

to dependerá la cantidad de agua y el peso del lastre de que pueda disponerse, y cabrá en cada caso, en vista de uno y otro, estudiar la solución más satisfactoria, pero siempre resultará que el lastre se podrá situar de manera tal que mejore las condiciones de estabilidad y resistencia de la presa y que será a éstas favorable, si está debidamente colocado, aun en las presas con pantalla inclinada a 45°, no llegando a utilizar todo el que la presa permitiese y si sólo una cierta parte de él.

En la presa de pantalla vertical con la totalidad del lastre posible, el peso de éste pasará por el extremo de aguas arriba del tercio central o por fuera de él, pero siempre del lado de aguas arriba, y su efecto será correr la resultante hacia ese mismo lado, llevándola al centro de la base y haciéndola más vertical y mejorando así la estabilidad al vuelco, la repartición de presiones y la resistencia al resbalamiento.

En la presa de pantalla inclinada a 30° con contrafuertes en triángulo isósceles, el peso del lastre pasará casi exactamente por el centro de la base, al que aproximará la resultante, que además será más vertical y se mejorarán, como en el caso anterior, la estabilidad al vuelco, la resistencia al resbalamiento y la repartición de las presiones en la base.

Si en todo caso el lastrado total o parcial de la presa mejora las condiciones técnicas de su estabilidad y resistencia, evidente es que, a expensas de esas mejoras o de sólo parte de ellas, se puede reducir la sección transversal, obteniendo una economía importante en la obra.

Si se trata de una presa de pantalla vertical, y la resultante con el lastre se ha llevado hacia aguas arriba del centro de la base, es evidente que se podrá disminuir la longitud de esa base, o sea acortar los contrafuertes, sin alterar y aun con mejora de los coeficientes de estabilidad y de la repartición de presiones que se tenían en la presa no lastrada.

La longitud de los contrafuertes en su base puede reducirse hasta en cerca del 40 por 100 en las presas de pantalla vertical; la baja que en la ubicación de los contrafuertes se obtenga será también de ese mismo 40 por 100 y puede estimarse que la economía a ello debida no será en el total de la presa inferior al 20 por 100 del coste de la no lastrada equivalente, economía que llegaría a ser mucho mayor en el caso de que las cimentaciones fuesen difíciles y absorbiesen la mayor parte del presupuesto de la obra.

En la presa con pantalla inclinada a 30° y contrafuertes en triángulo isósceles, que sin lastre tendrían taludes de 0,60 de base por metro de altura en sus paramentos de agua arriba y abajo, con el lastre se podrán reducir esos taludes al 0,40 de base por metro de altura, con lo que la longitud de los cañones de la pantalla disminuirá en un 8 por 100 y la superficie y volumen de los contrafuertes y sus cimientos en un 33 por 100, de modo que sobre el total de la obra la economía será de cerca del 20 por 100 si no se excediese esta cifra por la importancia y coste de las fundaciones.

Se ha visto que en la presa de pantalla a 45° el lastre parcial y su colocación conveniente permitía mejorar la posición de la resultante, con lo que se podría disponer la pantalla con menor inclinación con la vertical, disminuyendo la longitud de sus cañones y siendo también más cortos los contrafuertes; la presa pasará o se aproximará al tipo de pantalla a 30°, y la economía con relación a la inicial no lastrada con pantalla a 45° será superior al 20 por 100 del coste de ésta.

En realidad, no se deberán construir presas lastradas con la pantalla inclinada a 45°. En definitiva, el utilizar total o parcialmente los espacios entre contrafuertes y pantallas y los pisos de arriestrado para obtener depósitos de agua que sirva de lastre a la presa, permite, en todo caso, con mejora de las condiciones técnicas de estabilidad y resistencia, lograr en la ejecución economías que pueden en general estimarse del orden del 20 por 100 sobre el coste de la presa no lastrada equivalente, y que en casos de cimentaciones difíciles y costosas pueden alcanzar importes mucho mayores.

No se ve que haya peligro ni inconveniente alguno con la disposición del lastre de agua que, sobre las ventajas ya dichas, dará también la de mantener mojadas las superficies de los elementos principales de la presa y evitar en el hormigón los efectos de los cambios de temperatura, con la consiguiente mejora del fraguado y resistencia.

El lastre no será necesario con el embalse vacío, esto es, cuando no hubiese agua para él; pero a medida que el embalse se vaya llenando, se irá teniendo agua para el lastre, y en cualquier situación de aquí se estará en las mejores condiciones de resistencia y estabilidad, superiores a las de las presas de los tipos actuales sin lastre.

G. Rebollo  
Ingeniero de Caminos.

## Teoría del arco<sup>1</sup>

V

### Lo experimental

#### EXPERIENCIAS EN PRESAS ARCO

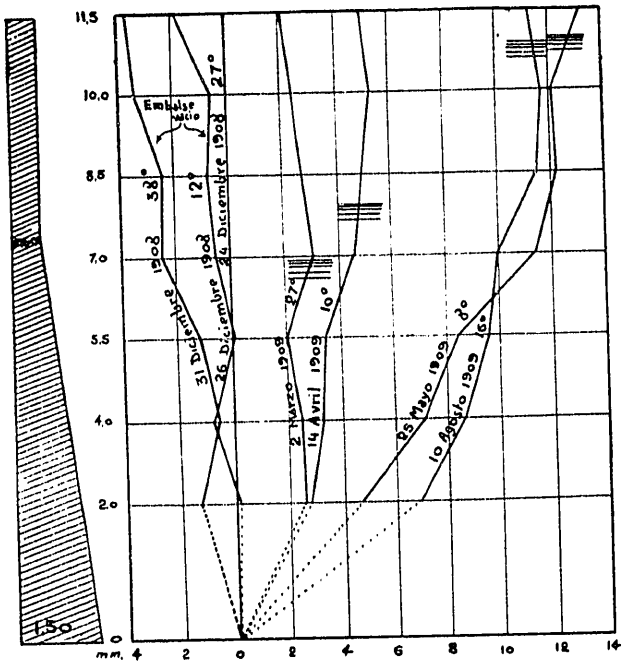
Las experiencias más interesantes en presas arco son las llevadas a cabo por los ingenieros norteamericanos, que comprenden: medición de deformaciones

en presas existentes, ensayo de estructura construída especialmente para experiencias y ensayos en modelo reducido. Los suizos han estudiado de un modo sistemático las deformaciones en sus presas arco, y a los italianos se debe la experimentación de una pantalla semicilíndrica construída especialmente para ensayos.

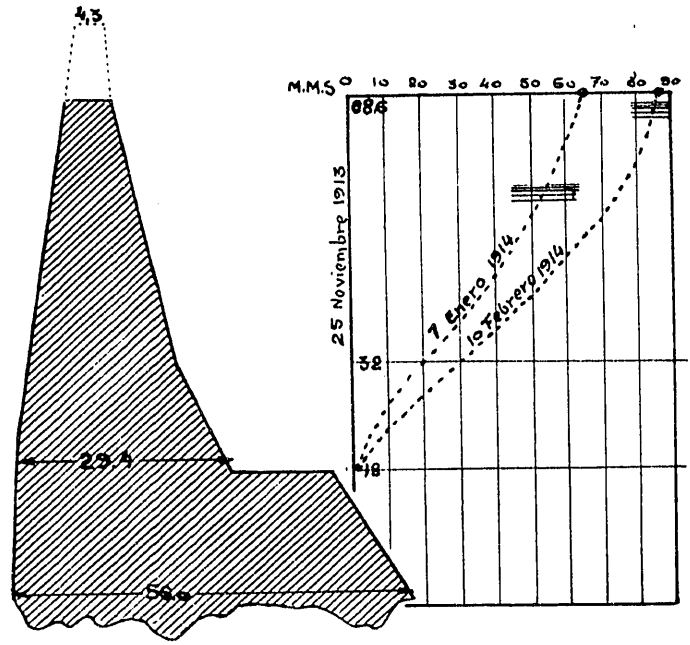
También son dignas de tener en cuenta las experiencias de los ingenieros franceses y las de Vogt (norteamericano) sobre modelos a escala reducida.

<sup>1</sup> Véase el número de 1.º de noviembre, página 497.

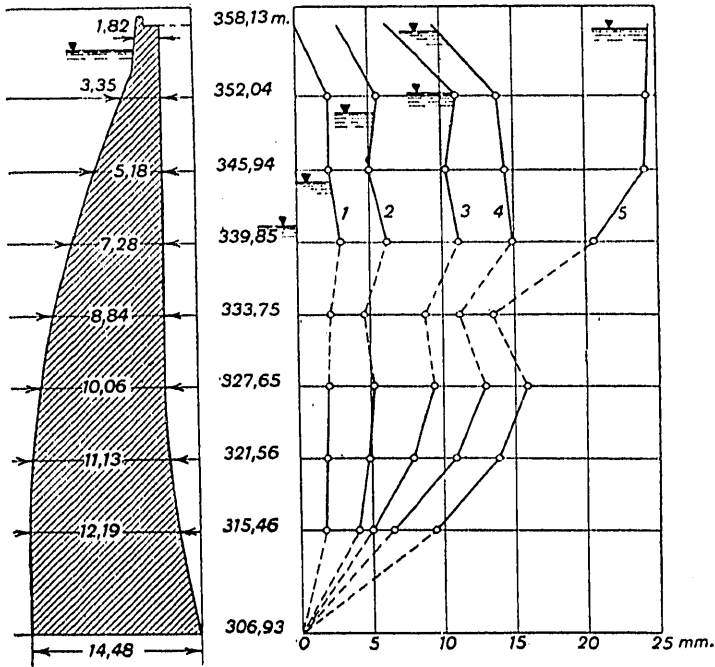
BARREN JACK



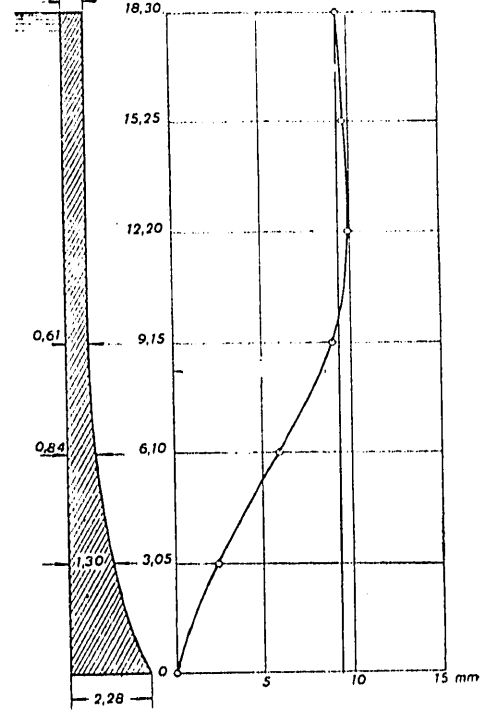
LAKE SPAULDING



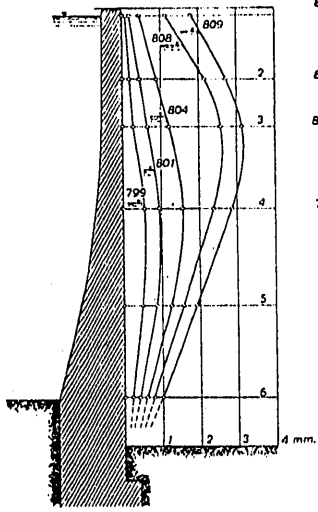
SALMON CREEK



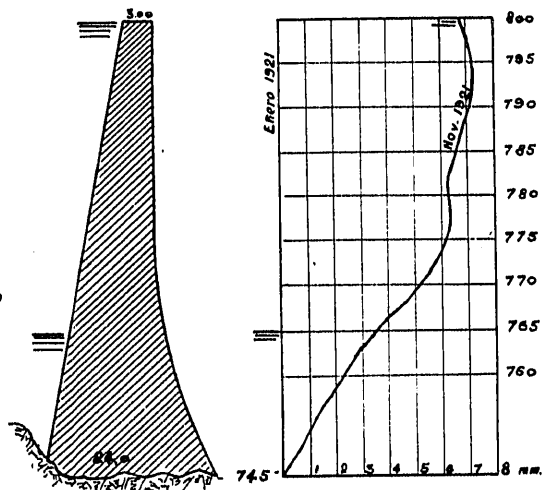
STEVENSON CREEK



AMSTEG



BROC



ALLOZ

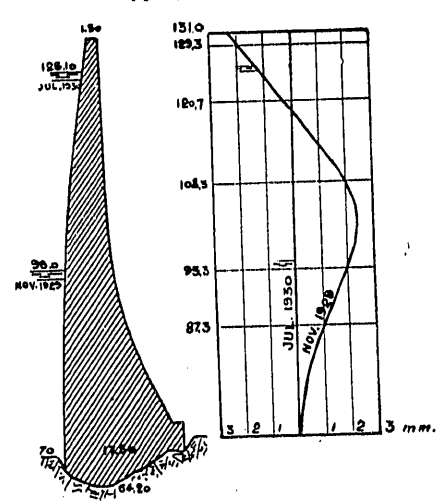


Fig. 25 Algunas mediciones obtenidas en presas-arco

### Medición de deformaciones

Las presas en que se han llevado a cabo mediciones sistemáticas de las deformaciones son:

*Stevenson Creek, Salmon Creek y Lake Spaulding*, en los Estados Unidos; *Amsteg, Broc y Les Marcottes*, en Suiza; *Barren Jack*, en Nueva Gales del Sur; *Wooling*, en Australia, y *Allos*, en España.

En la figura 25 reunimos los resultados más interesantes.

#### EXPERIENCIAS DE LOS INGENIEROS ITALIANOS

Se llevaron a cabo por Guidi con ocasión de la Exposición Internacional de la Construcción, celebrada en Turín el año 1926. El objeto fué estudiar la distribución de cargas en una presa arco por medición de las deformaciones en un modelo de gran tamaño. Así construyó un semicilindro de 5 m de altura,

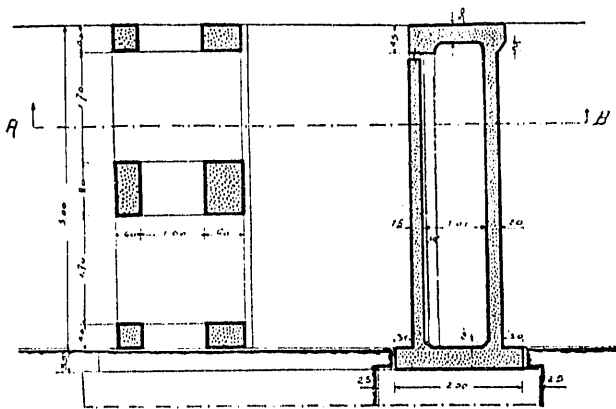


Fig. 26. Secciones vertical y horizontal del dispositivo utilizado por Guidi para sus experimentos

circular, de 2,69 m de radio, con espesor constante de 16 cm. Esta bóveda de hormigón en masa arrancaba de dos fuertes pilares de hormigón armado, arriostrados entre sí por tres vigas horizontales, también de hormigón armado, sobre los que apoyaba otra bóveda coaxial de la primera a una separación de 20 centímetros. Este espacio intermedio se llenaba de

agua, disponiéndose de un cierre hermético en la parte superior para poder aplicar una presión de varias atmósferas. La carga transmitida a la bóveda interna era puramente horizontal, pues la base superior de cierre se apoyaba sobre unos pilarillos aislados que servían de riostras cuando se aplicaba la presión. La bóveda externa estaba fuertemente armada.

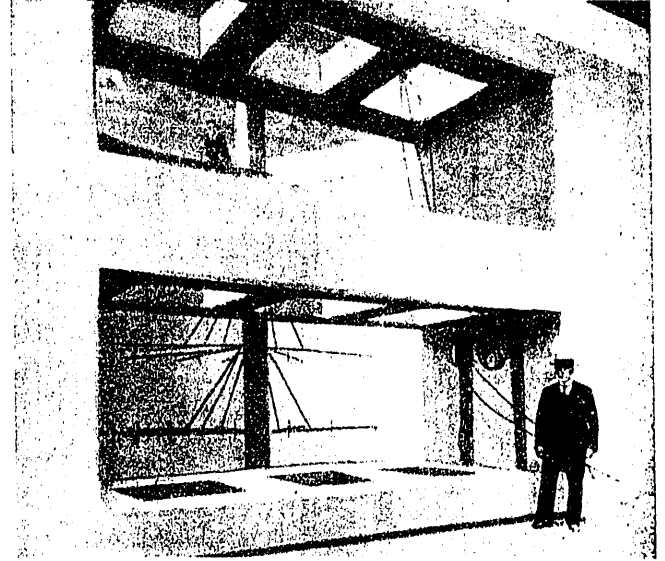


Fig. 27. Vista del dispositivo utilizado por Guidi para la realización de sus ensayos

Se midieron las deformaciones radiales mediante unos sencillos aparatos, compuestos de dos agujas de madera colocadas horizontalmente, una de las cuales estaba unida a la presa y la otra a un pilar fijo, solapando con libre deslizamiento en los extremos opuestos. El deslizamiento relativo se convertía en giro de una aguja metálica unida a ambas, que recorría un sector graduado, amplificando el movimiento 150 veces. Había 21 de estos aparatos distribuidos en tres anillos, a 0,75, 1,75 y 2,75 m sobre el nivel inferior, y en generatrices simétricas, a 0, 18, 45 y 72 grados centesimales.

Para la medición de temperaturas se utilizaron seis termómetros embebidos en la fábrica, colocándose otros adjuntos para medir las temperaturas en el aire y en el agua.

El agua se comprimió a una atmósfera, midiéndose las deformaciones correspondientes a este incremento, para lo cual se partió como origen del cilindro deformado con carga de agua triangular.

En la figura 28 se representan las curvas de las deformaciones medidas, correspondientes a los dos anillos superiores (el inferior estaba muy influido por las condiciones de empotramiento) y la de deformación teórica, suponiendo presión uniforme en la superficie del anillo. La comparación de ambas lleva a la conclusión de que la distribución de carga en un anillo circular de una presa arco sometida a presión uniforme es variable, decreciendo notablemente de la clave a arranques.

También se midió la deformación correspondiente a un aumento de 19 grados, apareciendo en la figura 29 la comparación de las elásticas teórica y experimental, notándose también la divergencia de resultados, debido a que, considerando el anillo como arco, no se tiene en cuenta el efecto de losas.

PRESA "STEVENSON CREEK"

La presa "Stevenson Creek" es el ejemplo más espléndido de estructura experimental; se invirtieron en los ensayos unos 100 000 dólares.

Se acordó la construcción en una asamblea de la Engineering Foundation (1.º de diciembre de 1923), comenzando las obras en enero de 1926 y terminándose en junio del mismo año. Contribuyeron organismos oficiales, Sociedades particulares y muchos ingenieros.

Había que adquirir datos sobre el comportamiento

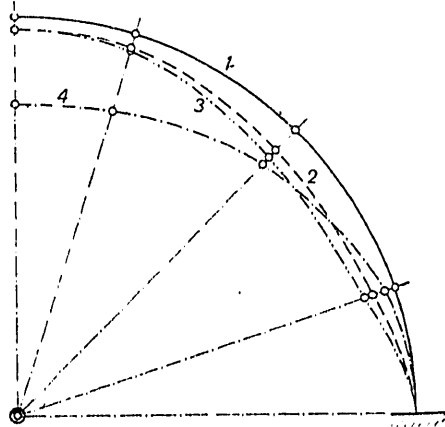


Fig. 28. Comparación de los resultados analíticos y experimentales para dos anillos de la presa de Guidi, en el caso de presión uniforme de una atmósfera. Curva 1, arco primitivo; 2, deformación efectiva para el anillo a 0,75 m de altura; 3, idem id. a 1,75 m. de altura; 4, deformación teórica para arco libre

de las presas arco, cuyo campo de acción e importancia crecía de un modo alarmante, no teniendo en aquellas fechas experiencia sobre las mismas, ya que ni una se había roto, y los métodos de cálculo eran poco satisfactorios.

La presa se construyó en la garganta del río Stevenson, aprovechando las condiciones geográficas, que permitían obtener un embalse elevado con un volumen de agua reducido, desviándose fácilmente la corriente. El programa primitivo era realizar experiencias con una altura de presa de 18,30 metros, elevándola después hasta 30 m, para obtener la rotura; pero esta segunda parte no llegó a realizarse, pues se abandonaron los ensayos con la presa baja.

La presa es cilíndrica, de arcos circulares, con espesor constante, variando desde 2,28 metros en la base hasta 0,60 en coronación, donde el arco tenía una longitud de 45 m (fig. 30).

Como puede observarse, los espesores eran muy reducidos, y a ello se debe el agrietamiento que se produjo y que complicó extraordinariamente la interpretación de resultados. Apareció una grieta horizontal por despegue del fondo cuando el agua alcanzaba una altura de 9 m, y dos grietas verticales en los dos extremos de la línea central del paramento

de aguas arriba, de 3 m a partir de la coronación y del fondo, respectivamente.

Los aparatos utilizados en las mediciones fueron:

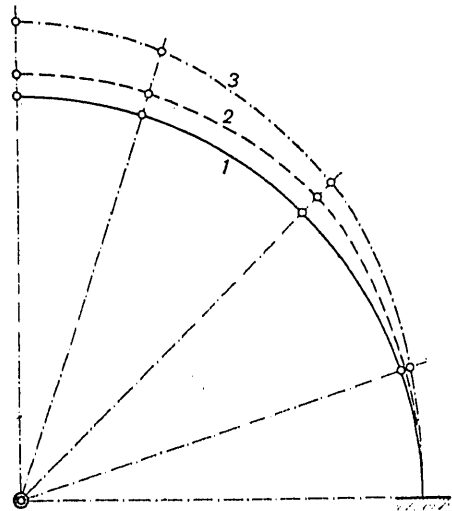


Fig. 29. Comparación de los resultados analíticos y experimentales para el anillo a 1,75 m de altura en la presa de Guidi, correspondientes a una elevación uniforme de temperatura de 19,6 grados. Curva 1, arco primitivo; 2, deformación efectiva; 3, deformación teórica.

Extensómetros de 25 cm de longitud para medir las tensiones en ambos paramentos en puntos correspondientes a doce anillos y las situadas cada 3 m—. Las estaciones en cada punto tenían orificios para efectuar mediciones en cuatro direcciones: horizontal, vertical y diagonales, o para las dos primeras únicamente.

Tensímetros telemétricos de resistencia de carbón, alojados en el núcleo de la presa, en puntos correspondientes a los anillos de coronación (cota 60 pies), y los de cotas 50, 40, 30, 20, 15, 10, 7,5 y base, y a

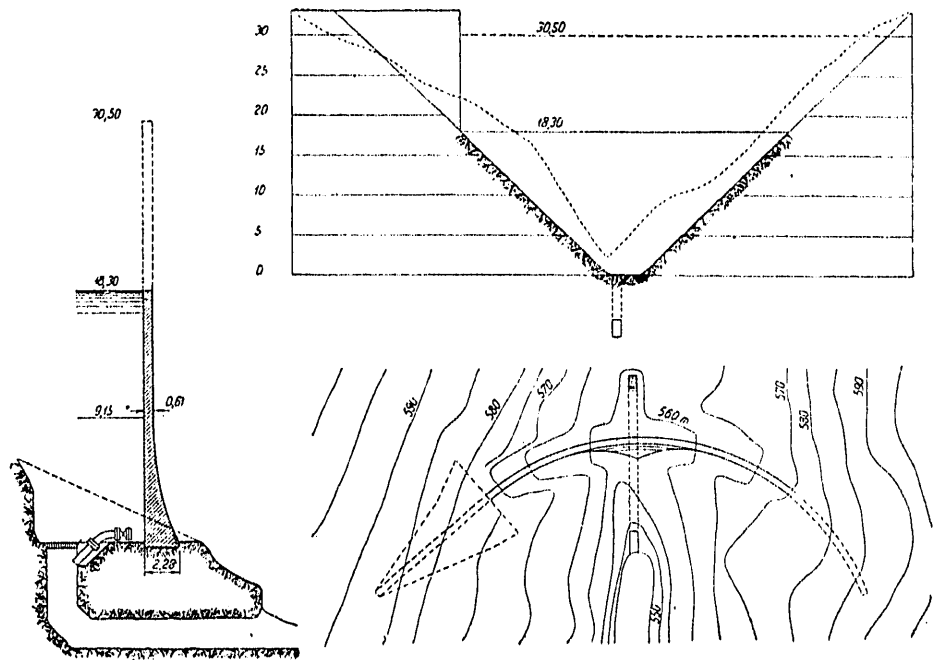


Fig. 30. Planta, alzado en desarrollo y sección transversal de la presa de Stevenson Creek.

las verticales de claves, extremos y las a 7 m de las anteriores. Con ellos se obtenían las tensiones en el centro y en las proximidades de los paramentos, estando orientados los aparatos en varias direcciones para poder obtener las tensiones efectivas correspon-

dientes; así en el paramento de aguas arriba había carretes en dirección horizontal y vertical del plano tangencial; en el de aguas abajo, vertical, horizontal y en algunos diagonal, y en los del interior, horizon-

sa Stevenson Creek mientras se hacían los experimentos directos que acabamos de reseñar.

El éxito obtenido y la notable diferencia económica entre los dos procedimientos (presa experimental,

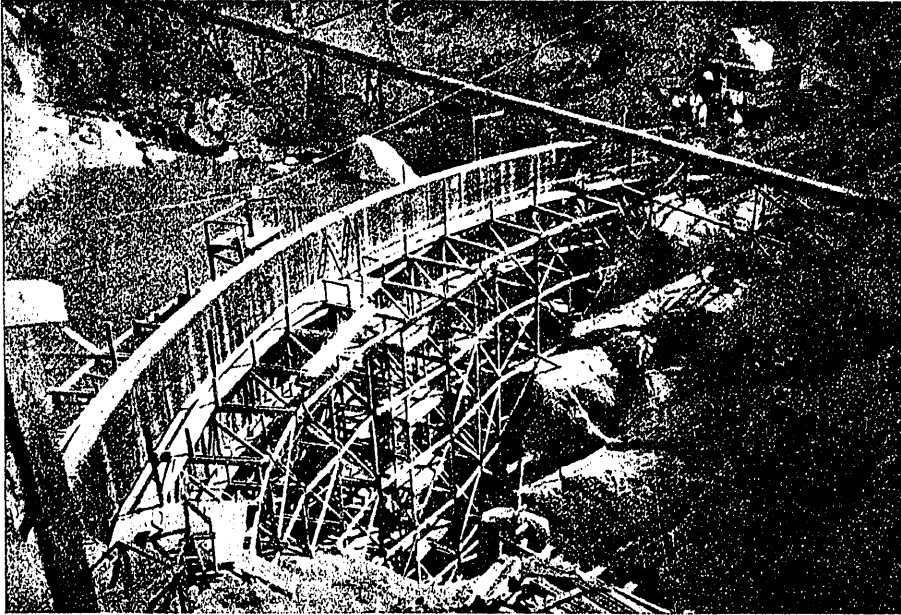


Fig. 31. Vista de la presa de Stevenson Creek

tal en plano tangencial, vertical y las diagonales a 45 grados en plano radial.

*Radiómetros* que median la variación del radio de los arcos con un error inferior a 1/1 000 de pulgada, teniendo estaciones en cinco anillos y once verticales. Las lecturas se hacían con referencia a pilares fijos, y de ellas se deducía la tensión debida al momento flector por la fórmula de los cilindros.

*Clinómetros*, de 1,50 m de longitud, para medir el cambio de inclinación de los paramentos, situándose las estaciones en puntos correspondientes a doce anillos y siete verticales.

*Termómetros* de resistencia eléctrica, alojados en el interior en puntos correspondientes a la vertical de clave.

*Barras de invar*, para medir las deformaciones del terreno de apoyo; había dos horizontales tendidas entre puntos de ambas laderas. Las deformaciones fueron apreciables, comprobándose las fórmulas de *Vogt*.

En el cálculo se consideraron seis anillos y la ménsula de claves, realizándose la repartición de cargas por el método "Trial-Load".

100 000 dólares, y modelo reducido, 500 dólares) indujeron al "Foundations Committee on Arch Dam Investigation" a orientar el programa de sus investigaciones en esta dirección con objeto de:

1.º Comprobar los métodos de cálculo utilizados por el "Bureau of Reclamation", conocidos con el nombre de "Trial-Load".

2.º Comprobación de la eficacia de estos ensayos para el caso de un proyecto de presa particular.

3.º Reunir datos sobre deformaciones y tensiones para acometer el estudio de la presa "Hoover", en el cañón del Colorado, con una altura de 221,60 m.

*Vogt* se sirvió de un modelo de caucho para estudiar las causas de la rotura de la presa "Trojdhem", en Noruega.

Como puede verse en la figura, se midieron deformaciones radiales y tangenciales en los puntos correspondientes a seis anillos y siete ménsulas. Estas experiencias sirvieron también para comprobar una vez más las fórmulas de *Vogt* relativas a deformaciones del terreno de cimentación.

Los franceses han comprobado por este método la presa de "Dordogne", proyectada por *Mesnager*, y la

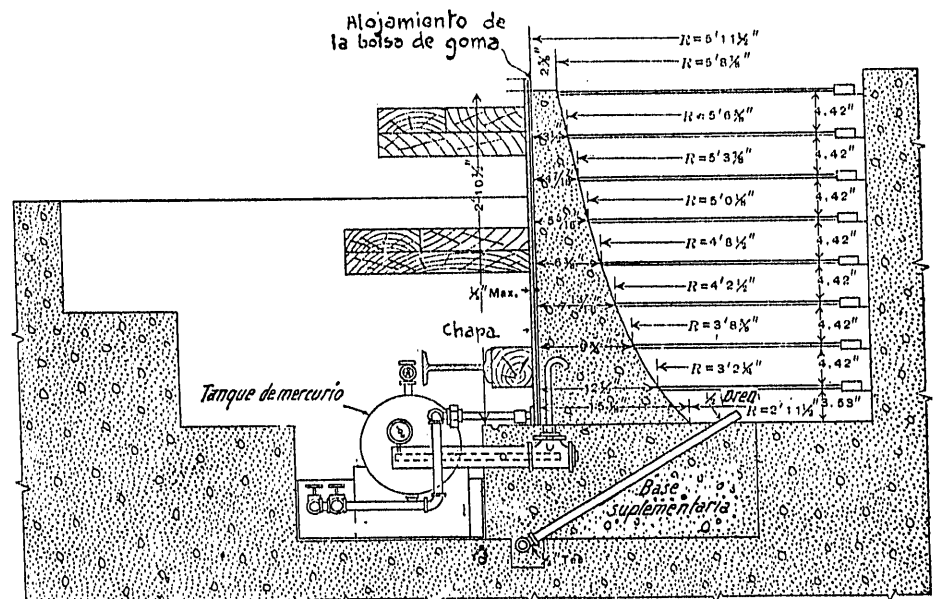


Fig. 32. Modelo de hormigón de la presa de Stevenson Creek

EXPERIENCIAS SOBRE MODELOS A ESCALA REDUCIDA

La primera aplicación a las presas arco del método de experimentación en modelo reducido fué la realizada por *Beggs* con un modelo de celuloide de la pre-

sa "Bromme", actualmente en construcción, proyectada por *Caquot*. La primera es de carga escalonada, con cinco anillos de 14, 28, 32, 56 y 70 m de altura, respectivamente. Las experiencias se hicieron en el laboratorio de la Escuela de Ponts et Chaussées, so-

bre un modelo de escayola, a escala 1/100 y carga de mercurio (se emplearon 15 ton de este líquido), sometiendo los anillos sucesivos a la sobrecarga accidental correspondiente a estar completamente vacío el departamento inmediatamente inferior; así fueron resistiendo todos, excepto el último, rompiéndose, por consiguiente, para una carga que corresponde a cinco veces la que tendría que resistir la presa en condiciones normales. Como el anillo cuarto resistió la sobrecarga, se deduce que el coeficiente de seguridad es, por lo menos, 4.

EXPERIENCIAS EN LA UNIVERSIDAD DE COLORADO

A continuación damos un resumen de las experiencias que se han llevado a cabo en el Laboratorio de la

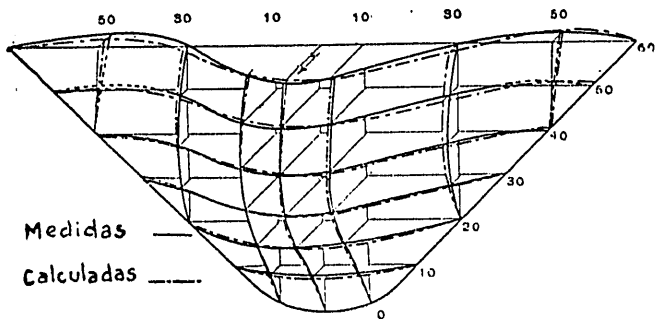


Fig. 33. Comparación de las deformaciones medidas en el modelo de hormigón y en la presa de Stevenson Creek con carga total de agua. Los números indican pies en la presa y pulgadas en el modelo

Universidad de Colorado, contribuyendo el Bureau of Reclamation y el Foundation's Committee of Arch Dam Investigation.

Los modelos se ensayan en un foso de sección octogonal, con taludes escalonados; sus dimensiones en la superficie son 3,65 x 5,50 m, y tiene 1,50 m de profundidad. Las paredes del foso son de hormigón, armado con varillas longitudinales y carriles transversales doblados en U, que aseguran una perfecta inmovilidad de los apoyos.

Sobre este foso se prepara, primero, la reproducción de la sección del valle, y sobre ella se ejecuta el modelo de presa, procurando que la relación entre los módulos de elasticidad de los hormigones correspondientes al modelo y su cimentación sea la misma que ha de existir entre la estructura y la roca sobre la cual se apoya.

Modelo de la presa "Stevenson Creek".—Se ejecutó a escala 1:12, con cemento de la localidad y la misma arena empleada en la construcción de la presa, mezclados en proporción de 1:3,25 en peso. No se agregaron elementos gruesos, pues la pequeñez de los espesores no lo permitía; la relación de agua-cemento fué de 1,0. En la figura 32 se detallan las dimensiones del modelo y la situación de los aparatos

de medida; las barras de invar para medir las deformaciones en los estribos correspondían a las secciones de la presa real en que hicieron mediciones análogas; igual criterio se siguió para la colocación de los fle-



Fig. 35. Vista del modelo de la presa Gibson con el dispositivo de aplicación de cargas separadas

chímetros empleados para medir las deformaciones.

El modelo se probó bajo cargas radiales, con presión de agua en distribución triangular, con presión de mercurio en distribución triangular y con presión de agua constantemente creciente, hasta llegar a la rotura.

Tanto las cargas de mercurio como las de agua estaban contenidas en una bolsa de goma colocada como indica la figura 33, entre el paramento de aguas arriba y una chapa de acero muy próxima al mismo.

Durante el período de cura del hormigón aparecie-

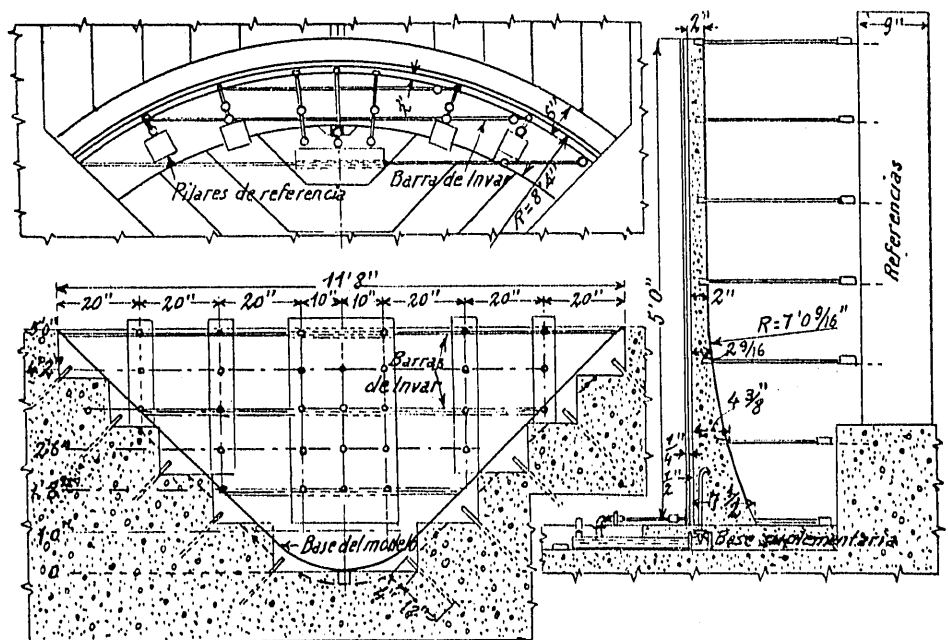


Fig. 34. Modelo de la presa Gibson

ron algunas grietas, por lo que se procedió a un humedecimiento continuo, prolongado durante las pruebas.

Las pruebas con carga de agua triangular se realizaron las primeras, dando resultados que no estaban

muy de acuerdo con los datos obtenidos directamente en la presa. Las pruebas con carga de mercurio originaron grietas similares a las que aparecieron en la presa, obteniéndose un acuerdo perfecto en las observaciones, como puede comprobarse en la figura.

modelo y disposición de aparatos para aplicación de esfuerzos y medición de deformaciones.

Los resultados obtenidos con carga equivalente a la carga total de agua concuerdan con los que dió el cálculo por el método "Trial-Load", suponiendo distribución lineal de tensiones y teniendo en cuenta correcciones por desplazamientos radiales, esfuerzo tangencial y efecto de torsión. La comparación gráfica de los resultados aparece en la figura 36, y el autor estima que las diferencias observadas son debidas a la hipótesis de distribución lineal de tensiones.

Después de las experiencias relativas a la carga exterior se verificaron otras para estudiar los efectos relativos a las variaciones térmicas. Estos se produjeron mediante circulación de agua a la temperatura deseada, cuidando de mantener constante la del macizo de sustentación y registrándose la distribución de temperaturas con 59 termómetros. La variación fué de 27, entre 8 y 35 grados centígrados, resultando excesiva con relación a las condiciones normales; pero se hizo así premeditadamente para obtener una

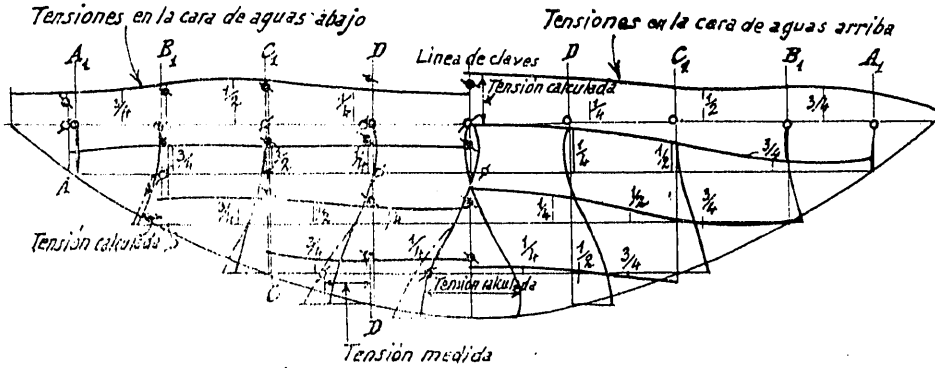


Fig. 36. Comparación de las deformaciones medidas y calculadas para el modelo de la presa Gibson. Las curvas corresponden a las deformaciones calculadas, estando representadas de trazo y punto las correspondientes a las ménsulas, corregidas según el ángulo de inclinación. Las deformaciones medidas se representan puntualmente, mediante un circulito blanco las de las ménsulas y un circulito negro las de los arcos

donde aparecen las deformaciones obtenidas en las dos series de ensayos, correspondiendo a la presa real las líneas de trazo lleno, y al modelo las de trazo y punto.

La fórmula empleada para la comparación de deformaciones fué:

$$\begin{aligned} \text{Deformación presa} &= \frac{E_m}{8n^2 E_d} \times \text{deformación modelo} = \\ &= 8.588 \times \text{deformación del modelo.} \end{aligned}$$

Fórmula en la que:

- $E_m$  = Módulo de elasticidad del modelo.
- $E_d$  = Módulo de elasticidad de la presa.
- $\delta$  = Densidad del mercurio.
- $n$  = Escala del modelo (1 : 12).

La rotura ocurrió por deslizamiento de la parte superior del modelo a lo largo de uno de los apoyos.

**Modelo de la presa de "Gibson".** El modelo de la presa de Gibson se ejecutó a escala 1 : 68, con cemento, arena y grava de la misma naturaleza que los empleados en la construcción de la presa y en proporciones 1 : 2 1/2 : 2 gravimétricas. Se ejecutó de un modo continuo, siendo la relación agua-cemento 1,0 y

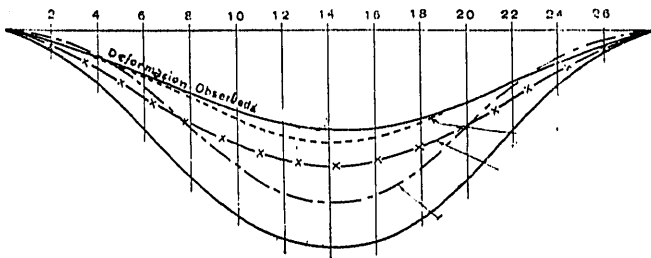


Fig. 37. Comparación de las deformaciones relativas a cambio de temperatura observadas en el modelo de la presa Gibson y las calculadas para diferentes grados de aproximación. La curva exterior de trazo lleno corresponde a la deformación del arco considerado libre; en la de trazo y punto se ha considerado la restricción de las ménsulas en dirección radial; en la de trazo y espas se ha tenido en cuenta además el efecto del esfuerzo cortante tangencial, y en la de puntos se ha corregido la anterior valorando la torsión. La curva interior de trazo lleno es la de deformaciones medidas

atendiendo cuidadosamente al humedecimiento de los paramentos. La unión del modelo con las márgenes se hizo escalonada, para evitar el desgarramiento que produjo la rotura del de "Stevenson Creek". En las figuras 34 y 35 se representa la sección transversal del

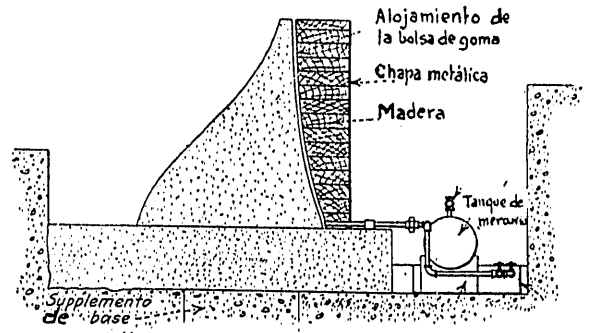


Fig. 38. Modelo de la presa de Hoover

ampliación de resultados y analizar comparativamente los aportados por el método "Trial-Load". En la figura 37 se representa esta comparación, habiéndose llevado en curvas los valores de las deformaciones, medidas y calculadas partiendo del arco libre y considerando sucesivamente las correcciones debidas a la restricción de las ménsulas, esfuerzo tangencial y de torsión. Las curvas finales casi coinciden, y la discrepancia podría anularse corrigiendo el efecto debido a la transmisión lateral por relación de Poissons.

**Modelo de la presa "Hoover".**—Las experiencias en los modelos de las presas de "Gibson" y "Stevenson Creek" pusieron de relieve la necesidad de emplear un material con un coeficiente de elasticidad mucho más bajo que el hormigón, y esta condición era mucho más importante en el caso de la presa "Hoover", donde lo extraordinario de las dimensiones (221,60 m de altura) requiere emplear una escala muy reducida.

Se ensayaron distintos materiales, llegándose a la adopción de un compuesto de yeso fino y tierra de diatomeas, cuyas características más interesantes son: peso específico, 2,60; módulo de elasticidad, 7 000 kilogramos por centímetro cuadrado, y coeficiente de

Poissons, 0,20. Las condiciones que se exigían a los materiales ensayados fueron:

- 1) Comportarse elásticamente dentro de la variación de tensiones resultante de las experiencias.
- 2) El módulo de elasticidad lo suficientemente bajo para poder medir eficazmente las deformaciones del modelo.

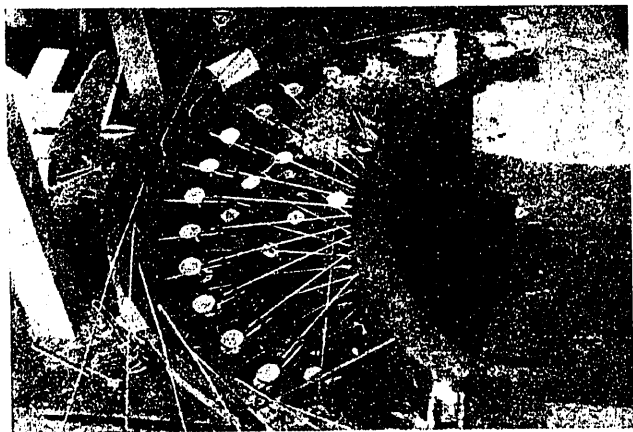


Fig. 39. Modelo de la presa Hoover con los flechímetros para medición de deformaciones en el paramento de aguas abajo

- 3) No debía agrietarse al endurecerse.
- 4) La relación entre tensiones de rotura por compresión y por tracción debían ser las mismas que en el hormigón.
- 5) El coeficiente de dilatación debía ser uniforme y, a ser posible, más elevado que el del hormigón.
- 6) El coeficiente de Poissons debía ser el mismo que el del hormigón.

Salvo la última, todas son cumplidas por el material elegido.

El modelo se ejecutó a escala 1 a 240 en el mismo foso que los dos anteriores, preparando, primero, una reproducción exacta del valle, ejecutada en capas de 8 cm, con un espesor mínimo de 30 cm. La altura del



Fig. 40. El mismo modelo con los extensómetros dispuestos para medir las tensiones a 45° en el paramento de aguas abajo

modelo es de 924 mm, y el espesor máximo, 825, habiéndose realizado por capas de 6 cm, la superficie de las cuales se sometía a desecación por aire caliente, barnizándose antes de colocar la inmediata, con objeto de que no hubiese absorción de humedad. Se colocaban hierros para asegurar la transmisión tangencial de esfuerzos entre los anillos de las diferentes ca-

pas. De cada una de éstas se tomaban muestras de material para comprobar las características mecánicas.

El programa de experiencias fué el siguiente:

- 1) Medida de las deformaciones radiales, tangenciales y angulares.
- 2) Medición de las deformaciones en la superficie de apoyo.
- 3) Medición de las tensiones en direcciones: horizontal, vertical y diagonal.

Las deformaciones lineales se midieron con extensómetros de dos centésimas de milímetro de sensibilidad, y las deformaciones angulares mediante combinaciones de espejos de gran amplificación. Las flechas se tomaban con relación a una base, refiriéndose a ella mediante barras de invar. La flecha máxima fué de 0,1 mm.

Las tensiones se obtuvieron por medición de la deformación entre puntos situados a 125 mm para las componentes horizontales y verticales, y a 175 milímetros para las diagonales. En la figura 41 aparecen situadas las chapas metálicas correspondientes a los puntos en que se midieron tensiones.

El modelo se ha sometido a unas 700 distribuciones de esfuerzos, habiéndose utilizado, salvo en al-

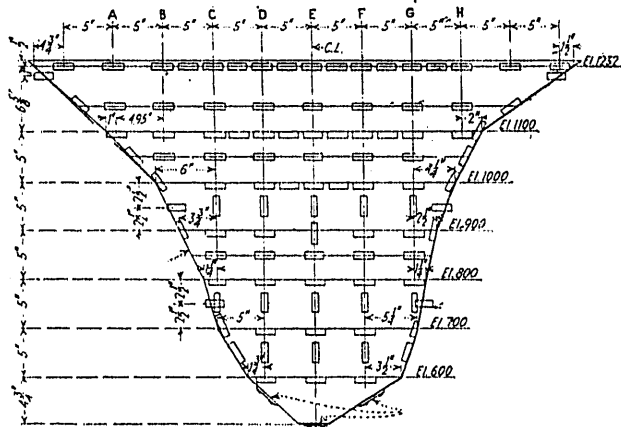


Fig. 41. Situación de las placas para insertar los extensímetros en la medición de tensión del paramento aguas abajo. Las cotas corresponden a niveles de la presa en pies ingleses

gunas preliminares, mercurio contenido en una bolsa de goma aplicado al paramento de aguas arriba, como se indica en la figura 38. De estas pruebas, unas corresponden a carga de agua parcial, otras a carga total—embalse lleno—y otras a sobrecarga, habiéndose llegado a un exceso de carga que corresponde a una altura adicional sobre el embalse de 51 m.

Queda por realizar la parte de las experiencias relativa a los efectos de variación de temperatura, que se llevará a cabo mediante refrigeración de las dos superficies del modelo, midiéndose la temperatura en el interior mediante termopares que se dejaron alojados durante la construcción. Después de estos ensayos se abrirán juntas verticales en las zonas donde aparecen actualmente tensiones y se harán pruebas con carga completa para estudiar los efectos de estas juntas. También es probable que se introduzcan variaciones en los espesores del modelo con objeto de lograr una mejor repartición de tensiones.

Para la comparación teórica experimental se calcularon las deformaciones en el paramento de aguas abajo del modelo mediante el método que denominan "Trial-Load", teniendo en cuenta no sólo las originadas por flexión de arcos y muros y esfuerzo cor-



tante tangencial, sino también las originadas por esfuerzo cortante radial, esfuerzos cortantes longitudinales en muros y arcos y torsión, considerando las

tengan en cuenta los verdaderos valores de los coeficientes de elasticidad del hormigón de la presa y del terreno de apoyo.

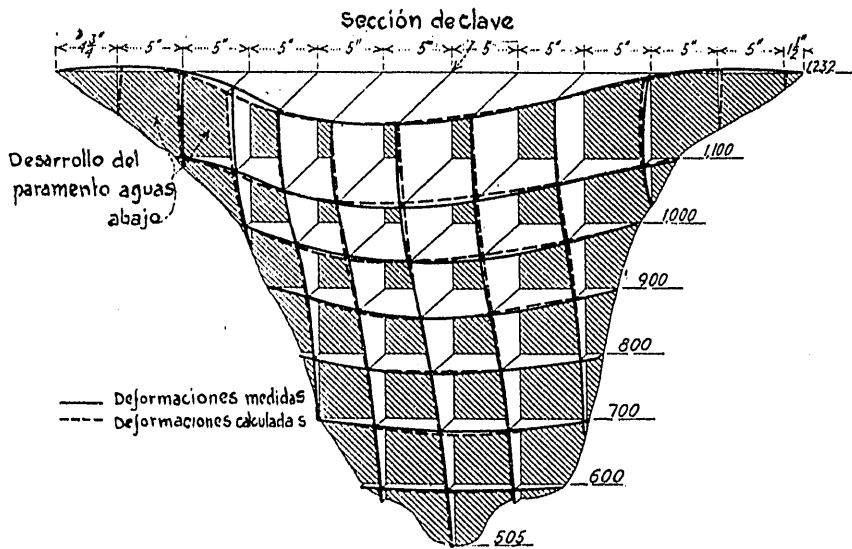


Fig. 42. Comparación de las deformaciones obtenidas en el modelo con las calculadas por el método "Trial-Load" para la presa Hoover

ménsulas limitadas por planos radiales y valorando las deformaciones de los cimientos para el espesor que tienen realmente en el modelo. No se ha tenido en cuenta el efecto Poissons, pues el valor del coeficiente correspondiente es muy reducido, y sólo tiene alguna importancia en la extremidad de la ménsula de claves. En la figura 42 se representa la comparación de los resultados analíticos y experimentales, poniendo de relieve la casi perfecta concordancia.

metros de altura y 231 m de longitud en coronación.

Las conclusiones que se deducen de estos ensayos son las siguientes:

1.ª La presa arco-gravedad proyectada es lógica, adecuada y segura para todas las condiciones de carga.

2.ª Únicamente deben realizarse, para el proyecto definitivo, pequeñas modificaciones en la curvatura horizontal y en los taludes de las ménsulas.

3.ª El efecto-arco se produce mientras se llena la presa, mucho antes de que el agua llegue al nivel normal máximo.

4.ª La distribución y magnitud de las tensiones a embalse lleno y vacío resultan de acuerdo con los resultados obtenidos mediante el método "Trial-Load".

5.ª El método "Trial-Load" proporciona los valores de las deformaciones en las presas arco y arco-gravedad para aplicación de cargas, siempre que se

6.ª Los ensayos de presas arco en modelo raducido proporcionan una base segura para comprobar las condiciones de trabajo y seguridad de las mismas.

7.ª Las deformaciones del terreno de apoyo influyen extraordinariamente, en el caso de presas arco-gravedad, de las dimensiones de la de "Hoover". Deben tenerse en cuenta para obtener resultados correctos.

EXPERIENCIAS EN LA PRESA DE "CALDERWOOD"

Se llevaron a cabo por la "Aluminum Company of America", para estudiar la presa de su propiedad construída en el río Litte Tennessee, con 60

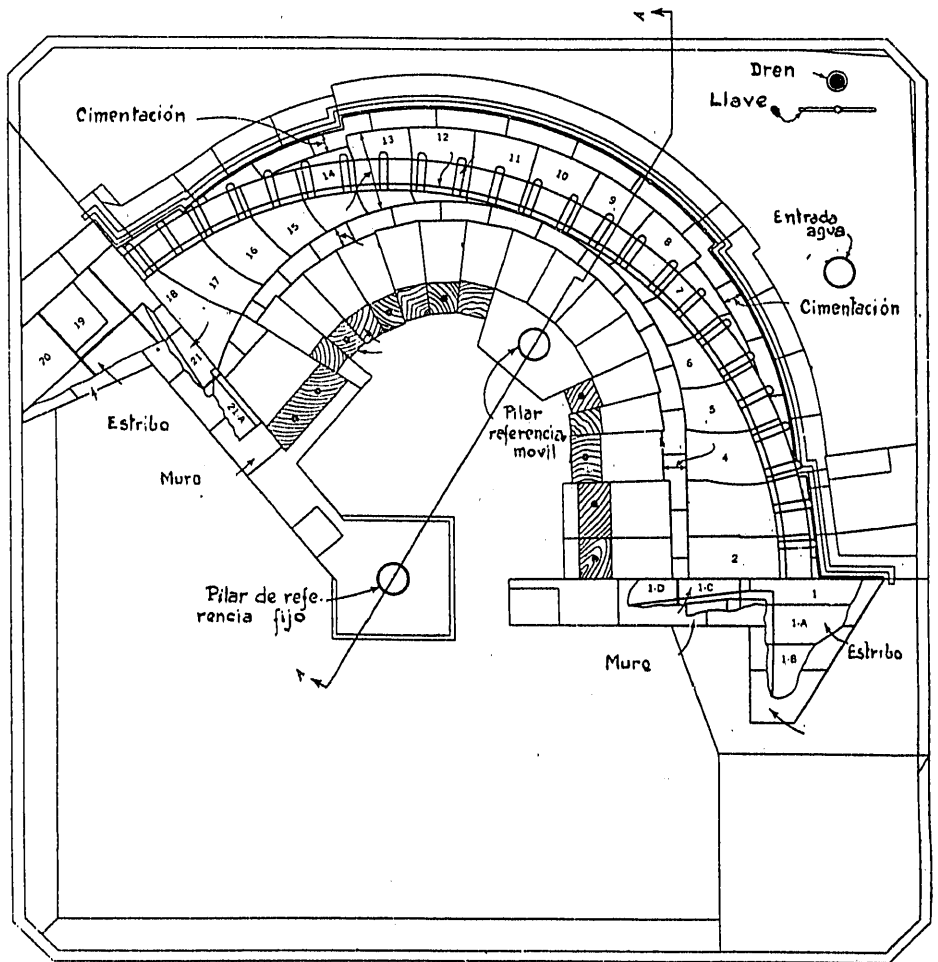


Fig. 43. Modelo de la presa Calderwood. Planta

El programa a desarrollar es el siguiente:

- 1) Medición directa de las tensiones y deformaciones en la presa construída.

2) Comparación de los valores así obtenidos con los deducidos teóricamente en el proyecto.

3) Ejecución de un modelo a escala reducida, medición de tensiones y deformaciones y comparación

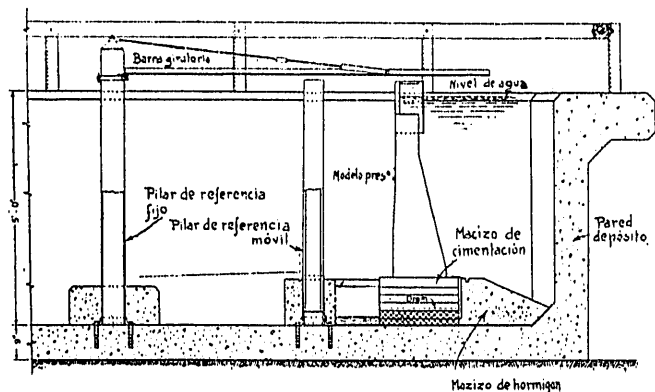


Fig. 44. Modelo de la presa Calderwood. Sección

con los antedichos valores, modificando el modelo para obtener coincidencia.

4) Ejecución de un nuevo modelo a escala reducida, teniendo en cuenta las enseñanzas de la experiencia anterior, y comparación de la estructura correspondiente con la ejecutada, deduciendo las innovaciones que deben introducirse en el proyecto de esta clase de presas.

El modelo, a escala de 1/50, se ejecutó de modo a satisfacer las siguientes condiciones:

1) Igualdad de los valores de la relación de los pesos específicos de líquido de carga y fábrica, en la estructura y en el modelo.

2) Reproducción adecuada en el modelo de las juntas de construcción de la presa.

3) Realización de las condiciones de cimentación y apoyo equivalentes a las de la presa.

Para la determinación de las características del hormigón de la presa se tomaron probetas cilíndricas de

líquido de carga, necesitándose entonces un material con el mismo peso específico que el hormigón, pero que tuviera un módulo de elasticidad mucho más bajo, para poder medir correctamente las deformaciones. Después de muchos ensayos se llegó a un compuesto de caucho y litargirio que tiene un módulo de elasticidad de 190 kg/cm<sup>2</sup>, un coeficiente de Poissons de 0,50 y peso específico 2,40.

Para cumplir la condición 2), el modelo se ejecutó por bloques similares a los realizados en la construcción de la presa, quedando las juntas bien acusadas verticalmente y menos acusadas horizontalmente.

Para cumplir la condición 3) se reprodujo la sección del valle mediante placas del mismo material que el modelo, cuyo espesor representaba una altura real de 1,50 m. Sobre la superficie escalonada resultante se ajustó perfectamente el modelo, sin aglomerante intermedio. Como era difícil la reproducción exacta de las condiciones de cimentación, se dispuso ésta de modo a poderlas variar dentro de un amplio margen. Así, el modelo apoya sobre un macizo rígido a través de un número de placas del compuesto de caucho y litargirio, que puede aumentar o disminuir; además, estas placas están contenidas lateralmente por un murete de hormigón en la zona correspondiente a aguas arriba, y por puntales flexibles, que pueden colocarse a diferentes alturas, en la zona de aguas abajo.

El modelo se ha ejecutado en un foso de hormigón armado de 4,40 x 4,40 x 1,50 m, disponiéndose en el mismo los tubos y llaves para entrada y salida de agua, y dos pilares de referencia para las mediciones, uno de los cuales se corresponde con la base tomada para las mediciones directas sobre la presa (figuras 43, 44 y 45).

Se colocaron aparatos para medir tensiones, deformaciones y temperaturas. Las tensiones se medían en los paramentos de aguas abajo y aguas arriba, por medición de los alargamientos, para lo cual se disponían en éste ocho agujas indicadoras, montadas en rosácea, midiéndose la distancia entre juntas con un microscopio de precisión, montado en un eje vertical, que se desplazaba por rotación a todo lo largo del paramento. En el de aguas arriba, que naturalmente quedaba cubierto por el agua, las mediciones de tensión se llevaban a cabo sólo con tres direcciones, disponiéndose escalas que se leían mediante una lente montada en la extremidad de un tubo.

La medición de las deformaciones se efectuaba en el paramento de aguas abajo mediante barras de longitud invariable, que se insertaban en puntos determinados del pilar de referencia fijo, leyéndose la longitud en unas escalas del extremo opuesto, que confrontaban con señales fijas en el paramento de la presa. La medición de las temperaturas se efectuaba con pares termoelectrónicos alojados en el interior del modelo.

Todavía no se ha llevado a cabo el programa completo de experiencias, pues hasta ahora sólo se han

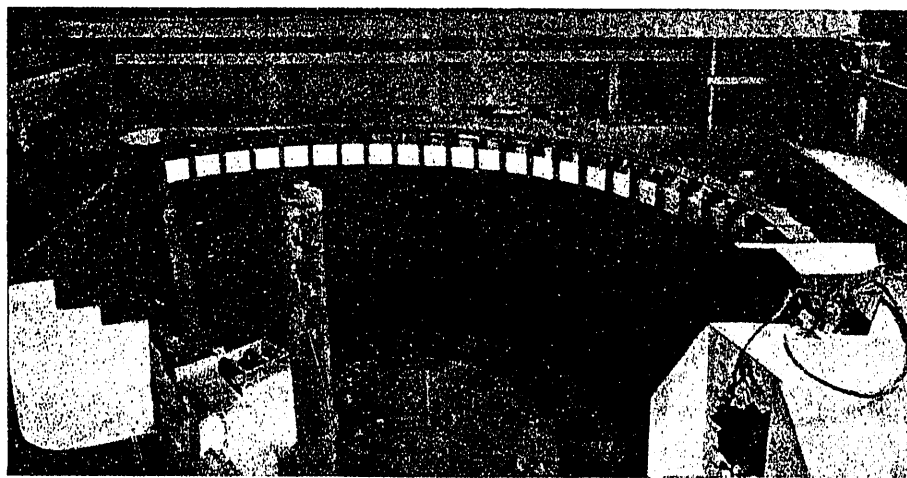


Fig. 45. Vista del modelo de la presa Calderwood

120 x 60 cm, obteniéndose valores medios de 267 000 kilogramos/cm<sup>2</sup> para módulo de elasticidad, 0,15 para coeficiente de Poissons y 2,4 para el peso específico. Las características del terreno de cimentación se tomaron sobre testigos de sonda de 5 cm de diámetro. Para cumplir la condición 1) se adoptó agua como

realizado mediciones en la presa y en el modelo, habiéndose deducido provisionalmente las siguientes conclusiones:

1.<sup>a</sup> Las condiciones de cimentación son de capital importancia; proyectar una presa en la hipótesis de inamovilidad de la superficie de apoyo es completamente inadecuado.

2.<sup>a</sup> Las juntas verticales de construcción influyen considerablemente en el valor de la tensión máxima.

3.<sup>a</sup> No parece justificada la distribución de espesores en los arcos horizontales, aumentando de clave a arranques, puesto que no mejora la repartición de tensiones, sino que, por el contrario, en ciertas circunstancias puede producir concentraciones en determinados puntos de la presa.

Carlos FERNANDEZ CASADO  
Ingeniero de C., C. y P.

### BIBLIOGRAFIA

- GUIDI: *Studi sperimentali su costruzioni in cemento armato.—Il Cemento Armato*, marzo 1927.  
— *Experience termiche su di una diga a volta.*—R. Accademia delle Scienze, 1927.
- CAMPINI: *Gli sforzi indotti dalle impeditte dilatazioni termiche nei confronti con gli sforzi idrostatici nelle dighe a volta unica.*—*L'Energia Elettrica*, marzo 1932.
- SMITH: *Experimental deformation of a cylindrical Arched Dam.*—*Transaction of Am. S. C. E.*  
— *Report of the Committee of Engineering Foundation on Arch Dam Investigation.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, mayo 1928, parte III.
- DENNIS: *Financing and Constructing the Experimental Stevenson Creek Dam.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, mayo 1928, parte III.
- NOETZLI: *La diga sperimentale sul rivo Stevenson in California e le sperienze finora eseguite.*—*L'Energia Elettrica*, noviembre 1926.
- CAUFOVRIER: *Le barrage d'essai de Stevenson Creek.*—*Le Génie Civil*, 2 enero 1926, 15 octubre 1927 y 10 noviembre 1928.
- KAMBO: *Studio della diga di prova Stevenson.*—*L'Energia Elettrica*, noviembre-diciembre 1928.
- CAMPINI: *La legge lineare delle tensioni normali negli archi della diga Stevenson.*—*L'Energia Elettrica*, diciembre 1928.  
— *La ripartizioni del carico idrostatico fra travi ed archi nelle dighe di ritenuta a volta unica.*—*L'Energia Elettrica*, noviembre 1929.
- KALMAN: *La diga sperimentale di Stevenson Creek.*—*Annali di Lavori Pubblici*, febrero-marzo-abril 1930.
- JORGENSEN: *Improving Arch Action in Arch Dams.*—*Transactions of Am. S. C. E.*, 1920.
- LANG: *Trigonometrische Beobachtung der elastischen Deformationen der Staumauer am Pfaftensprung der Kraftwerks Amsteg.*—*Schweizerische Bauzeitung*, 1923.
- NOETZLI: *Deflections of Swiss Dams Measured.*—*Civil Engineering*, agosto 1932.
- WADE & DE BURGH: *Concrete and Masonry Dam Construction in New South Wales.*—*Minutes of Proceeding Inst. C. E.*, vol. 178.
- LANG: *Mesures des déformations dans les barrages.*—*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 8 marzo 1930.
- H. CROSS: *Temperature Deformations in Concrete Arches.*—*Engineering News-Records*, 4 febrero 1926.
- NOETZLI: *Arch Dam Temperature Changes and Deflection Measurements.*—*Engineering News-Records*, 30 noviembre 1922.
- BEGGS: *Test of a celluloid Model of the Stevenson Concrete Dams.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, 1928, parte III.
- MESNAGER & VEYRIER: *Les barrages-réservoirs a voûtes et a charge fractionnée.*—*Revue Générale de l'Electricité*, octubre 1927.
- VOGT: *Discussion of "Analysis of Arch Dams by the Trial Load Methode".*—*Transactions of Am. S. C. E.*, 1929, pág. 1274.
- KARPOV: *Discussion of Theory of Similarity and Models.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, febrero 1931, pág. 359.
- SAVAGE & HOUK: *Checking Arch-Dam Design with Models.*—*Civil Engineering*, mayo 1931.
- KARPOV & TREMLIN: *Building and Testing an Arch Dam Model.*—*Civil Engineering*, enero 1932.
- SAVAGE & HOUK: *Model Tests of Hoover Dam.*—*Engineering News-Records*, 7 abril 1932.
- HOUK: *Uplift Pressure Measured at Gison Dam.*—*Engineering News-Records*, 18 agosto 1932.

## Las nuevas prescripciones alemanas para las obras de hormigón

Con ocasión del 25º aniversario de la Comisión Alemana del Hormigón Armado se han publicado en marzo de este año los nuevos reglamentos alemanes para las construcciones de hormigón.

La Comisión fué fundada a principios de 1907, a base de una antigua Comisión prusiana, y cuenta con la aportación de las Administraciones de la nación y de los países autónomos, de la Asociación del Hormigón y de las Federaciones de Ingenieros y de Fabricantes de Acero y de Cemento. Su misión es el desarrollo de estudios e investigaciones que hagan mantener a la técnica alemana de este sistema de construcción en consonancia con los adelantos del progreso industrial y de las nuevas condiciones económicas, habiendo llegado a realizar investigaciones con un costo total de más de marcos 1 100 000, cuyos resultados han dado lugar a 69 publicaciones<sup>1</sup>.

1 Con estas investigaciones se trata en cada momento de resolver las cuestiones modernas dudosas de mayor interés. En el plan actual (1932) de la primera Subcomisión de Trabajo figuran investigaciones sobre: mejora de la resistencia de los hormigones a la tracción, ensayos sobre vigas armadas (grietas y

Ha constituido otra labor peculiar de la Comisión el estudio sistemático de los accidentes y hundimientos acaecidos en obras construídas con este sistema. Finalmente, la preparación de los reglamentos anteriores, con fechas de 1907, 1916 y 1925, además de la relación y colaboración en otros reglamentos especiales, ha tenido una influencia muy grande a consecuencia de su carácter obligatorio. Esta influencia ha alcanzado también a muchos países extranjeros, y no sólo a los más directamente influidos por la cultura alemana, como lo prueban los modernos reglamentos de hormigón armado de Rusia y del Brasil.

El primer proyecto de las prescripciones que nos ocupan fué publicado en enero de 1931, en la revista especializada más importante, para someterlo de este modo a la crítica pública. Como consecuencia, más de 130 personas o entidades presentaron unas 1.200 proposiciones, que—una vez estudiadas y clasificadas—sirvieron para

rotura), resistencia del hormigón a las cargas repetidas, columnas armadas con redondos o con otros tipos de perfiles, influencias dinámicas, "trabajabilidad" y sus métodos de ensayo y otros temas de interés semejante.