

tal anterior, las obras no han podido paralizarse y, comprendiéndolo así, el Gobierno ha concedido ya un crédito de 3 800 000 ptas. para continuarlas durante el primer trimestre del año corriente. Pero esto no basta, porque necesariamente habrá que invertir nuevas cantidades, aunque se decida la paralización completa de las obras, para dejarlas en estado de que no se arruinen. Habrá, por eso, necesidad de terminar las obras en las que falte poco; habrá que cubrir edificios, cerrar bóvedas, revestir túneles, ensanchar galerías y revestirlas, pagar expropiaciones de terrenos ocupados, etc.

Todo esto, según proyecto redactado por la Jefatura correspondiente, asciende a 17 millones de pesetas.

Según el pliego de condiciones, el Estado debe adquirir, al hacer la rescisión, las herramientas y obras auxiliares del contratista, con la depreciación consiguiente, que se eleva, por bajo, a 6 500 000 pesetas, y, además, concede al contratista una indemnización cuyo límite es el 3 por 100 del capital por invertir, que es de 241 millones, o sea, 7 230 000 pesetas.

Reunidas estas cifras redondeadas, tendremos:

	Pesetas
Obra hecha	95 000 000
A invertir en este trimestre	3 800 000
Obras necesarias para consolidar la hecha	17 000 000
Adquisición de medios auxiliares	6 500 000
Indemnización al contratista	7 200 000
<i>Total</i>	<u>129 500 000</u>

Esta importante cifra es la que, si se abandonan las obras, se estaría en riesgo de perder, como no se reanudasen en poco tiempo, lo que no es probable.

Si, como cree Ribera, se tuvieran en cuenta por el Estado intereses intercalarios, fácilmente pasaría el tiempo en que ese capital se duplicara; así que, al proseguir las obras, éstas tendrían una carga inicial de 250 millones.

Cuantos datos aparecen en este artículo los he recogido, como acostumbro, en los centros oficiales, siempre solícitos a darlos, y la misma fuente de información será la que me sirva de base en el siguiente, para demostrar que los cálculos de Ribera acerca del coste y rendimiento están equivocados.

Vicente MACHIMBARRENA

Notas sobre el cálculo de presas de gravedad

Es creencia extendida, entre los ingenieros no especializados, que el problema del cálculo de una presa de gravedad no ofrece grandes dificultades, y a esta opinión contribuyen muchos tratados y libros de texto, singularmente españoles, que lo plantean partiendo de bases generalmente aceptadas, que determinan en forma sencilla su solución, sin considerar que la principal dificultad estriba en la adecuada elección de las hipótesis previas. Habiendo tenido el autor ocasión de dedicar alguna atención a su estudio, cree de interés la publicación de las notas tomadas con este motivo, que, si nada nuevo supondrán para el ingeniero familiarizado con la materia, ponen al alcance de todos, recopilándolos y seleccionándolos, los últimos trabajos publicados, muchas veces contradictorios, que se encuentran diseminados en una vasta colección de libros, comunicaciones a Congresos y artículos de revista, a los que se refiere la nota bibliográfica que se inserta al final¹.

Creemos contribuir con ello al más general conocimiento del estado actual del problema, y, si conseguimos nuestro modesto objeto, habremos dado por muy bien empleado el trabajo que a estas notas dedicamos.

Generalidades

La idea de contener el empuje de la masa de agua almacenada en un embalse por la acción de la adherencia de una pesada masa de fábrica sobre el terreno en que se apoya es, indudablemente, la más sim-

plista y, por lo tanto, la primera que en el orden cronológico se ocurrió a los constructores, mucho antes de tenerse idea de la forma de solicitación que el empuje del agua origina en el interior del ma-

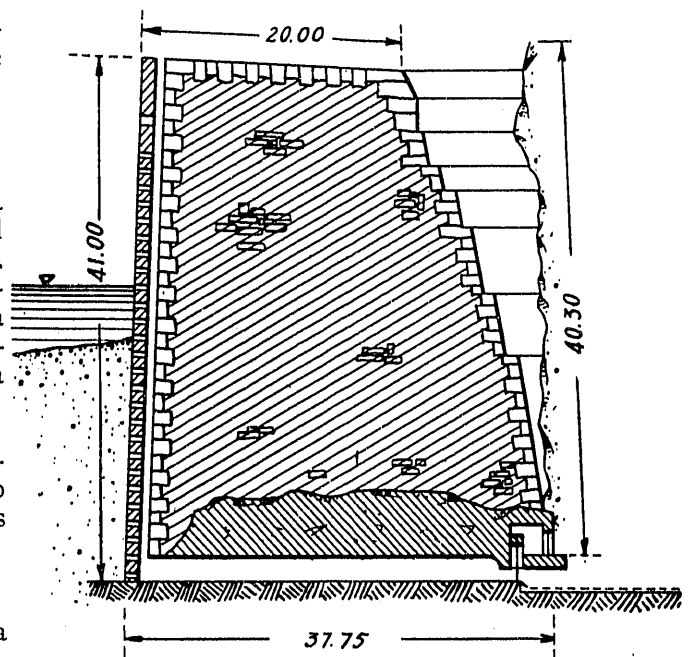


Fig. 1

¹ Hemos de hacer mención destacada del notable trabajo que, bajo el título «Consideraciones sobre los proyectos y construcción de grandes presas» presentó el ingeniero jefe de Caminos D. Diego Mayora!, a la Conferencia Mundial de la Energía, sesión de Barcelona, 1929.

cizo de una presa. Los constructores españoles del siglo XVI se guiaron exclusivamente por esta idea, y, lógicos con ella, dieron preferencia a la forma trapezoidal, tratando solamente de obtener el peso suficiente para conseguir la estabilidad; objeto que, en

verdad, consiguieron, como lo demuestran aún las presas de Alicante y Almansa (fig. 1), si bien, naturalmente, a costa de la economía. Sin embargo, este problema, que los antiguos españoles resolvieron tan sencilla como atrevidamente, ofrece, en realidad, extraordinaria complicación. En lo que sigue expondremos la forma práctica de resolverlo, teniendo en cuenta los últimos estudios realizados en la materia.

Estudio elástico del interior del macizo

Los ingenieros franceses fueron los primeros en adquirir un concepto científico de la manera de actuar el empuje del agua en el interior del macizo de una presa de embalse, construyendo, de acuerdo con este concepto, a mediados del siglo pasado la conocida presa de Furens (fig. 2), proyectada por Delocre.

Como el problema de cálculo es indeterminado de

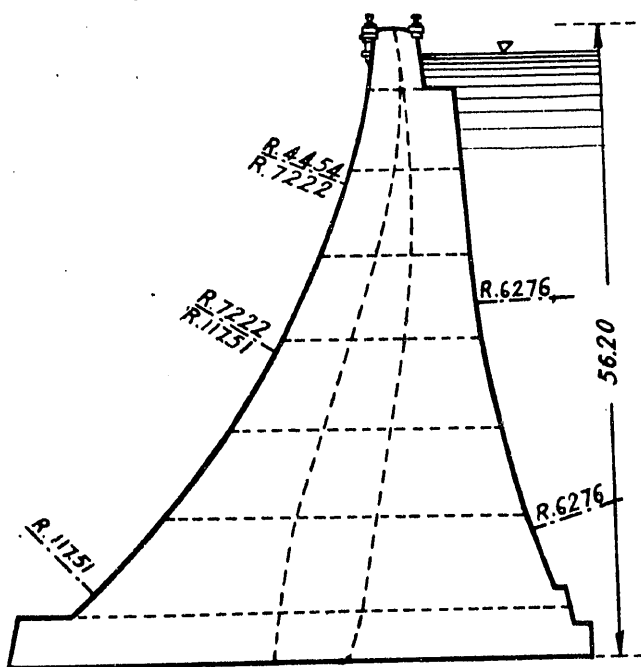


Fig. 2

primer orden, además de las ecuaciones de equilibrio de la estática hace falta establecer una condición suplementaria, que Delocre halló aplicando la llamada regla del trapecio para la distribución de las reacciones normales a una junta horizontal del macizo. Ello supone implícitamente la aceptación de la hipótesis de Navier, o de la deformación plana, y la constancia del coeficiente de elasticidad. Posteriormente aplicaron también la regla del trapecio los ingenieros franceses Bouvier y Guillemain, suponiendo el primero lineal la repartición de las reacciones normales correspondientes a una junta normal a la curva de presiones, y el segundo, la correspondiente a la sección de mayor presión unitaria normal entre las que pasan por cada punto del paramento de aguas abajo. Posteriormente se ha demostrado que para una sección triangular de presa es indiferente la dirección de la sección elegida, ya que las tensiones normales a una sección cualquiera en un punto son funciones lineales de las correspondientes a la sección horizontal que pasa por él; es decir, que si

se supone válida la hipótesis de Navier para una sección horizontal, resulta forzosamente aplicable a todas las demás.

De acuerdo con las fórmulas deducidas por estos ingenieros, se construyeron en el siglo pasado multitud de presas, hasta que las grandes catástrofes de Bouzey, en Francia, y H'Abra, en Argelia, pusieron en guardia a los técnicos y fueron causa del notable y conocido estudio de Lévy, el cual añadió, a las ecuaciones generales del equilibrio al deslizamiento y giro, la condición de compatibilidad entre las reacciones y las deformaciones, y, partiendo de este sistema determinado de ecuaciones, comprobó la ley del trapecio para el perfil triangular y demostró que la tensión peligrosa no era la normal a una junta horizontal, sino la llamada tensión principal máxima. Para el perfil triangular resulta lineal, no sólo la repartición de la tensión normal σ_x , sino también las de σ_y y τ , siempre que como cargas se consideren el peso propio y el empuje del agua enrasada con la coronación. Conocidas las tres reacciones en un punto del macizo, se obtienen las de otro cualquiera situado sobre el mismo radio vector que pasa por el vértice, por proporcionalidad a sus distancias al vértice. Basta, por lo tanto, en este caso conocer la repartición de reacciones sobre una sección cualquiera. Lévy estudió también la sobrecarga de agua y comprobó que ya no se cumplía la ley del trapecio, aunque las discrepancias no suelen pasar del 10 por 100 en los perfiles triangulares corrientes. Las reacciones secundarias originadas por esta sobrecarga son constantes a lo largo de cada radio vector, y, por tanto, su importancia relativa disminuye al aumentar la distancia al vértice y pueden despreciarse al aumentar la altura de la presa. El ensanchamiento de la coronación de la presa hasta obtener el perfil trapezoidal práctico origina también reacciones adicionales, cuyos efectos, que pueden reducirse a los de una fuerza que pase por el vértice y un par, fueron estudiados independientemente por Mitchell y Fillunger. Estas sobrecargas tampoco proporcionan reparticiones lineales de las reacciones, pero las divergencias de la ley del trapecio tampoco son considerables. La magnitud de estas reacciones a lo largo de un radio vector va disminuyendo con la distancia al vértice y pueden despreciarse con mayor motivo al aumentar la altura de presa. Resulta, pues, que si prescindimos de la coronación y la parte cercana a las fundaciones y estribos (sometidos a otras influencias), bastará, en el procedimiento Lévy, considerar las reacciones normales σ_x , σ_y , τ repartidas linealmente.

La tercera condición de Lévy es independiente de su teoría, y por referirse a las subpresiones, nos ocuparemos de ella más adelante.

Posteriormente a Lévy ha sido estudiado y resuelto el mismo problema por otros autores; pero puede decirse que la mayoría de ellos nada importante añaden ni modifican al procedimiento de Lévy, el cual, prescindiendo de sus ideas acerca de la subpresión, puede considerarse como el límite a que en esencia puede llegarse partiendo de la condición de la teoría de las deformaciones. Los trabajos más conocidos son los debidos a Fillunger y Pigeaud, especialmente a este último, inspirador de la instrucción oficial francesa de 1923. También ha estudiado y resuelto el mismo problema no hace muchos

años, con idéntico resultado, el ingeniero Selenyi, con indudable desconocimiento de las soluciones anteriores, lo cual ha dado motivo a E. Kalmann, al publicar el interesante trabajo de Selenyi, a una justificada lamentación sobre la falta de información que ha hecho posible se pierda el trabajo de un jo-

ciones durante mucho tiempo, con tendencia a producir una distribución de esfuerzos interiores "uniforme y favorable", la cual no se conseguirá hasta el completo endurecimiento del hormigón. Por esta razón debe admitirse la primera hipótesis, que proporciona la distribución más uniforme y que, además, tiene la ventaja de estar, en parte, de acuerdo con los resultados de las teorías anteriores. Kam-müller ha observado que en el pensamiento de Mohr se percibe, al considerar como más probable la distribución más "uniforme y favorable", la idea del mínimo trabajo de las deformaciones, caso particular de la ley física de la mínima resistencia, que indudablemente ha de ser aplicable al estado elástico de un macizo. Sin embargo, no puede demostrarse que para la simple repartición lineal haya de ser forzosamente mínimo el trabajo de las deformaciones, pero se admite que con ella obtenemos una aproximación suficiente.

Este punto de vista ha sido muy recientemente desarrollado por el conocido ingeniero americano B. F. Jakobsen, el cual, en vez de hacer ninguna hipótesis sobre la repartición de reacciones, comple-

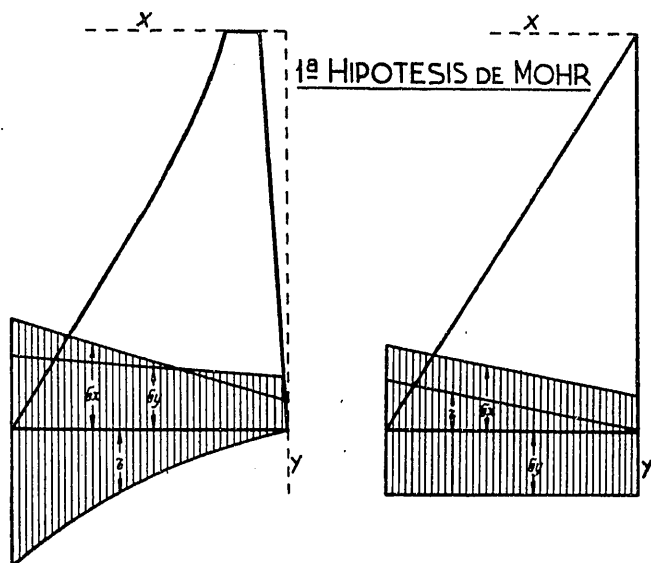


Fig. 3

ven ingeniero de tal valer en descubrir lo ya descubierto muchos años antes.

En el año 1908 publicó Otto Mohr un nuevo y completo estudio del problema, que significa el primer progreso importante desde la teoría de Lévy, y que tuvo como objeto inmediato refutar los nuevos procedimientos preconizados por ingenieros ingleses al proyectar las presas del Nilo. El procedimiento de Mohr tiene la gran ventaja de no partir de ninguna hipótesis de la elasticidad (constancia del coeficiente de elasticidad, ley de Hooke, etc.), sino que se funda sobre las condiciones de equilibrio de la estática. Así resulta que no hace falta hacer ninguna hipótesis previa que limite la aplicación del procedimiento, pudiendo aceptarse las conclusiones de las investigaciones más recientes sobre las propiedades elásticas a medida que van siendo conocidas.

La cuarta condición necesaria la establece Mohr fijando una de las leyes de variación de σ_x ó τ , y, después de demostrar que fijada una de estas leyes de variación quedan fijadas las de las otras dos componentes, hace dos hipótesis sucesivas. En la primera supone que varía linealmente con la abscisa; es decir, acepta la ley del trapecio para una sección horizontal, lo cual conduce al mismo resultado que la hipótesis de Navier. Aplica el cálculo a los perfiles rectangular, triangular y a un perfil práctico de presa de embalse. Para el perfil triangular se obtienen (fig. 3), para σ_y y τ , leyes de variación también lineales. Para el perfil práctico la ley de variación de τ es una parábola, mientras que la de σ_y es una curva que difiere muy poco de una recta.

En la segunda hipótesis (fig. 3'), es decir, suponiendo parabólica la distribución de τ , hipótesis lógica por analogía con una viga recta, resultan para σ_x leyes de repartición con bruscos cambios de tracción a compresión que parecen poco probables. Mohr hace notar que en una presa, como en toda construcción sometida a esfuerzos, se van produciendo deforma-

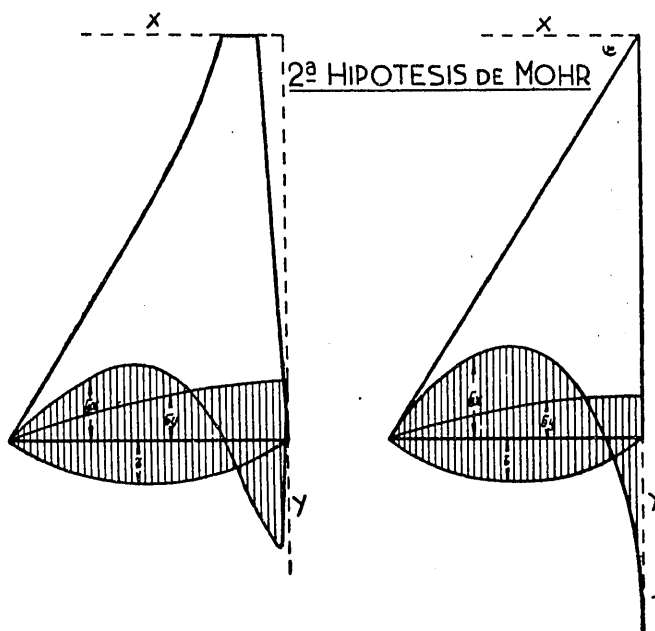


Fig. 3'

ta las tres ecuaciones de la estática suponiendo que el trabajo de las deformaciones resulta mínimo. Como en la expresión del trabajo elástico¹ entran los coeficientes de elasticidad, es preciso hacer la hipótesis previa de la constancia del coeficiente de elasticidad longitudinal del de Poisson, con lo cual este

¹ Según Föppl, *Drang und Zwang*, 1920, pág. 38, el trabajo elástico vale:

$$A = \frac{1}{2G} \left[\frac{1}{2} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{1}{2(m+1)} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \right]$$

en que $\frac{1}{m}$ es el coeficiente de Poisson y

$$G = \frac{mE}{2(m+1)}$$

Para el estado elástico doble

$$\sigma_x = \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0$$

procedimiento pierde una de las principales ventajas del de Mohr.

Aplicando este método se llega a las siguientes ecuaciones para las reacciones

$$\sigma_x = A_y + B_x + C \frac{x^2}{y} + F \frac{x^3}{y^2} + \dots$$

$$\sigma_y = -\gamma y + \frac{C}{6} \frac{x^4}{y^3} + 0,3 F \frac{x^5}{y^4}$$

$$\tau = -A_x + \frac{C}{3} \frac{x^3}{y^2} + \frac{F}{2} \frac{x^4}{y^3} - p x$$

$$A = -p + \frac{\gamma}{K^2} + C \frac{K^2}{6} + F \frac{K^5}{5}$$

$$B = \frac{p}{K} - \frac{2\gamma}{K^3} - CK - 0,9 FK^2$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2G} \int_0^1 dz \int_0^H y^3 dy \left[\frac{m}{m+1} \left(\frac{C}{180} + \frac{F}{120} K + \frac{C}{324} K^4 + \frac{F}{200} K^5 - \frac{\gamma}{30} \right) - \right. \\ & \left. - \frac{m}{m+1} \left(\frac{A}{30} + \frac{B}{36} K + \frac{8}{315} CK^2 + \frac{F}{42} K^3 \right) - \frac{A}{45} + \frac{C}{105} K^2 + \frac{F}{72} K^3 - \frac{p}{45} \right] = 0 \\ & \frac{1}{2G} \int_0^1 dz \int_0^H y^3 dy \left[\frac{m}{m+1} \left(\frac{C}{120} + \frac{9}{700} FK + \frac{C}{200} K^4 + \frac{9F}{1100} K^5 - \frac{\gamma}{20} \right) - \right. \\ & \left. - \frac{m}{m+1} \left(\frac{A}{20} + \frac{3}{70} BK + \frac{C}{25} K^2 + \frac{4}{105} FK^3 \right) - \frac{A}{30} + \frac{3}{200} CK^2 + \frac{F}{45} K^3 - \frac{p}{30} \right] = 0 \end{aligned}$$

En estas dos últimas ecuaciones deben ser nulos los términos entre paréntesis rectangulares, ya que las constantes son independientes de la altura. El parámetro K es igual a la tangente del ángulo del perfil triangular. Para un ejemplo en que $K = 0,645$, $\gamma = 1\,000$, $m = 8$, y suponiendo la condición que expresa que la tensión en la cara de aguas arriba es nula en la teoría usual, o sea $p = 2\,403,7 \text{ kg/m}^2$,

en que x e y son las coordenadas del punto referidas a los ejes de la figura 4, γ es el peso específico del agua, p el del hormigón, y A, B, C, F cuatro constantes a determinar por las condiciones del problema, teniendo en cuenta que el trabajo de las deformaciones ha de ser mínimo.

Resulta, después de algunos cálculos que pueden verse con detalle en *Proceedings of the Am. Soc. of Civ. Eng.*, de septiembre de 1930, o en *L'Energia Elettrica*, de septiembre de 1930, las cuatro ecuaciones siguientes para la eliminación de las constantes:

quiere valores negativos en la zona de aguas arriba, en vez de ser nula, según Lévy. Debe hacerse notar que los resultados obtenidos por este procedimiento están de acuerdo con los experimentos sobre modelos realizados en 1904 por L. W. Atcherley y Karl Pearson, que daban una repartición de presiones en la junta de fundación análoga a la de la figura 5.

Una primera objeción que cabe hacer a este pro-

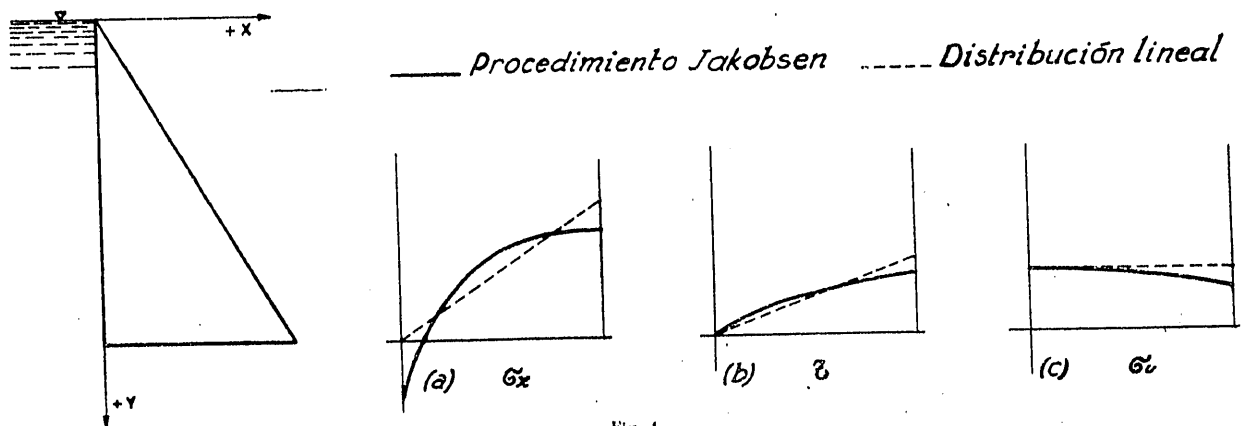


Fig. 4

resultan las siguientes leyes de variación para las reacciones:

$$\sigma_x = 867y - 13\,301,1x + 21\,873,1 \frac{x^2}{y} - 12\,103,2 \frac{x^3}{y^2}$$

$$\sigma_y = -1\,000y + 3\,645,5 \frac{x^4}{y^3} - 4\,034,4 \frac{x^5}{y^4}$$

$$\tau = -3\,270,7x + 7\,291,0 \frac{x^3}{y^2} - 6\,051,6 \frac{x^4}{y^3}$$

Estas ecuaciones son esencialmente distintas de las leyes lineales que resultan por el procedimiento corriente y se han representado en la figura 4. Puede apreciarse que (sin considerar la subpresión σ_x ad-

cedimiento es que al suponer el estado elástico plano, el coeficiente m debe ser infinito. Sin embargo, el autor demuestra que los resultados obtenidos varían poco si en vez de $m = 8$ suponemos $m = \infty$, por lo que puede hacerse, sin grave error, $m = 8$. El Dr. Fredrik Vogt, que ha estudiado con detenimiento este procedimiento, llega a la conclusión de que sus resultados mejoran la teoría elástica, pues están más conformes con las deformaciones teóricas y experimentales, sobre todo cerca de la fundación de la presa. El error del procedimiento cae del lado de la seguridad, mientras que en el procedimiento corriente sucede lo contrario.

Como puede verse, este procedimiento es muy interesante, y, aunque se halle todavía en período de perfeccionamiento, es de esperar que en breve pueda ser aplicado prácticamente.

Como hemos visto, los resultados que proporciona el método del trabajo de las deformaciones dis-

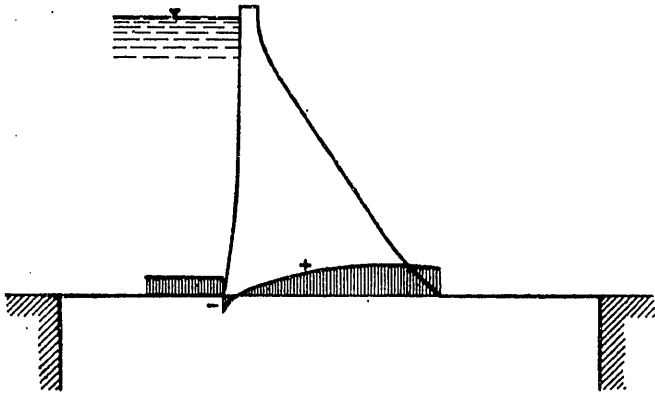


Fig. 5

crepan de los obtenidos admitiendo la ley del trapecio, que cada vez es objeto de críticas más severas. Por ejemplo, el afamado ingeniero alemán P. Ziegler llega a negar que en un perfil corriente de presa de gravedad se produzcan esfuerzos de flexión, sino que supone el perfil dividido en puntales aislados, según puede verse en el ejemplo de la figura 5', para una presa de 60 m. Así resulta que el puntal inferior, o de aguas arriba, ha de transmitir la presión hidrostática representada por el área inferior rayada y el peso de la fábrica que sobre él descansa, transmitiendo a la fundación el esfuerzo β , resultante de ambos, representado en magnitud y sentido en la figura. En cambio, el puntal superior transmitirá cargas mucho menores, resultando así una distribución de esfuerzos completamente opuesta a la que proporciona la ley del trapecio. La demostración

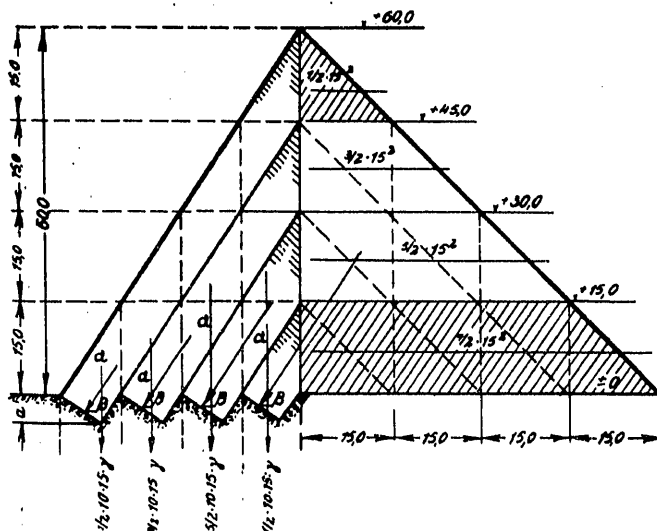


Fig. 5'

de Ziegler no es convincente, pues prescinde de las acciones mutuas entre los puntales; pero, sin embargo, no deja de ser un alegato importante contra la distribución trapecial, no sólo por el crédito de su autor, sino también porque es innegable que en el interior de la fábrica trabajarán los puntales ficti-

cios de Ziegler descargando la flexión de la estructura de la misma forma que actúan en toda presa recta arcos horizontales secundarios que trabajan como bóvedas.

Sin relación con las teorías anteriores, citaremos, como final de este capítulo, la proposición de Guido di Rico, basada en estudios de Conti, que consiste en aprovechar la resistencia del ensanchamiento de la coronación fijando el vértice del perfil triangular bajo el nivel del embalse. Se obtiene un perfil triangular con un ángulo α algo menor que el β del procedimiento ordinario (fig. 6), y resulta una economía de material bastante notable, que en nada afecta a la seguridad de la presa.

Subpresiones

La tercera condición de Lévy, establecida con ocasión de la rotura de las presas de Bouzey y H'Abra, impone, como es sabido, que la compresión en un punto del paramento aguas arriba sea igual a la car-

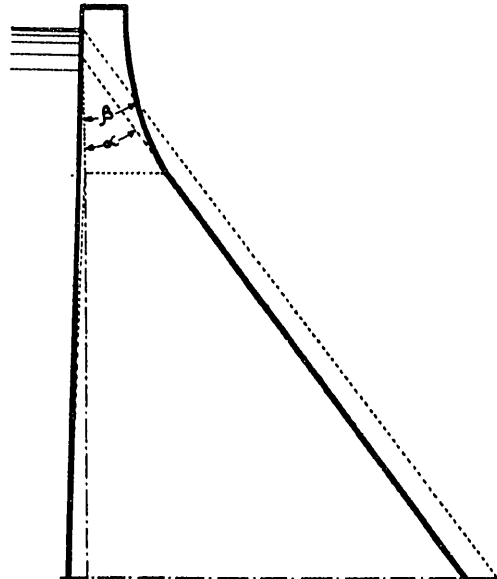


Fig. 6

ga hidrostática. Según los ingenieros franceses, la rotura de estas presas fué debida a la reacción principal, calculada según la ley del núcleo central, la cual originó la fisura AB (fig. 6'), mientras que la subpresión, el deslizamiento y la mala calidad de la fábrica y fundaciones hicieron el resto. La dirección oblicua de BC puede explicarse porque, al abrirse la fisura AB , a causa principalmente de la subpresión, se llegue a un punto B , en que la componente transversal sea superior a la resistencia de la fábrica y se abra entonces la junta BC , en cuya dirección el deslizamiento es máximo. La condición de Lévy conduce, como sabemos, al perfil triangular caracterizado por $\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{1}{\gamma - 1}$, mientras que, sin considerar la

subpresión, se obtiene $\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{1}{\gamma}$. Esta condición supone la imposibilidad de que pueda abrirse una fisura horizontal, y su severidad, justificada por las circunstancias en que fué establecida, ha sido causa de que en gran parte de Europa, y especialmente en nuestro país, se haya derrochado mucho material en

la construcción de presas. Sin embargo, en algunos países, como Alemania, en que, quizá a causa de la cuidadosa construcción de sus presas, no se han llegado a producir catástrofes semejantes, no ha sido generalmente observada. Lickfeld estudió la cuestión casi al mismo tiempo que Lévy y la planteó en forma algo diferente. En vez de imponer una compresión que impida que puedan abrirse fisuras, supone una fisura horizontal abierta y establece la estabilidad del macizo suponiendo que actúa sobre toda la junta la carga hidrostática total. Como condición límite hace la hipótesis, deducida de unos diagramas, de que la reacción máxima crece nueve veces más rápidamente que la relación $\frac{2e}{b}$, en que e es la excentricidad de la resultante y b el ancho de la sección, y así se obtiene $\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{2}{3\gamma - 4}$. El ingeniero italiano Hoffmann ha llegado recientemente al mis-

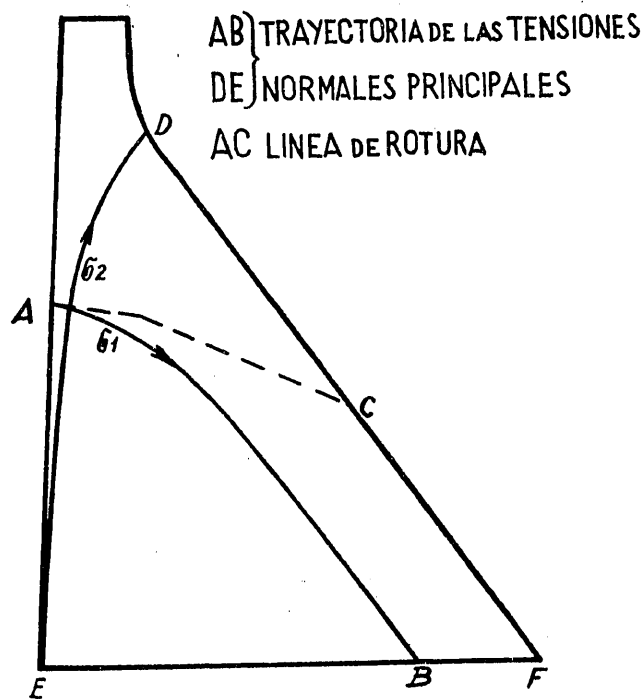


Fig. 6'

mo valor por procedimiento algo diferente. Este valor es menor que el de Lévy, pero aún es muy desfavorable, pues, como dice Fillunger, suponer una junta abierta implica pretender que resista una presa que ya está rota, condición que no se impone a ninguna otra clase de construcciones. Linck ha modificado el procedimiento de Lickfeld fijando como condición límite una reacción en el paramento de aguas abajo, a embalse lleno, igual a la compresión en el paramento de aguas arriba, a embalse vacío, y obtiene el valor $\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{\gamma - 1}{\gamma^2 - \gamma - 1}$, que es algo inferior al de Lickfeld para valores corrientes de γ . Otro procedimiento que ha sido muy empleado en Alemania, debido a Fecht y Linck, consiste en suponer que la subpresión se extiende a toda la junta horizontal, pero va decreciendo desde el valor nh , en que $n \geq 0$, hasta 0 en el paramento de aguas abajo. Estableciendo como condición límite que la compresión aguas abajo a embalse lleno sea igual a la del

paramento aguas arriba a embalse vacío (condición de Linck), se obtiene $\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{\gamma}{\gamma^2 - n^2}$, ángulo bastante reducido, que parece llegar al límite prácticamente admisible.

Todos estos procedimientos suponen también abierta una junta horizontal.

Los americanos, como es sabido, no sólo no han aplicado la condición de Lévy, sino que puede decirse que hasta el año 1920 se calculaban todas las presas americanas sin tener en cuenta la subpresión, y quizá esta circunstancia haya influido en el gran número de desastres que han tenido que lamentar.

Aun actualmente reina una gran desorientación y diversidad de opiniones entre los más conocidos ingenieros americanos, y es corriente la tendencia a establecer coeficientes reducidos al tener en cuenta la subpresión. Sin embargo, recientes medidas realizadas en las cuatro presas americanas de Colorado River, Percha, Wilwood y American Falls han comprobado plenamente la existencia de la subpresión. Igualmente la comprueban las medidas realizadas en 1910 en la presa de Ostertal.

El ingeniero americano A. J. Wiley sostenía aún hace poco que la presión del agua intersticial no podía originar reacciones en el interior de un macizo homogéneo, basándose en el razonamiento de que las reacciones en todas direcciones que la presión del agua ejerce en el interior de cada intersticio o poro se destruyen con las de los poros contiguos. Según este autor, sólo debe tenerse en cuenta la subpresión en el caso de juntas abiertas. Sin embargo, esta cuestión, que aún es debatida por los ingenieros americanos, parece definitivamente aclarada por los recientes trabajos de Fillunger y Hoffmann. El primero estableció ya en el año 1913 una nueva teoría sobre la forma de actuar las subpresiones, o, mejor dicho, presiones intersticiales¹, ya que no considera abierta una junta, sino la acción del agua a presión que circula por los poros de una fábrica. El fundamento de esta teoría es el siguiente: La presión en el interior de los poros de un elemento de fábrica se ejerce, en parte, contra las paredes de los elementos vecinos y, en parte, se transmite de poro a poro. Esta parte que no actúa sobre la fábrica debe restarse del total. El valor del primer término es $\frac{dp}{dz} \mu V$, en que $\frac{dp}{dz}$ es la pérdida de carga, μ la porosidad de la fábrica y V el elemento de volumen. Suponiendo, como es lógico, que la superficie que separa a V de los elementos vecinos pasa sólo por la capa de mortero (fig. 7), habrá que restar de este término $\frac{dp}{dz} \mu' V$, en que μ' es la porosidad del mortero, y obtenemos como valor unitario de la presión hidráulica intersticial $\gamma_i = (\mu - \mu') \frac{dp}{dz}$, valor conocido, ya que μ y μ' pueden determinarse experimentalmente y $\frac{dp}{dz}$ puede suponerse conocido en magnitud y dirección, que será normal a las superficies equipotenciales. Estas pueden trazarse aproximadamente suponiendo que la superficie cuya carga es $\frac{h}{2}$ (fig. 8), termine en el pie del paramen-

¹ Conviene establecer en español una distinción terminológica entre el concepto de subpresión y el de presión intersticial en correspondencia con los conceptos alemanes «Unterdruck» y «Auftrieb».

to de aguas abajo, lo cual está de acuerdo con los valores medidos en presas construidas y dándole una curvatura análoga a la de una vena líquida vertiendo libremente. Las demás superficies equipotenciales pueden suponerse obtenidas por traslación paralela, lo cual implica que la componente normal de $\frac{dp}{dz}$ sea constante. La componente normal de la presión intersticial variará linealmente a lo largo de una junta

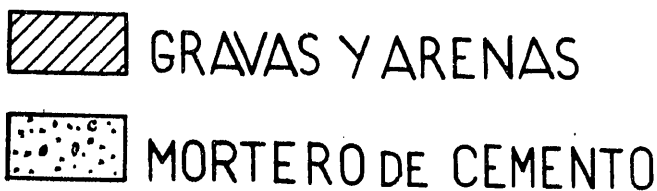
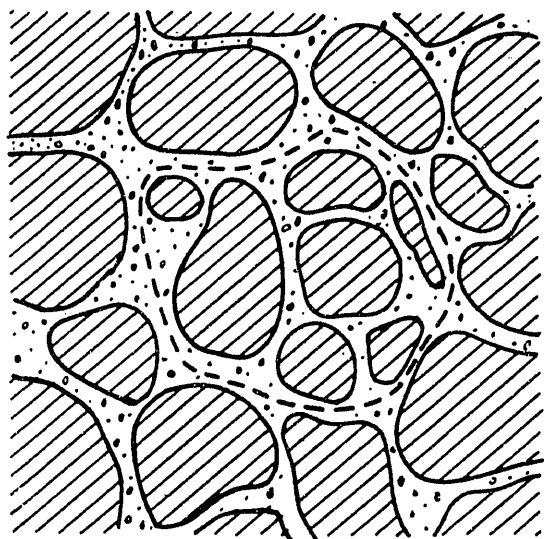


Fig. 7

horizontal, y puede tenerse en cuenta en el cálculo restando del peso específico γ de la fábrica el valor $\gamma_s = \mu - \mu'$, valor que, según Kammüller, que se apoya en experimentos de Maier, oscila alrededor de $\gamma_s = 0,5 \text{ ton/m}^3$, y debe determinarse en cada caso. Fillunger considera, además, la componente horizontal producida por la presión intersticial y el rozamiento; pero, según Kammüller, su efecto no es otro que el de la presión hidrostática sobre los poros del paramento de aguas arriba, que ya se ha tenido en cuenta en el cálculo desfavorablemente, puesto que se admite actuando sobre el paramento, cuando, en realidad, actúa en el interior de los poros, produciendo una más uniforme distribución de esfuerzos.

Hoffmann, en el año 1928, estableció una nueva teoría, combatiendo la de Fillunger, el cual, tras una viva polémica, ha modificado algo las bases teóricas de la suya, dejando subsistentes los resultados, que, según demuestra, han sido comprobados por los obtenidos por Hoffman partiendo de bases completamente distintas. Este supone que la presión intersticial tiende a producir deformaciones, que equipara a las debidas a una distribución ficticia de temperatura. Aunque de base matemática bien establecida, esta teoría resulta complicada para su aplicación, y como, por otra parte, Fillunger ha demostrado la identidad de los resultados a que se llega con las dos

teorías, creemos que actualmente lo más indicado es la aplicación de las fórmulas de Fillunger según sus últimos trabajos, y prescindiendo de la componente horizontal de las presiones intersticiales y del rozamiento en los poros. Hay que hacer notar, sin embargo, que ingeniero tan notable como M. Pigeaud opina que los resultados de estos cálculos son inciertos, y es partidario de prescindir de ellos, estando redactada en ese sentido la última instrucción francesa inspirada por él.

La objeción más importante que, a nuestro juicio, puede hacerse al procedimiento Fillunger proviene de los experimentos realizados en el laboratorio de Gross-Lichterfelde, en Berlín, sobre permeabilidad de fábricas, que ponen de manifiesto disminuciones de resistencia hasta de un 80 por 100 para hormigones embebidos de agua a presión.

Para evitar esta enorme pérdida de resistencia es indispensable impermeabilizar las fábricas y drenar el cuerpo de la presa, y creemos que en estas circunstancias no debe tenerse en cuenta presión intersticial alguna o, de suponerla, debe admitirse la pérdida de resistencia consiguiente, lo que nos llevará a perfiles económicamente prohibitivos.

Lo anterior se refiere, como hemos dicho, a la presión intersticial; pero, además, puede existir verdadera subpresión en el caso de juntas defectuosas o mal arraigo con el terreno de fundación. Esta sub-

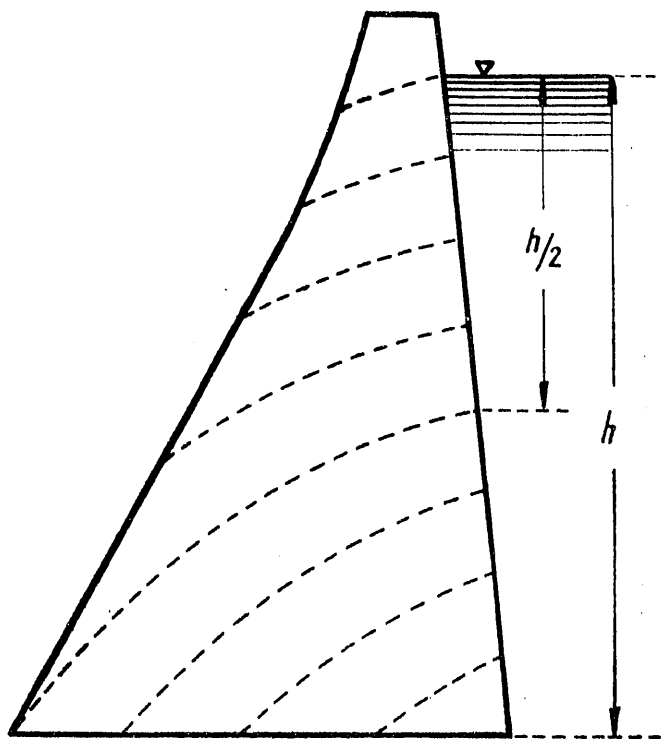


Fig. 8

presión sólo será efectiva, según Fillunger, si la fundación tiene porosidad μ'' mayor que μ' , caso que no puede darse en la práctica, que requiere fundaciones impermeables, más que a causa de defectuosa limpieza del terreno de asiento de la presa, que podía originar una delgada capa de gran porosidad, que ocasionaría una subpresión $(\mu'' - \mu')p$. Lo mismo podía ocurrir en las juntas correspondientes a las diferentes capas de hormigón, aunque Fillunger es de opinión de que en estas juntas intermedias la porosidad

debe ser menor que en el resto de la fábrica. En el caso más desfavorable de que esta subpresión sea efectiva; o sea: cuando $\mu'' = 1$, resulta para la subpresión un valor que para $\mu' = 0,4$ (valor medio) es de $0,6p$. En este caso existiría la junta abierta que su-

ponen Lévy, Lickfeld, Fecht y Linck. La subpresión, por lo tanto, nunca es igual a la unidad.

En otro artículo me ocuparé de la forma en planta de las presas, del coeficiente de seguridad y de los esfuerzos secundarios.

J. CRUZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos

Los cementos para trabajos en el mar¹

Los artículos publicados por los Sres. De la Reguera y Dr. Rengade requerían una contestación por parte nuestra, no sólo por atención y cortesía, sino, también, para no dejar sin solución algunos puntos importantes que dichos señores dejaban todavía poco claros y susceptibles de ambigua interpretación.

Sin embargo, sabedores de que el profesor Kühl, repetidas veces aludido en nuestra polémica, deseaba terciar en ella, hemos demorado nuestra réplica hasta conocer los términos en que lo haría el docto profesor.

Leído el artículo en cuestión, encontramos, no sólo suficientemente aclarados los puntos que solicitaban nuestra intervención, sino, además, magistralmente expuestos muchos de los temas relacionados con el fraguado y el endurecimiento de los cementos.

Inútil es añadir que poco o nada sería cuanto sobre la materia pudiésemos agregar, por lo que nos limitamos a suscribir completamente cuanto expone en este valioso trabajo la autorizada pluma del sabio alemán.—Juan José Ferrer-Vidal Güell, gerente de la Compañía General de Asfaltos y Portland "Asland". Adrián Margarit, ingeniero director de la Sección de Investigaciones científicas de la Compañía "Asland".

Inalterabilidad del hormigón ante las aguas peligrosas, por el profesor Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde

He seguido con gran interés la polémica sostenida hace algunos meses en las páginas de esta REVISTA por los Sres. Ferrer-Vidal y Margarit y los señores De la Reguera y Dr. Rengade². Como dichos señores se han referido repetidas veces a mis trabajos, no carecerá de interés probablemente, para los lectores, el conocimiento de mis puntos de vista acerca del modo de conducirse el hormigón sometido a la acción de las soluciones agresivas y en particular la del agua del mar. Creo tener tanto más motivo para exponer algunas manifestaciones acerca de esta cuestión, cuanto que, al parecer, mis opiniones no han sido debidamente interpretadas en todos sus puntos, y que en los artículos antes citados quedan todavía algunos puntos oscuros.

I. Definición de la cal libre

La mala costumbre de designar con la denominación de "cal libre" diversos compuestos cálcicos está extendida, desgraciadamente, no sólo por España, sino también por muchos otros países; observamos que

también en revistas alemanas, inglesas y francesas se usa muchas veces la expresión "cal libre", sin expresar claramente si se quiere indicar con ella el compuesto "CaO" o el compuesto "Ca(OH)₂". Me congratulo, por consiguiente, de que los Sres. De la Reguera y Dr. Rengade hayan aclarado completamente esta cuestión, y procuraré, en cuanto me sea posible, evitar en mi exposición el empleo de la expresión "cal libre", sustituyéndola siempre por "óxido cálcico libre" (CaO), o bien "hidróxido cálcico libre" (Ca(OH)₂), según los casos.

Los Sres. De la Reguera y Dr. Rengade han enumerado, en la pág. 234, tres formas de cal libre, a saber:

A) Cal anhidra libre del clinker cocido o del cemento mal apagado.

B) Hidrato de cal libre del cemento molido y apagado.

C) Hidrato de cal libre del mortero u hornigón.

A mi modo de ver, esta lista no está todavía completa, pues nos interesa además una cuarta clase de cal libre, el *óxido cálcico libre*, que forma con los demás elementos componentes del clinker una *solución sólida*, que se designa ordinariamente con la denominación de "magma vítreo". Los Sres. De la Reguera y Dr. Rengade no podrán menos de convenir en que, según las reglas del equilibrio químico, también esta masa fundida residual tiene que contener óxido cálcico libre, siempre que exista dicho elemento en el clinker de cemento portland como fase sólida independiente. En todo caso, esta necesidad sólo existirá con todo rigor cuando se trate de un verdadero equilibrio químico; no obstante, investigaciones recientes (especialmente las que el año pasado han sido llevadas a cabo en mi laboratorio) han puesto de manifiesto que la masa de cemento, al vitrificarse, llega a un punto muy próximo al de equilibrio, y que las reglas del equilibrio y de la teoría de fases pueden ser aplicadas cuando menos a proporciones del clinker en que se haya desarrollado una determinada reacción de conjunto. Así, por ejemplo, cuando se ha dosificado debidamente la proporción de cal de una mezcla cruda en conjunto, es decir, como promedio; pero luego el material no se ha molido a suficiente finura, y quedan en algunos puntos gránulos de cal de cierto tamaño, se producirá en la esfera de acción de dichos gránulos de cal un equilibrio, en el que no sólo existirá el óxido cálcico libre en forma de fase independiente, sino que también se encontrará óxido cálcico libre en la masa fundida (magma vítreo).

Veremos más adelante, al hablar de los fenómenos de expansión, cuán importante es el papel que desempeña precisamente este óxido cálcico libre *disuelto*; aun siendo reducida su cantidad, desempeña un pa-

¹ Véanse los números 12 y 13 (1931) de la REVISTA.

² REVISTA, 1931, números 1, 12 y 13.