

CIMENTACION DE PRESAS EN TERRENOS DE POSIBLE INESTABILIDAD

Dr. Ing. C. C. P. A. ALVAREZ

Ing. C. C. P. J. A. BAZTAN

INTRODUCCION

En los últimos años hemos intervenido en la realización de los proyectos relativos a tres presas, cuyas cimentaciones presentaban problemas fuera de lo corriente en otras obras similares, y que exigieron aplicar los recursos de la ciencia en plena evolución y desarrollo, que es la Mecánica de Rocas. Estos proyectos fueron realizados en la Sección de Estudios Hidráulicos de AUXINI-Construcción, bajo la dirección del profesor D. Eugenio Vallarino y Cánovas del Castillo.

En este artículo, tras pasar revista a aspectos puramente conceptuales de la reología de las masas rocosas, exponemos en líneas generales su aplicación a los tres casos concretos a que hemos hecho referencia.

El primero de ellos y más antiguo es el de la presa de La Campañana, actualmente en servicio, cuya experiencia práctica, así como el estudio de las deformaciones medidas, han servido para confirmar hipótesis y aplicar los conocimientos adquiridos a otras obras posteriores.

El segundo es de especial importancia: el refuerzo de la presa de Mequinenza, que posee el valor de haber resuelto los problemas de la cimentación con posterioridad a la construcción casi completa de la estructura.

El tercer caso, es el de una pequeña presa: la cámara de carga del salto El Grado II, en la que se han resumido los conceptos y experiencias obtenidas en los casos anteriores.

1. ESQUEMA RESISTENTE DE LAS CIMENTACIONES EN ROCA

Durante la última década se ha profundizado de forma extraordinaria en el conocimiento de la reología de las rocas y macizos rocosos. Como fruto de este mayor conocimiento, se han deducido consecuencias que parecen conducir hacia una metodología para cuantificar las diferentes facetas de su funcionalismo mecánico.

Desde hace muchos años, estuvo en el ánimo de los proyectistas el hecho de que las masas rocosas presentan superficies de discontinuidad y que, tanto en sus deformaciones como en el proceso de rotura, intervienen fenómenos de inestabilidad.

Sin embargo, las obras se dimensionaban con ampli-

tud y las tensiones que transmitían al terreno eran tan reducidas que fue práctica común el suponer la roca como una masa indeformable y estable, cuando más bien se debe decir que la roca era muy poco deformable para las cargas que se transmitían.

Cuando la técnica avanzó, y el mejor conocimiento de los materiales de construcción permitió reducir espesores y aceptar tensiones más altas de trabajo, el concepto expresado necesitaba una revisión completa. Esta inquietud se hizo patente ya en el primer cuarto de siglo, cuando Vögt dedujo sus fórmulas de deformación del cemento en presas bóveda, basadas en el concepto elástico del semi-espacio de Boussinesq. Tanto en este procedimiento como en otros similares, para cuantificar la deformabilidad de los macizos rocosos se suponía un coeficiente global que resumiera los fenómenos visco-elasto-plásticos. Este concepto es más próximo a la realidad cuando las discontinuidades están muy distanciadas entre sí, con respecto a las dimensiones de la obra en cuestión, o cuando las resultantes de esfuerzos en los planos de discontinuidad son reducidas y no suponen inestabilidad o equilibrio casi estricto. No obstante, la adopción de un criterio de este tipo es engañosa y el peligro está en su extrapolación y generalización, sin penetrar en el concepto matriz.

La escuela de Salzburg, bajo la dirección del profesor Müller, da una nueva aproximación al problema y comienza en los años 50 a crear un cuerpo de doctrina para los macizos rocosos, partiendo de una filosofía resistente basada en criterios de inestabilidad, a diferencia de la tradicional postura de considerar la masa de roca deformable como si fuese un sólido continuo e isótropo. Esta postura, frente al problema de la roca, es sumamente atractiva, y no cabe duda de que marca una dirección de mayor profundidad conceptual que las hasta ahora adoptadas, como a continuación comentamos.

Supongamos que un bloque de roca, considerado idealmente como homogéneo e isotropo, está sometido en su contorno a un sistema de fuerzas en equilibrio. En el interior del sólido existirá un plexo tensional función de la rigidez del bloque, de su geometría externa y del sistema de fuerzas aplicado, así como de la orientación de la red cristalográfica. Este sistema interno de tensiones estará en equilibrio, y si aumentamos proporcionalmente el sistema de fuerzas externo, seguirá existiendo equilibrio tanto externo como interno, a costa de deformaciones debi-

2

das a la resistencia intrínseca del material. El proceso no es indefinido, sino que tiene como límite la rotura, por haberse agotado en una cierta superficie interna la capacidad resistente del material.

Si en este proceso suponemos que no existe equilibrio de fuerzas externas por variar una cualquiera de ellas en una fase de carga anterior a la que provocó la rotura interna, el bloque se pondrá en movimiento sin que el equilibrio interno se haya roto y sin que, por tanto, se haya producido la quiebra del material.

Si generalizando el concepto, considerásemos un conjunto de bloques formando la masa rocosa, sometido a un sistema equilibrado de fuerzas externas al conjunto, la situación de cada bloque será la misma definida en el caso anterior, y las fuerzas externas a cada bloque procederán de la transmisión de bloque a bloque de las fuerzas externas al conjunto. Es evidente que la capacidad resistente, a lo largo de las superficie de contacto

entre bloques, es menor que la de la roca matriz, pues la discontinuidad supone una pérdida de cohesión. En definitiva, las discontinuidades, si los bloques separados por ella se suponen en contacto, pueden transmitir esfuerzos de compresión en forma análoga a como serían transmitidos si no existiera la discontinuidad, pero no son capaces de transmitir tracciones y su resistencia a esfuerzo tangencial es mucho más precaria que la de la roca matriz, por razón, como hemos dicho, de su falta de cohesión.

Estos principios pueden resumirse de la forma siguiente: las propiedades resistentes de la roca en general, y en lo que a los problemas ingenieriles se refiere, dependen en mayor grado del sistema de discontinuidades y de la calidad mecánica de las separaciones entre los bloques de roca unitaria que de la resistencia del propio material. Es, por tanto, la mecánica de rocas, según entiende el grupo de Salzburgo, la de un discontinuo en que la deformabilidad se debe fundamentalmente a des-

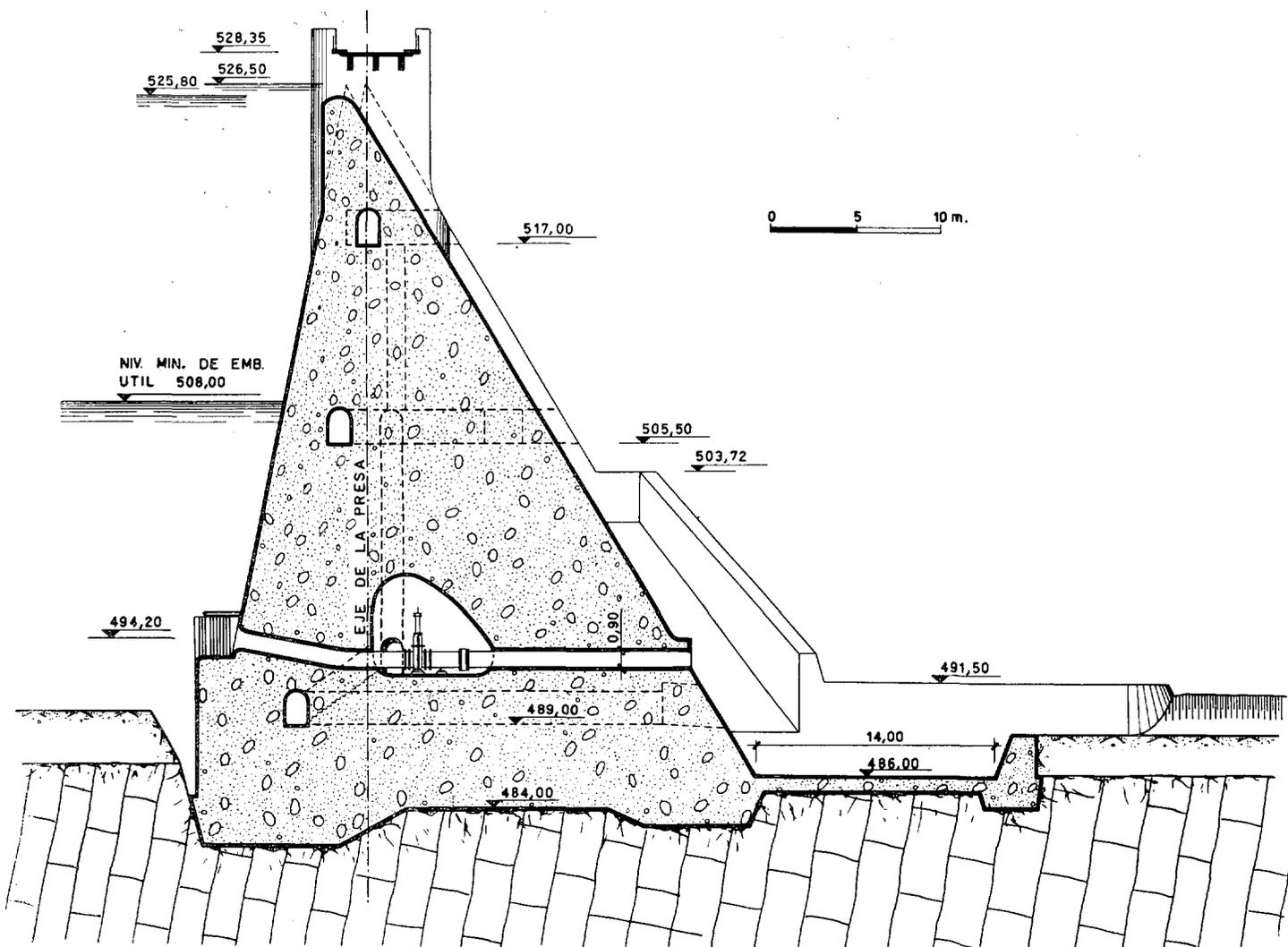


Fig. 1.^a — Presa de la Campaña. Sección principal indicando aliviadero y desagüe de fondo.
(Main section with spillway and deep out let).

plazamientos internos de los bloques unitarios dentro de la estructura general.

A este respecto tienen especial interés los ensayos a rotura del estribo de la presa bóveda de Kurobe. Se realizaron pruebas con tres tipos de estribo:

a) Homogéneo e isótropo.

b) Con un sistema de litoclasas paralelas a la tangente al arco en su arranque.

c) Como el caso b), pero con otro sistema de diaclasas normal al anterior.

Cargados los modelos, se comprobó que la distribución de tensiones pasaba de un reparto típico de Boussinesq, en el primer caso, a una distribución en faja, y en profundidad, en el segundo caso, siendo debida la rotura, en el caso tercero, a la inestabilidad de los bloques creados por el sistema de litoclasas supuesto. Y lo que es más importante, las cargas que produjeron la rotura en el modelo 2, eran sólo 1/3 de las que produjeron la rotura del 1, y todavía más reducidas, de solamente 1/9, las que bastaron para romper el modelo 3. Es decir, que con un mismo material de estribo, el medio continuo soportaba las tensiones transmitidas por una carga nueve veces superior a la soportada por el modelo discontinuo en rotura.

En realidad, la roca no es un sólido continuo, pero ordinariamente las discontinuidades no son tan grandes como para convertir el macizo rocoso en un medio formado por bloques aislados. Considerarla como sólido continuo es erróneo y expuesto, mientras que la segunda postura quizá sea excesivamente conservadora. Para llegar a la verdadera situación del problema, es necesaria investigar la extensión y desarrollo de las discontinuidades dentro de la masa de roca que va a ser afectada por los esfuerzos de la obra que en ella se implante.

1.1. Deformabilidad.

Partiendo de las ideas básicas expresadas en el apartado anterior, profundicemos en el concepto de deformabilidad.

Al estar sometida una masa rocosa a un sistema de fuerzas exteriores, se producirá un plexo tensional interno que se traducirá en deformaciones y corrimientos de la masa en cuestión.

Los corrimientos totales corresponderán a la superposición de las sucesivas deformaciones que se produzcan en el interior de la masa de roca. A su vez, estas deformaciones pueden ser de varios tipos. Sin embargo; en lo que aquí nos interesa, podemos separarlas en dos grandes grupos:

a) Deformaciones debidas al plexo tensional interno en los bloques de roca cuasi-isótropos y continuos.

b) Corrimientos parciales por inestabilidad entre bloques, a lo largo de sus superficies de separación.

El primer grupo suele tener menos importancia, desde el punto de vista de la seguridad de la obra, en aquellos casos en que la roca matriz tenga la suficiente resistencia y rigidez. Únicamente habrá que tener presente este sumando de la deformación total en algunos casos especiales, como pueden ser:



Fig. 2.^a— Presa de la Campaniana. Aspecto de la roca de cimentación y ejecución del hormigonado.

(View of the foundation rock during the concreting).

— Bloques de gran deformabilidad interna (caso de una roca muy plástica).

— Bloques que, aunque sean intrínsecamente muy resistentes, tengan escasa rigidez frente a determinados esfuerzos, debido a sus dimensiones (caso de una placa de roca cargada normalmente a su plano de mayor desarrollo superficial, produciéndose la rotura antes de producirse inestabilidad).

— Bloques de roca con un índice de huecos tan importante que los esfuerzos puedan provocar deformaciones grandes por roturas parciales internas, antes de que se haya producido el deslizamiento por inestabilidad.

Junto a este tipo de deformaciones, que pueden ser importantes en cierta clase de rocas, o para cierto tipo de solicitaciones, existe la deformabilidad indicada en el caso b), debida a un proceso de inestabilidad, que es, en general, la más importante, pues, como vimos en el apartado anterior, puede producirse un proceso de deformabilidad de este tipo con cargas mucho más reducidas que las que provocarían deformación importante o rotura en la roca matriz. A este último tipo de deformabilidad nos referimos en este artículo.

La roca se comporta como un sólido elástico ideal, sólo en caso de que las tensiones a que esté sometida sean relativamente bajas. En la naturaleza, la roca tiene siempre un estado de tensiones propio, que varía cuando el ingeniero planta una obra sobre el macizo primitivo. Las tensiones internas resultan alteradas por los esfuerzos que introduce la obra nueva. Pero además hay que hacer una atención particular al caso de que se trate de una obra de tipo hidráulico, por ejemplo, una presa. En este caso se introduce, además, un gradiente hidráulico que da origen a un estado de presiones intersticiales (intrapresiones), los cuales suelen alterar el estado tensio-



Fig. 3.^a— Presa de la Campañana. Vista aérea de conjunto.
(Aereal view).

nal de sentido desfavorable a la seguridad, ya que la presión intersticial en las juntas y diaclasas reduce casi siempre la resistencia efectiva de las mismas. Esta reducción es debida a dos causas, una disminución de los esfuerzos normales, que gracias al rozamiento son estabilizadores, y otra alteración física de los rellenos de diaclasas, dando lugar casi siempre a una reducción de la cohesión.

Para que no exista corrimiento de la masa de roca o de una parte de la misma, será preciso que las nuevas reacciones entre bloques no sean incompatibles con la capacidad resistente de las juntas que los separan, donde están localizadas dichas reacciones.

Sólo en este caso el equilibrio del conjunto seguirá existiendo y la estructura construida no provocará una inestabilidad con corrimientos importantes en la roca de cimentación.

Si, por el contrario, en todos los puntos de una cierta

superficie envolvente de separaciones entre bloques de roca, se alcanzase el límite de la capacidad resistente, un incremento de carga supondría un desequilibrio, pues no hay posibilidad de absorber más carga en ningún punto. En definitiva, este desequilibrio se traduciría en un corrimiento importante por deslizamiento de la masa rocosa limitada por la susodicha superficie.

1.2. Fin de proceso de inestabilidad: rotura.

En general, consideramos como proceso de rotura por inestabilidad el deslizamiento de una masa rocosa, limitada por una superficie donde se agotó la capacidad resistente. Es, por tanto, la rotura, la ampliación indefinida del proceso de inestabilidad, con deformación, en general, muy reducida de cada uno de los bloques individuales.

La superficie deslizante no se forma en general en el

instante de la rotura, sino que durante el proceso de deformación se van produciendo roturas y asentamientos parciales hasta alcanzar ese equilibrio estricto, prelude del deslizamiento total. La rotura por inestabilidad es producto de un desequilibrio de las reacciones externas a la masa que desliza, sin que en el interior de dicha masa se haya alcanzado el límite de resistencia.

En consecuencia, se puede decir que los macizos anisotropos están sujetos a sucesivas redistribuciones tensionales al alterarse las condiciones límites. Por tanto, las relaciones tensión-estabilidad no han de considerarse como un fenómeno estático sino dinámico.

¿Cuál será la superficie de deslizamiento final? No cabe duda que esta superficie estará definida en la mayoría de los casos por las direcciones de los diferentes

planos de discontinuidad de mínima resistencia y cuya orientación sea más desfavorable frente a las solicitaciones transmitidas por la obra realizada.

1.3. Posición del proyectista de presas frente al problema de la cimentación.

Para una presa, es tan catastrófico un corrimiento superior al admisible en una parte de su cimentación, como el deslizamiento completo de la roca de implantación. En consecuencia, al estudiar la estabilidad de una cimentación de presa, habrá que prever que los deslizamientos parciales no pasen de un cierto límite.

Los ensayos mecánicos de la roca, cuya tipología y metodología no vamos aquí a comentar, aportan fundamentalmente dos tipos de parámetros cuya adopción para estudiar y cuantificar el problema refleja en el fondo dos posturas diferentes en el proyectista. El primer grupo de parámetros está integrado por los que definen las características resistentes en diferentes direcciones de la roca, y en fase de rotura, medidos mediante ensayos donde se provoca la inestabilidad. Son los denominados cohesión y rozamiento, con sus facetas, según que la roca o material de relleno esté seca o saturada. El segundo grupo de parámetros está constituido por unos módulos de deformabilidad en distintas direcciones de

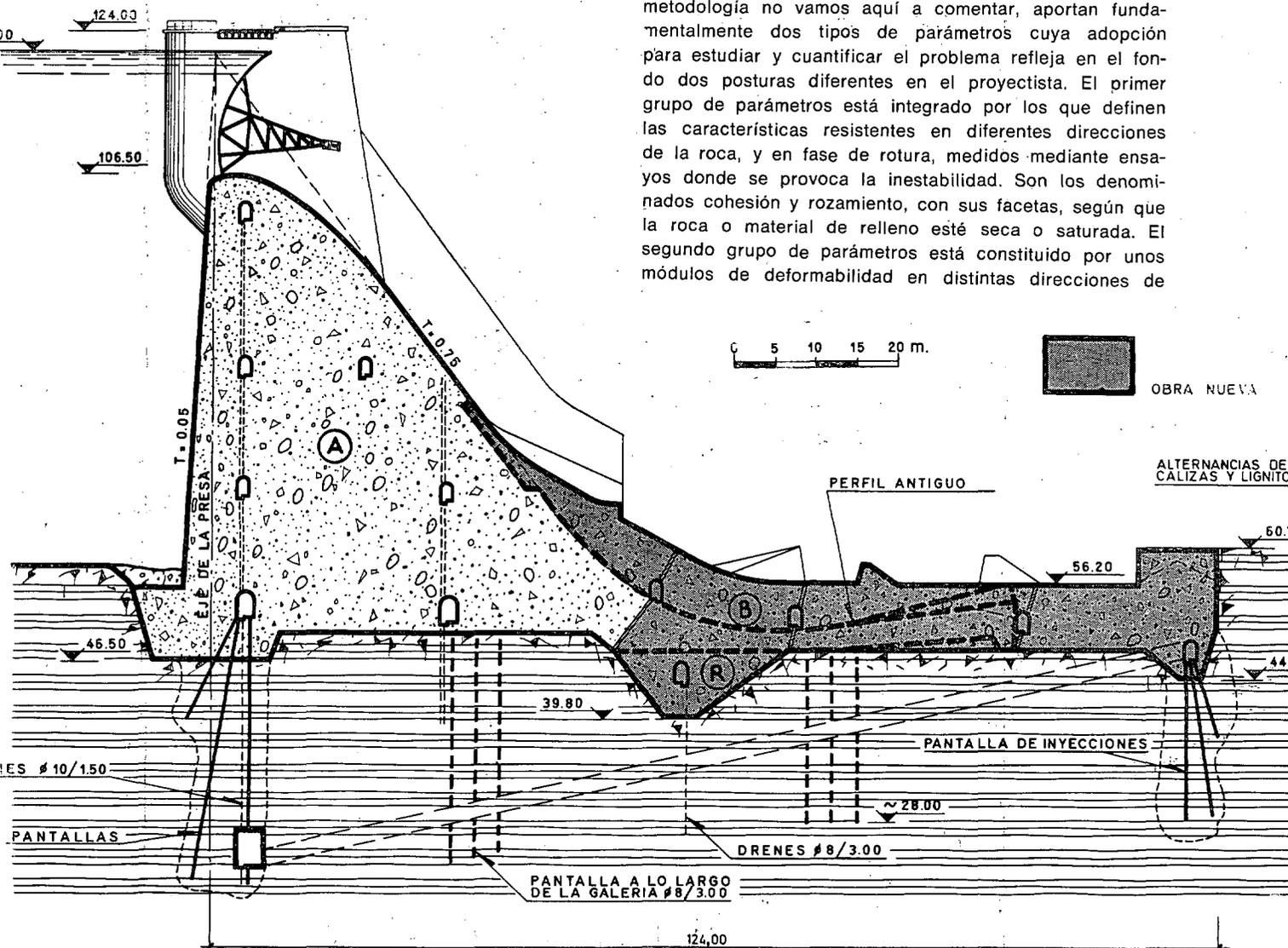


Fig. 4.^a—Presa de Mequinenza. Sección principal por aliviadero indicando el cuenco antiguo y la obra de refuerzo ejecutada.
(Main section showing old apron and reinforcement made).

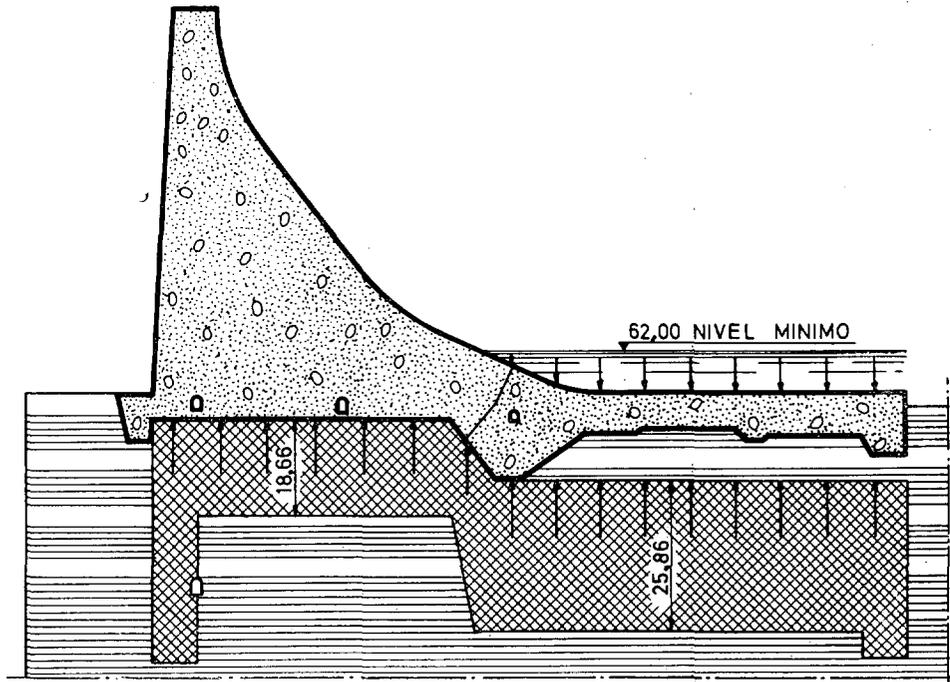
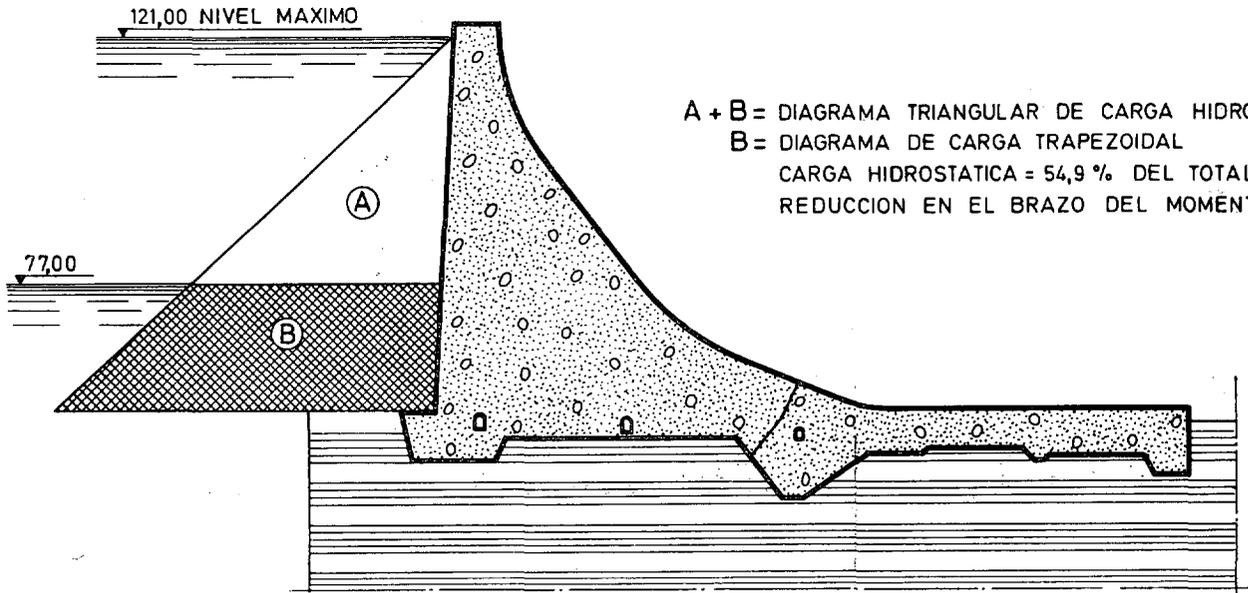


Fig. 5.^a — Modelo geomecánico de la presa de Mequinenza Carga hidrostática y subpresión aplicadas al modelo definitivo en la fase de rotura.

(Geomechanical model of the Mequinenza Dam. Hydrostatic thrust and uplift in ultimate test).

la roca que pretenden reflejar una relación entre tensión y deformación.

Como indicamos al principio del artículo, la adopción de este segundo criterio puede ser indicativa, pero nunca definitiva, pues los parámetros deducidos, a parte de ser discutible en muchos casos (1), nunca podrán reflejar una situación de inestabilidad local, debida a la falta de equilibrio externo de un contorno cuyas condiciones locales de geometría y resistencia son las que influyen en el problema de estabilidad.

El primer criterio, como hemos dicho, se basa en la

adopción de unos parámetros deducidos en un estado de inestabilidad. Su aplicación para el dimensionamiento de la cimentación podría considerarse insuficiente ya que, como hemos dicho, se trata de proyectar no sólo

(1) A este respecto es interesante recordar la intervención de D. José Manuel Peironcely en el I Congreso de Mecánica de Rocas (Lisboa, septiembre 1966), donde critica algunos procedimientos de medida con gatos en galería, pues los parámetros deducidos muchas veces reflejan la descompresión de la propia galería y no la resistencia global buscada, a escala de la cimentación de la presa.

Fig. 6.^a—Presa de Mequinzena. Rotura del modelo geomecánico de la zona de central.

(Geomechanical model after ultimate test).



frente a la rotura final, sino frente a deformaciones inadmisibles. Pero si recapacitamos sobre los principios de deformabilidad que hemos tratado de exponer, lo que consideramos como deformación por inestabilidad es, en definitiva, el mismo fenómeno que la rotura por inestabilidad y únicamente los diferenciamos por el hecho de que el proceso de inestabilidad se pare por acodala-

miento de la cuña deslizante, o sea, indefinido al no existir coacciones a su movimiento.

Es, por ejemplo, y en un plano teórico para mejor entendimiento, lo que puede suceder en un terreno con estratificación horizontal (discontinuidades horizontales) solicitado por tensiones tangenciales en estas superficies transmitidas por una estructura. Para un determinado sis-

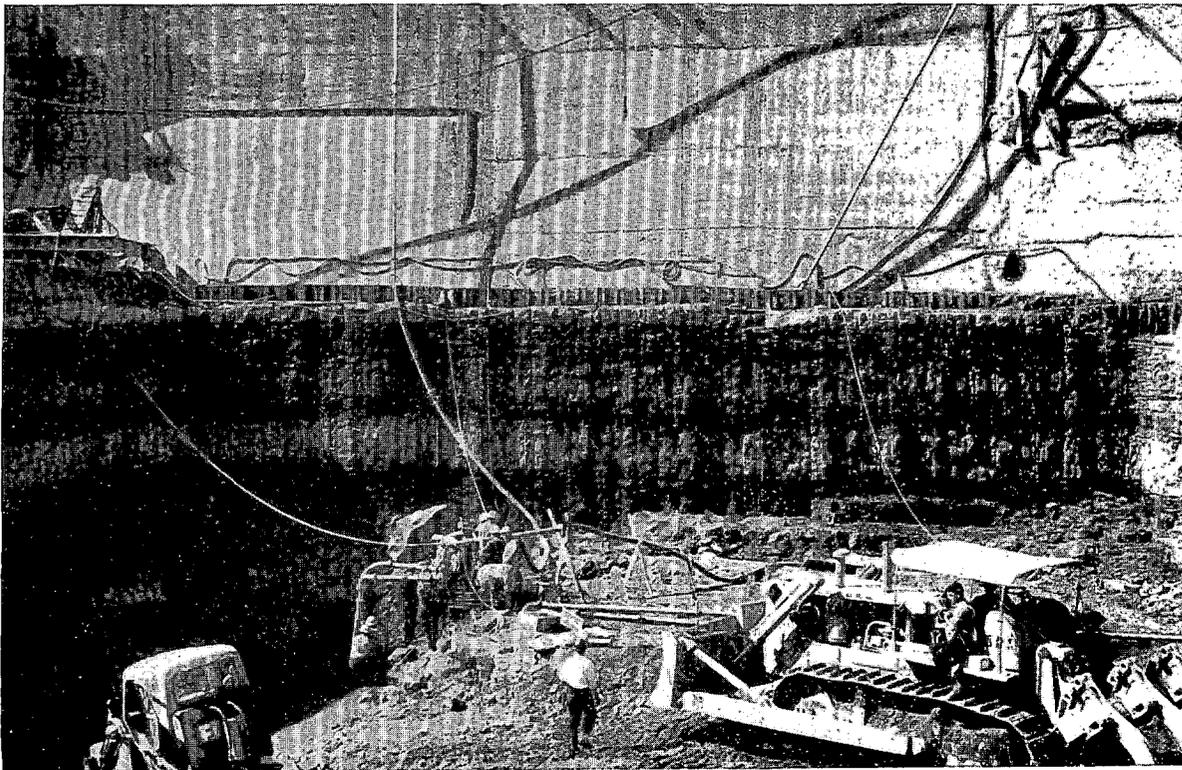


Fig. 7.^a—Presa de Mequinzena. Excavaciones para el refuerzo realizadas con precorte.

(Excavations for reinforcement made by presplitting).

tema de tensiones, si no se ha agotado la capacidad resistente, no existirá corrimiento.

Si en ese mismo terreno existe una discontinuidad vertical con separación de labios de 3 mm., la distribu-

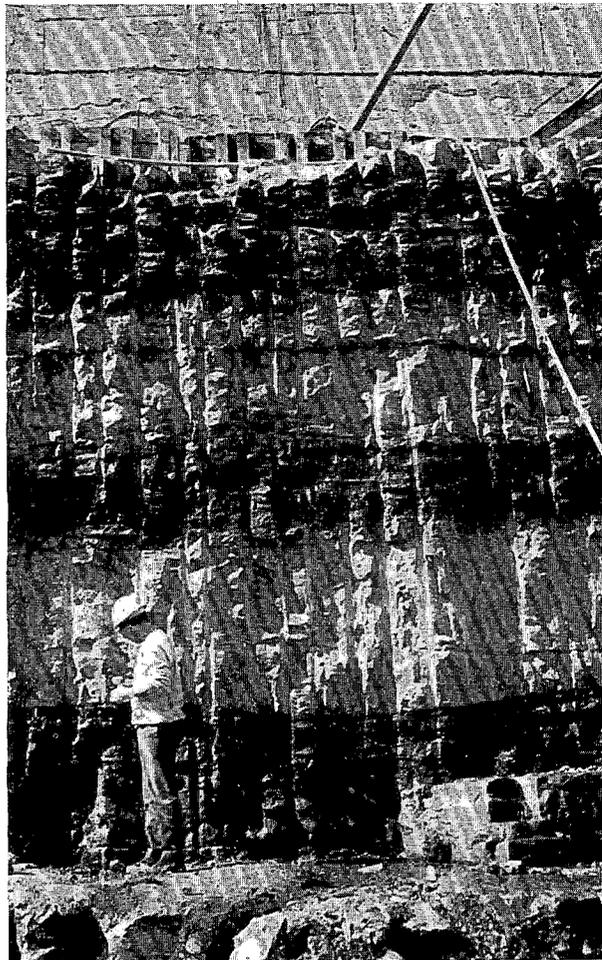


Fig. 8.^a — Presa de Mequinenza. Detalle de las excavaciones con precorte.

(Detail of excavations with presplitting).

ción de tensiones quedará comprendida entre la implantación de la obra, y la discontinuidad indicada; y si estas tensiones superan la capacidad resistente de los lechos horizontales, se producirá el corrimiento de 3 mm., que no aumentará, pues la cuña deslizante encuentra la oposición al deslizamiento al entrar en contacto los planos verticales de la discontinuidad supuesta, y el régimen de resistencia vuelve a ser el primitivo cuando no existía discontinuidad vertical.

Si, por último, la discontinuidad fuera de dimensiones más importantes, el deslizamiento sería de dichas dimensiones.

En definitiva, los tres fenómenos son el mismo, y mientras el primer caso supone inmovilidad y el segundo de-

formación reducida, el tercero puede suponer la ruina de la obra.

Para cuantificar y prever la posible inestabilidad del cimientto, hemos de prever las posibles superficies de deslizamiento. Las que salgan a la superficie suponen un deslizamiento total. Las que no salgan a la superficie por acodamiento o cierre de litoclasas, pueden suponer una deformación importante tan catastrófica como el deslizamiento progresivo, total y no coartado.

La rotura así entendida es, como dijimos, el último paso de un proceso evolutivo de inestabilidad. Las leyes en la rotura siguen siendo las mismas que las que rigen las situaciones previas; por tanto, la adopción de un margen de seguridad respecto de los parámetros medidos en rotura, será sensiblemente el margen de seguridad de una situación intermedia respecto a la rotura total. De esta forma podemos soslayar situaciones intermedias prácticamente imposibles de evaluar, por ser hiperestático el reparto de tensiones antes de llegar todos los puntos a agotar su capacidad resistente.

2. PRESA DE LA CAMPAÑANA

Esta presa cierra un valle, creando un embalse de 7 Hm.³ que sirve de cámara de carga para el salto de Cornatel, propiedad de ENESA, y próximo a Ponferrada (León). La estructura es de gravedad, con 40 metros de altura.

La roca está constituida por pizarras que alternan con bancos delgados de cuarcitas. La estratificación es sensiblemente normal al cauce y tiene un buzamiento de unos 80° hacia arriba. El sistema de fracturas es numeroso, incluso en profundidad, y los contactos entre fracturas presentan resistencia débil al deslizamiento, por quedar la pizarra meteorizada con rozamiento muy reducido y cohesión prácticamente nula. Existe, además, una falla con corrimiento entre labios menor de un metro, pero que afecta a ambas ladéras y forma un plano con buzamiento aproximado de 30° hacia aguas arriba.

Las disposiciones constructivas adoptadas, con objeto de eliminar la posibilidad de deslizamiento longitudinal, fueron las siguientes:

a) Al perfil transversal de la presa se le dió un talud de 0,2 aguas arriba y 0,6 aguas abajo, para contar con un peso estabilizador de agua (la cuña comprendida entre el paramento de aguas arriba y la vertical). Con esto quedá disminuido el deslizamiento total, por aumentar la componente vertical que merced al rozamiento, actúa en sentido estabilizador. Al mismo tiempo, la seguridad al vuelcó sigue siendo buena.

b) Una profundidad mayor que la normal en los cimientos, para obligar a que las líneas de deslizamiento más desfavorables afecten a un volumen mayor de roca.

Esta presa está en servicio desde el año 1962, y su control de corrimientos por procedimiento geodésico ha permitido obtener consecuencias importantes y confirmar que fueron adecuadas las precauciones adoptadas para contrarrestar la posible inestabilidad del cimientto, que-

dando patente que la profundidad de cimentación adoptada no ha sido caprichosa.

De los corrimientos deducidos en cimientos y las tensiones medias en cimentación, se deduce, que si se asigna un módulo medio de deformación al macizo rocoso, resulta un valor de 15 000 Kg./cm.² mucho más reducido que el que se habría obtenido con ensayos habituales (gatos de columna o planos) en este tipo de roca. Esto confirma los puntos en que hemos insistido sobre la importancia de los efectos de inestabilidad parcial en la deformación de un cimiento, y la explicación está en que es muy distinto cargar con un gato de dimensiones reducidas, que originará un bulbo de presiones también reducido, o poner en carga toda la presa, afectando a diaclasas y bloques a los que no habría llegado la acción del gato.

3. PRESA DE MEQUINENZA

Esta presa, situada en el Ebro, tiene 75 m. de altura y un embalse de 1 338 millones de metros cúbicos. Muy avanzada la construcción, surgieron dudas sobre el comportamiento de la cimentación, formada por estratos horizontales de caliza separados por delgadas láminas de lignito.

La empresa propietaria, ENHER, solicitó la colaboración de la Sección de Estudios Hidráulicos de AUXINI, en los estudios de refuerzo de la presa que ya habían comenzado. Esta colaboración se tradujo en una nueva solución para reforzar las zonas más delicadas, a saber: el aliviadero y la parte de presa a cuyo pie se encuentra la central. Quedó plasmada en dos proyectos titulados, uno, "Refuerzo de la zona de aliviadero y desagües de aligeramiento", y el otro, "Refuerzo de la zona de central".

En lo que sigue nos referiremos a la zona del aliviadero, por ser donde queda más clara la aplicación de los conceptos expresados anteriormente.

El problema presentaba un aspecto francamente atractivo; el de actuar sobre una estructura ya construida con la central en producción parcial.

El contacto hormigón-roca era casi horizontal y, por tanto, el cimiento estaba solicitado por tensiones tangenciales en las capas más superficiales de lignitos. En consecuencia, el tipo de solución a adoptar para refuerzo debería ser tal que transformara el tipo de trabajo de la cimentación.

Conceptualmente, existían dos tipos de soluciones:

a) Conseguir, mediante una variación en la geometría del contacto hormigón-roca, que las sollicitaciones en el cimiento pasasen de tangenciales, en lignitos superficiales, a compresiones longitudinales en los bancos más rígidos, hasta una profundidad suficiente.

b) Mantener las sollicitaciones tangenciales en las capas de lignitos para aumentar su capacidad resistente, mediante un dispositivo de refuerzo que incremente las tensiones verticales sobre dichos planos, y, por tanto, quede reforzada la resistencia al deslizamiento.

Si se tratara de iniciar el proyecto, quizá el primer camino fuese el más económico, pues se puede conseguir a base de adoptar formas geométricas en el contacto presa-hormigón con incremento de volumen no muy grande, mientras que el segundo procedimiento exige un aumento de base en la estructura para aumentar el término de cohesión, junto con un incremento de las tensiones normales que sólo se puede conseguir mediante una obra adicional generalmente importante.

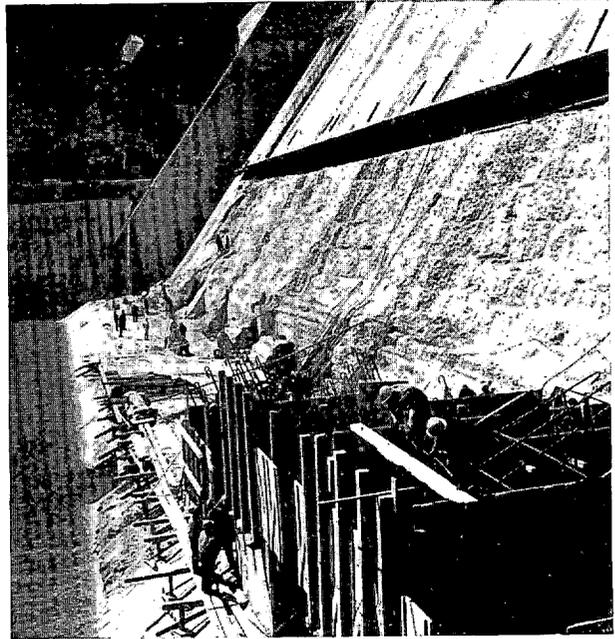


Fig. 9.ª — Presa de Mequinzenza, abril 1966. Detalle de las obras de refuerzo.

(Detail of reinforcement).

En los primeros tanteos se abordó el problema según el primero de ambos conceptos, estudiándose la posible profundización del cimiento localmente en un rastrillo de transmisión que hiciera colaborar en régimen de compresión longitudinal los paquetes de roca rígida hasta una profundidad suficiente tal que por debajo de la misma no tuviera ya importancia (por el gran recubrimiento de roca) la sollicitación tangencial en los planos de lignito.

Los principales problemas que presentaba este tipo de solución estribaban en la necesidad de ejecutar una excavación en caverna bajo la presa, la dificultad en conseguir una unión perfecta para transmisión de los grandes esfuerzos entre hormigón viejo y nuevo, y, por fin, la necesidad de someter al contacto vertical hormigón-roca del rastrillo a un estado de precompresión que asegurase la reacción de la roca, y el trabajo de los estratos ante el empuje de la estructura sin dar lugar a un corrimiento previo importante. Por estas razones, comprobadas mediante ensayos en modelo en Sheffield y Londres, se decidió actuar en otra dirección; aumentar la capacidad re-

sistente en los planos de lignitos mediante introducción de tensiones verticales.

La técnica brindaba dos procedimientos para conseguirlo; o bien introducir la compresión mediante cables pretensados, que inclinados, dieran, además, una componente contraria al deslizamiento o bien conseguir las tensiones verticales mediante peso adicional de hormigón. La primera solución preocupaba por el gran esfuerzo que podían concentrar los cables en sus puntos de anclaje en la roca cuya calidad era discutible. Por otra parte, la solución de aumentar peso de hormigón, aparte su seguridad de funcionamiento en todo momento, permitía reforzar y mejorar el cuenco amortiguador del aliviadero, prolongán-

como de terreno, así como las leyes de subpresión. Se aplicaron las cargas equivalentes a la fase normal de trabajo, respondiendo satisfactoriamente el modelo.

Al final se procedió a la fase de rotura. Lo lógico en esta fase sería determinar cuáles son las características resistentes de la línea final de rotura, con las que se produjese la inestabilidad para las cargas reales que transmite la estructura. De esta forma el coeficiente de seguridad deducido lo sería respecto de los parámetros mecánicos del cimient, que son de valor mucho más incierto que las cargas, ya que éstas dependen únicamente de las densidades de agua y hormigón perfectamente conocidas dentro de reducidos límites. Como este planteamiento obligaría a una multiplicidad de modelos, se procedió, como es habitual para la rotura, al aumento de la carga hidrostática, pero variando el punto de aplicación de forma que el momento producido a la altura del cimient fuese igual al de trabajo normal de la estructura. Así, el aumento de la carga respondía mejor a una disminución en las características resistentes de los planos de estratificación.

Al final, como era de esperar, la rotura se produjo según un plano sensiblemente horizontal, siguiendo la capa de lignito más próxima al punto inferior del talón aguas abajo, obteniéndose un coeficiente de seguridad suficientemente alto.

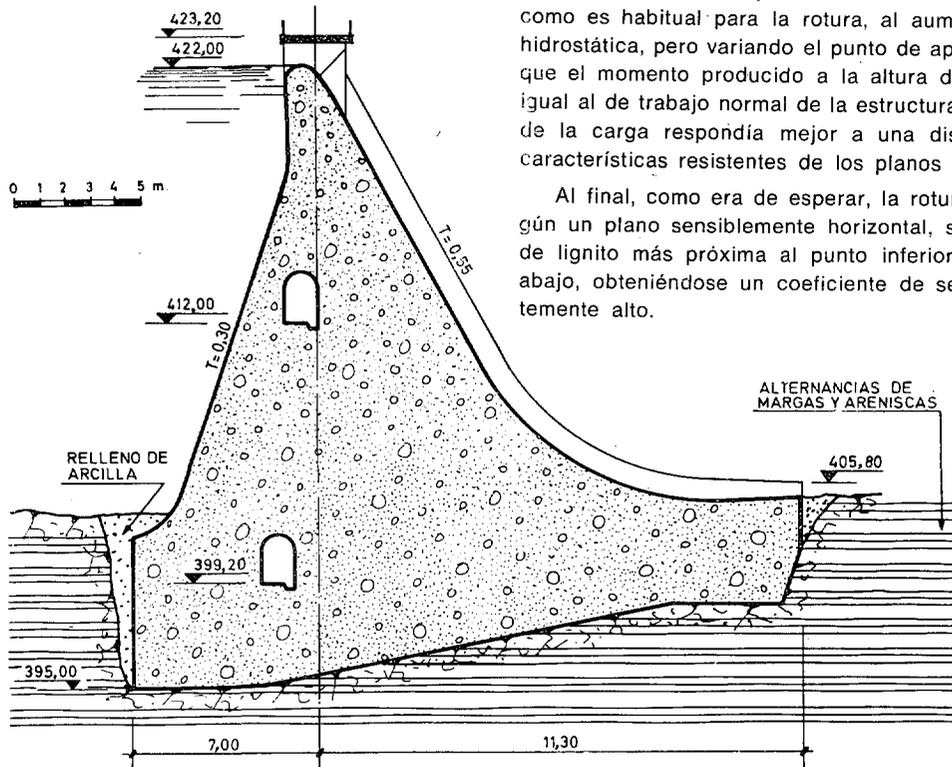


Fig. 10. — Presa de Grado II. Sección principal por aliviadero.

(Spillway main section).

dolo, y aumentando su espesor. Esto, además, proporcionaba el peso necesario para aumentar tensiones verticales y la rigidez suficiente para transmitir los empujes.

Aparte de los cálculos manuales que atestiguaron el acierto de la solución adoptada, se hicieron comprobaciones mediante modelo reducido.

Este fue un aspecto importante del problema. Los distintos modelos fueron realizados en ISMES (Bérgamo), para poder reproducir con fidelidad tanto la estratificación como las características resistentes en sentido normal y longitudinal a los estratos y el peso propio, tanto de presa

4. PRESA DE GRADO II

Esta presa forma la cámara de carga del salto de Grado II próxima a Barbastro (Huesca) y tiene 30 m. de altura. Por razones que no son del caso, interesaba realizar una estructura de fábrica a pesar de la baja calidad de la roca de cimentación, que está constituida por terrenos sedimentarios eocenos, con capas alternadas de margas y areniscas, cuya estratificación es sensiblemente horizontal. Con frecuencia, y bajo las capas de areniscas existe un tableado de las margas más fino que en el resto de la formación e incluso con un contenido muy bajo de

carbonatos, que convierte estas zonas en arcillas margosas.

Mediante ensayos de corte *in situ* realizados por el Laboratorio del Transporte, en probetas de $0,50 \times 0,50$ saturadas durante mes y medio, se determinaron los parámetros de rozamiento y cohesión en la rotura, según planos de marga. Los resultados fueron de $1,5 \text{ Kg./cm.}^2$ para la cohesión y de $0,5$ para el coeficiente rozamiento. Estos valores indican la escasa rigidez del cimiento en comparación con el hormigón de la presa, aparte el peligro de la disminución en el valor de la cohesión que se podía producir en los planos de arcillas margosas, al quedar humedecidas por la filtración del embalse.

Es evidente que las solicitaciones más desfavorables para un terreno de este tipo son los esfuerzos tangenciales horizontales, para las que los planos de marga tienen su mínima resistencia. Pero esta resistencia no es constante e independiente de las cargas más que en la parte que corresponde a la cohesión, pues el término de rozamiento viene ligado a la carga vertical que actúa sobre la cimentación.

En consecuencia, las disposiciones adoptadas en proyecto respondieron a cuatro objetivos fundamentales:

a) Disminución en lo posible de los esfuerzos horizontales a que está sometido el cimiento:

Puesto que dicho empuje proviene de la carga hidrostática y no se puede variar la densidad del agua, la única forma de actuación es procurar que este empuje no llegue completamente al cimiento bajo la forma de sollicitación tangencial. Esto se ha conseguido dando a la planta de la presa una forma arqueada de manera que parte del empuje hidrostático se transmita por las secciones horizontales arqueadas hasta sus arranques en régimen de compresiones. Hecho un cálculo de la estructura, teniendo en cuenta el efecto arco mediante programa de cálculo electrónico para presas bóveda, se dedujo que la carga a que estaban sometidas las secciones verticales de mayor altura de la presa, en virtud de este reparto era el 59 por 100 de la total hidrostática.

b) Aumento del esfuerzo vertical sobre el cimiento sin aumentar el volumen de hormigón:

Este aumento, se ha conseguido a base de una inclinación de talud de aguas arriba tal como se hizo en la presa de La Campañana, pero en este caso más acentuado (Talud 0,3).

c) Disminución de corrimientos verticales de la cimentación:

La mayor deformabilidad en un terreno de este tipo es en sentido normal a la estratificación. Y como es lógico estos corrimientos son proporcionales a las tensiones unitarias verticales que transmite la presa al terreno. Puesto que según hemos dicho en b), el aumento de talud aguas arriba supone un aumento de las cargas verticales, hemos distribuido estas cargas en una mayor longitud de cimiento que la que correspondería a la sección triangular mediante la prolongación en talón del paramento de aguas abajo. Se ha dado al talón la suficiente rigidez para que esta transmisión de tensiones sea eficaz.

d) Colaboración en la resistencia de los paquetes horizontales de roca.

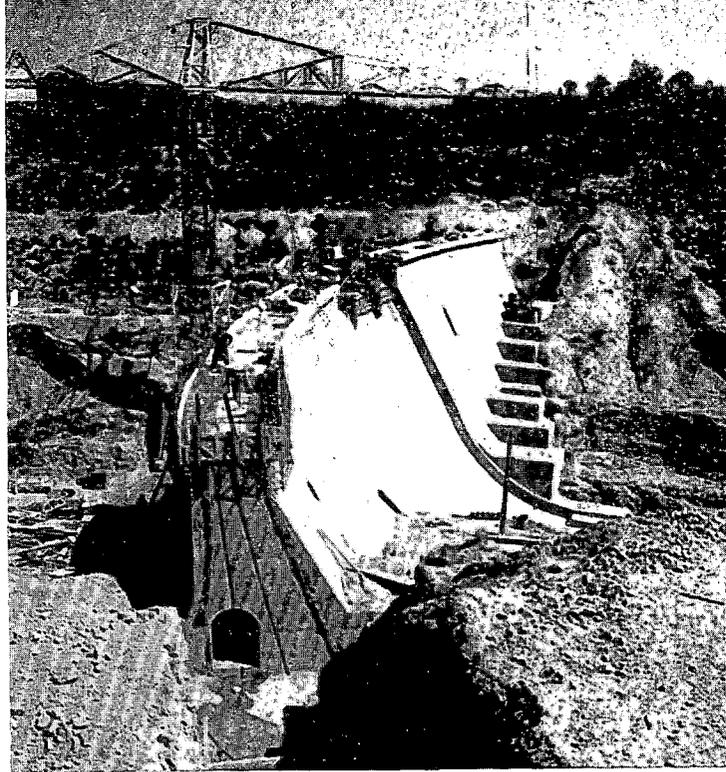


Fig. 11. — Presa de Grado II. Ejecución de las obras
(Works carried out).

Se ha dado un talud del 13 por 100 en contra-escarpe en sentido radial de la presa al contacto hormigón-roca. Con esta disposición se ha pretendido:

1. Aumentar la profundidad efectiva de cimentación sin un aumento excesivo de volumen de hormigón.

2. Uniformar y reducir las tensiones en el contacto roca-hormigón.

3. Al quedar más profunda la cimentación agua arriba, todos los paquetes comprendidos entre esta cota y la superficie del terreno quedarán sometidos a compresión longitudinal que es el tipo de sollicitación para el que ofrecen mayor resistencia.

4. La sollicitación más peligrosa (tensiones tangenciales horizontales en los planos margosos) queda localizada en zonas más profundas por debajo del punto inferior de la cimentación.

5. Esta profundidad de cimientos ha sido fijada de forma que quedarán lo suficientemente lejos del punto más bajo de la cimentación las capas de arcilla margosa, cuya resistencia tangencial sería muy precaria una vez mojadas.

5. CONCLUSIONES

El proceso de deformación y rotura en una masa rocosa, es un proceso de inestabilidad en la mayoría de los casos.

La masa rocosa va pasando por fases de equilibrio estable (proceso de deformación) hasta llegar a equilibrio inestable (límite entre deformación y rotura) y, por fin, a la inestabilidad (rotura).

Las fuerzas resistentes en cada fase, están localizadas fundamentalmente en las superficies de discontinuidad, y las sobrecargas sucesivas van siendo absorbidas por estas superficies con un reparto hiperestático, en el que influye fundamentalmente la dirección y forma de las discontinuidades y la resistencia mecánica de las mismas, y en muy pequeña proporción la resistencia de la roca matriz. Estas superficies tienen un límite de resistencia y cuando la han agotado sufren deslizamientos parciales. El deslizamiento total tiene lugar cuando se ha agotado la capacidad resistente en una envolvente de superficies de discontinuidad que sale a la superficie del terreno. Los deslizamientos parciales pueden ser ruinosos para la obra, y pueden producirse en superficies internas de deslizamiento.

Puesto que el proceso es evolutivo, podemos juzgar la situación de la fase de trabajo normal de la cimentación, con respecto a la final de rotura, estableciendo la relación entre parámetros resistentes del terreno, cargas aplicadas y equilibrio estricto previo a la rotura.

Para este análisis es preciso evaluar la seguridad de diferentes contornos de deslizamientos, para definir el más desfavorable, trabajo inabordable por procedimientos convencionales, pero, mediante cálculos con ordenador electrónico es factible analizar numerosas formas de eventual rotura en poco tiempo.

Un camino sugestivo para abordar teóricamente el problema es integrar la ecuación de la plasticidad, con arreglo a los procedimientos propuestos por Sokolowski, (Mechanics of soil media), y en este sentido parece que van encaminadas algunas investigaciones actuales.

Por último, los modelos reducidos, siempre que sean geomecánicos y reproduzcan el terreno fielmente suponen un auxiliar imprescindible en casos comprometidos, y una comprobación de los procesos de cálculo.

Los tres casos comentados en este artículo tratan de reflejar una toma de postura práctica frente al problema, siempre apasionante de la roca, y presentan la adopción de disposiciones del cimientado teniendo en cuenta su forma de reaccionar y resistir a los empujes.

BIBLIOGRAFIA

- "Geologie und Bauwesen", 1960.
- "An Approach to rock Mechanics", Klaus W. Jhon (Proc. Asce., 1963).
- "Structural Geology", M. P. Billings (Prentices Hall, 1942).
- "Beispiele fuer den einfluss der Gebirgs-Anisotropie auf Talsperrengruendungen", L. Müller (Geologie und Bauwesen).
- "Der einfluss des Bergwassers auf die Standfestigkeit der Felswiderlager von Talsperren", L. Müller, 1960.
- "Der Felsbau", L. Müller, 1962.
- "Fissuration et Heterogenite des Roches", J. Talobre (Jour, 1957, Mécanique des Roches).
- "Recent Development of Stability Studies of Steep Rock Slopes in Europe", L. Müller y Klaus W. Jhon (Trans. Society of Mining Eng., 1963).
- "Proyecto de replanteo y construcción de la presa de La Campana", A. Alvarez, César Gómez Caffarena (1960).
- "Proyecto de refuerzo de la presa de Mequinenza, zona de aliviadero y desagües de aligeramiento", E. Vallarino, A. Alvarez (1965).
- "Proyecto de refuerzo de la presa de Mequinenza, zona de central", E. Vallarino, A. Alvarez (1965).
- "Proyecto de replanteo y construcción de la presa de Grado II", J. Fernández Moreno, José Antonio Baztán (1965).

Fig. 12. — Presa de Grado II. Vista general.
(General view).

