

# LA GEOTECNIA APLICADA A LAS GRANDES PRESAS

Dr. Ing. C. C. P. S. URIEL

16

Es constante el incremento de las proporciones de la presa de hormigón o materiales sueltos que se construyen actualmente en el mundo. Es, asimismo, cada vez más acuciante la necesidad de recurrir a emplazamientos cuyas condiciones geotécnicas son pobres en su aspecto resistente. La extrapolación que en el campo tensional supone el aumento de altura de las presas, o las condiciones de estabilidad de los contornos de apoyo, tiene que basarse en un profundo estudio del comportamiento del conjunto presa-cimiento-agua. Entre las tres etapas por las que es necesario pasar para llegar a la realización de tales obras:

*Observación de las presas existentes.*

*Base técnico-teórica de la estimación de su estabilidad.*

*Proyecto de la obra nueva.*

es preciso intercalar otra que nos analice las propiedades de los materiales que forman el cuerpo de la presa y de su apoyo.

La auscultación de las obras realiza las poco valor tendría si no fuera acompañado de una serie de ensayos, especie de modelos reducidos de tensiones y deformaciones, que sirvan de base a la estructuración de una teoría o modelo matemático que nos permita a su vez extrapolar la obra con un cierto margen de seguridad.

Si la observación y la base teórica presentan grandes dificultades por la variedad de los materiales y de los enlaces entre ellos, o la irregularidad del contorno, no expresable por funciones sencillas, lo que obliga a recurrir a los modelos reducidos, no son menos las que obstaculizan el intento de determinar las propiedades básicas del cuerpo de la presa o su cimentación. El material de las grandes presas que mejor domina la técnica actual, es el hormigón. Su homogeneidad, su resistencia, su permeabilidad, pueden ser perfectamente controladas dentro de unos límites muy cercanos. No así sus cimientos, ni los componentes de las presas de materiales sueltos, que vienen impuestos de antemano. Los grandes problemas que tienen que resolverse en el futuro son principalmente geotécnicos, y dentro de ellos los ensayos conducentes al conocimiento del comportamiento de los materiales en diversas condiciones de tensiones y enlaces juegan un papel muy importante. El campo que tiene ante sí esta rama de la técnica es amplísimo, y al mismo tiempo de una gran responsabilidad. El interés que ha despertado en la ingeniería es fácilmente comprobable por la proliferación de congresos, coloquios y reuniones nacionales e internacionales dedicadas a este tema. Baste decir que en el VIII Congreso de Grandes Presas, tres de las cuatro cuestiones debatidas tienen una tendencia geotécnica. (La número 28, "Propiedades físicas y mecánicas de las rocas", ha recibido el mayor número de *rappports*, 59.)

Es, creemos, conveniente, dar un rápido repaso al estado actual de esta téc-

nica en España. Nos vamos a concentrar en el tema de ensayos, que, como hemos indicado, es piedra fundamental en el avance de las nuevas estructuras.

No entraremos en detalle de las tendencias que existen en la investigación, cuya sola enumeración y justificación bastaría para ocupar varios artículos.

## PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

No son excesivos, en número, los problemas de las presas de materiales sueltos que no puedan ser analizados en laboratorio. En lo que respecta a la cerrada, es la permeabilidad el principal de ellos, ya que el aspecto resistente queda relegado a un segundo término si tiene una base rocosa, o es posible su estudio en pequeñas probetas, si su estructura es granular, merced a las constantes mejoras de la técnica de toma de muestras inalteradas. Referente al cuerpo de la presa, son las compactaciones y las propiedades del material resultante, las que tienen que ser experimentadas "in situ", para su comparación con las deducidas en laboratorio con muestras consolidadas por los métodos convencionales. El conocimiento en este campo va unido, por consiguiente, al perfeccionamiento de los ensayos de laboratorio.

### *Ensayos de identificación.*

Bajo este epígrafe incluimos todos aquellos ensayos cuya misión es clasificar las tierras y esclarecer la composición mineralógica o estructura atómica de los suelos finos. Entre ellos se encuentran:

- Límites de Atterberg.
- Granulométricos.
- Análisis químicos en general.
- Análisis petrográficos.
- Análisis térmico diferencial.
- Difracción por rayos X.
- Capacidad de cambio de bases.
- Espectroscopia por rayos infrarrojos.

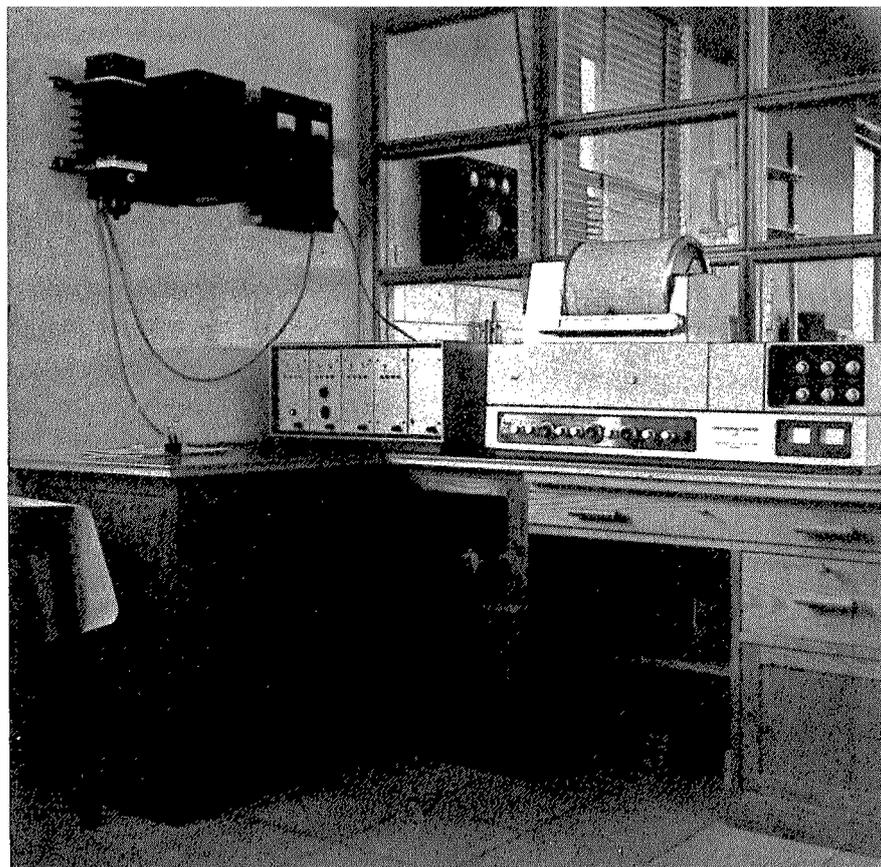
Los tres primeros son los más interesantes para el ingeniero, suficientes, en general, para sus propósitos. Solamente en casos especiales es preciso recurrir a los enumerados en último lugar. No vamos a discutirlos aquí por ser suficientemente conocidos los primeros o ser técnica muy especializada los segundos (fig. 1.<sup>a</sup>).

### *Densidad y humedad. Compactaciones.*

Además de los métodos convencionales de la arena, carburo de calcio, picnómetro de aire, etc., se viene constantemente investigando la aplicación de los procedimientos que utilizan fuentes de isótopos radiactivos para la determinación de la humedad y densidad de terrenos natural o artificialmente compactados. Las grandes ventajas que ofrecen los métodos nucleares, en especial los derivados de la rapidez de las medidas, la menor interferencia en la construcción de la obra, y la no destructividad de este ensayo, ha provocado una creciente aplicación a la construcción de presas de materiales sueltos (fig. 2.<sup>a</sup>).

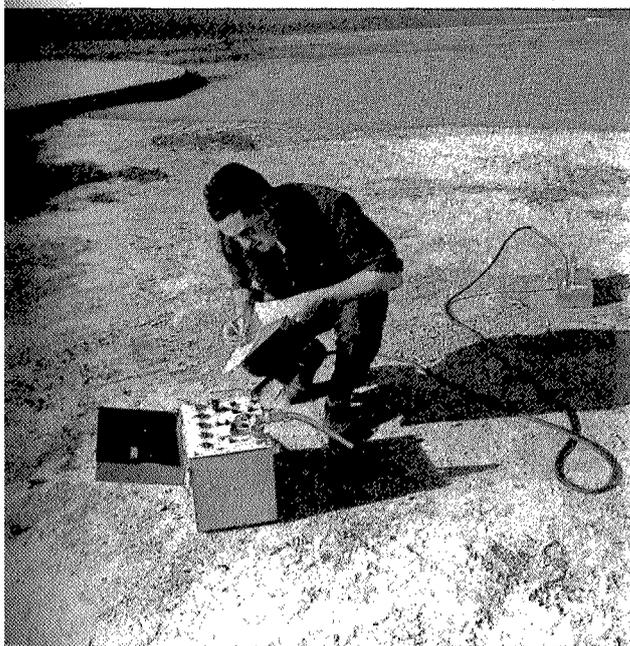
El control de las compactaciones se realiza en España, con los clásicos ensayos Proctor normal y modificado. No obstante, dado los diferentes grados de humedad que

Figura 1.<sup>a</sup>



requiere las modernas y pesadas maquinarias de consolidación diferente de la óptima del ensayo Proctor, y normalmente del lado seco, suelen complementarse con toma de muestras inalteradas y exigir unas características determinadas de resistencia, entumecimiento, etc.

Figura 2.<sup>a</sup>



### *Permeabilidad.*

Se realizan normalmente los ensayos siguientes:

Permeabilidad *in situ*. Carga constante y variable.

Permeabilidad indirecta: edómetro y triaxial.

Permeabilidad directa. Carga constante y variable.

Hemos de destacar dos puntos a los que se presta atención en la determinación de la permeabilidad de los suelos. El primero de ellos es la variación del coeficiente de Darcy con el grado de saturación, con la presión mínima y gradiente de circulación y la presión efectiva intergranular de la muestra. La segunda se refiere a la determinación de la anisotropía resultante de las compactaciones, que puede

Fig. 1.<sup>a</sup> — Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Espectrofotómetro de rayos infrarrojos.  
Sketch No. 1. — Transport and Soils Mechanics Laboratory. Infra-red spectro-photometer.

Fig. 2.<sup>a</sup> — Determinación de la densidad *in situ* por medio de isótopos radiactivos.  
Sketch No. 2. — Determination of in place bulk density using a neutron probe.

## ESQUEMA DEL PERMEAMETRO

LÍNEA CONTINUA DISPOSICIÓN PARA MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD DE UNA SOLA PROBETA  
LÍNEA DE TRAZOS DISPOSICIÓN SUPLEMENTARIA PARA DOS PROBETAS DE UN MISMO SUELO

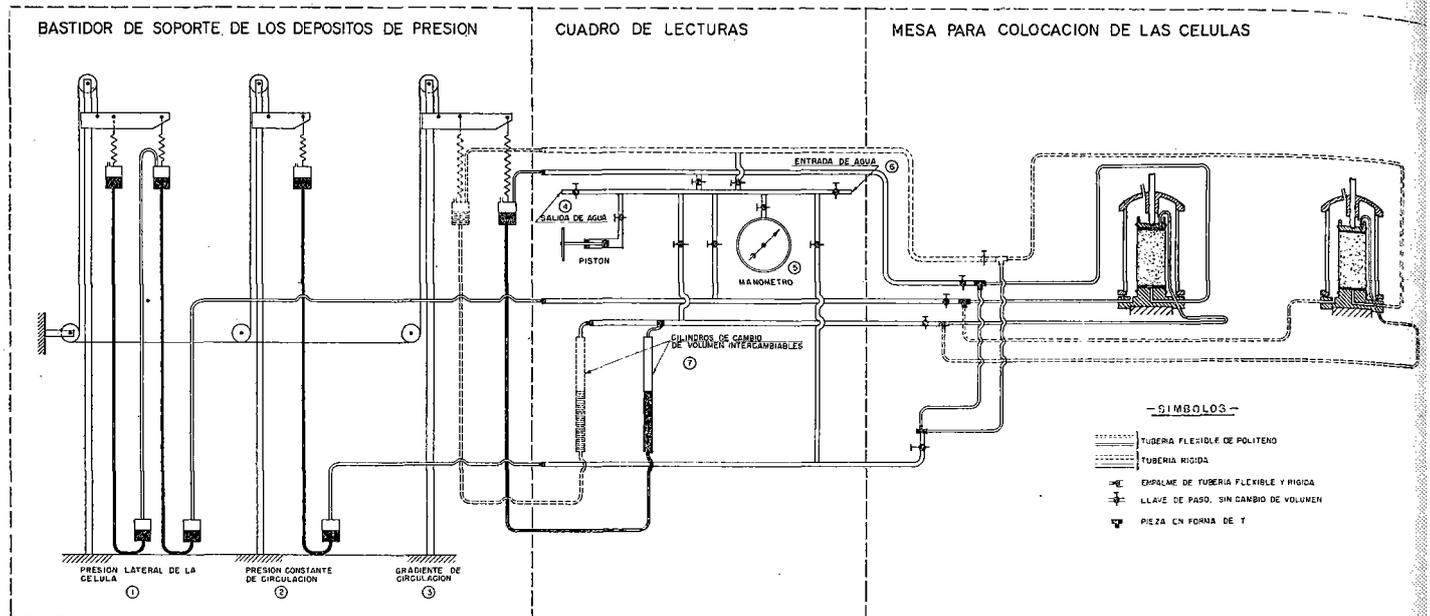


Figura 3.<sup>a</sup>

producir una apreciable diferencia entre las permeabilidades en sentido horizontal y vertical. Ambas cualidades influyen de una forma importante en el esquema de las presiones intersticiales que se producen en el cuerpo de la presa, en la posición de la línea de saturación y los consiguientes afloramientos del agua en el paramento de aguas abajo. La variación del coeficiente de permeabilidad con las diferentes condiciones del suelo se realiza en laboratorio de acuerdo con el esquema de la figura 3.<sup>a</sup>. Con esta disposición se puede regular la presión mínima de circulación de agua, gradiente de circulación y la presión efectiva de las partículas.

La determinación de la anisotropía se realiza mediante un doble ensayo de tipo axial y radial. Una probeta cilíndrica introducida en una célula, es sometida a una presión hidrostática, permitiéndose sucesivamente el drenaje en dirección vertical hacia las bases de la probeta y radial hacia su superficie lateral. La relación entre los cambios de volumen, los asentos, y el tiempo, nos determina la requerida relación de permeabilidades.

### Compresibilidad y entumecimiento.

Las variaciones de volumen de los suelos naturales o artificialmente compactados en las diversas condiciones de humedad y presión, se determinan en laboratorio mediante los clásicos ensayos edométricos. Se estudian con especial interés los cambios volumétricos de los materiales destinados a los núcleos impermeables de las presas de escollera, o de tierras con zonas diferenciadas.

Fig. 3.<sup>a</sup> — Esquema de un permeámetro de presión: 1, dispositivo de presión total de la célula; 2, dispositivo de la presión de saturación; 3, dispositivo del gradiente de circulación; 4, salida de agua; 5, manómetro; 6, entrada de agua; 7, cilindros de cambio de volumen.

Sketch No. 3. — Schematic of a back-pressure permeameter: 1, device to apply total pressure; 2, device for saturation pressure; 3, device for circulation gradient; 4, exit for water; 5, manometer; 6, entrance for water; 7, volume change cylinders.

Figura 4.<sup>a</sup>

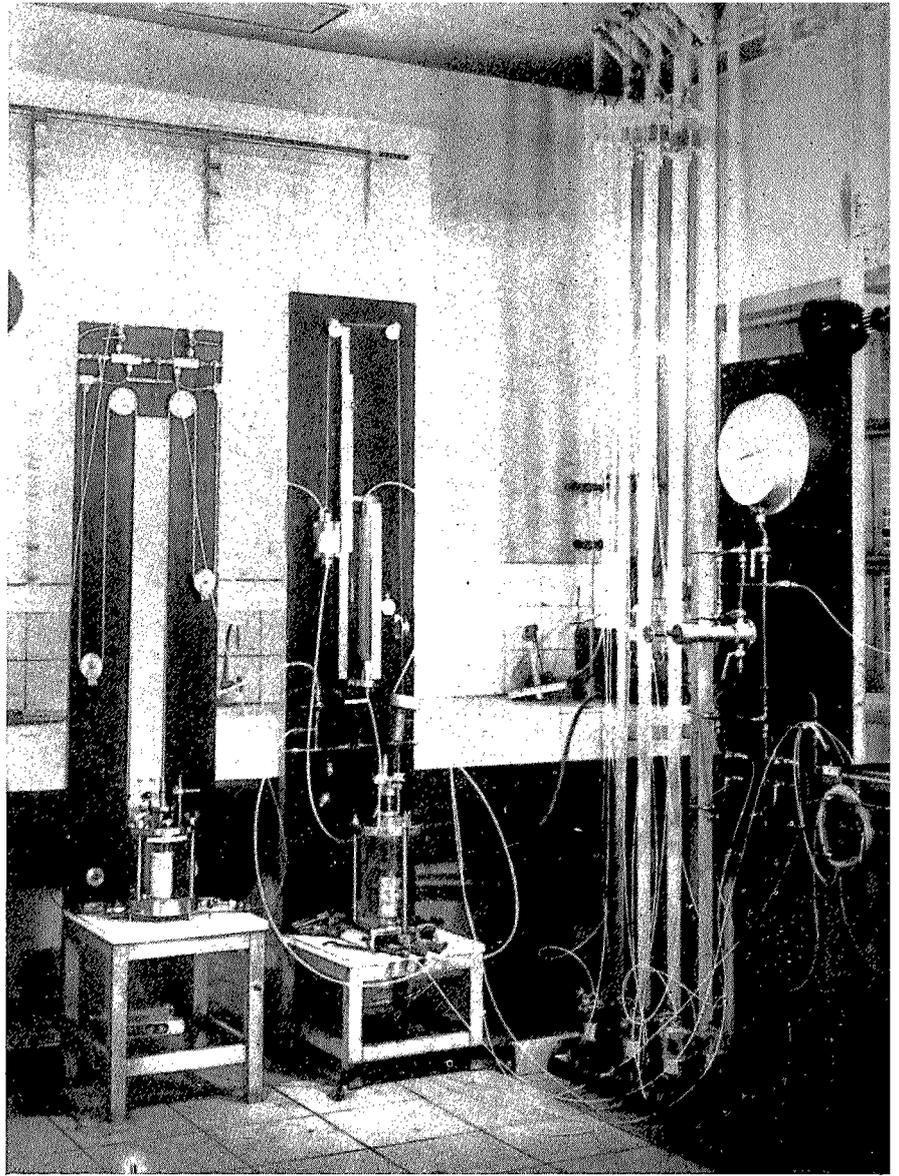


Figura 5.<sup>a</sup>

Fig. 4.<sup>a</sup>—Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Vista de los ensayos de permeabilidad.  
Sketch. No. 4.—Transport and Soils Mechanics Laboratory. View of Back-pressure permeameter.

Fig. 5.<sup>a</sup>—Ensayo de carga con placa, en pozo.  
Sketch No. 5.—Plate bearing test in a well.

Las determinaciones *in situ* en terrenos carentes de cohesión o de grano grueso, se efectúan con los ensayos de carga con placas de diferentes diámetros, entre 30 y 75 cm. (véase figura 5.<sup>a</sup>).

*Resistencia al esfuerzo tangencial.*

Los siguientes ensayos son de una práctica corriente en laboratorio (fig. 6.<sup>a</sup>):  
Triaxiales rápidos sin consolidación ni drenaje.

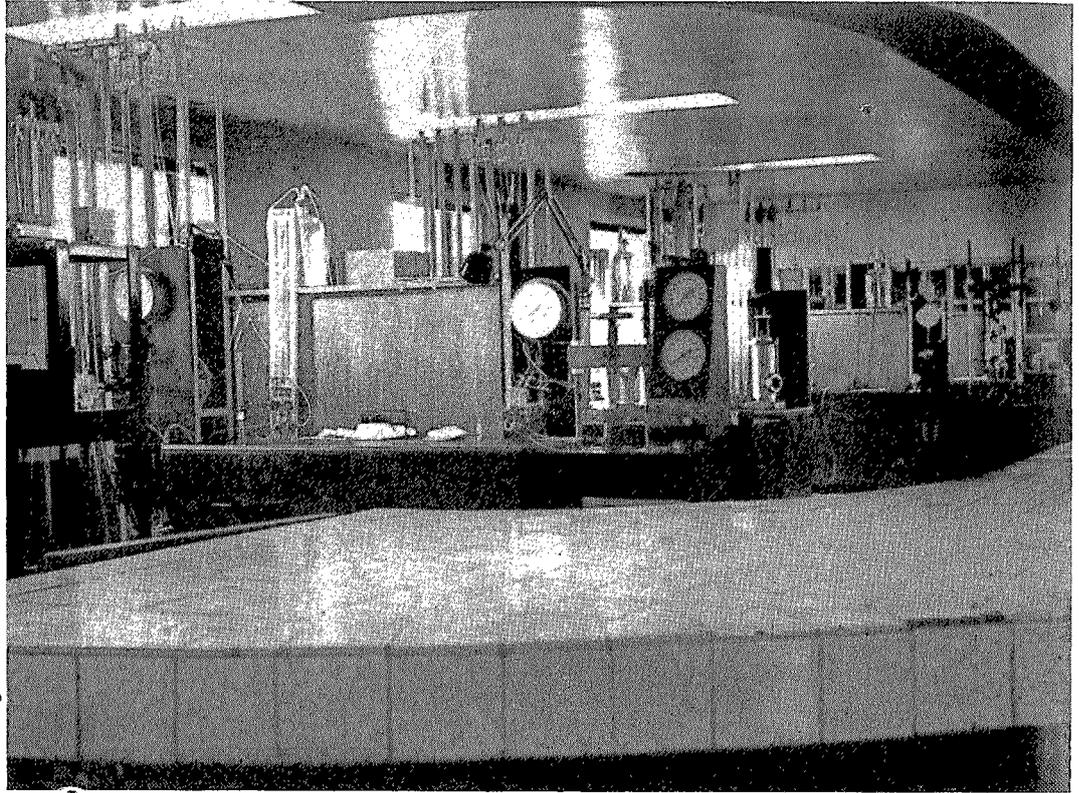


Figura 6.<sup>a</sup>

Triaxiales rápidos con consolidación previa.

Triaxiales lentos.

Compresión simple.

Corte directo.

En la determinación de los parámetros que definen la línea de resistencia intrínseca de los suelos, existe la tendencia acusada de igual forma que hemos indicado al hablar de la permeabilidad, a considerar diferentes presiones de saturación hasta la máxima que la obra va a soportar. Se estudia, asimismo, con detenimiento, la variación de los coeficientes *A* y *B* de presión intersticial, para estimar el efecto de la subpresión, en especial en los regímenes transitorios de la construcción de la obra, o en desembalses más o menos importantes.

Fig. 6.<sup>a</sup>—Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Vista de las bancadas para ensayos triaxiales.  
Sketch No. 6.—Transport and Soils Mechanics Laboratory. View of tri-axial load testing machines.

Más complicados son, en general, los problemas que se plantean en la cimentación de las presas de fábrica. La posibilidad de trasladar al laboratorio gran parte de las propiedades de los materiales sueltos no puede mantenerse, por lo menos en el estado actual de la técnica de la mecánica de rocas, al tratar las estructuras geológicas de apoyo de las presas. Su gran variedad tectónica y su macroanisotropía en relación con el tamaño de la obra, origina la individualidad de cada una de ellas, por lo que es preciso estudiarlas una por una, según su tipología y la configuración del terreno.

Hasta hace relativamente pocos años, el comportamiento del conjunto presa-cimiento se basaba en una estimación puramente personal, suficiente en muchos casos. La seguridad de la obra no había pasado de una evaluación meramente cualitativa, derivada de la observación de las presas existentes. Actualmente, merced al incremento que en todo el mundo ha tomado la geotecnia aplicada a los suelos rocosos, esa apreciación subjetiva (necesaria en todo caso y que nunca será desplazada en su totalidad) va completándose con cifras derivadas de los ensayos realizados *in situ*, en laboratorio, y de la auscultación de las obras construídas. Es muy pequeño el camino recorrido. Y a ello contribuyen dos factores más importantes. El primero de ellos es la dispersión de pequeños ensayos realizados en las obras o en laboratorio que obliga a una multiplicidad de pruebas para obtener resultados medios representativos.

Por otra parte, tenemos la incógnita de la correlación entre el comportamiento de las grandes masas de roca en relación con las observaciones deducidas de estos ensayos. Todo ello unido a la fisiología personal de cada cimentación, obliga a grandes inversiones si se quiere disponer para el proyecto de datos cuantitativos. Uno de los temas más interesantes para abaratar estas prospecciones, es la profundización en nuestro conocimiento sobre esa relación entre grandes estructuras y pequeños ensayos. La auscultación es otro punto que es preciso tratar de una forma exhaustiva como medio de investigación y como comprobación de las hipótesis de cálculos.

Pasaremos revista rápidamente a la técnica actual española de este campo, concentrando nuestra atención en los ensayos que se realizan hoy para la determinación de las características de las rocas.

#### *Módulos de deformación.*

La deformabilidad de los cimientos de una obra de fábrica repercute de una forma decisiva en la distribución de tensiones, en especial si se trata de una presa-bóveda. No vamos a remarcar aquí, por sobradamente conocida, la necesidad del conocimiento de los módulos de deformación de ambas laderas o de cada zona de las mismas con base de los módulos reducidos. Es cada vez mayor el tamaño de éstos, con el casi único objeto de poder reproducir con la máxima fidelidad, la estructura de la cimentación. Y este esfuerzo resultaría baldío si no fuese acompañado con una más exacta evaluación de las propiedades de dicha estructura, en especial en su aspecto de deformabilidad. Por ello, paralelamente, es constante el empeño en llegar a más precisos métodos que nos determinarán la relación entre corrimientos y solicitaciones.

Las prospecciones eléctricas y sísmicas son necesarias en todo caso, como base del planteamiento de la configuración general del emplazamiento de la obra. No obstante, los módulos dinámicos de ellos deducidos tienen un valor relativo, el cual

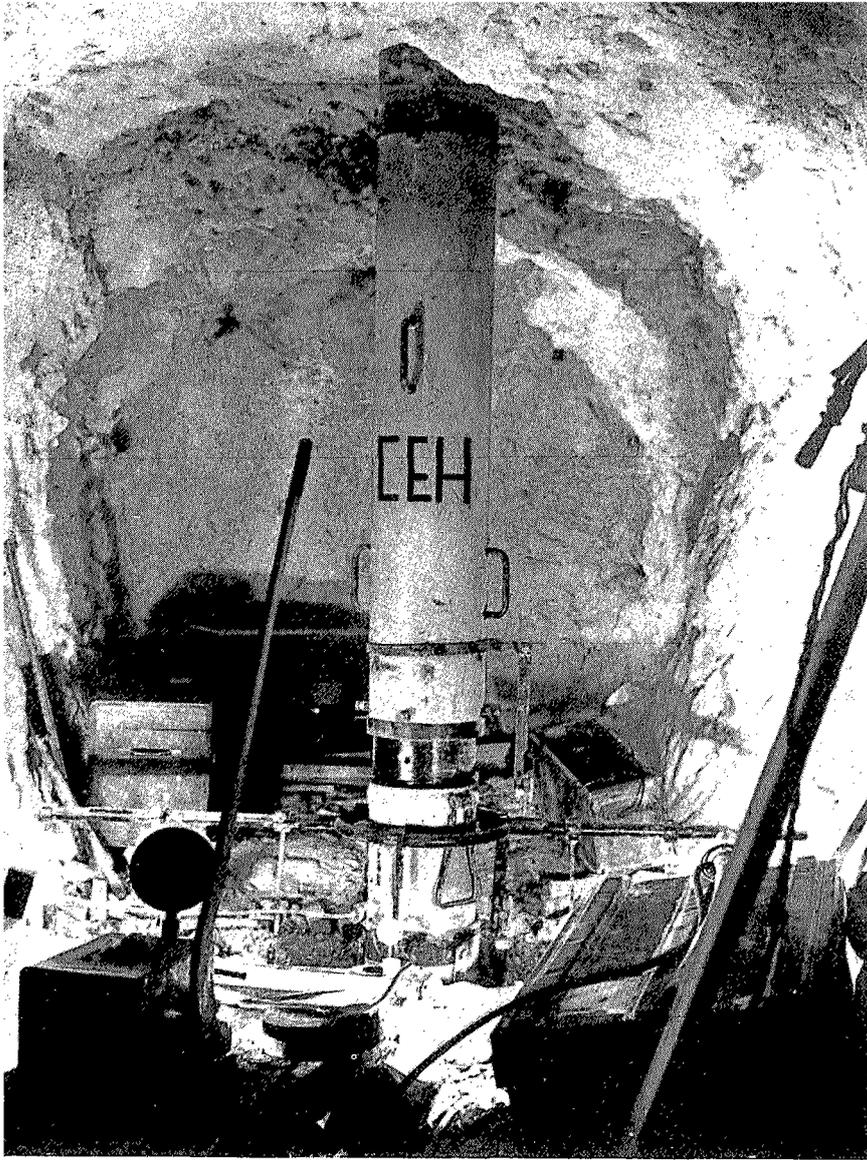


Figura 8.<sup>a</sup>

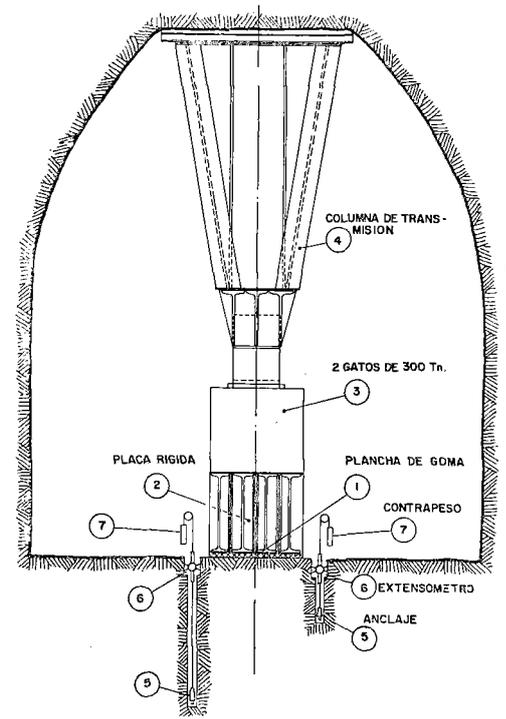


Figura 7.<sup>a</sup>

tiene que ser afectado por un coeficiente de reducción casi siempre estimativo para acercarse a los valores estáticos y diferidos. Las propiedades reológicas de las rocas tienen que ser analizadas *in situ* con ensayos estáticos de larga duración.

Son diversos los procedimientos utilizados con este fin. El más corriente consiste en aplicar una presión a la roca, en el interior de un túnel, por medio de una placa cuadrada, rectangular o circular, rígida o flexible, de dimensiones diversas según lo requiera el caso (fig. 7.<sup>a</sup>). Se mide la deformación del suelo respecto a puntos que por estar lo bastante alejados del punto de carga, puedan considerarse como fijos. El ensayo se realiza en diversas direcciones para determinar la anisotropía del macizo rocoso (fig. 8.<sup>a</sup>). A este respecto, es necesario subrayar la influencia de la tensión interna existente en el punto de ensayo y su alteración por la apertura de la galería. Es bien conocido el hecho del incremento de tensión en las paredes del túnel sobre un plano perpendicular a la dirección de la tensión interna mayor, acompañado por una decompresión, que puede llegar a tracción, en dirección normal a ésta. Dos ensayos de carga orientados según estas líneas, actúan sobre dos zonas sometidas a muy diferentes esfuerzos internos. Por ello es frecuente, sobre todo, en galerías

Fig. 7.<sup>a</sup> — Esquema de un ensayo de carga con placa: 1, plancha de goma; 2, placa rígida; 3, dos gatos de 300 Tn.; 4, columnas de transmisión de esfuerzos; 5, anclaje; 6, extensómetro; 7, contrapeso.

Sketch No. 7. — Schematic of a plate bearing test: 1, Rubber plate; 2, Rigid plate; 3, 2 300-ton. jacks; 4, Stress transmission columns; 5, Anchor; 6, Dial gauge; 7, Counterweight.

Fig. 8.<sup>a</sup> — Ensayo de carga sobre placa de 280 mm. de diámetro.

Sketch No. 8. — Bearing test on a 280 mm. diameter plate.

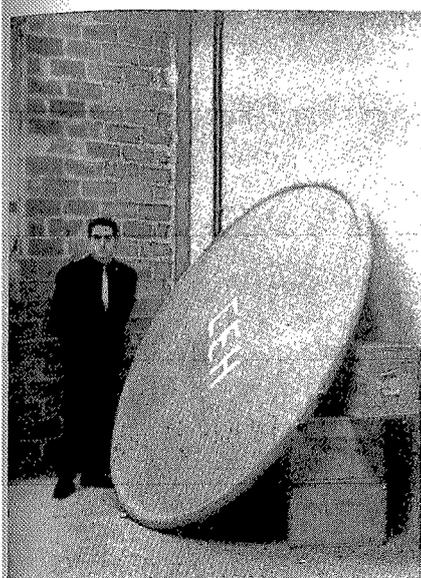


Figura 9.<sup>a</sup>

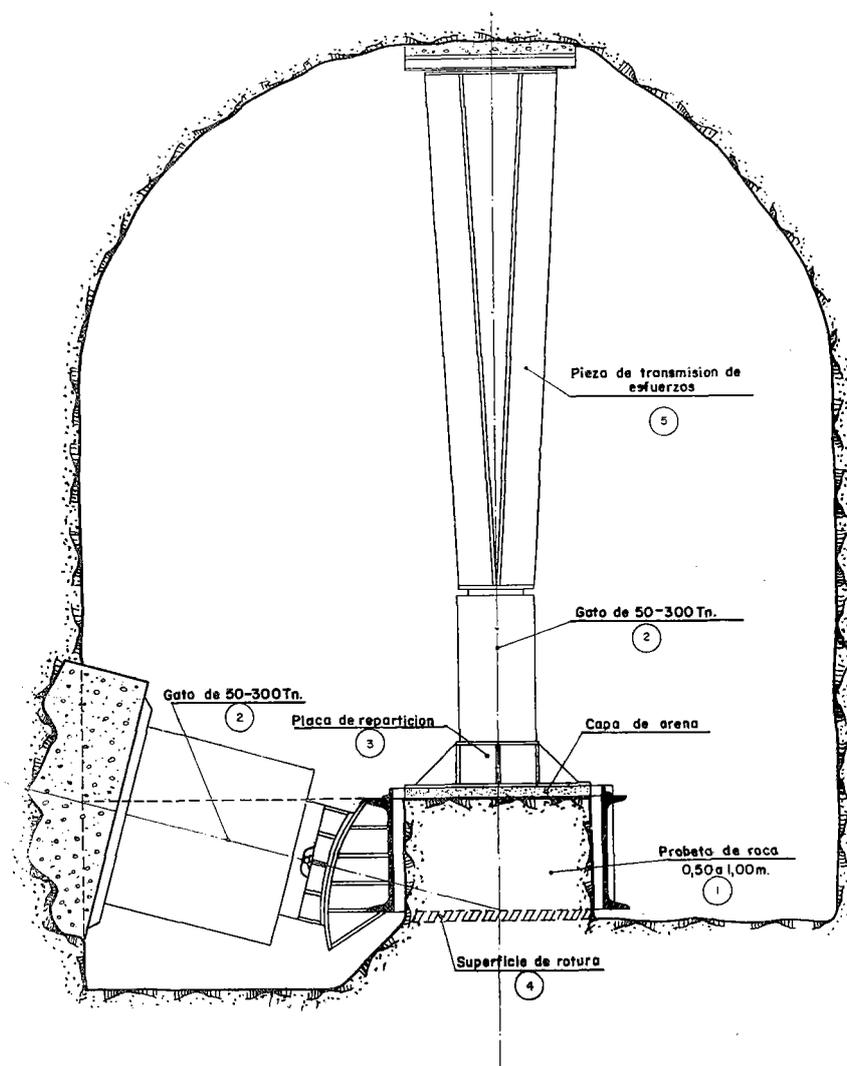


Figura 10.

relativamente superficiales, en las que la presión preponderante es casi vertical, el detectar módulos de deformación mayores en dirección horizontal. A la hora de interpretar los ensayos, es conveniente no perder de vista estos hechos. Por ello, la tendencia en este tipo de pruebas se orienta en el sentido de:

- a) Una mayor superficie de carga para interesar capas profundas, no alteradas por la apertura de la galería, y cuya tensión interna sea lo más cercana a la natural existente en el macizo.
- b) Determinar la deformación del terreno, no solamente la absoluta de la superficie, sino también las originadas por la carga a varias profundidades y poder constatar la influencia de la probable decompresión de la zona más cercana a la placa (véase fig. 7.<sup>a</sup>).
- c) Determinar el estado tensional de la roca en las proximidades del ensayo y su repercusión en las deformaciones detectadas.

Fig. 9.<sup>a</sup>— Centro de Estudios Hidrográficos. Gato plano de 2 metros de diámetro para ensayos de módulo de deformación.  
Sketch No. 9.— Center of Hydrographic Studies. 2 meter diameter flat jack for modulus of deformation tests.

Fig. 10.— Esquema de un ensayo de corte *in situ*: 1, probeto de roca de 0,50 a 1 m.; 2, gatos 50-300 Tn.; 3, placa de repartición; 4, superficie de rotura; 5, pieza de transmisión de esfuerzos.

Sketch No. 10.— Schematic of an in place shear test of rock: 1, Rock sonple, 0,50 m. X 1,0 m.; 2, 50-300 ton. jacks; 3, Equalizing plate; 4, Break area; 5, Force transmission piece.

Es de destacar aquí el que creemos es el mayor ensayo de carga efectuado en el mundo. Antes de llevar a cabo el ensayo de corte de  $4 \times 4$  m., también record y del que luego hablaremos, se realizó un ensayo de carga (véase fig. 11) sobre esta superficie, mediante ocho gatos planos de  $0,25 \times 0,95$  metros.

El módulo de deformación registrado a varias profundidades, es apreciablemente mayor que el deducido de los efectuados en el mismo emplazamiento con placa de  $0,50 \times 1,00$  metros.

También se practica el método CERNI (véase fig. 9.<sup>a</sup>). Consiste en introducir un gato plano en una zanja abierta en la dirección perpendicular a la que se desea determinar el módulo de deformación. Se mide la separación de las paredes de la zanja al poner en carga el gato.

Indicamos, finalmente, que paralelamente con los ensayos *in situ* se realizan en laboratorio determinaciones de los módulos estáticos, dinámicos, elásticos y diferidos conducentes a un mejor conocimiento de las propiedades reológicas de la roca.

### *Resistencia al esfuerzo tangencial.*

La determinación de la resistencia al esfuerzo tangencial de la cimentación de una presa, en las diversas direcciones que según la estratificación del terreno y la morfología de la obra se estimen como más peligrosas, es de evidente interés para el estudio de su estabilidad.

Como ya hemos indicado al comentar los ensayos de módulos de deformación, es continuo el esfuerzo de los geotécnicos en mejorar los métodos actualmente existentes para poder extrapolar en grandes superficies de rotura los parámetros de la línea de resistencia intrínseca deducidos de ensayos de pequeñas dimensiones, o entre éstos y los ensayos de laboratorio.

Uno de los procedimientos más corrientemente empleados es el de corte directo, bien sea realizado en campo o en laboratorio. La disposición normal del primero de ellos se esquematiza en la figura 10. Se talla una probeta de las adecuadas dimensiones en el fondo o en las paredes de una galería, de tal forma que la parte de la misma que queda unida al resto del macizo rocoso se oriente en la dirección según la cual queremos que se produzca el corte. Se coloca un bastidor rígido rodeando la probeta y se ligan ambos por medio de mortero de cemento. Este bastidor presenta en uno de sus lados una superficie cilíndrica cuyo eje coincide con el centro del bastidor y de la base de la probeta. Sobre ella, y por medio de una rótula, se coloca el gato que producirá la tensión tangencial. La resultante de la presión ejercida por éste, no produce así ningún momento flector sobre la superficie de rotura. La presión vertical se aplica directamente a la probeta por medio de otro gato, con interposición de una carga de arena. El tamaño del bloque de roca oscila normalmente entre  $40 \times 40$  centímetros y  $1 \times 1$  m. El orden en el cual la presión normal y tangencial se aplica a la probeta, depende del tipo de presa y de la zona de cimentación que se esté estudiando. Realizando varios ensayos con diferentes presiones verticales, se obtiene una relación entre éstas y las tangenciales de rotura, que llevadas a un gráfico tensión normal-tensión tangencial, nos determina un valor medio de la línea de resistencia intrínseca de la roca en la dirección ensayada. Cada prueba se analiza cuidadosamente, en especial su forma de rotura, y las deformaciones o corrimientos en dirección horizontal y vertical.

Como ya hemos indicado anteriormente, los ensayos se realizan normalmente sobre probetas de  $40 \times 40$  cm. a  $1 \times 1$  m. Aunque los resultados obtenidos entre estos

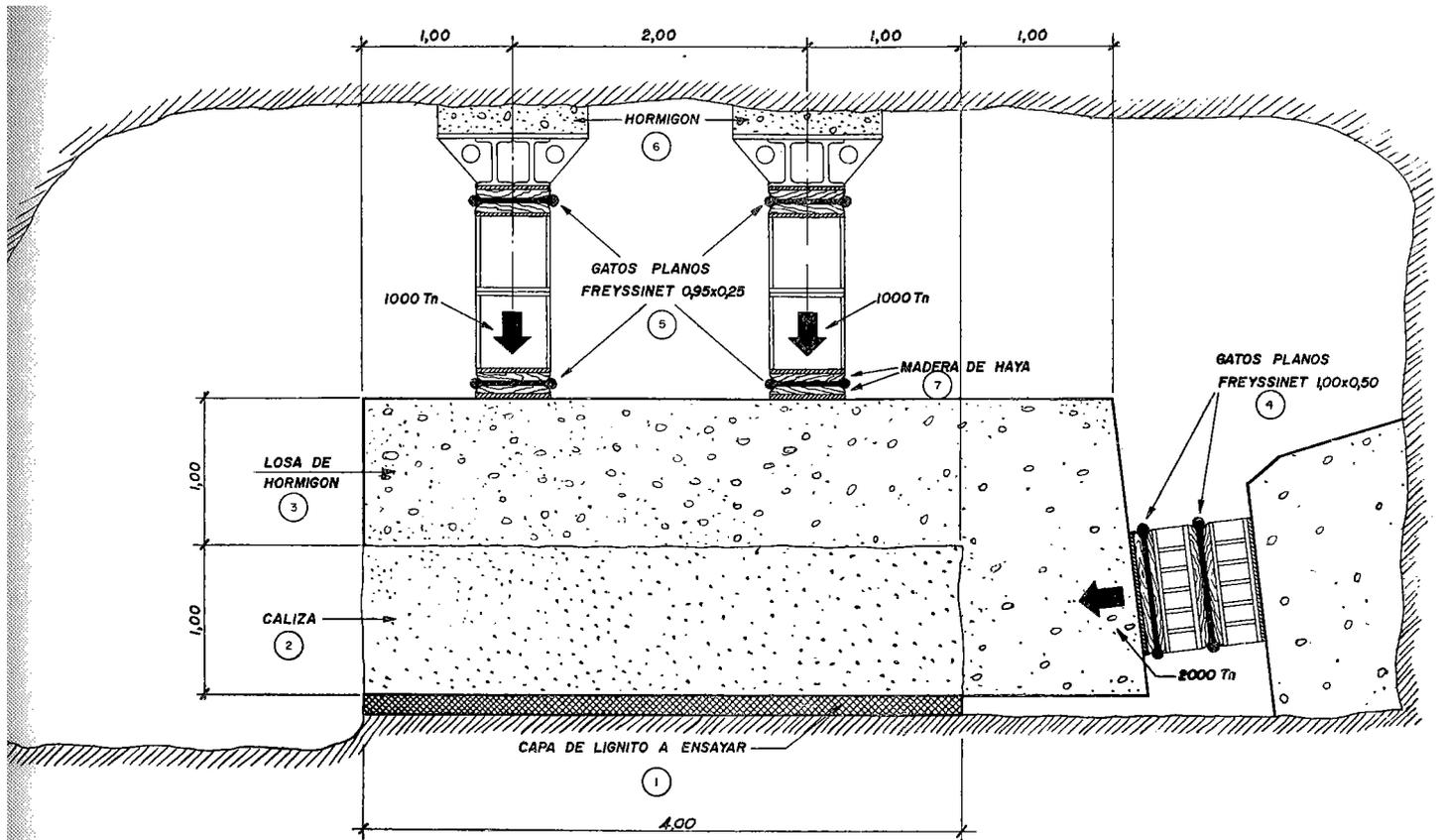


Figura 11.

límites son, en geeneral, concordantes, hay una serie de factores que pueden poner en duda la posibilidad de extrapolar los resultados obtenidos con probetas pequeñas a grandes superficies de rotura. A pesar de que las operaciones de tallado se realizan con todo cuidado, siempre puede existir duda sobre la posibilidad de perturbación de la roca. La superficie de corte en estos ensayos, suele ser relativamente plana, lo cual no puede asegurarse cuando la superficie de rotura abarca grandes áreas, ya que las irregularidades u ondulaciones que pueden presentarse, es especial en los terrenos estratificados, puede conducir a un aumento o disminución de la resistencia general, según sea la morfología del terreno.

El interés en comprobar estos extremos nos llevó a la realización de dos ensayos de corte directo que suponen un record mundial por sus dimensiones. Fueron llevados a cabo por el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo en la cimentación de la presa de Mequinenza, obra de la suficiente importancia como para justificar los cuantiosos gastos que estos ensayos acarrear. La deformación oligocena sobre la que se apoya la presa, presenta abundantes capas de lignitos en estratificación horizontal. Sobre una de éstas, en las que previamente se había efectuado ensayos de corte de  $1,00 \times 1,00$  m., se llevaron a cabo dos ensayos de  $4,00 \times 4,00$  m. No creemos que

Fig. 11.—Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Esquema del ensayo de corte sobre una capa de roca de  $4 \times 4$  metros: 1, capa de lignito a ensayar; 2, calizas; 3, losa de hormigón; 4, gatos planos Freyssinet, de  $1 \times 0,50$  m.; 5, gatos planos Freyssinet de  $0,95 \times 0,25$  m.; 6, hormigón; 7, madera de haya.

Sketch No. 11.—Transport and Soils Mechanics Laboratory. Schematic of a shear test in rock,  $4 \times 4$  meters: 1, Lignite layer to be tested; 2, Limestone; 3, Concrete slab; 4, Flat jacks, Freyssinet type,  $1,0 \times 0,5$  meters; 5, Flat jacks Freyssinet type  $0,95 \times 0,25$  meters; 6, Concrete; 7, Blech wood.

hasta la fecha se haya efectuado en todo el mundo ningún ensayo de este tamaño. La preparación y la prueba de estas dimensiones, presentaba varios problemas. Uno de ellos, era el conseguir una repartición de esfuerzos, tanto normales como tangenciales, lo más uniforme posible sobre la superficie de rotura. Otro punto de no fácil solución, fué la medición de las deformaciones y movimientos de la probeta, por falta de puntos de referencia que pudieran considerarse como fijos, ya que al realizarse el ensayo en una caverna de relativamente pequeñas dimensiones, los grandes esfuerzos que era necesario aplicar en su techo y paredes, hacía difícil la previsión de qué zonas quedarían inmóviles durante la prueba. Después de considerar diversas soluciones se adoptó, finalmente, la indicada en la figura 11. Se talló un paralelepípedo de  $4 \times 4$  m. en planta y 1 m. de altura, dejándose, por consiguiente, sobre la capa de lignito que se quería ensayar 1 m. de roca, constituida por caliza con algunas vetas de lignito. Sobre ella, y al objeto de conseguir una distribución muy uniforme de los esfuerzos de compresión, se hormigonó una losa en forma de *L*, de 1 m. de espesor, fuertemente armada. La presión normal se consiguió mediante 16 gatos planos, tipos Freyssinet, de  $0,95 \times 0,25$  m., colocados en dos filas perpendiculares a la dirección del esfuerzo tangencial. De estos 16 gatos, 8 se situaron en la parte inferior de otras tantas columnas metálicas, independientes entre sí, para transmitir los esfuerzos al techo de la caverna. Los 8 restantes se colocaron en la parte superior de las mismas. Esta disposición forma una especie de biela hidráulica, que da a la probeta una completa libertad de movimientos durante el ensayo, no solamente respecto a los desplazamientos horizontales, sino también a las ligeras inclinaciones que experimenta la probeta cuando la tensión tangencial se aproxima a la rotura. Este sistema contribuye también a una distribución uniforme de la presión normal sobre la capa de lignito, puesto que al estar todos los gatos interconectados, cualquier desplazamiento de la probeta que tenga tendencia a incrementar la presión en alguna zona, produce una fluxión de aceite de los gatos próximos a ella hacia los restantes, llegando así a un equilibrio en un período de tiempo relativamente corto.

La presión tangencial necesaria para llegar a romper la capa de lignito, se efectuó con 8 gatos planos de  $1 \times 0,50$  m., aplicados sobre la cara posterior de la *L* de hormigón a que no nos referimos anteriormente. Se situaron de tal forma que la resultante de la presión ejercida por ellos, pasase a través del centro de la capa de lignito

La figura 12 es una vista de conjunto del primer ensayo efectuado. Puede apreciarse el tamaño de la probeta, en relación con el obrero que aparece en la fotogra-

Fig. 12. — Vista de conjunto del primer ensayo de corte sobre una capa de roca de  $4 \times 4$  m.  
Sketch No. 12. — View of the ensemble for the first shear test in rock,  $4 \times 4$  meters.



fía. La zona oscura de la parte inferior, es la capa de lignito que se quería ensayar. Se distinguen fácilmente en la fotografía los extensómetros empleados para la medición de las deformaciones.

Destacaremos solamente que en la primera prueba se alcanzó una presión total de 3 600 Tn.

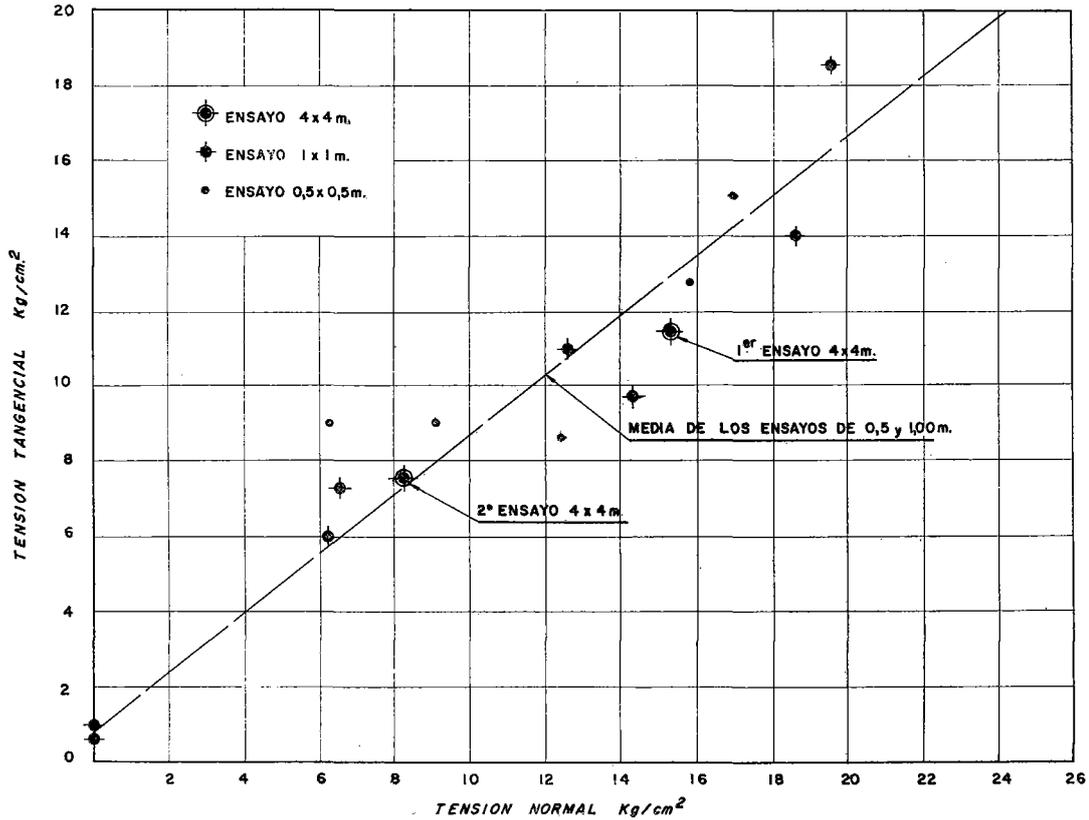


Figura 13.

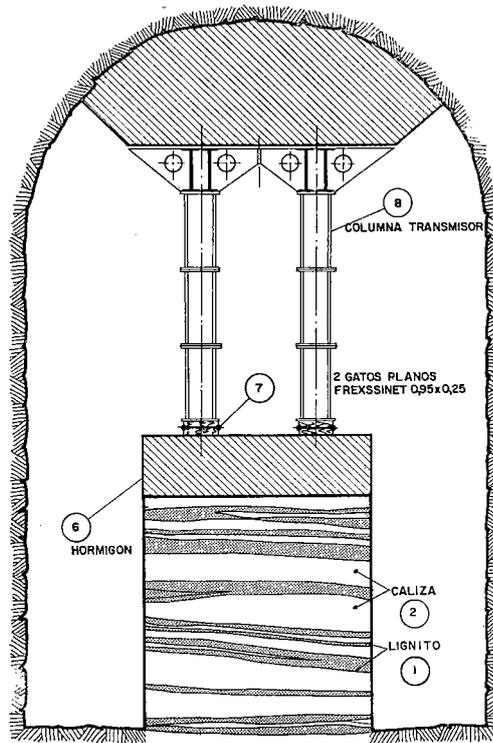
Los puntos representativos de este ensayo, en un diagrama tensión normal-tensión tangencial, se indican en la siguiente figura 13. En ella se han colocado también los resultados obtenidos con probetas de menores dimensiones, que como antes hemos indicado, eran de  $0,50 \times 0,50$  m. y  $1 \times 1$  m.

Puede observarse que el primer ensayo dió unos resultados ligeramente inferiores a la medida de las probetas pequeñas. En cambio, en el segunda se obtuvo una coincidencia perfecta entre ambos.

Es de destacar la trascendencia técnica y económica de estos resultados. De ellos se deduce que, al menos en terrenos flojos, como son estos lignitos ensayados, la resistencia obtenida con probetas pequeñas, es muy similar a la previsible en superficies mucho más amplias. Esto nos permite acometer los proyectos futuros, basándose en ensayos de pequeñas dimensiones, sin necesidad de recurrir a otros de gran tamaño, como han sido los de las presas de Mequinenza, que requieren unas cuantiosas inversiones. Se puede así proliferar el número de pruebas para obtener unas medias estadísticas representativas del conjunto de la cimentación de las obras.

Fig. 13. — Comparación de los ensayos de corte de diferentes tamaños.  
Sketch No. 13. — Comparison of shear tests of different magnitude.

SECCION TRANSVERSAL B-B



SECCION LONGITUDINAL

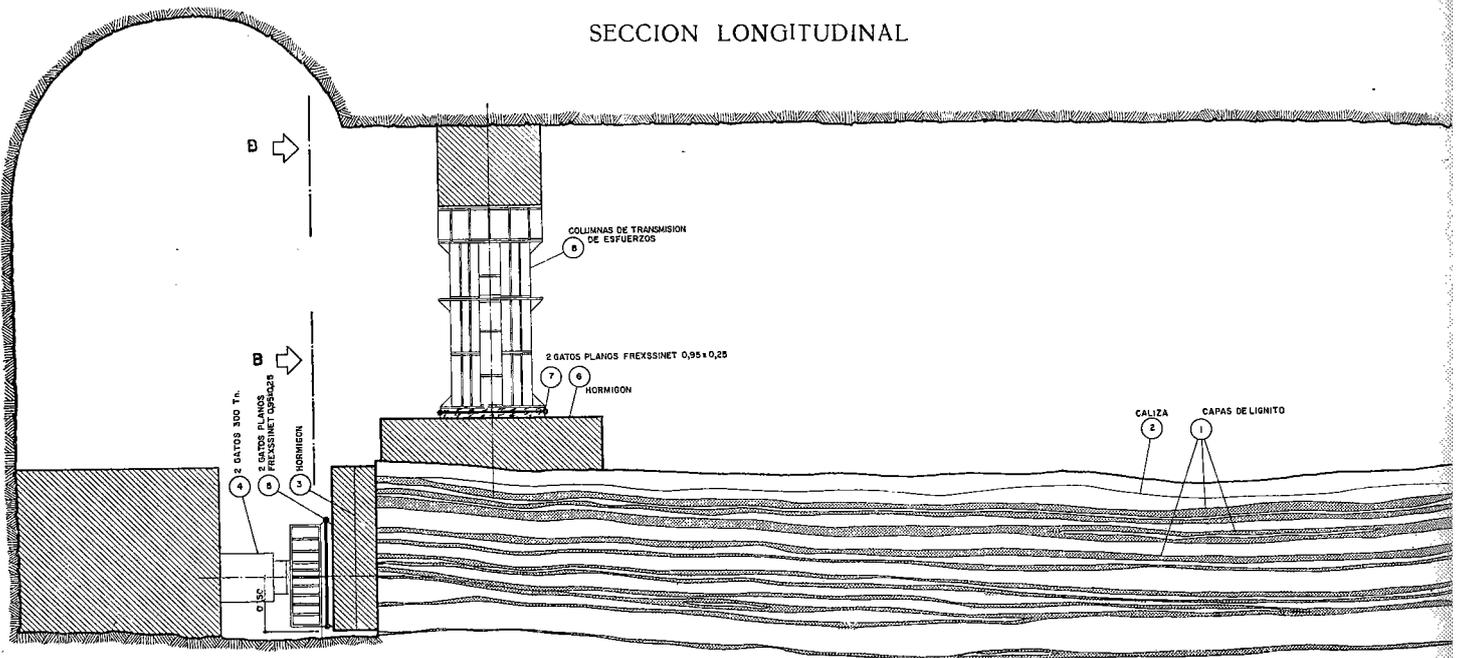


Fig. 14. — Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Esquema de un ensayo de empuje pasivo: 1, capas de lignito; 2, caliza; 3, hormigón; 4, dos gatos de 300 Tn.; 5, dos gatos planos Freyssinet de  $0,95 \times 0,25$ ; 6, hormigón; 7, dos gatos planos Freyssinet  $0,95 \times 0,25$ ; 8, columnas de transmisión de esfuerzos.

Sketch No. 14. — Schematic of the passive thrust test: 1, Lignite stratum; 2, Limestone; 3, Concrete; 4, 2 300-ton. jacks; 5, 2 Flat jacks, Freyssinet types,  $0,95 \times 0,25$  meters; 6, Concrete; 7, 2 flat jacks, Freyssinet types,  $0,95 \times 0,25$  meters; 8, Force transmission columns.

Otro método empleado para la determinación de la resistencia de rocas estratificadas, es el de compresiones simples *in situ*. Consiste en tallar una probeta cilíndrica, generalmente mediante sondas rotativas de alta velocidad, en diversas direcciones respecto a la de estratificación. El esfuerzo axial requerido para la rotura está relacionado con la dirección del ensayo y la resistencia del terreno. Una síntesis del procedimiento puede leerse en el *rapport* número 53. Cuestión 28, del VIII Congreso de Grandes Presas.

Los ensayos de laboratorio son también variados. Compresiones simples, corte directo, triaxiales, etc.

Análogos pruebas a la descrita se realizan para la comprobación de la resistencia del enlace hormigón-roca.

#### *Empuje pasivo.*

El deslizamiento es uno de los puntos críticos dentro del cuadro general de estabilidad en las presas de gravedad. El coeficiente de seguridad de una obra de este tipo que no estuviera empotrada en el terreno, para una presa de taludes normales, y con coeficiente de subpresión igual a un medio, es, aproximadamente:

$$F = 1,6 \frac{C}{H} + 1,2 \operatorname{tg} \varphi$$

siendo  $H$  = altura de la presa;  $C$  y  $\varphi$  cohesión y rozamiento, respectivamente, en rotura de la cimentación, o del enlace hormigón-roca, si éste es más débil. Múltiples factores pueden contribuir a que éste coeficiente de seguridad sea cercano a la unidad, o muy alejado de cifras admisibles. Una gran altura de presa, una roca con poca cohesión en sí, o por su esquistosidad o diaclasado, una disminución de su rozamiento por humectación, son causas que reducen la seguridad al deslizamiento cuando es sólo este tipo de enlace el que une presa y cimientos.

La colaboración de otros agentes es imprescindible en la mayoría de los casos. Entre las diversas soluciones posibles: aumento de los taludes de la presa, pretensados, etc., es quizá el empotramiento en el terreno la de menor coste. La ayuda que presta la resistencia a empuje pasivo del terreno situado aguas abajo del pie de la presa, puede ser muy importante y decisiva, sin recurrir a grandes excavaciones. El estudio de la capacidad resistente de la roca frente a una sollicitación de este tipo es de gran interés. Para ello se ha puesto a punto, por el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, el ensayo que denominamos "empuje pasivo", que analiza las condiciones de rotura de la roca sometida a unos esfuerzos similares a los que se encuentran en la zona del repié de la obra (véase fig. 14). En una galería y en toda su longitud se excavan dos zanjas de forma que se aisle en el centro una masa de roca de las dimensiones convenientes. En su parte delantera, en el frente, en toda su altura, y encima, en una cierta longitud, se hormigonan sendas losas, sobre las cuales mediante la apropiada combinación de presiones horizontales y verticales se reproducen los esfuerzos que se espera actúen en la obra. Las variadas formas de agotamiento: corte oblicuo, deslizamiento, pandeo, según sea la morfología del terreno, quedan patentizadas en el ensayo.

No vamos a entrar en detalle de la prueba. En el *rapport* antes citado se describe uno de los ensayos efectuados.

*Permeabilidad.*

Aparte de los problemas generales de la permeabilidad de la cerrada y embalse de las grandes obras hidráulicas, la subpresión es un tema que ha preocupado constantemente a los proyectistas.

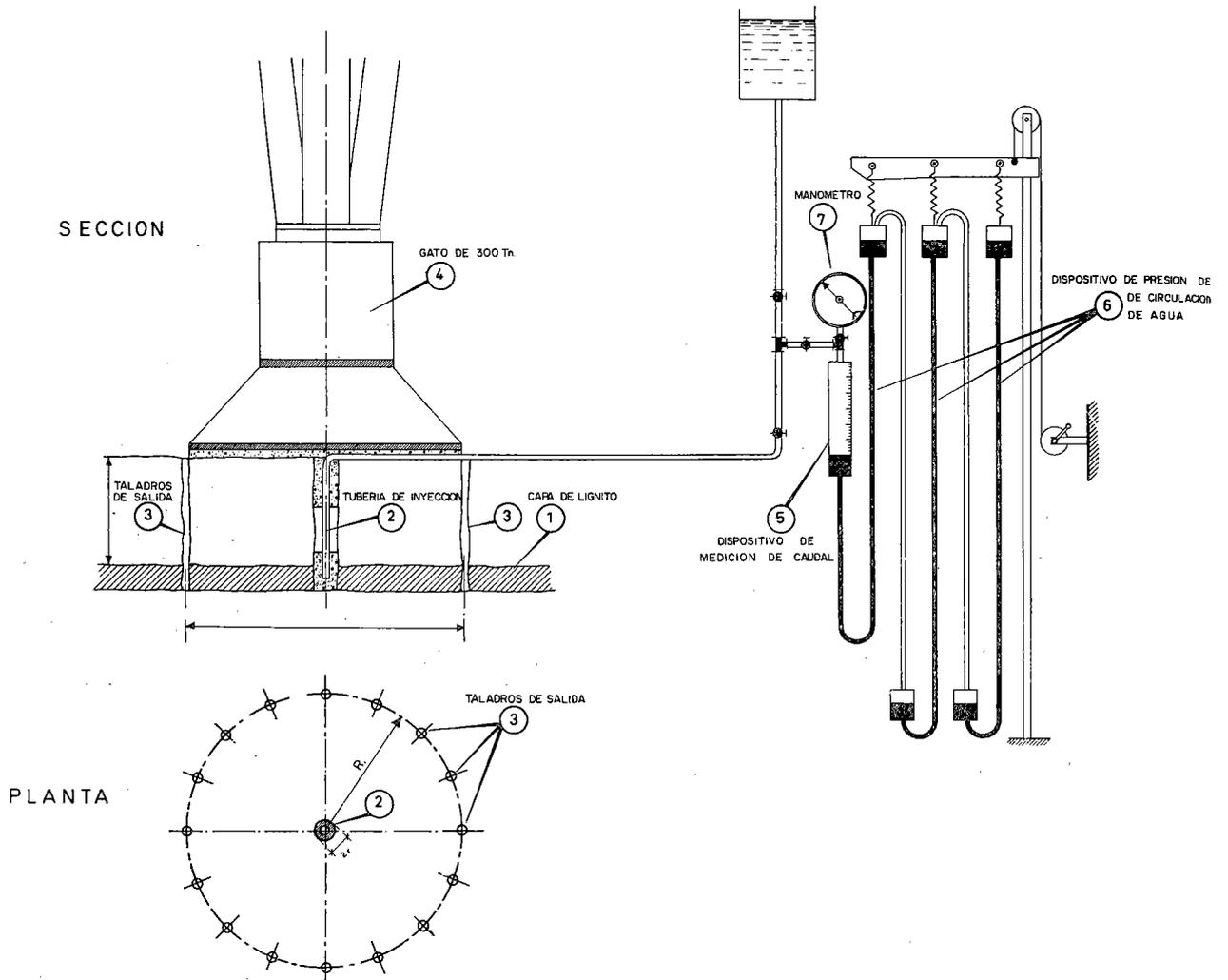


Figura 15.

Es un hecho bien conocido la independencia que existe en el hormigón o en rocas fuertemente cohesivas y desprovistas de esquistosidad o diaclasado, entre la tensión y el coeficiente de permeabilidad. Diferente es el problema si se trata de macizos o de zonas en las que la roca se halla mateorizada, y presenta planos de diaclasas o de naturaleza francamente esquistosa. Una presa de gravedad cimentada sobre un

Fig. 15.—Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Esquema de un ensayo de permeabilidad: 1, capa de lignito; 2, tubería de inyección; 3, taladros de salida; 4, gato de 300 Tn.; 5, dispositivo de medición del caudal; 6, dispositivo de presión de circulación; 7, manómetro.

Sketch No. 15.—Transport and Soils Mechanics Laboratory. Schematic of a permeability test: 1, Lignite stratum; 2, Injection tube. 3, Exit holes; 4, 300 ton. jacks; 5, device for measuring discharge; 6, device to measure circulation pressure; 7, Manometer.

terreno de esta clase, produce cambios tensionales durante los ciclos de embalses y desembalse, que pueden influir substancialmente en la permeabilidad de las zonas afectadas, y, en consecuencia, modificar la repartición de subpresiones. El comportamiento elastoplástico del conjunto hormigón-roca es fundamental a este respecto.

A embalse vacío existen en el terreno de cimentación, próximo al paramento de aguas arriba, fuertes compresiones, en tanto que las zonas cercanas al de aguas abajo

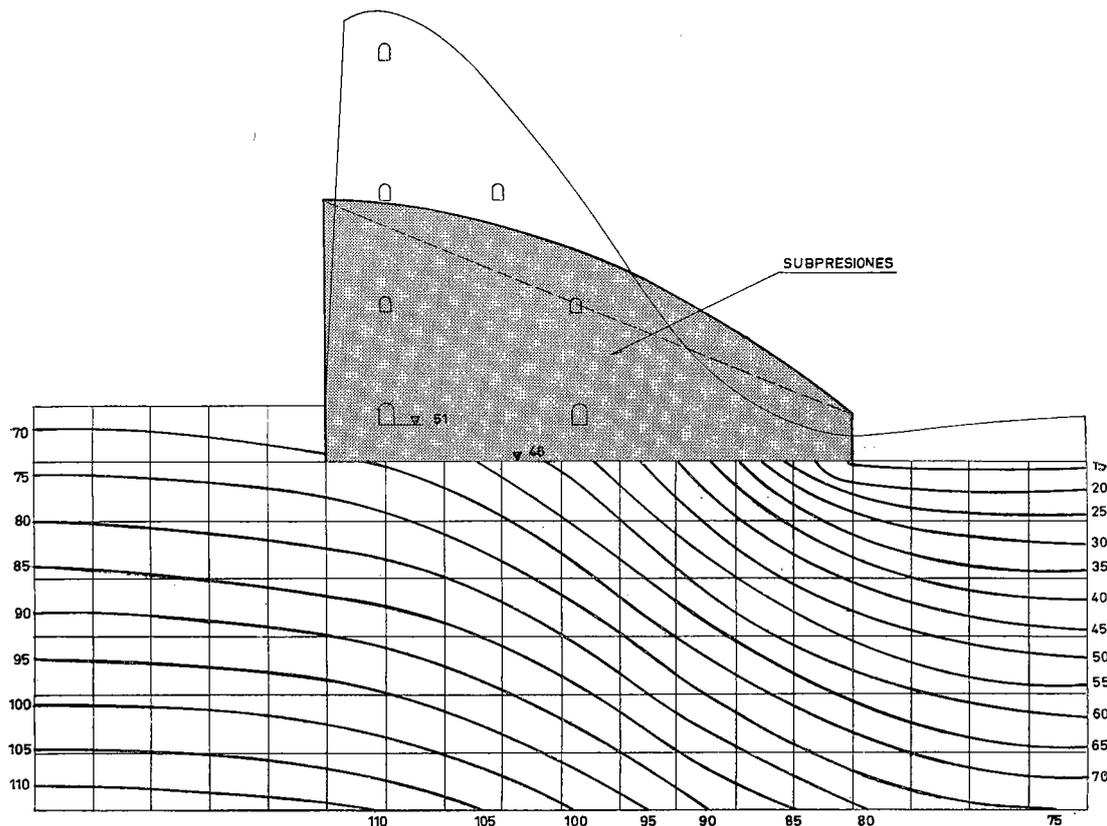


Figura 16.

esa compresión es muy reducida. Al ponerse en carga el embalse, se cambia completamente el estado de tensiones. Las zonas antes comprimidas quedan prácticamente descargadas. Lo contrario sucede con la cimentación próxima al pie del talud de aguas abajo. Si la roca se recupera elásticamente, y acompaña a la presa en los corrimientos impuestos por el embalse, la permeabilidad no varía de un estado al otro, por lo que los diagramas de subpresión tendrán una forma más o menos parecida a la triangular, si no existe ningún sistema de drenaje. Por el contrario, si la cimentación está constituida por zonas muy elásticas, interpuestas entre otras de gran deformación remanente, una disminución de compresión entre ellas puede provocar planos de fisuración o microfisuración de una permeabilidad mucho mayor que la roca en un estado atensional. La permeabilidad en estas condiciones puede incrementarse apre-

Fig. 16.— Esquema de subpresión en una presa de gravedad. La línea de trazos representa el clásico esquema triangular. La línea continua representa el esquema de subpresión, debida al aumento de permeabilidad de las zonas decomprimidas.

Sketch No. 16.— Diagram of uplift on a gravity dam. The dashed line represents the classical triangular distribution. The solid line represents the uplift due to the increase in permeability in the decompressed zones.

ciablemente. Para poder determinar la variación de la permeabilidad en las más variadas condiciones de presión hemos realizado el ensayo radial que describimos a continuación (véase fig. 15).

Se efectúa un taladro hasta la zona o capa en estudio. Concéntrico con él, se realiza otra serie de perforaciones, a pequeña distancia entre sí. Inyectando agua a presión por el orificio central, ésta fluye radialmente hacia los perimetrales. Un gato hidráulico que actúa sobre una placa que cubre la zona, permite variar la presión total sobre la misma. Midiendo los caudales introducidos en las diversas condiciones de gradiente y presión, se determinan las requeridas variaciones de permeabilidad.

Los interesantes resultados obtenidos en algunos tipos de roca (véase *rapport* número 53, Cuestión 28), aconsejan duras medidas de drenaje, ya que los esquemas de subpresión que de ellos se deducen son desfavorables a la estabilidad de la obra (véase fig. 16).

#### *Reconocimiento.*

Debo expresar mi agradecimiento al Excmo. Sr. D. José Luis Escario, Director del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, por su permiso para la publicación del presente artículo, y a D. José Piquer, por la información facilitada sobre los trabajos efectuados por el Centro de Estudios Hidrográficos.