

sante rescatar 13 800 km², o sea una extensión mayor que la provincia de Zamora, de la incomunicación con el resto de la nación y del mundo, que equivale a conquistar un territorio?

Ciertamente muchas de las cifras consignadas en los cálculos anteriores fallan en estos momentos en que el mundo padece una crisis espantosa, pero como tal pasajera. Es natural que los ferrocarriles sean los que noten en mayor escala los efectos de la crisis, por lo mismo que son en las naciones el sistema circulatorio de su riqueza. Cuando un organismo está enfermo el pulso lo acusa en el acto por los trastornos de la circulación de la sangre; pero en cuanto la salud vuelve, aquélla se normaliza. Lo mismo ha de pasar con los ferrocarriles.

Que los desacrediten los políticos, siempre aves de paso, no tiene transcendencia, porque ya sabe lo que la impresión del momento pone en sus afirmaciones.

Pero que un ingeniero tan acreditado como D. J. Eugenio Ribera, sin duda el que más ha construido en España, se lance airado contra un ferrocarril como el nuevo de Galicia, tiene gravedad suma, porque no pide que por las circunstancias del momento vayan las obras más lentas, sino que se abandonen, por ser un disparate económico su realización.

Para contrarrestar en la medida de mis fuerzas el efecto del artículo de Ribera he salido a la defensa del ferrocarril de Galicia con el alma limpia de prejuicios. No soy ferroviario, ni contratista, ni industrial, ni siquiera gallego. Mi vida, que ya declina, la he consagrado a la educación de la juventud en la Escuela de Caminos. En ella, primero de estudiante, después de profesor, he convivido con Ribera en íntima y cordial amistad; así que el impulso que me ha movido a discutir con él es puro y desinteresado.

El amor a la justicia ha sido el motor de mi pluma.

Vicente MACHIMBARRENA

Notas sobre el cálculo de presas de gravedad¹

II

Forma en planta

En estos últimos años ha sido objeto de grandes discusiones la conveniencia de dar a las presas de gravedad forma curva en planta, según se venía admitiendo generalmente. Aunque entre los ingenieros que han tratado la cuestión se han manifestado muy diferentes opiniones, puede decirse, sin embargo, que se ha llegado a un mayor conocimiento de los efectos de la curvatura, sobre todo si se tiene en cuenta que hasta ahora se adoptaba la planta curva intuitivamente, sin demostrar que con ella se favorecía la estabilidad, y pretendiendo principalmente que el efecto del arco contribuyera a cerrar las fisuras que pudieran abrirse por efecto del fraguado y cambios de temperatura. El conocido ingeniero americano Jakobsen ha publicado un estudio sobre esta materia, partiendo de la suposición de que las fisuras debidas a la contracción del fraguado y cambios de temperatura impiden sea real el efecto arco mientras la deformación del elemento ménsula no ocasione el cierre de estas grietas. Por esta razón, calcula un sector aislado del resto de la presa, y demuestra que está en peores con-

diciones de estabilidad que un trozo de presa recta, según podía haberse supuesto con sólo examinar la forma en planta de las secciones aisladas consideradas (fig. 9). Fernand Campus ha estudiado el mismo problema según la teoría de la elasticidad, y llega a la fórmula $\operatorname{tg} \varphi = K \sqrt{\frac{1}{\gamma - 1}}$, generalización de la fórmula de Lévy, en que $K > 1$, y depende de los ele-

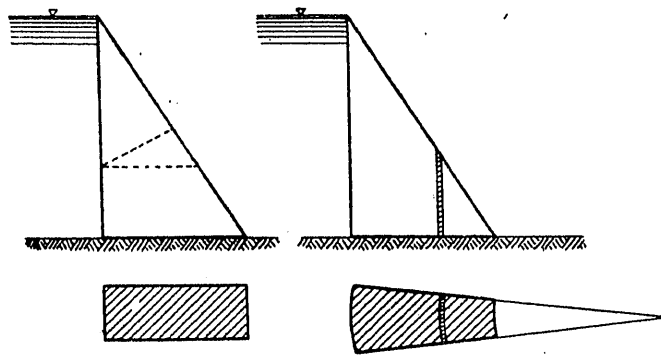


Fig. 9

mentos del muro, entre ellos del radio de curvatura y la altura. El aumento de espesor que ocasiona la curvatura varía de 3,6 por 100 a 5,75 por 100 en los casos corrientes. No sería difícil establecer una fórmula análoga para una presa con la concavidad hacia aguas arriba, en que K fuese menor que la unidad, comprobando así que cada sector aislado estaría en mejores condiciones de estabilidad que en una presa recta, según ya demostró por otro procedimiento el ingeniero sueco P. W. Werner, sin que por ello se le haya ocurrido a nadie construir una presa de esta forma, aunque la verdad es que así ha sido propuesto recientemente por el ingeniero americano B. J. Lambert, el cual llega incluso a proyectar unos tirantes empotrados en las laderas en la forma indicada en la figura 10.

¹ Véase el número anterior, página 79, en el que se han observado las erratas siguientes:

Páginas	Columna	Línea	Dice	Debe decir
81	1. ^a	25	leyes de variación de σ_x ó τ	leyes de variación de σ_x , σ_y ó τ
81	1. ^a	29	supone que varía linealmente	supone que σ_x varía linealmente
81	2. ^a	29	longitudinal del de Poisson	longitudinal y del de Poisson
82	1. ^a	6	$0,3 F \frac{x^6}{y^4}$	$0,3 F \frac{x^6}{y^4}$
84	1. ^a	28	$\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{Y-1}{Y^2-Y-1}$	$\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{Y-1}{Y^2-Y-1}$

Por el contrario, otros ingenieros, como son la mayoría de los italianos y el americano A. J. Wiley, entre otros, sostienen la ventaja de la planta curva, llegando a preferir este último la curvatura aun para radios grandes. Un criterio intermedio es el sostenido por el ingeniero americano Kramer, que ha tratado de demostrar que la ayuda del arco sólo puede ser efectiva para radios de curvatura pequeños, para los

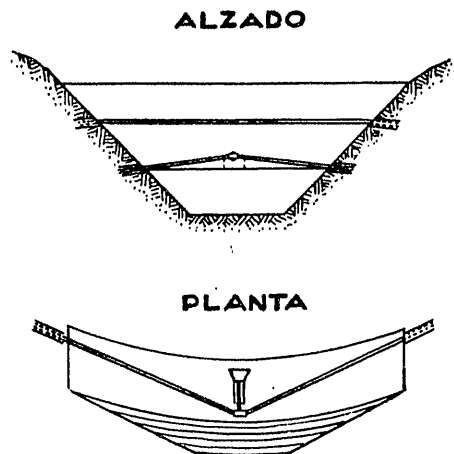


Fig. 10

cuales entren en acción los arcos antes de que la carga de los elementos ménsula adquiera valores peligrosos, y señala como límite práctico para alturas de presa de unos 300 pies (91,44 m), 700 a 800 pies (213,4 a 243,8 m), mientras que para radios mayores el arco sólo podrá intervenir—evitando, eso sí, quizá una catástrofe definitiva—cuando la deformación de las ménsulas sea tal que haya ocasionado su rotura parcial. Este último criterio parece el más lógico, y, como resumen, puede decirse que para valles abiertos y, por lo tanto, grandes radios de curvatura debe darse la preferencia a las presas rectas, mientras que para radios menores, de unos 200 m, convendrá la curvatura, pero demostrando previamente la efectividad de su acción.

Las medidas realizadas en la presa americana de Don Pedro (California) demuestran que para una altura de 284 pies (97,53 m) y radio de 676 pies (206,06 metros) es efectiva la acción del arco. Como una presa de gravedad bien ejecutada es una construcción con suficiente margen de seguridad, cabe en este caso reducir la sección, teniendo en cuenta la repartición de cargas entre arcos y ménsulas, obteniendo un perfil que los americanos llaman "less then gravity section", y que ha sido propuesto, entre otros, para la presa de Owyhee, de 405 pies de altura (123,45 m). En España, hasta hace muy poco, era práctica general la curvatura en planta; pero recientemente se han proyectado rectas las importantes presas de Yesa, Santolea y Mediano (planta quebrada), de la Confederación del Ebro, y alguna de la del Pirineo oriental.

Coefficiente de seguridad

Una vez conocidas las reacciones en todos los puntos del macizo, se trata, como en todos los problemas de la elasticidad, de averiguar la relación que existe entre un determinado estado de reacciones y el que ocasiona la rotura, para poder establecer el correspondiente coeficiente de seguridad. Lo primero que

se hizo fué comparar la máxima reacción normal con la carga de rotura del material a tracción o compresión por generalización del procedimiento de Navier, aplicable a una viga prismática sometida a flexión; después se propuso la consideración de la máxima reacción principal, siendo hasta hace poco generalmente seguido este procedimiento, que coincide con lo propuesto por Lévy, aunque los experimentos realizados demuestran que en un estado elástico triple, y aun doble, no basta con considerar el efecto de una sola de las reacciones principales, salvo para los puntos en que el elipsoide o elipse de elasticidad se reduce a una recta. Más tarde se ha propuesto considerar el máximo alargamiento producido por el conjunto de las tres reacciones principales en cada punto y compararlo con el correspondiente a la rotura en tracción simple. Esta teoría tampoco puede aceptarse, según indica Kammüller, pues este alargamiento límite puede producirse por una tracción axial o por una compresión normal m veces mayor, siendo m el coeficiente de Poisson, y resultará que la resistencia de un material isótropo a la tracción sería m veces menor que la resistencia a la compresión, resultado en contradicción con la experiencia, en especial en los aceros. Posteriormente se ha propuesto la comparación del máximo deslizamiento con la carga correspondiente, habiéndose hecho diversas hipótesis en ese sentido por Coulomb, Duguet, etc. Modernamente, Mohr, partiendo de su diagrama circular de reacciones¹, ha ampliado este punto de vista, y en un notable estudio sostiene que la rotura se produce por la acción conjunta de cada tensión normal σ con la tangencial τ correspondiente. A cada valor de σ corresponderá, pues, un valor de τ , límite que ocasionará la rotura. Si se conociera la curva que fija estos valores de σ , τ , se tendría definido el estado límite correspondiente a la rotura. La forma de esta curva límite ha sido determinada, para el hormigón, por Gehler con numerosos experimentos de tracción y compresión, y puede trazarse en cada caso como envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a la rotura por cada una de las sollicitaciones enunciadas (fig. 11). Vamos a suponer que para el perfil

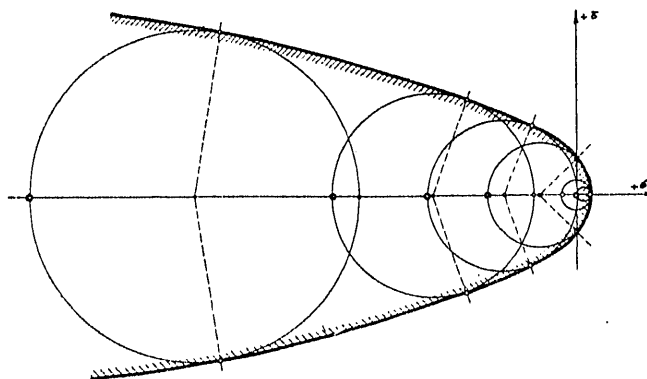


Fig. 11

triangular de la figura 12 se hayan obtenido las reacciones principales σ_1 y σ_2 , con utilización del diagrama de Mohr para la sección de la base y deducción por homotecia de las demás reacciones principales. Se

¹ Suponemos conocido el diagrama de Mohr y su método gráfico de cálculo. Véase la obra de Otto Mohr, citada en la nota bibliográfica.

han representado en línea gruesa las trayectorias, y en línea fina las curvas de igual reacción principal. Por otra parte, de la curva límite de Gehler podemos establecer para cada relación de valores $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ el coeficiente $\frac{R_c}{\sigma_1}$ correspondiente, y establecer una curva que ligue estas dos relaciones (fig. 13)¹. Una vez hecho

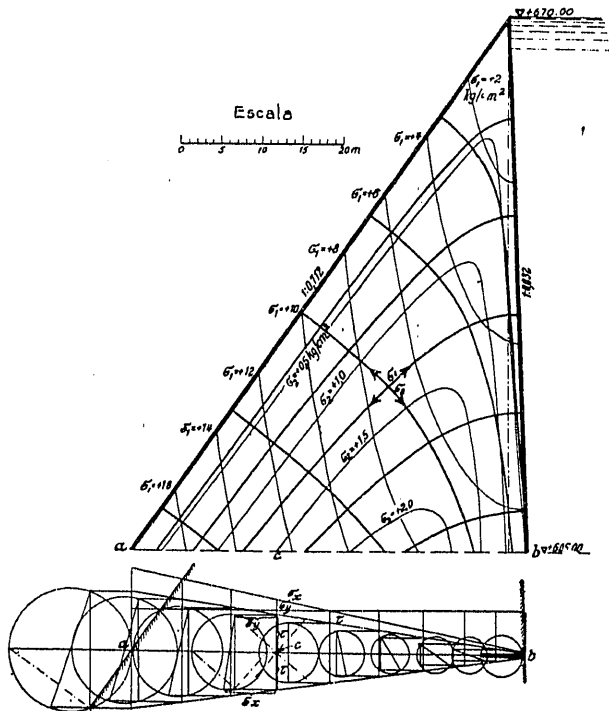


Fig. 12

esto, podemos conocer el coeficiente de seguridad de cada punto del macizo como sigue: conocidas las reacciones principales σ_1 y σ_2 en el punto, se halla el valor correspondiente a la relación $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$, que nos expresará el coeficiente de seguridad buscado. En la fig. 14 se han trazado las curvas de igual coeficiente de seguridad o igual fatiga correspondiente a la distribu-

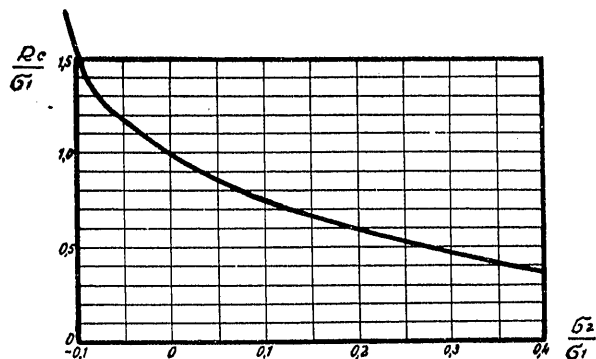


Fig. 13

ción de reacciones de la figura 12². Puede verse que estas curvas no coinciden con las de σ_1 salvo junto al paramento de aguas abajo, en que $\sigma_2 = 0$. También pueden obtenerse por los círculos de Mohr correspon-

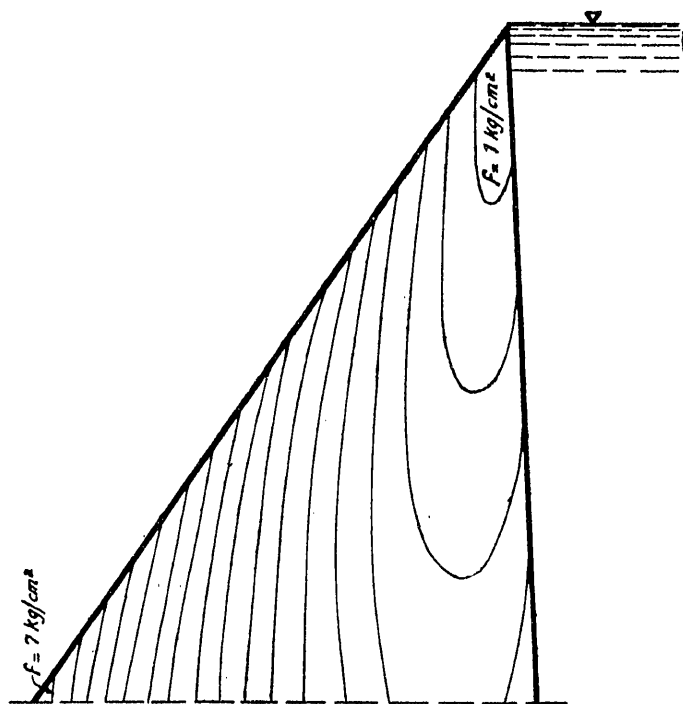
¹ R_c es el coeficiente de rotura del material a compresión.

² Esta figura está tomada del libro de Kammüller, citado en la nota bibliográfica, y corresponde a la presa de Schwarzenbach.

dientes las direcciones de los planos en que se verificaría la rotura, habiéndose dibujado estas juntas peligrosas en la figura 15.

La hipótesis de Mohr, aunque parece de acuerdo con gran número de experimentos, entre ellos, los de Bauschinger, Guest y Föppl, no satisface a otros, y modernamente se le achaca que en el estado elástico triple no interviene en ella la reacción principal media, sino únicamente las dos extremas, en contradicción con experimentos realizados por R. Böker. Por este motivo se han propuesto otras hipótesis, entre ellas, la de Sandel, que establece la curva límite en función del valor de τ y de la media de las tres reacciones principales $\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$, con lo cual se hace intervenir la tensión σ_2 , que no entra en la hipótesis de Mohr.

De un punto de vista completamente distinto parte



Lineas de igual fatiga

Fig. 14

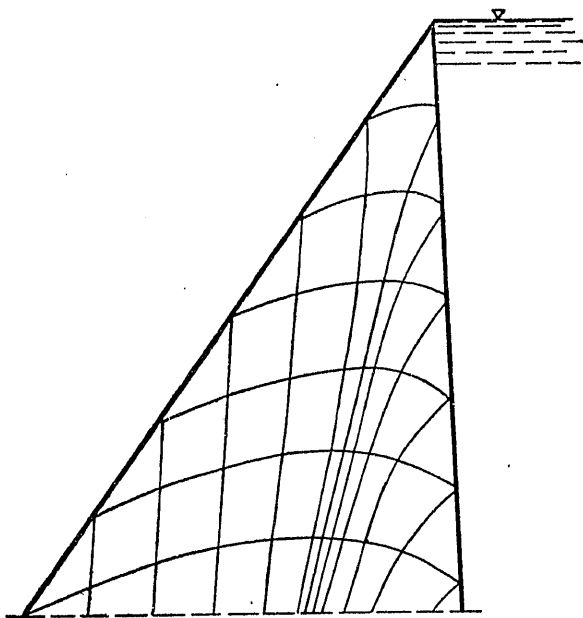
Schleicher, el cual sostiene que la fatiga de un material no depende directamente de las reacciones moleculares, sino del trabajo de las deformaciones, y llega a establecer una curva límite análoga a la de Mohr entre los valores de esta energía y los de la reacción media $\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$. Esta hipótesis se refiere princi-

palmente a cuerpos con límite de elasticidad bien determinado (aceros, níquel, cobre), y aunque su autor ha tratado de aplicarla a los cuerpos como el hormigón, en que sólo se conoce con suficiente exactitud la carga de rotura, sólo lo hace como aproximación, sin que sea posible aplicarla prácticamente. Además tiene esta teoría el inconveniente, común a todas las fundadas en el trabajo de las deformaciones, de que no da la dirección de los esfuerzos, sino únicamente su magnitud.

Esfuerzos secundarios

Entre los esfuerzos secundarios que generalmente se tienen en cuenta en los cálculos figuran principalmente los debidos a la retracción del fraguado, a los cambios de temperatura y a los empotramientos en la fundación y estribos. Todos ellos están todavía imperfectamente investigados, y hay que encarecer la conveniencia de realizar observaciones en cuantas presas se construyan, disponiendo desde un principio los adecuados aparatos de medida.

La consecuencia de las dos primeras clases de esfuerzos suele traducirse en la formación de fisuras, para evitar las cuales se prevén ordinariamente juntas de contracción transversales. El cálculo de la separación de estas juntas ofrece grandes dificultades, por el deficiente conocimiento de las causas que producen las fisuras. Sin embargo, Kammüller, fundándose en trabajos de Engesser, ha llegado, para la se-



Juntas de rotura de una presa

Fig. 15

paración entre juntas, al valor $l = 0,42h$, en que h es la altura de la presa, aplicable a un perfil triangular de hormigón colado, para lo cual hace una serie de suposiciones discutibles. El valor obtenido tiene la cualidad de coincidir con los adoptados en la más moderna práctica constructiva para alturas medias y con la observación de la destruida presa de San Francisquito, construida sin juntas de contracción, y en la que se constataron fisuras verticales a distancias de 15 a 23 m.

Ultimamente se ha hecho notar que en presas de gran altura no sólo se formarán fisuras transversales a la presa, sino que, dado el espesor del macizo, habrá tendencia a fisuraciones longitudinales. El ingeniero americano Noetzli asegura haber observado esta clase de fisuras en los restos de la presa de San Francisquito, y para evitarlas propone, según se proyecta en la presa de San Gabriel, la disposición de juntas longitudinales en la forma representada en la figura 16. Sin embargo, otros ingenieros, como A. J.

Wiley, niegan haber observado las indicadas fisuras, y el ingeniero de Ponts et Chaussées A. Renaud, que recientemente ha estudiado esta cuestión en la presa de Saint-Marc, comprobando la formación de fisuras longitudinales, se opone a este procedimiento,

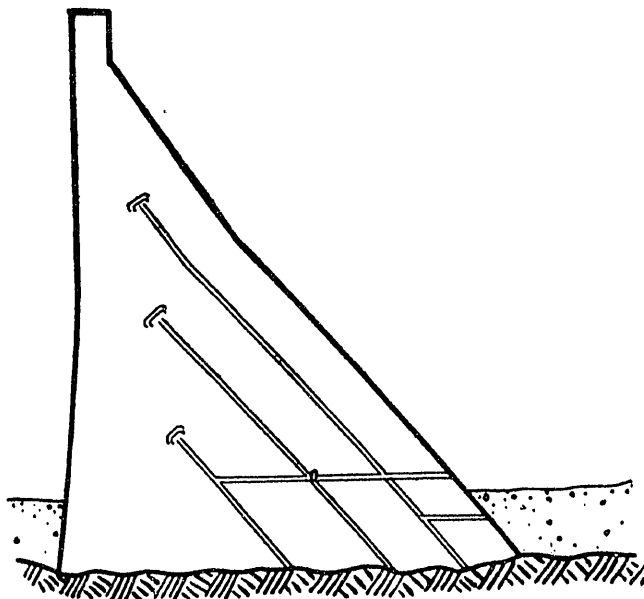


Fig. 16

que juzga peligroso, por acercarse estas juntas a las líneas de deslizamiento.

Otros defectos secundarios de gran importancia son los originados por el empotramiento y las deformaciones de la fundación y estribos. Todos los procedimientos de cálculo anteriores prescinden de estas acciones, y, por lo tanto, no pueden resultar aplicables cerca de las fundaciones. Esta cuestión, aún poco estudiada, ha sido tratada por el alemán K. Wolf, el noruego Fr. Vogt y el americano E. Kalmann. El primer autor considera el terreno como indeformable,

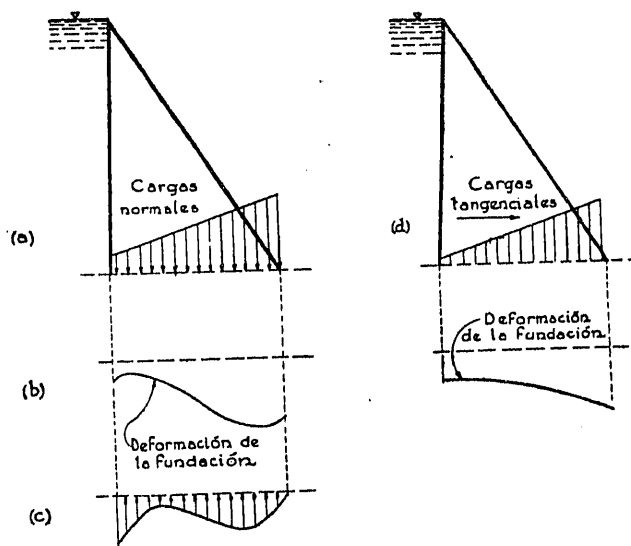


Fig. 17

y los resultados que obtiene no parece que puedan ser aplicables al caso práctico. Vogt ha llegado a establecer una complicada fórmula, que se ha aplicado y ha sido comprobada al medir las deformaciones de los estribos de la presa experimental de Stevenson Creek.

Si aplicamos la teoría clásica de la deformación plana podemos obtener la deformación de la fundación descomponiendo los esfuerzos actuantes en cargas normales y tangenciales. Las primeras, según Vogt, tenderán a deformar la fundación en la forma indicada en la figura 17 *b*; de la misma manera las cargas tangenciales originan una deformación de la fundación análoga a la de la figura 17 *d*. Como la deformación que, según la teoría, se admite para la sección de la base de la presa no coincide con las líneas halladas y no se cumple, como era de prever, la compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones, será preciso introducir una corrección en forma de reacciones normales complementarias que consigan ajustar la deformación de la presa a la del terreno, según se indica en la figura 17 *c*.

Vemos, en resumen, que la teoría clásica no es aplicable cerca de las fundaciones, como tampoco lo es la de los trabajos de las deformaciones, aunque los

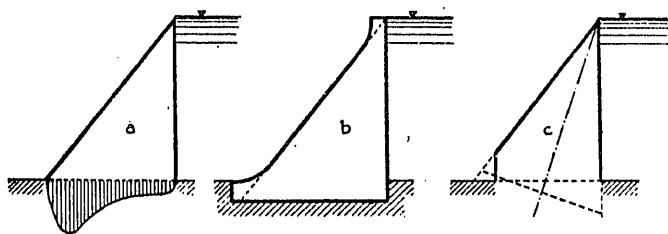


Fig. 18

resultados de esta última no difieran tanto de la realidad.

Kammüller, fundándose en experimentos de compresión de cilindros sobre placas, asegura que, en contra de lo afirmado por Wolf, las presiones sobre la fundación serán mayores cerca de los paramentos y seguirán aproximadamente la línea de la figura 18 *a*, y para resistir estos esfuerzos propone el refuerzo del pie de aguas abajo análogamente a lo indicado en el croquis de la figura 18 *b*, lo cual está en contradicción con la propuesta de Resal, basada en otras consideraciones, quien estudiando el perfil triangular por secciones normales a su bisectriz llega a considerar suficiente un perfil como el de la figura 18 *c*.

Esta cuestión de los esfuerzos secundarios adquiere extraordinaria importancia cuando se trata de construir presas de alturas excepcionales, para las que no es lícito generalizar los procedimientos de cálculo, comprobados hasta ahora experimentalmente únicamente para las alturas de presa construídas, y por ello, en el importante proyecto de Owyhee, cuya presa ha de tener 405 pies de altura (123,45 m), y cuyo perfil será de gravedad aligerado ("less than gravity section"), se han estudiado cuidadosamente estas cuestiones, y se aplican para fundaciones y estribos las fórmulas de Vogt.

J. CRUZ LÓPEZ
Ingeniero de Caminos

NOTA BIBLIOGRAFICA

- Mayoral*.—Consideraciones sobre los proyectos y construcción de grandes presas. Conferencia de la Energía. Barcelona, 1929.
- Mohr*.—*Technische Mechanik*. Berlín, 1928.
- Fillunger*.—Auftrieb und Unterdruck in Staumauern. Conferencia de la Energía. Berlín, 1930.
- L'Energia Elettrica*, enero 1928.—Referéndum sobre las instrucciones italianas.
- Jakobsen*.—Notes on arched gravity dams. *Transactions of the Am. Soc. of Civ. Eng.*, 1928.
- A. Floris*.—Uplift pressures in gravity dams. *Western Construction News*, 25 enero 1928.
- N. Kelen*.—Die Staumauern. Berlín, 1926.
- C. Guidi*.—Statica delle dighe per laghi artificiali, 1926.
- K. Kammüller*.—Die Theorie der Gewichtstaumauern, 1929.
- Gehler*.—Die Würfel Festigkeit und die Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung. *Bauingenieur*, 1928, 4.
- Probst y Tölke*.—Entwurf und Wirtschaftlichkeit von Staumauern.
- O. Walch*.—Entwurf und Ausführung von Wasserkraftanlagen mit künstlichen Speicherbecken. Conferencia de la Energía. Barcelona, 1929.
- G. Alexandrov*.—Influence of geological condition on stability and strength of dams. Conferencia Mundial de la Energía. Barcelona, 1929.
- F. Campus*.—L'effet de la courbure des barrage poids. *Génie Civil*, 5 mayo 1928.
- Jakobsen*.—Stresses in gravity dams. *Proceedings of the Am. Soc. of Civ. Eng.*, septiembre 1930.
- Fillunger y Hoffmann*.—Auftrieb in Staumauern. *Wasserwirtschaft*, núms. 12, 20 y 21, 1929, y núms. 4 y 21, 1930.
- Hoffmann*.—Permeazione d'acqua e loro effetti nei muri di ritenuta, 1928.
- Report in arch dam investigation.—*Proceedings of the Am. Soc. of Civ. Eng.*, mayo 1928, parte 3.^a
- Noetzi*.—Sulle fissurazioni dovute al ritiro del calcestruzzo nel interno delle alte dighe a gravità. *L'Energia Elettrica*, enero 1928.
- Bonnet*.—La normalisation des barrages poids. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1927.
- Arbelot*.—La normalisation des barrages. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1928.
- Mesnager*.—Les barrages hydrauliques. *La Houille Blanche*, 1928, julio-agosto.
- Renaud*.—Effet du retrait du béton dans les grands barrages. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1930, núm. 2.
- G. Krivoschein*.—Das rationelle Profil der Staumauern, der *Bauingenieur*, 17 febrero 1928.
- Guido di Rico*.—Sul profilo pratico dei muri dritti di ritenuta d'acqua. *Annali dei Lavori Pubblici*, noviembre 1929.
- Ehnert*.—Gestaltung der Talsperren. *Bauingenieur*, 13 septiembre 1929.
- Tölke*.—Fugenanordnung in Staumauern. *Bauingenieur*, 27 septiembre 1929.
- Soldan*.—Berechnung von Gewichtstaumauern. *Wasserkraft und = Wirtschaft*, 1929, núms. 23 y 24.
- F. Kreuter*.—Beitrag zur Berechnung und Ausführung von Staumauern, 1917.
- Föppl*.—Drang und Zwang. Berlín, 1920.
- E. Kalmann*.—Sul regime elastico nelle dighe di tipo gravità. *Energia Elettrica*, febrero 1927.
- Genthial*.—Rapport Général de la Commission Internationale des Grands barrages. II Conferencia de la Energía. Berlín, 1930.
- Soldan*.—Staumauern. Generalbericht. II Conferencia de la Energía. Berlín, 1930.
- Schoklitsch*.—Der Wasserbau. Berlín, 1930.
- E. G. Granda*.—Apuntes sobre la forma en planta de las presas-muro. REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, 1930, pág. 451.
- C. Fernández Casado*.—Evolución de la teoría de las estructuras. REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, 1931, 1.º de septiembre.
- P. Ziegler*.—Der Widerstand einer Staumauern und ihres Felsanflagers gegen die Wasserlast. *Beton und Eisen*, 20 octubre 1931.