

PROYECTO DE CIMENTACION DE PRESAS DE FABRICA

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

1. INTRODUCCION

El hecho de que durante la última década se haya profundizado en el conocimiento de la reología de los macizos rocosos lleva a conceptos en el proyecto de cimentación de presas muy diferentes de los utilizados hasta hace relativamente poco tiempo.

Quizá estuvo siempre 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. Pero como las obras se dimensionaban con amplitud, generalmente las tensiones transmitidas al terreno eran tan reducidas que fue práctica común el suponer la roca como una masa indeformable, cuando más bien se debe decir que la roca era muy poco deformable para las cargas que se le transmitía.

Cuando las estructuras fueron más importantes, y el mejor conocimiento y calidad de los materiales de construcción permitió reducir espesores y aceptar tensiones de trabajo más elevadas, el concepto expresado necesitaba una revisión completa, máxime cuando esta situación coincidió con la necesidad de proyectar en cerradas de menor calidad que las anteriormente utilizadas.

Esta inquietud se hizo ya patente en el primer cuarto de siglo, cuando Vögt dedujo sus fórmulas de deformación del cimientó en presas bóveda, basadas en el concepto elástico del semiespacio de Bonssinesq. Durante muchos años se definió el terreno de implantación mediante módulos de deformación globales y, en consecuencia, su mayor o menor aptitud, mediante cargas límites a transmitir por la obra. Este concepto puede ser válido cuando las resultantes de esfuerzos en los planos de discontinuidad son reducidas o cuando la anisotropía no es importante en el cimientó próximo a la obra. 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 criterio matriz.

La escuela de Salzburg da una nueva aproximación al problema, y comienza en los años 50 a crear un cuerpo de doctrina del que quizá lo más importante es el haber reconsiderado el problema, partiendo de una filosofía resistente basada en criterios de estabilidad a diferencia de la postura tradicional de considerar la masa de roca deformable como un sólido continuo e isótropo y, sobre todo, elástico. Esta posición, frente al problema del cimientó, es sumamente atractiva, y no cabe duda

de que es ahí donde está el camino en que hay que profundizar para basar nuestros criterios. **4**

Evidentemente este *modus operandi* obliga en cada caso a estudiar las anisotropías locales y las incidencias de esfuerzos respecto de aquéllas. Cada caso será un caso particular y la generalización de conceptos es difícil. Trataremos en lo que sigue de establecer criterios con aplicación a casos vividos que valoran mucho más cualquier concepto de filosofía del tema. Todas las obras de que se hace mención fueron proyectadas y controladas por Auxini-Construcción.

2. CONDICIONANTES

El problema de proyectar una cimentación de presa viene a tener en general un cariz geométrico resistente. La topografía del lugar es, en definitiva, una geometría del terreno en que se implantará la estructura. El geomorfismo es una geometría de anisotropías internas, cuya disposición respecto de los esfuerzos transmitidos por la obra determina incluso la solución estructural para cerrar el valle. Esta disposición geométrica facilita o dificulta, según los casos, las filtraciones del embalse, de aquí que también influya en los tratamientos de impermeabilización que puedan ser necesarios.

2.1. Geomorfismo.

Las discontinuidades de un macizo rocoso impiden la transmisión de flexiones de eje contenido en sus planos; permiten la transmisión de esfuerzos tangenciales limitados por el coeficiente de rozamiento máximo y también permiten la transmisión de compresiones, limitadas por el asiento máximo admisible, en relación con el funcionamiento de la estructura.

Pero, en general, la roca estará constituida por una serie de discontinuidades, y las transmisiones de esfuerzos a través de esta red de superficies sin cohesión o con valor reducido de la misma son difíciles de establecer por tratarse de un problema hiperestático, donde la deformación conjunta y relativa entre bloques contiguos define el problema.

En definitiva, el geomorfismo influye de forma importante, pues la geometría de la cimentación marcará la dirección de los esfuerzos transmitidos. La relación entre esta geometría y la propia del macizo dará la mayor

o menor susceptibilidad al deslizamiento total o parcial o la seguridad suficiente de que éste no se produzca.

2.2. Topografía.

La geometría externa del macizo condiciona en muchas ocasiones la posibilidad de establecer una geometría determinada en el contacto hormigón-roca y, por tanto, las direcciones del frente de esfuerzos que se transmitirán al interior del macizo. En cada caso, la geometría interna es capaz de soportar en mejores condiciones sollicitaciones de un determinado tipo o cargas repartidas a lo largo del contacto en mayor superficie que cargas concentradas en pequeñas superficies o viceversa. En estos casos, la estructura a implantar puede venir condicionada por la posibilidad de que la cerrada permita el tipo de cimentación más apto con respecto a la distribución interna de discontinuidad.

2.3. Presa de La Campañana.

Un caso que ilustra la influencia de estos factores condicionantes es el de la presa de La Campañana. (Véase figura 1.)

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 aguas arriba. El sistema de fracturas es

numeroso, incluso en profundidad, y los contactos entre fracturas presentan resistencia débil al deslizamiento por quedar la pizarra mateorizada con rozamiento muy reducido y cohesión prácticamente nula.

Las dimensiones del valle y su forma en U admiten topográficamente cualquier tipo de solución. La presa bóveda hubiere permitido un ahorro considerable frente a otros tipos de fábrica. No obstante, en la cimentación se habrían concentrado las cargas en fajas estrechas, por lo que la sollicitación de los paquetes cuarcitosos hubiera sido fuerte. Como los estratos pizarreños se meteorizan con facilidad, el esquema de cimientos hubiese sido el de losas de cuarcita separadas por material plástico, con el agravante de que estas losas presentan una serie de litoclasas normales a su plano. Una implantación normal a los planos de cuarcita hubiera hecho trabajar en régimen de flexiones las placas de apoyo, con la correspondiente inestabilidad debida a la posible creación de líneas de rotura a través de las discontinuidades preexistentes en la cuarcita. Si la cimentación hubiese sido tal que los esfuerzos transmitidos se hubieran canalizado según los planos de cuarcita, existía la posibilidad de que la carga concentrada en pequeña superficie hubiese hecho trabajar en exceso las placas afectadas a compresión con el consiguiente peligro de deformación por pandeo, al plastificarse los rellenos colaterales sin contar con la colaboración de los paquetes paralelos, por la escasa capacidad del relleno para transmitir esfuerzos tangenciales. Por otra parte, una sollicitación normal a los paquetes es incompatible con la geometría de la cerrada y el buen

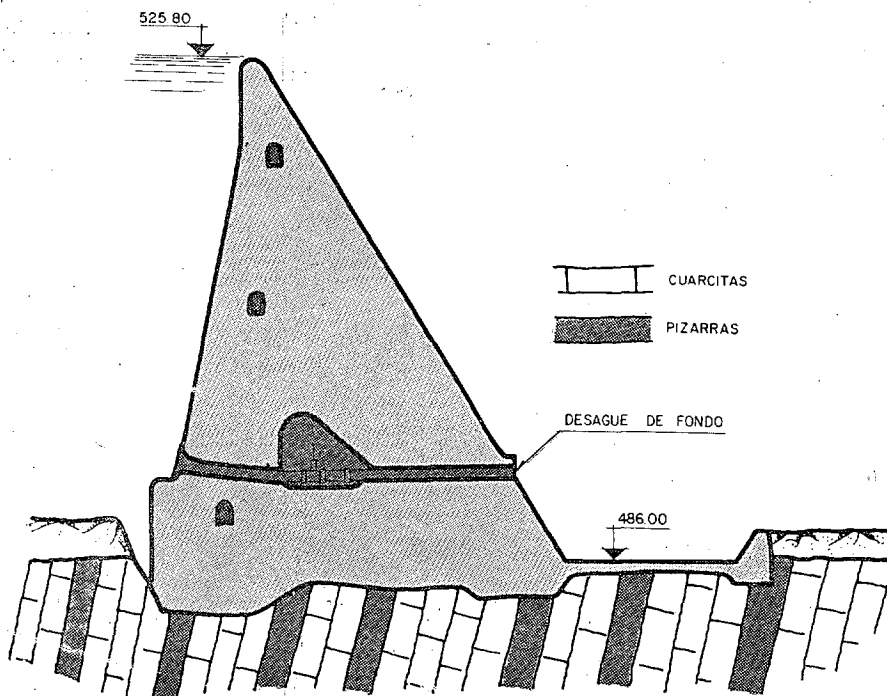


Fig. 1. — Presa de la Campañana. Sección vertical.
(Campañana dam. Cross section.)

encaje de una presa bóveda, y en caso de haber sido posible hubiera dado lugar a asientos normales a los planos de estratificación al comprimirse el relleno plástico.

En definitiva se trató de buscar una solución que repartiera cargas en el cimientó y en lo posible no introdujese tensiones tangenciales importantes a lo largo de los estratos pizarreños para evitar deslizamientos o microdeslizamientos en el mejor de los casos.

La solución de contrafuertes es compatible con la geometría de la cerrada y permite repartir los esfuerzos en base en mayor superficie. No obstante, evaluada la concentración de esfuerzos en los contrafuertes, se vio que incluso era aún excesiva. En definitiva, se adoptó una estructura de gravedad, con aumento de la seguridad al deslizamiento a base de repartir el talud total entre los dos paramentos (0,2 agua arriba y 0,6 agua abajo) para contar con un peso estabilizador de agua.

El control posterior de la estructura, aun en esta solución con reparto conservador de cargas en cimientó, ha permitido comprobar lo acertado del razonamiento. Las deformaciones medidas (y provocadas seguramente por microdeslizamientos) corresponden con las cargas transmitidas, a lo que se deduciría en teoría elástica de deformación con módulos del orden de los 15 000 Kg./cm.², evidentemente inferiores a los que corresponden a la roca matriz.

3. ENCAJE A GRAN ESCALA

Como hemos visto, la disposición de las discontinuidades puede imponer la decisión sobre un tipo concreto de presa. La geometría externa e interna son factores dominantes en cualquier solución.

La roca se comporta, prácticamente, como un sólido elástico ideal sólo en el caso de que las tensiones a que está sometida sean relativamente bajas, y no se supere en ninguna de sus discontinuidades la capacidad resistente de la misma. En la naturaleza, la roca tiene siempre un estado tensional propio, que varía cuando el ingeniero implanta su obra sobre macizo primitivo. El plexo tensional interno queda alterado por los esfuerzos que introduce la obra nueva.

En el caso de una presa, el problema viene agravado por el estado de presiones intersticiales debidas al fuerte gradiente entre el nivel de embalse y el nivel del cauce agua abajo. Este efecto en juntas y diaclasas disminuye, en general, la resistencia efectiva de las mismas debido a dos causas fundamentales: una reducción de los esfuerzos normales, que gracias al rozamiento, son estabilizadores y la alteración de los rellenos de diaclasas, que se puede traducir en una disminución en la cohesión.

Todos estos fenómenos son los que se han de tener en cuenta en el encaje e implantación de una obra y juzgar, *a priori*, si la descarga sobre cimientó del empuje hidrostático, distinto según el tipo de presa, será compatible a gran escala con la anisotropía y disposición general del conjunto.

3.1. Accidentes locales y accidentes sistemáticos.

La tectónica general de la zona da un criterio estimativo para prejuzgar las direcciones en que las cerradas puedan ser más aptas para un cierre. A la recíproca, toda cerrada será necesario analizarla a la luz de la tectónica y prejuzgar las posibles anisotropías y discontinuidades que sean de esperar como consecuencia de aquéllas.

Como inciso, es preciso resaltar la diferencia fundamental que existe entre las rocas no plásticas, en que lo fundamental en el cimientó es la geometría de discontinuidades frente a las rocas con estratificación horizontal poco tectonizadas, pero con alternancias plásticas donde, además de la geometría, tiene importancia la escasa resistencia a esfuerzos tangenciales de los estratos plásticos.

El encaje de una presa y la solución a adoptar es muy sensible a los accidentes que pudiéramos llamar locales o sistemáticos, o dicho en otras palabras, los accidentes aislados y sin repetición periódica, y los que estadísticamente presentan una cierta cadencia.

Respecto de los primeros se debe establecer una implantación que los evite, o tal que las sollicitaciones transmitidas por la presa los afecten en las direcciones para las que tienen mayor capacidad resistente. El tratamiento de estos accidentes y la mejora de su capacidad portante para un determinado tipo de esfuerzos es un problema, en todo caso, aislado. En definitiva, es fundamental conocerlos; si se puede, evitarlos y si, económica y técnicamente es factible, tratarlos.

Conceptualmente es distinto el caso de accidentes sistemáticos, pues a escala de la obra suponen una deformabilidad global que podría equivaler a una relación tensión-deformación muy inferior a la de la roca en sí. Relación que será variable para cada tipo y dirección de sollicitación transmitida. En este caso, el tratamiento y mejora de la capacidad resistente, mediante los procedimientos que esbozaremos en el apartado siguiente, suele ser prohibitiva, y será preferible abordar el problema a base, fundamentalmente, de una implantación y estructura tal, que no introduzca tensiones en valor y orientación inadmisibles.

3.2. Presa de La Barca.

En las figuras 2 y 3 se representa la presa de La Barca en planta, y una sección de la cerrada, con indicación de su estratigrafía.

En este caso, ambas laderas presentan una disposición de la que hemos llamado accidentes sistemáticos. Los lechos de cuarcita presentan espesores del orden del metro, y tapizan la ladera derecha que se ha formado precisamente, siguiendo los planos de estos bloques. La ladera izquierda tiene pendiente más acusada y los estratos se desarrollan en profundidad de la misma. Para el trabajo de presa bóveda ambos estribos presentan una diferencia acusada. La ladera izquierda es muy favorable, pues los esfuerzos se canalizarán a lo largo de las placas de cuarcita en profundidad, donde la compacidad de la

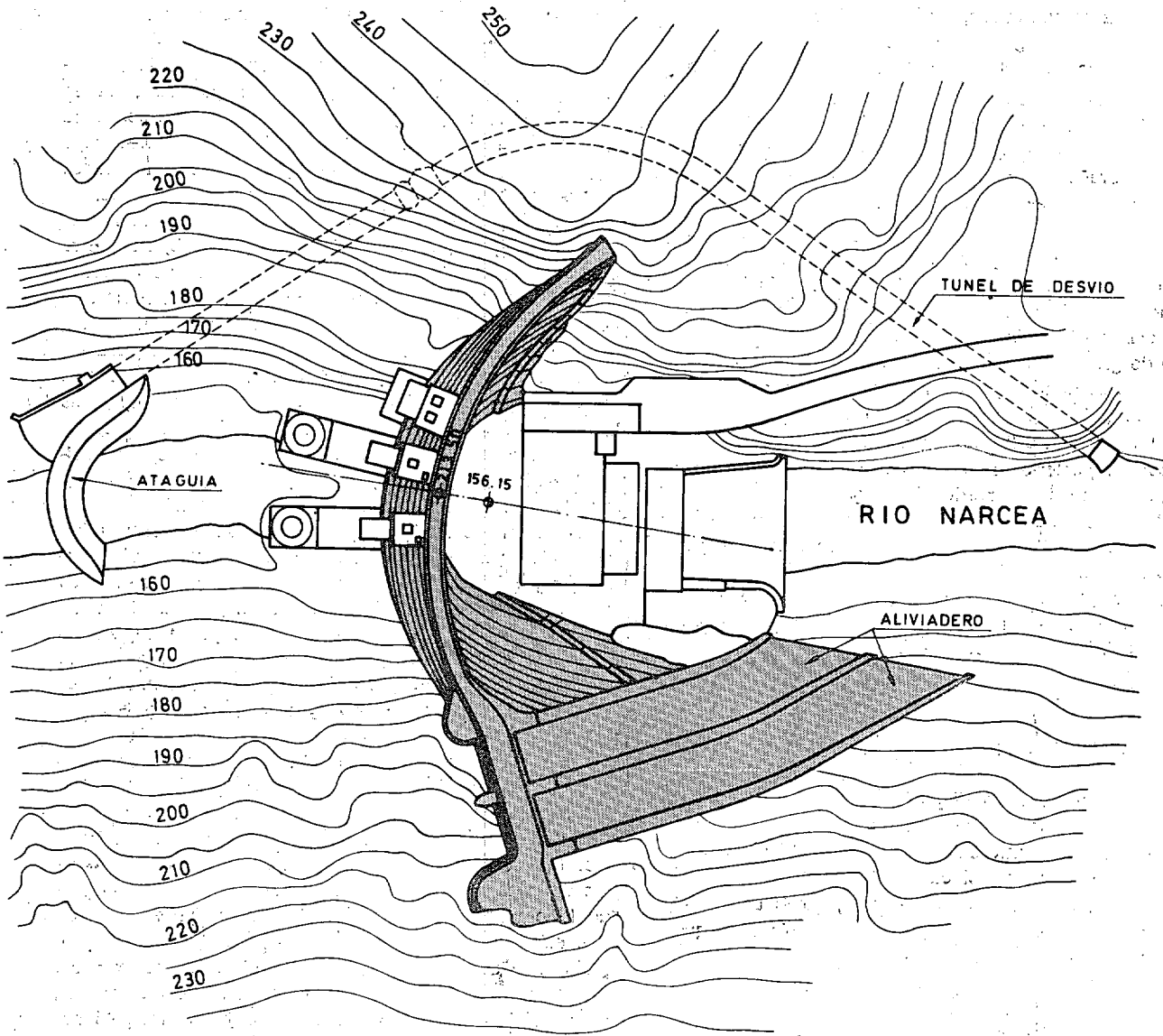


Fig. 2. — Presa de la Barca. Planteo.
 (La Barca dam. Location.)

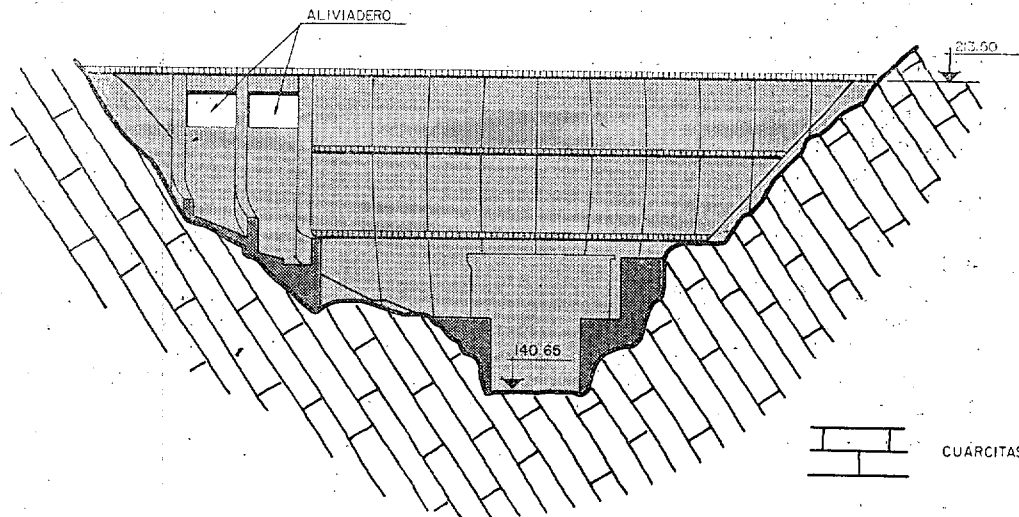


Fig. 3. — Presa de la Barca.
 Sección de la cerrada.
 (La Barca dam. Downstream
 view.)

roca queda asegurada y las posibles líneas de deslizamiento hacia el exterior no tiene posibilidad de producirse, por ser muy alta la cohesión en sentido normal a la estratificación.

La ladera derecha presenta un problema de deslizamiento, tanto en la fase constructiva por posibles descalces de la zona inferior de los paquetes, como por la menor capacidad resistente en los planos de discontinuidad. Estos efectos se acusaban en la cuantificación de parámetros resistentes en ensayos de gatos y medidas sísmicas realizadas. El módulo de rigidez, en sentido longitudinal y transversal a los estratos, daba diferencias acusadas.

Como existía necesidad de establecer un aliviadero para 1 500 m.³/seg. de capacidad en avenidas, se aunaron las necesidades hidráulicas con la cimentación más conveniente en cada ladera, estableciendo el vertedero en la margen derecha, sobre un macizo de hormigón, necesario para su apoyo y dispuesto en prolongación de los arcos de la bóveda, de modo que queda normal a los estratos. De esta forma se consigue establecer una auténtica transición entre bóveda y ladera derecha, repartiendo de un modo uniforme los esfuerzos de borde, y haciendo que las cargas unitarias sean menores al distribuir los empujes en una superficie mayor, sin menoscabo de la economía.

En definitiva, el paquete de roca, dividida por las discontinuidades sistemáticas, adquiriría distintos tratamientos en ambas laderas. En margen izquierda los paquetes están sometidos a compresiones contenidas en su plano y soportadas en profundidad con la masa lateral de roca que colabora en resistencia. En margen derecha la sollicitación es de componentes inclinadas respecto a los estratos que tapizan la ladera y, por tanto, de tensiones tangenciales en los mismos, pero repartidas en mayor longitud, y con componentes estabilizadoras de compresión normales al sistema de bloques cuarcitosos.

4. ESTABILIDAD Y RESISTENCIA

Analizado a grandes rasgos el problema de estabilidad general, y la forma de adecuar ya desde origen el proyecto a sus peculiaridades, pasamos a profundizar en el fenómeno de la estabilidad, reparto de cargas e interacción de bloques que, en definitiva, y sobre una obra ya establecida en líneas generales, determinará las condiciones parciales de estabilidad y el proyecto de la cimentación en cada una de sus partes.

4.1. Distribución paralelepípedica y direcciones preferentes.

Idealizada la masa de roca como un conjunto de bloques adosados y fijándonos en uno concreto, considerado idealmente como homogéneo e isótropo, si se encuentra en reposo, el sistema de fuerzas que lo sollicita estará estáticamente equilibrado. 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 aumenta proporcionalmente el sistema externo de fuerzas, seguirá existiendo equilibrio, tanto interno como externo, a costa de deformaciones debidas a la resistencia intrínseca del material. El proceso no es indefinido, sino que tiene como límite la rotura al haberse agotado en una cierta superficie interna la capacidad resistente del material. Si en este proceso suponemos que no hay 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, consideráramos 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 entre bloques de las sollicitaciones externas al conjunto. Es evidente que la capacidad resistente a lo largo de las superficies de contacto entre bloques, es menor que la de la roca matriz, pues la discontinuidad supone una pérdida de cohesión. Son estas superficies direcciones preferentes ante una posible inestabilidad.

El proceso que culmina en la rotura es producto de la inestabilidad al 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 muy reducida, en general, en cada uno de los bloques individuales, comparado con los corrimientos de unos bloques respecto de los otros.

El proyecto de la cimentación exige ser consciente de este mecanismo y poder cuantificarlo. Las fuerzas externas a cada bloque vendrán definidas por las transmisiones a cada microdeslizamientos de los contiguos y, llegando a la superficie del terreno, las condiciones de contorno del problema vendrán dados por la geometría y transmisión de los esfuerzos de la estructura. Es difícil la cuantificación de este proceso pues no se podrá, en general, conocer a fondo la geometría interna del macizo y las características resistentes a lo largo de una superficie de deslizamiento, variables de unos puntos a otros. Por otra parte, la idealización en bloques no es real, sino teórica; pero aun en el caso de considerar conservadoramente una masa en bloques yuxtapuestos, la deducción de una distribución de fuerzas sólo podrá hacerse de forma aproximada. A este respecto son interesantes las aportaciones de P. Londe (*) o de los yugoslavos Gruzina y Tucovic (*).

(*) "Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rochense". *Annales des Ponts et Chaussées*, 1965. — "Determining the minimum three dimensional stability of a rock wedge". *Water Power*, 1969.

4.2. Anisotropía. Lechos horizontales.

El problema se agrava cuando las características de rozamiento son reducidas en el contacto de bloques definido en el párrafo anterior, bien por existir un relleno plástico entre litoclasas, bien por anisotropías en la estratificación. Este es el caso de lechos horizontales con alternancias rígidas y plásticas de características mecánicas muy diferentes entre sí, donde incluso las capas plásticas pueden variar sus condiciones de resistencia intrínseca cuando se saturan de agua.

Ante el proyectista surge el dilema entre profundizar las cimentaciones y dar las formas adecuadas de tal manera que se asegure la estabilidad al deslizamiento de los lechos plásticos, o bien tratar la roca para conseguir una mejora en su capacidad portante. Pues no olvidemos que la ruina de la presa puede producirse no por la plastificación total a lo largo de una posible línea de deslizamiento que salga a la superficie del terreno, sino también como consecuencia de corrimientos internos que no salgan a la superficie por acodamiento o cierre de litoclasas, pero que den lugar a movimientos de zonas de la presa incompatibles con la necesaria continuidad de la estructura.

4.3. Tratamientos.

La mejora de las condiciones resistentes del macizo puede conseguirse por diversos procedimientos. Como tratamos en apartados anteriores, a base de disposición geométrica y transmisión favorable de esfuerzos, respecto a las discontinuidades y anisotropías del macizo, se debe conseguir, ya desde el proyecto de estructura, un resultado favorable en el funcionamiento mecánico del conjun-

to presa-terreno. Pero muchas veces no basta y, para tener el grado de seguridad requerido, será necesario adoptar los dispositivos adicionales que mejoren las condiciones resistentes en las superficies que hemos llamado preferentes.

Aludiremos a aquellos procedimientos que nos parecen de importancia primordial:

a) Drenajes:

Las presiones intersticiales suponen un efecto antiestabilizador que puede alcanzar gran importancia. El contar con la presión en el dimensionamiento de otros tratamientos puede hacer prohibitivo el proyecto. Sin embargo, si se puede asegurar la reducción importante de presiones intersticiales, si se realizan galerías de drenaje a diferentes cotas comunicadas por conductos próximos. Este procedimiento puede dejar sin presión un gran macizo de ladera y asegurar por sí sólo la estabilidad requerida, con ventaja económica respecto a otros procedimientos. Por otra parte, y en terrenos anisótropos con estratos plásticos, conviene que el agua no llegue para evitar disminución en la resistencia ante esfuerzos tangenciales o de compresión. En este caso, también el drenaje intenso beneficia las condiciones resistentes.

b) Cables de anclaje.

En caso de no ser suficiente el drenaje, la resistencia ante esfuerzos tangenciales aumentará si se pueden introducir tensiones normales a los paquetes menos resistentes, cuya componente tangencial $tg \Phi'$ confiera un incremento de resistencia. La técnica de pretensado en roca permite, de forma artificial, introducir este tipo de esfuerzos.

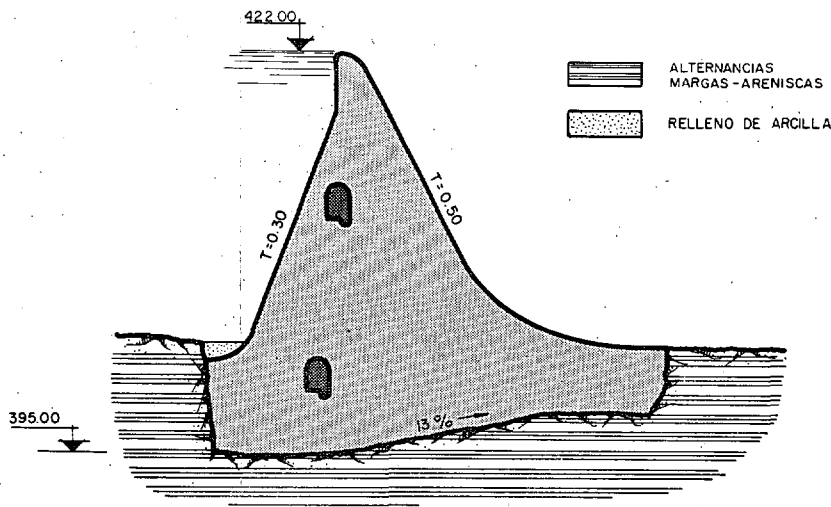


Fig. 4. — El Grado II.
(Grado II Dam.)

c) Tratamiento de litoclasas.

El tratamiento con cables o las sollicitaciones normales a paquetes plásticos pueden provocar efectos contraproducentes por asientos incompatibles con la estabilidad de las obras. Puede ser necesario en estos casos sustituir en las zonas más sollicitadas el material plástico o relleno de litoclasas en su caso por hormigón o mortero, cuya resistencia al endurecer, sea suficiente para transmitir las cargas aplicadas. Con este tratamiento también se puede aumentar la capacidad resistente ante esfuerzos tangenciales, por incremento del rozamiento en el contacto de paquetes duros-relleno, pero no por aumento de cohesión. El contar en estos casos con un aumento de resistencia tangencial está íntimamente unido a tener la seguridad de que el material plástico ha sido casi por completo eliminado, lo cual es difícilmente comprobable. Cualitativamente sus consecuencias son ventajosas. El problema será cuantificar la mejora obtenida.

4.4. Grado II.

Este caso ilustra la forma en que se resolvió un problema de sollicitaciones tangenciales en capas de margas con la disposición geométrica del cimientado de una presa, sin necesidad de refuerzos adicionales (véase fig. 4).

El cimientado está constituido por terrenos sedimentarios eocenos con capas alternadas sensiblemente horizontales de margas y areniscas. Con frecuencia, y bajo las capas de areniscas, existe un tableado más fino de margas con un contenido bajo de carbonato que convierte estos lechos en arcillas margosas. Realizados ensayos de corte directo con saturación de agua en probetas de 0,50 por 0,50 se obtuvieron para las margas resultados de 1,5 kilogramos por centímetro cuadrado de cohesión y 0,5 de coeficiente de rozamiento.

Las disposiciones que se adoptaron en proyecto respondieron a los siguientes objetivos:

a) Reparto más uniforme de la carga a lo largo del cimientado:

Puesto que la descarga en cimientado proviene del empuje hidrostático y no se puede variar la densidad del agua, la única forma de actuación es procurar que este empuje no llegue canalizado exclusivamente a través del trabajo de las secciones verticales de presa. Esto se ha conseguido dando a la planta una forma arqueada de manera que parte del empuje hidrostático se transmita por las secciones horizontales 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 cimientado sin incrementar el volumen de hormigón:

Este aumento se ha conseguido a base de una inclinación de talud de agua 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 cimientos 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 resistencia de los paquetes horizontales de roca:

Se ha dado un talud del 13 por 100 en contraescarpe 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 queden lo suficientemente lejos del punto más bajo de la cimentación las capas de arcilla margosa, cuya resistencia tangencial sería muy precaria una vez mojadas.

4.5. Refuerzo de Méquinenza.

En el caso de esta presa, situada en el Ebro, se trataba de asegurar la estabilidad de una estructura de gran vidad prácticamente construida, y cualquier solución a adoptar, debía ser compatible con la ya realizada, y con el mantenimiento de una cota máxima de explotación del embalse.

La estratigrafía de la zona está constituida por una alternancia prácticamente horizontal de lignitos y bancos calizos. El contacto hormigón-roca era también casi hori-

zontal 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 refuerzos 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 los lignitos superficiales a compresiones longitudinales en los bancos más rígidos, hasta una profundidad suficiente, donde el peso de roca compensase la componente tangencial en planos de lignitos más profundos.

b) Aumentar la capacidad resistente de los planos de lignitos mediante un dispositivo de refuerzo que al incrementar las tensiones verticales sobre dichos planos se reforzara la resistencia del deslizamiento.

Al iniciar el estudio 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) la sollicitación tangencial en los planos más débiles.

Los problemas fundamentales que presentaba este tipo de solución estribaban en la necesidad de ejecutar una excavación en caverna bajo la presa, para alojar el rastrillo 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-terreno 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 se decidió una solución intermedia: aumentar la

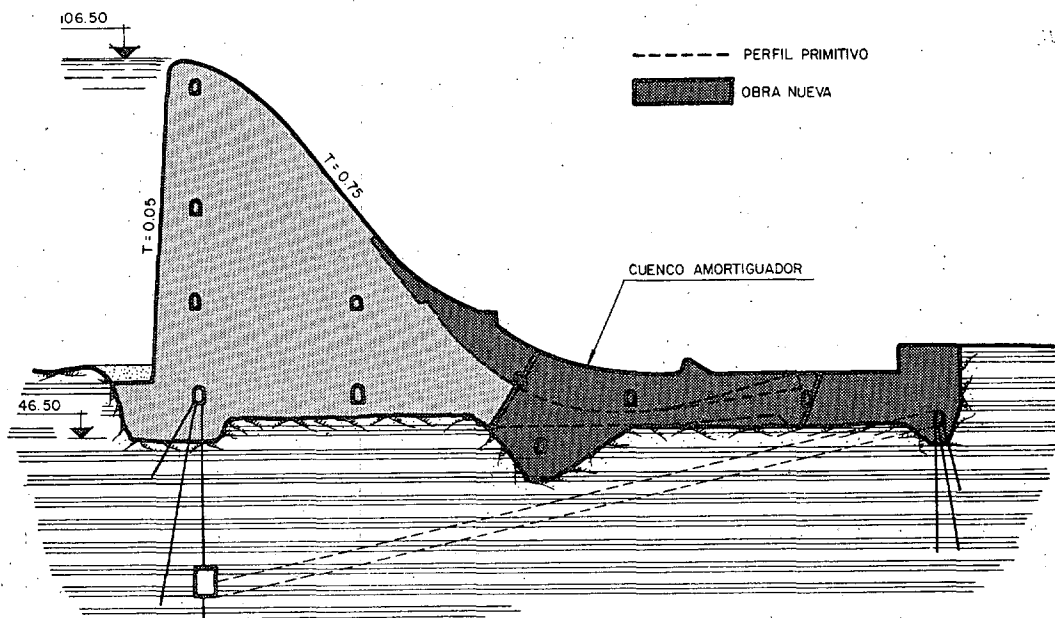


Fig. 5. — Presa de Mequinenza.
(Mequinenza dam.)

Si se hubiese tratado de iniciar el proyecto, quizá el primer camino hubiese sido el más económico, pues se puede conseguir a base de adoptar formas geométricas en el contacto presa-hormigón con ventaja económica sobre otros tipos de refuerzo, 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 muy importante teniendo en cuenta el valor reducido de los parámetros resistentes de las capas de lignito.

capacidad resistente en los planos de lignitos mediante introducción de tensiones verticales y establecer un tacón en el pie de agua abajo que interesan mayor profundidad de roca en la transmisión frontal del empuje hidrostático.

Esta solución, aparte su seguridad de funcionamiento, en todo momento permitía reforzar y mejorar el cuenco amortiguador del aliviadero y se proporcionaba el peso necesario para aumentar tensiones verticales y la rigidez suficiente para transmitir los empujes e interesar paquetes más profundos y menos descomprimidos (ver fig. 5).

Aparte de los cálculos manuales que atestiguaron el

acierto de la solución adoptada, se hicieron comprobaciones mediante modelo geomecánico. Los distintos ensayos fueron realizados en Ismes (Bérgamo), para poder reproducir con fidelidad, tanto la estratificación como las ca-

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 **4**

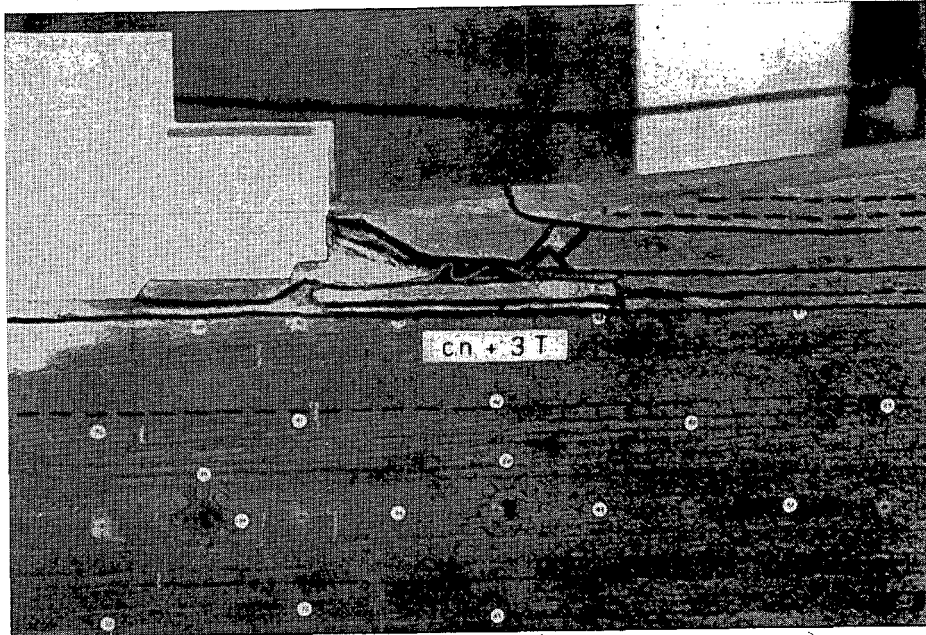


Figura 6.

racterísticas resistentes en sentido normal y longitudinal a los estratos y el peso propio, tanto de presa 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

de los parámetros mecánicos del cemento, 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

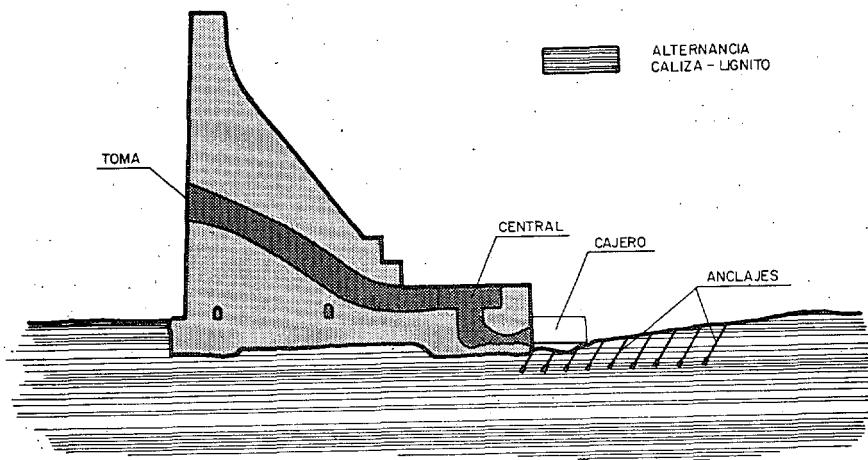


Fig. 7. — Presa de Mequinenza. Refuerzo de anclajes.
(Mequinenza dam. Anchor bolts detail.)

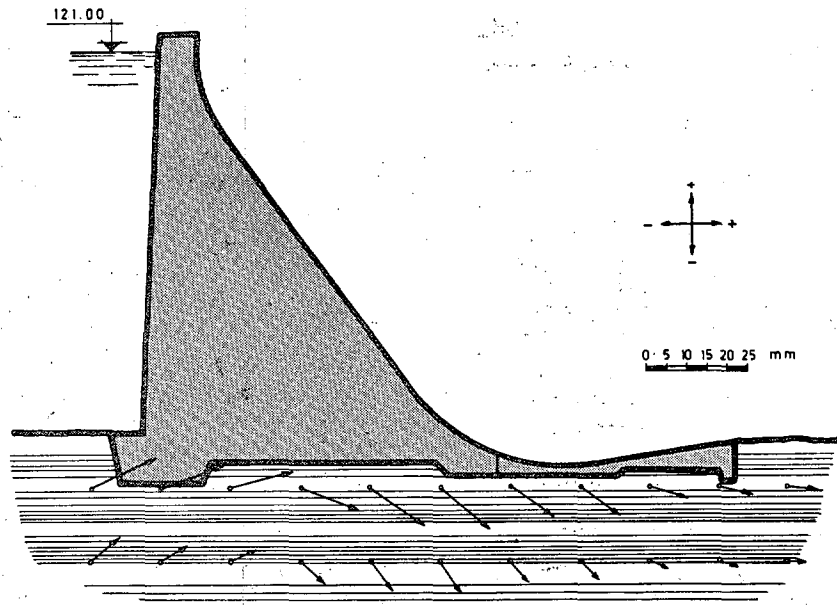


Figura 8.

aumento de la carga hidrostática, pero variando el punto de aplicación de forma que el momento producido a la altura del cimientó fuese igual al de trabajo normal de la estructura. Así, el aumento de la carga equivaldría a una disminución en las características resistentes de los planos de estratificación.

La rotura, como era de esperar, 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.

La solución descrita corresponde a la zona de presa sobre la que se encuentra el aliviadero.

En la zona de central no era posible adoptar la misma

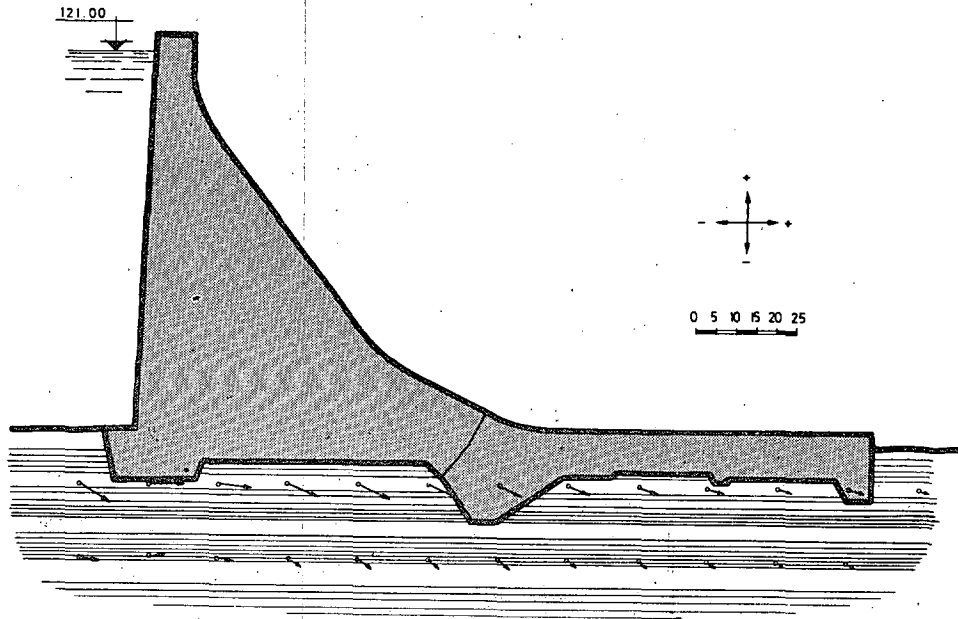


Fig. 9.— Presa de Mequinenza. Corrimientos en cimentación posteriores al refuerzo.
(Mequinenza Dam. Foundations sliding after strengthening.)

solución, pues el edificio se encuentra prácticamente adosado al paramento de la presa. El ensayo en modelo geomecánico llevado hasta rotura dio el resultado que se observa en la figura 6. En este caso se reforzó la capacidad resistente de los paquetes de lignito, mediante un cosido de cables en la zona afectada por el deslizamiento, anclándolos en zonas inactivas más profundas (ver fig. 7).

5. COLABORACION A LA IMPERMEABILIZACION

Un capítulo importante en toda presa suele ser la impermeabilización de la zona de cimientos inmediata al contacto hormigón-roca. Somos enemigos de las inyeccio-

existentes. En bastantes ocasiones la última excavación de refino no es suficiente para descarnar toda la profundidad dañada y, posteriormente, se ve la necesidad de reforzar, mediante procedimientos costosos, la mayor permeabilidad de las zonas próximas al cimiento.

De todo esto parece desprenderse que un capítulo importante del proyecto deberá ser siempre el estudio del procedimiento más idóneo para ejecutar las excavaciones. Un método que hemos utilizado con éxito ha sido el conocido como "precorte" (*). En definitiva, y sin entrar en detalles, consiste en establecer una primera superficie de rotura interna siguiendo la geometría de la excavación de-

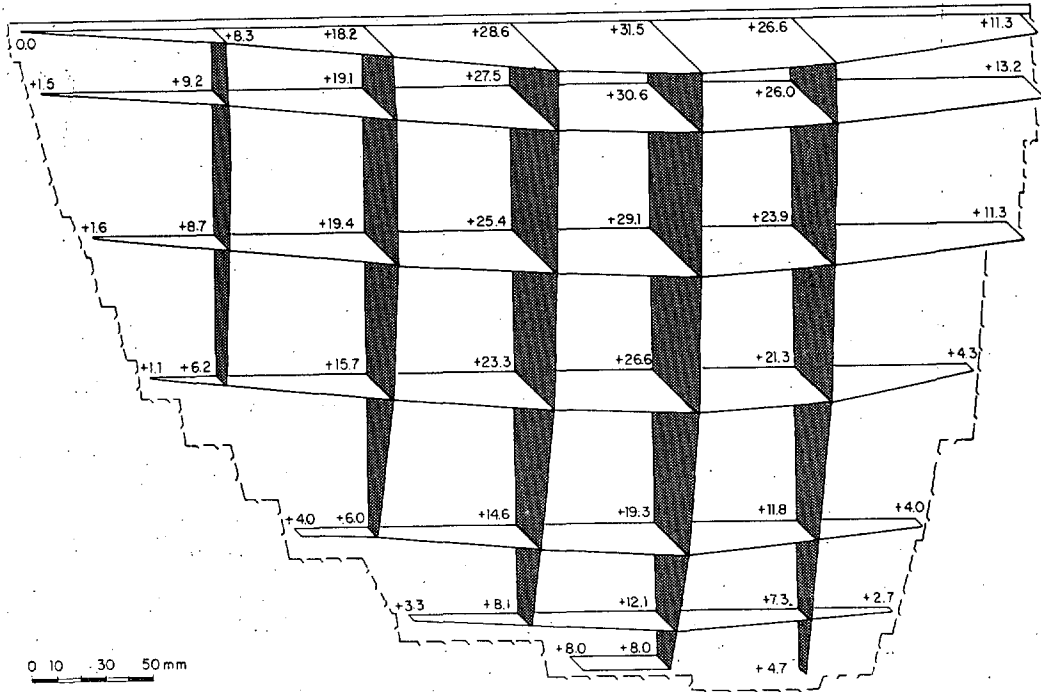


Fig. 10. — Presa de Canelles. Modelo elástico.
(Canelles Dam. Elastic model.)

nes realizadas por principio e indiscriminadamente: lo que siempre se denominó discutiblemente inyecciones de cosido. Sin embargo, no entraremos en un aspecto polémico que se sale de nuestro tema. Si queremos llamar la atención sobre dos factores que pueden aumentar la permeabilidad de la roca en las proximidades del cimiento y que ya, desde origen, deben tenerse en cuenta en la concepción del proyecto.

5.1. Apertura de cimientos.

Muchas veces, al proceder a la apertura de cimientos, las explosiones necesarias para crear la gran zanja que albergará el hormigón del contorno, dañan y alteran la compacidad de la roca y crean aperturas en las litoclasas

finitiva, con explosiones reducidas, para que las definitivas de arranque no transmitan el efecto dinámico a los paquetes contiguos en la intensidad que lo harían si existiera continuidad.

5.2. Zona de compresiones.

Desde que los estudios llevados a cabo por M. Jean Bellier y Pierre Londe sobre las causas de rotura de la presa de Malpasset llevaron a descubrir la influencia de las compresiones transmitidas por una estructura en la dis-

(*) Véase *Rock blasting*, de Langefors.

ENSAYO DE DESLIZAMIENTO

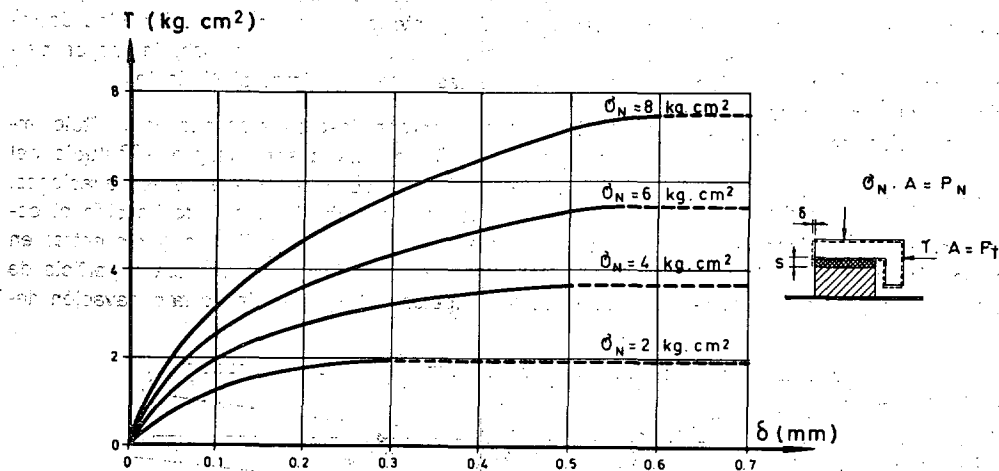
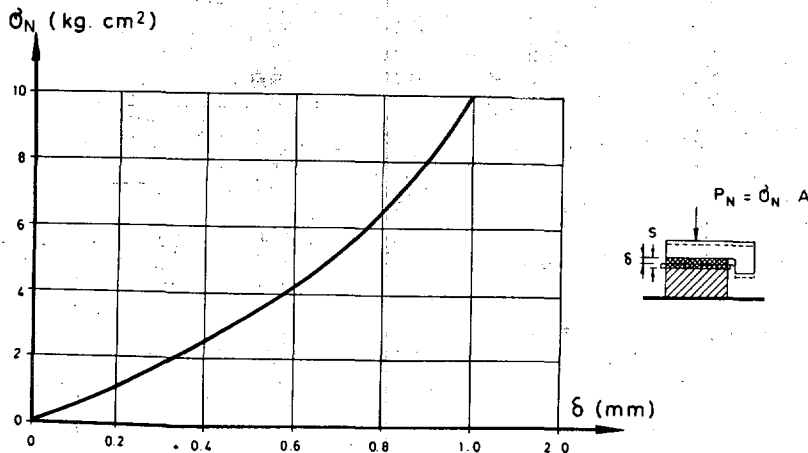


Fig. 11. — Características de las litoclasas.

(Lithoclase characteristics.)

ENSAYO DE COMPRESION



minución de permeabilidad de la zona afectada por las mismas, mucho se ha polemizado sobre el tema. Creemos que no cabe dudar de la ventaja, respecto de la permeabilidad, que supone el contar en el contacto hormigón-roca de la zona agua arriba de una presa, con un estado de compresión frente a las tracciones que por muy reducidas que sean no pueden absorberse por roca fisurada.

En este sentido convendrá estudiar en cada caso las formas de cimentación más idóneas, compatibles con la estabilidad mecánica del macizo, para impedir el estado de tracción en las cimentaciones más próximas al embalse.

5.3. Caso de lechos horizontales. Mequinenza.

En el estudio antes aludido sobre la presa de Mequinenza una de las consecuencias importantes de la disposición definitiva de la cimentación y del refuerzo fue la

de comprobar (ver fig. 8) que en la solución sin refuerzo se producía una apertura de los lechos horizontales por tracción en el pie agua arriba, mientras que la solución reforzada sometía estas zonas a un estado de compresión y cierre de juntas entre estratos.

6. MODELOS GEOMECAVICOS

Como hemos visto en 5.3, la utilización de modelos geométricos como elemento de cálculo, supera en muchas ocasiones al establecimiento de modelos matemáticos, cuyas limitaciones e hipótesis de cálculo suponen un serio "handicap" por muy ingeniosos que sean frente al ensayo de la realidad en modelo reducido.

Con los modelos se pueden representar las características de rozamiento a lo largo de una litoclase determinada. No obstante, siempre estarán supeditados al conocimiento de la geometría de las discontinuidades, y a la

fidelidad o dispersión de las medidas de corte directo en litoclasas que se hayan realizado para cuantificar los parámetros definidores.

Pero como se puede observar, estas limitaciones también lo serán para cualquier modelo matemático, pues son ajenas al proceso de cálculo o ensayo.

Los corrimientos en este modelo pueden verse en la figura 12, donde han aumentado sensiblemente las correspondientes a la zona de influencia de la margen derecha, con respecto a los obtenidos en el primer modelo con terreno isótropo. En éste se había definido el cimiento por sus "características globales" o módulos de deforma-

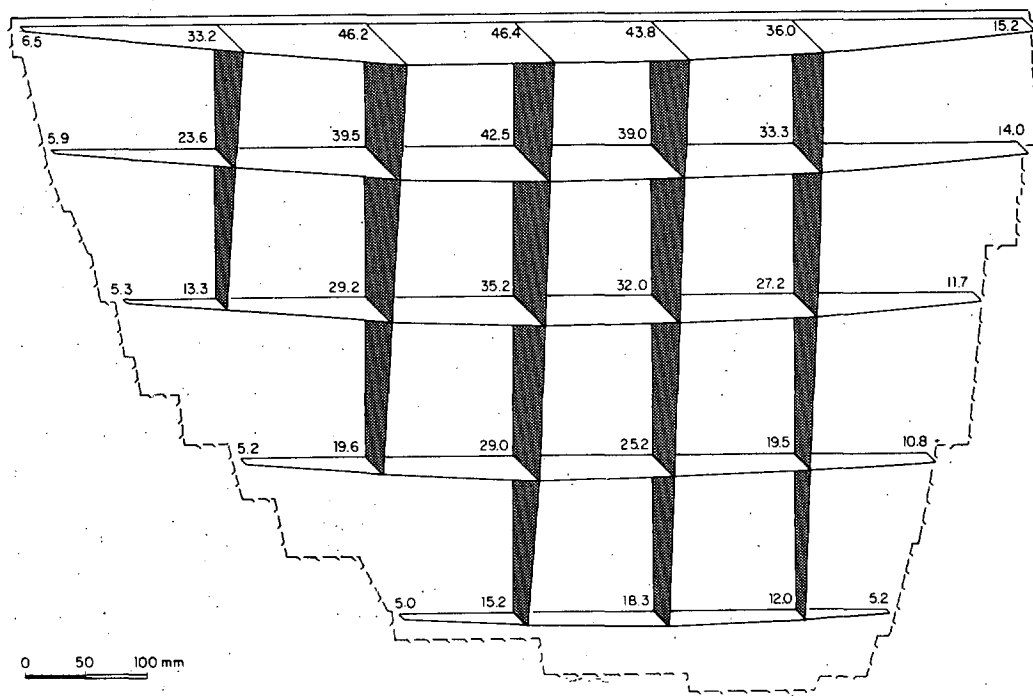


Fig. 12. — Presa de Canelles. Modelo sección mecánica.
(Canelles dam. Mechanical section on model.)

6.1. Presa de Canelles.

Un caso práctico que ilustra, no sólo lo expuesto en este punto 6, sino que resume la filosofía de toda nuestra exposición es el del estudio de refuerzo del estribo derecho de la presa de Canelles, bóveda de 150 m. de altura situada en el Noguera Ribagorzana y propiedad de de Sociedad ENHER.

Se realizó un primer modelo sin representación de discontinuidades y litoclasas en el laboratorio de Ismes de Bérgamo.

Los resultados de corrimientos se pueden ver en la figura 9 para el caso de carga hidrostática total.

Un segundo modelo geomecánico, ensayado en el mismo laboratorio, recogía el sistema de litoclasas situado en margen derecha prácticamente en prolongación de las tangentes a los arcos en su incidencia en ladera, y en margenes izquierda casi normales a las incidencias de los mencionados arcos (fig. 10). Las características resistentes de las litoclasas se reprodujeron según la ley que puede verse en la figura 11.

ción medios, que hemos tratado en todo lo que antecede de combatir como parámetros ciegos en la definición de la estabilidad del cimiento.

BIBLIOGRAFIA

- A. Alvarez y César G. Caffarena: "Proyecto de la presa de la Campañana".
- E. Vallarino y A. Alvarez: "Proyecto de la presa de la Barca".
- E. Vallarino y A. Alvarez: "Proyecto de refuerzo de la presa de Mequinenza".
- Joaquín Fernández-Moreno y J. A. Baztán: "Proyecto de la presa de grado II".
- E. Vallarino, A. Alvarez y J. A. Baztán: "Estudio de refuerzo del estribo derecho de la presa de Canelles".
- L. Müller: "Safety of rock abutments on concrete dams". VII Congreso ICOLD.
- Lane and Roff: "Kariba underground works: design and construction". VII Congreso ICOLD.
- Takano: "Brief considerations on rupture of arch dams abutments". Geologie und Bauwesen.