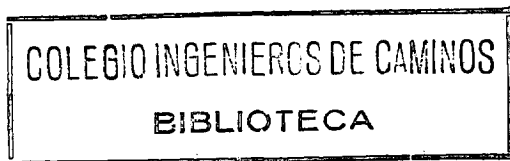


# EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE LA PRESA DE LAS PORTAS



Dr. Ing. C. C. P. J. GARCIA ROSSELLO (\*) **VOCAL**

## I. PROYECTO

El salto de Camba-Conso, del que forma parte esencial la presa de Las Portas, se está construyendo actualmente en la provincia de Orense. Forma parte del Aprovechamiento Integral del río Bibey, junto con los saltos de Bao-Puente Bibey y San Miguel (en explotación) y Genza (en proyecto).

Los ríos Camba y Conso son afluentes del río Bibey por su margen izquierda, y éste lo es a su vez del río Sil, también por su margen izquierda. Las obras del aprovechamiento de los ríos Camba y Conso están situadas en el término Municipal de Villarino de Conso, al sur de la provincia de Orense. Esencialmente el esquema está formado por la presa de Las Portas que embalsará las aguas del río Camba, una galería de carga de unos 6 Km de longitud, una central subterránea y las correspondientes galerías y pozos para tubería forzada, chimenea de equilibrio, túnel de descarga, etc. Las aguas del río Conso se derivan mediante la presa de Edrada al embalse de Las Portas. La Central se equipará con 228 MW previstos para bombeo.

La decisión de la situación y altura de la presa pudo ser tomada con unos estudios y tanteos previos a lo que podemos considerar el proyecto de detalle y construcción que vamos a tratar de comentar. Naturalmente, parte de estos estudios los recogemos aquí en el sentido de la información recopilada para el desarrollo del proyecto.

Se analizaron distintas situaciones para la presa y distintas soluciones, tanto en su disposición y forma como en alturas, que permitieran ver su incidencia en la economía global del salto.

Nos referimos aquí tan sólo de la solución definitiva de la presa de Las Portas, que actualmente se encuentra en avanzado estado de construcción.

### RECONOCIMIENTOS

En alguna ocasión hemos oído a un compañero que el primer reconocimiento que debe hacerse de una cerrada de presa es un buen acceso y una residencia que per-

(\*) Agradecemos a nuestros compañeros Sres. L. Benito, J. Rivero, L. Maroto y M. Martín, la colaboración prestada para la redacción del presente artículo.

mita al proyectista y asesores visitas cómodas y prolongadas. Naturalmente, desde el momento en que existieron tales requisitos, las visitas fueron más numerosas y prolongadas.

Se ubica la presa de Las Portas en el desfiladero formado por el río Camba, unos 2,5 Km agua abajo de Vegas del Camba y, aproximadamente, 1 Km al sur del collado denominado Portela de Entrecinsa, en el camino de Vegas de Camba a Villarino de Conso.

En la cerrada, el río Camba circula con pocas desviaciones en dirección O.S.O. a E.N.E., cortando casi normalmente a una serie de crestones de pizarras silíceas, aproximadamente verticales.

El perfil de la Cerrada es triangular, abriéndose paulatinamente la ladera izquierda por encima de la cota 840. El cauce se encuentra a la cota 755.

Las condiciones geométricas de la Cerrada son favorables para la implantación de una presa, por la uniformidad de su perfil y por su reducida amplitud, ya que el ancho en el cauce no supera los 10 m y la distancia entre las curvas de nivel de ambas laderas a una altura de 150 m sobre el cauce es de 377 m.

Con anterioridad a la confección del Proyecto de Aprovechamiento Hidroeléctrico de los ríos Camba y Conso, presentado en el año 1958, se realizaron diversos estudios geológicos encaminados a confirmar la posibilidad de construir en el emplazamiento de Las Portas una presa de fábrica a la altura entonces prevista. Se complementaron los estudios geológicos y reconocimientos de superficie con reconocimientos geofísicos, por medio de prospección sísmica, y se realizó una campaña de sondeos.

Como la altura de presa que se construye en la actualidad es considerablemente superior a la prevista, entonces se estimó conveniente ampliar los reconocimientos del terreno afectado por la construcción de la presa de Las Portas.

Resumimos a continuación los principales trabajos de reconocimientos realizados:

a) Reconocimientos superficiales del terreno. Se ha limpiado la superficie del terreno afectado por la cimentación de la presa, retirando la tierra vegetal y roca suelta

10

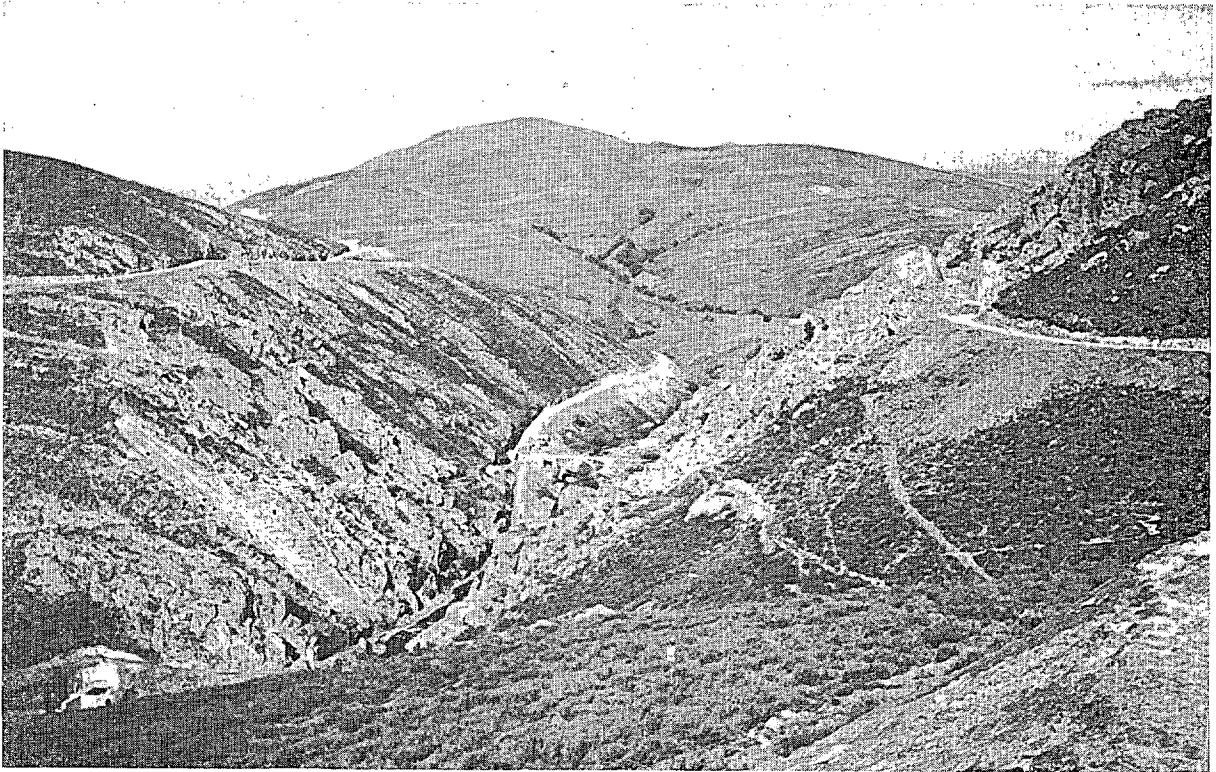


Foto 1. — Fotografía de la cerrada.

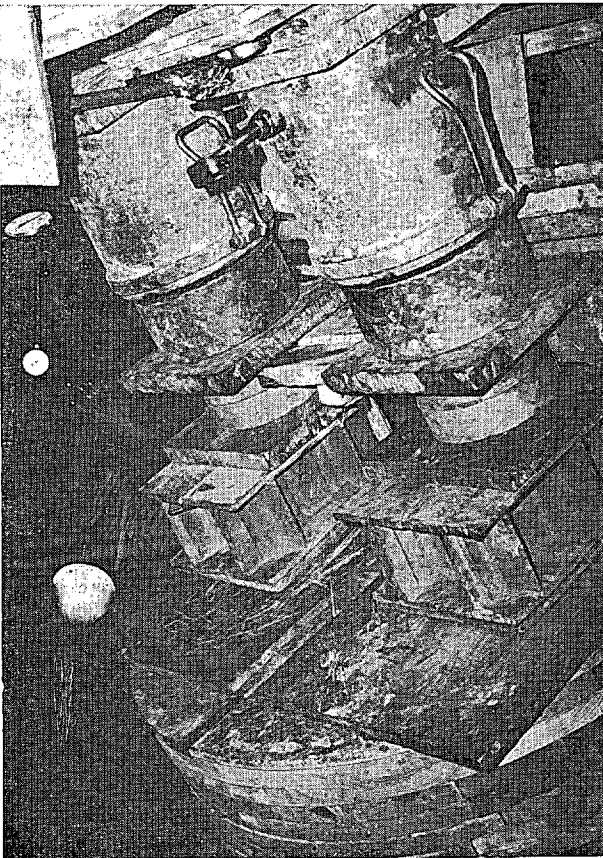


Foto 2. — Detalle de un ensayo de deformabilidad *in situ*.

y practicándose zanjas en las zonas afectadas por accidentes tectónicos.

b) En ambas laderas de la Cerrada se perforaron hasta dieciséis galerías de reconocimiento, con un total de 1.200 m.

La perforación del túnel de desviación ha permitido completar el conocimiento del terreno en profundidad.

c) Se realizó una nueva campaña de sondeos perforándose 1.500 m, repartidos entre 20 sondeos.

d) En diversas galerías se han practicado ensayos de deformabilidad de la roca, utilizando gatos con una capacidad de carga de 600 Tm.

e) Se han realizado ensayos de corte *in situ*. Se han tomado muestras de los materiales del terreno y ensayado sus características geomecánicas.

g) Se han tomado, con sonda, muestras del terreno en diversas direcciones, y con ellas se han realizado ensayos triaxiales, al objeto de determinar la resistencia de la roca matriz y su anisotropía.

h) Se construyó en 1958, inmediatamente agua arriba de la presa, un aforador que permitiera registrar los caudales del río, pensando ya entonces la posibilidad de que en su día pudiera usarse como ataguía, tal como sucedió realmente.

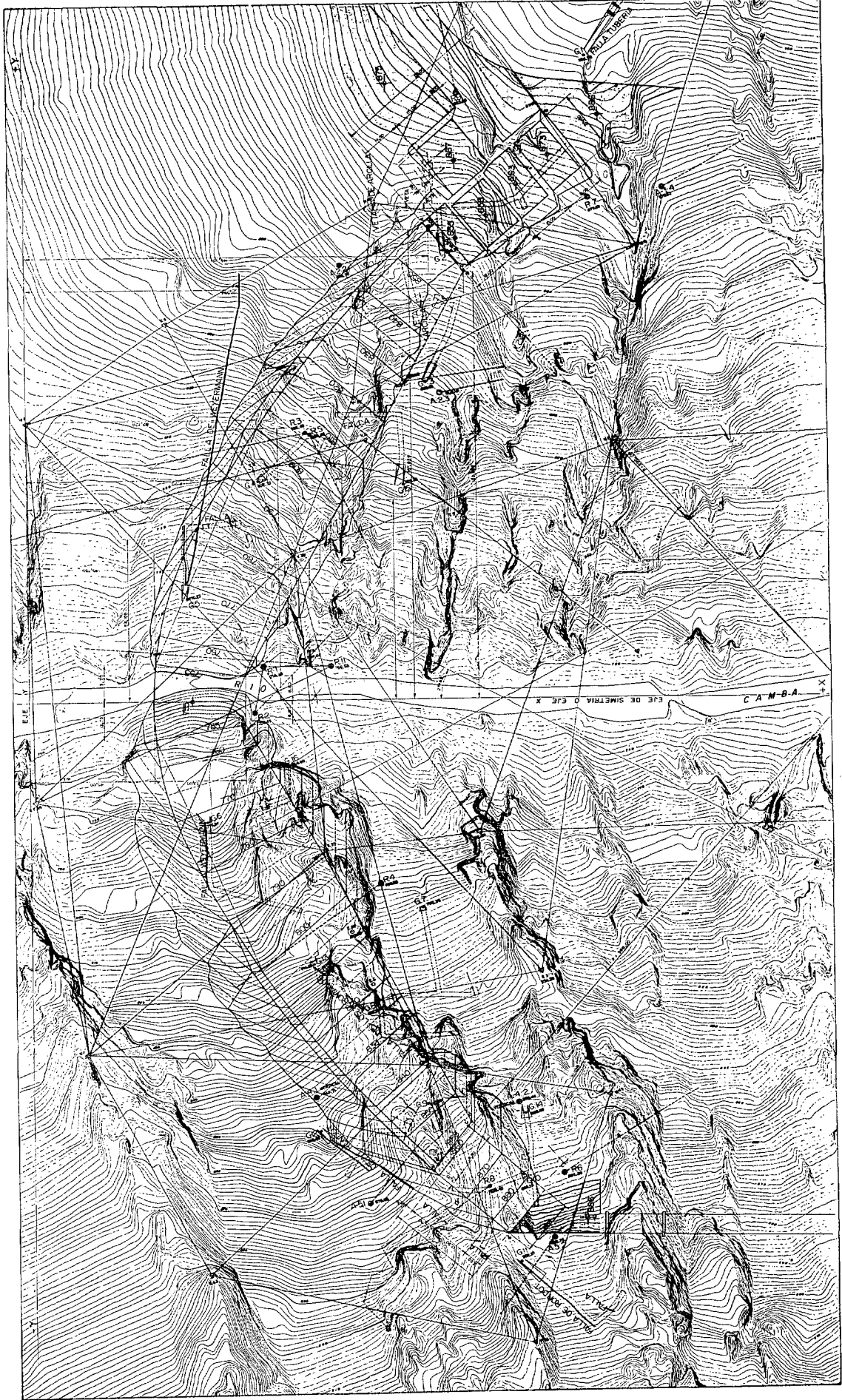


Fig. 1. — Plano taquimétrico con sondeos, galerías de reconocimiento, excavación preliminar, nichos de ensayos, etc.





Foto 3.—Ladera izquierda con la presa replanteada en superficie.

Los reconocimientos superficiales y profundos del terreno, así como los ensayos realizados, han proporcionado un conocimiento detallado del terreno de cimentación de la presa de Las Portas.

El volumen de la excavación para la cimentación de la presa se calculó en 600.000 m<sup>3</sup>. Se planteó la cuestión de dividir la excavación en dos partes ejecutadas con contratistas independientes. La excavación gruesa que no exigía gran calidad en su ejecución y la excavación de la zanja de cimentación que precisaba de un correcto perfilado y una cuidadosa realización. Todas las ventajas fueron a su favor.

Se consiguió con esto una reducción en los costos reales de la excavación, al valorar las diferencias de pre-

cios entre un contratista importante y otro más pequeño.

Se reconoció el terreno de forma exhaustiva, permitiendo avanzar el proyecto de detalle. Estos detalles, pensados con tiempo, pueden significar un ahorro importante.

Se evitaron sorpresas y, naturalmente, los consabidos precios contradictorios, que son la forma de supervalorar los costos de obra.

Se evitaron retrasos en la fecha de comienzo de hormigonado, que es otra forma de encarecer una obra.

#### EL TERRENO DE CIMENTACION

El valle del río Camba, en la Cerrada de Las Portas, corta casi normalmente a una serie de paquetes de pizarras silíceas o cuarcitas, que alternan con otras capas de pizarras más blandas, con esquistosidad casi vertical, buzando ligeramente hacia agua arriba. Esta disposición de las capas del terreno, normales a la dirección de la corriente, es muy favorable desde el punto de vista hidráulico, pues se evitan caminos preferentes de filtración y es bastante favorable para transmitir los empujes de la presa y favorecer la estabilidad de las laderas.

Además de las litoclasas concordantes con la dirección de esquistosidad, se observan otras dos direcciones preferentes de fracturación. En los paquetes de roca duros

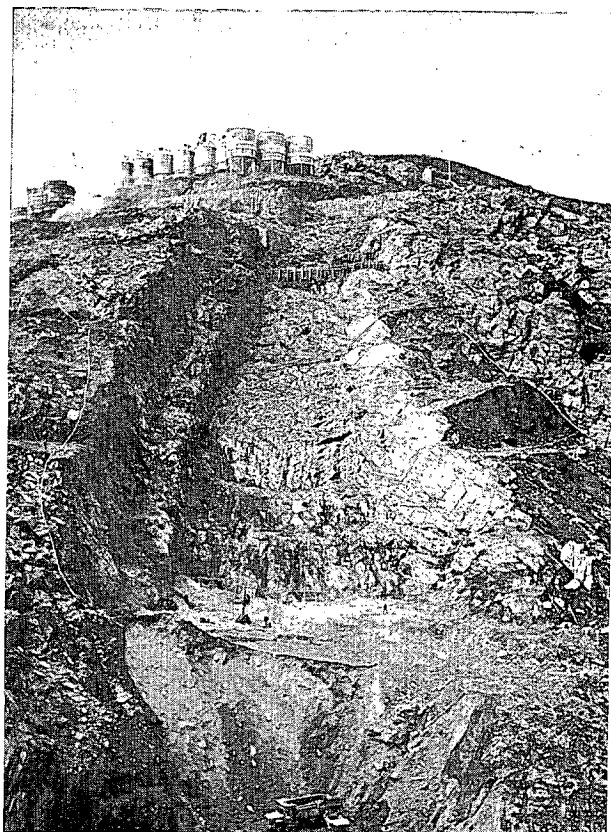


Foto 4.—Excavación de la margen derecha.

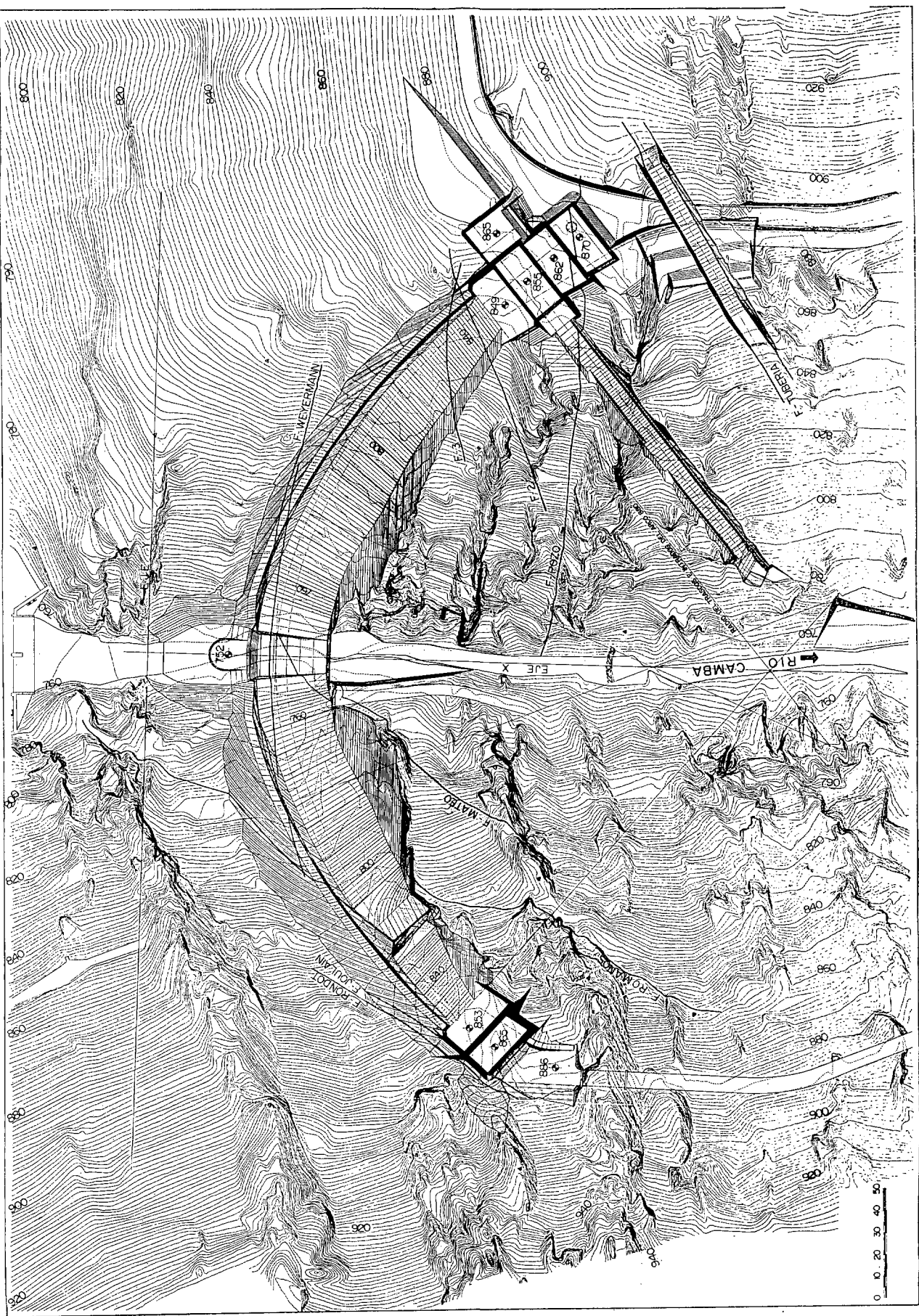


Fig. 2. — Plano de excavación definitiva con situación de fallas.

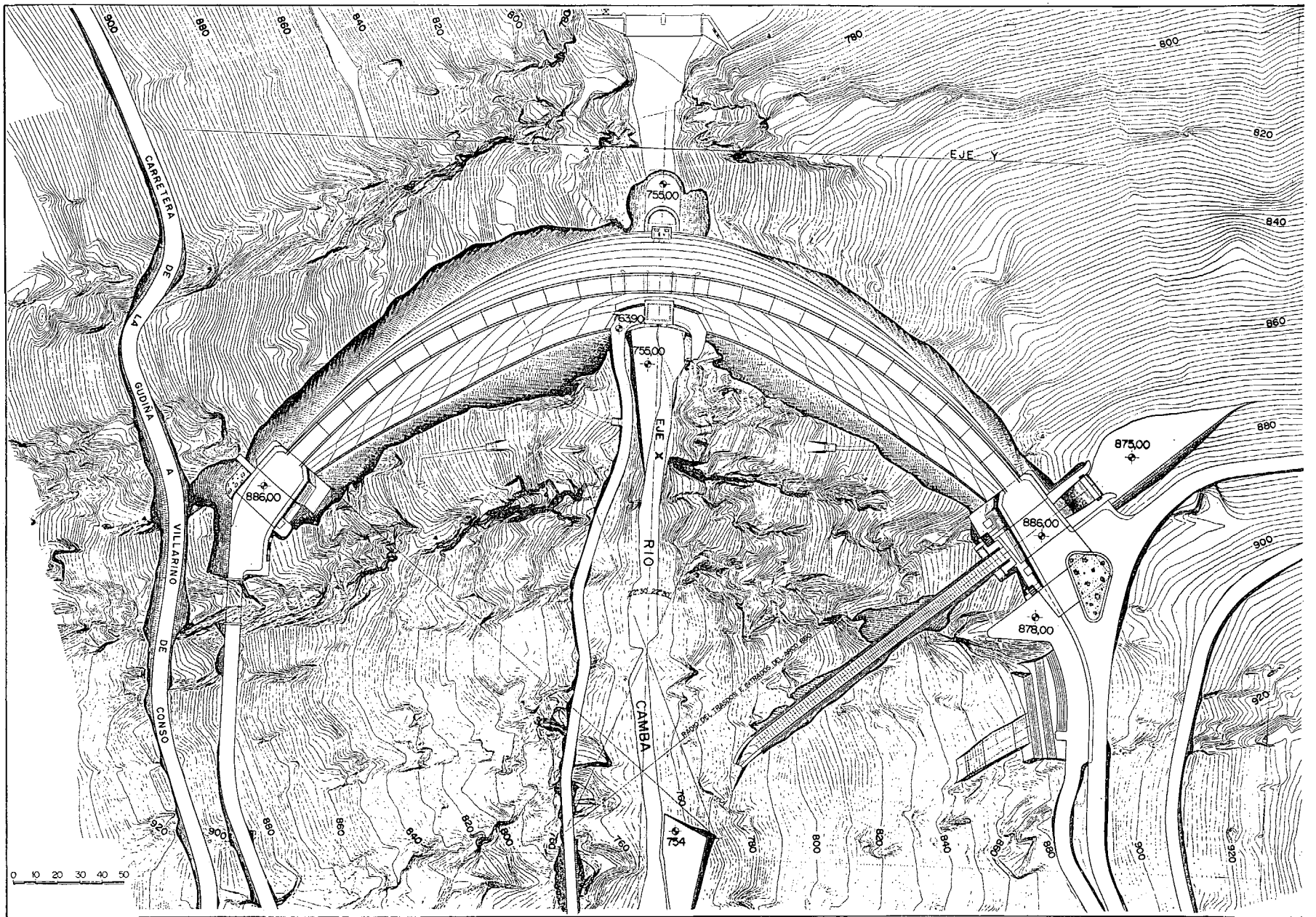


Fig. 3. — Planta general de la presa.

se observa una familia de diaclasas casi verticales y paralelas al cauce del río, que son mucho menos perceptibles en los paquetes de roca blanda.

Existe una tercera familia de litoclasas, sensiblemente horizontal buzando hacia la margen derecha de la Cerrada, que tienen menor importancia en el comportamiento de la roca, en lo que afecta a la estabilidad de la presa.

Afectan a la Cerrada una serie de accidentes tectónicos localizados, cuyas direcciones y características resumimos a continuación.

La mayor parte de estas fallas son casi verticales y su orientación es N. 60°, a sea, que forman un ángulo de unos 45° con el eje de la Cerrada, lo que es favorable para transmitir los empujes de la bóveda. Corresponde a esta familia de fallas las siguientes:

*Falla número 1 o falla de la tubería:* Se encuentra en la ladera izquierda y está situada por encima de la cimentación del estribo izquierdo de la presa. Tiene notable potencia, aunque su dirección es favorable, por ser casi normal a la de los empujes y está situada a unos 100 m del apoyo de la bóveda, sobre el estribo.

*Falla del pozo:* Tiene una potencia muy pequeña y coincide con la boquilla del pozo del montacargas. Produce alteración en el contacto entre las distintas capas de pizarra y cuarcita.

*Fallas números 2 y 3:* Se encuentran en la ladera izquierda; están muy cerradas en profundidad, y su efecto principal es la alteración que producen en la roca al cruzarse con el paquete de pizarra más arcillosa.

*Falla número 5 o falla Rondot:* Es paralela a las anteriores y afecta a la ladera derecha. También produce alteración en la roca en el contacto entre las distintas capas.

En la misma margen derecha se encuentra, más agua abajo, otra falla más cerrada, que hemos denominado falla Joulain.

Las otras familias de accidentes están representadas por las siguientes fallas:

*Falla Weyermann:* Tiene dirección sensiblemente normal a la del cauce y buzamiento casi vertical, es decir, casi concordante con la dirección de la esquistosidad. Está rellena de materiales arcillosos.

*Fallas de los Romanos y Mateo:* Están en la margen derecha y son pseudohorizontales, ascienden hacia agua abajo descendiendo hacia el interior de la ladera. Están rellenas de materiales arcillosos, lo que hace que su resistencia al corte sea reducida en pequeñas superficies, aumentando la resistencia con la extensión afectada, como consecuencia de las ondulaciones de la superficie de falla y de los puntos de contacto. Se analizó detenidamente el efecto de estas fallas en la estabilidad de la ladera y de la presa.

#### FORMA DE LA PRESA Y SU ENCAJE EN EL TERRENO

La bóveda de la presa de Las Portas se ha estudiado partiendo de las siguientes consideraciones:

a) Nivel máximo del embalse. El nivel máximo de explotación del embalse se fija en la cota 882, admitiéndose

una sobreelevación del nivel del embalse de 2 m para evacuar los caudales de avenidas extraordinarias.

b) Tensiones máximas en el hormigón. Las tensiones máximas de compresión en la bóveda serán del orden de 60 Kg/cm<sup>2</sup>.

c) Arcos de curvatura variable. Las secciones horizontales de la bóveda estarán limitadas por arcos de tres centros.

d) Espesor variable de los arcos.

e) Curvatura vertical de la bóveda.

f) Zócalo de apoyo, destinado a repartir y centrar sobre el terreno las cargas transmitidas por la bóveda.

g) Estribos. En la parte superior de ambas laderas se apoyará la presa sobre estribos de gravedad.

En las diversas soluciones estudiadas se fueron variando: las curvaturas de los arcos, la proporción de espesores a lo largo de los mismos, la forma de la ménsula central y la superficie de contorno que diferencia la bóveda del zócalo.

Las modificaciones que se iban introduciendo en cada una de las soluciones pretendían, fundamentalmente, reducir las tracciones sobre el hormigón de la bóveda y conseguir una mayor uniformidad en el reparto de las compresiones con que se solicitaba al hormigón de las diversas zonas de la bóveda, con vistas a una correcta utilización del material, para mejorar el encaje de la presa en el terreno, y conseguir unas superficies suaves, evitando cambios de curvatura relativamente bruscos, tanto en las secciones horizontales como en las verticales.

Al tiempo que se variaba la forma geométrica de la bóveda, se iba buscando su encaje sobre el terreno, procurando que el apoyo de la presa se realice fundamentalmente sobre uno de los paquetes de cuarcita o pizarra dura, que tiene un espesor de 35 a 40 m. No había inconveniente en que el apoyo de la presa se prolongara por agua abajo hasta alcanzar el paquete de pizarras más plásticas, pues los ensayos realizados demostraron que las condiciones geológicas y mecánicas de este paquete de pizarra era aceptable, pero debía evitarse la proximidad del estribo izquierdo a la falla de la tubería. Por otra parte, resultaba importante no alcanzar en la cimentación al terreno afectado por las fallas de Weyermann y de Rondot. Había que buscar, por tanto, una solución de compromiso entre todas estas limitaciones. Los ensayos de deformabilidad del terreno mostraron que no existe gran diferencia entre la deformabilidad de la roca que forma los paquetes duros y la que forma los paquetes blandos del terreno, explicable debido a la influencia de los movimientos en las litoclasas que están más abiertas en la roca rígida que en la plástica.

No se observó una influencia muy marcada de la dirección de esquistosidad en la deformabilidad del terreno, en cambio, ésta se reduce notablemente con la profundidad bajo la superficie, lo que hace que sea recomendable cimentar la presa a una profundidad importante, con lo



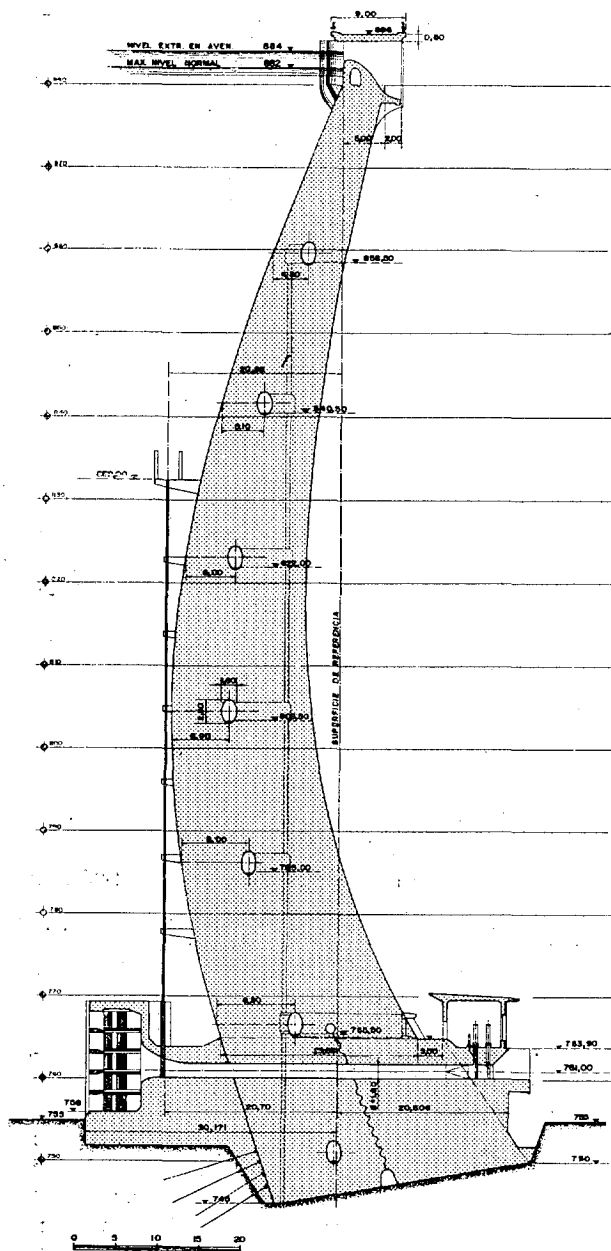


Fig. 4. — Sección por la ménsula central.

que también se evitan superficies potenciales de deslizamiento hacia agua abajo de la cimentación de los arcos.

La ladera izquierda de la cerrada en los 40 m superiores del embalse, es notablemente más tendida que en la zona media, por lo que se dispuso aquí un estribo de gravedad para apoyo de la bóveda y el aliviadero para evacuación de avenidas.

En la ladera derecha, más escarpada, el estribo de gravedad no era imprescindible, pero fue preferible mantener la simetría de la bóveda.

## CALCULO Y DIMENSIONADO

El estudio de la estabilidad de la presa de Las Portas se ha realizado siguiendo dos diferentes caminos:

- a) Modelos matemáticos.
- b) Modelos geomecánicos.

Mediante los modelos matemáticos se ha obtenido la completa definición de la geometría de la bóveda, de forma que se consiguiera una adecuada transmisión de cargas al terreno, con un máximo aprovechamiento del material empleado en la estructura. En ellos, el terreno de cimentación se trata de una manera un tanto general, sin tener en cuenta accidentes y fenómenos locales. Posteriormente, y con la carga resultante del cálculo de la bóveda, se consideró la estabilidad del terreno afectado.

El modelo matemático se ha hecho representando la bóveda por una serie de elementos horizontales y verticales, habiéndose empleado en el cálculo diversas variantes del conocido método Trial Load.

En una primera etapa se realizó un ajuste de desplazamientos radiales en los puntos de cruce de arcos y ménsulas, con lo que se consiguió definir la bóveda de forma tal que las tensiones en la estructura estuvieran dentro de los límites admisibles.

Posteriormente se realizó otro cálculo del mismo tipo, habiendo cambiado el número y las cotas de los elementos elegidos, el tratamiento que se había dado al zócalo de apoyo de la bóveda y algunas de las características del terreno de cimentación, a tono con los últimos reconocimientos realizados. Las tensiones obtenidas fueron muy similares. Únicamente se observaron diferencias en la magnitud de los desplazamientos como consecuencia de las modificaciones introducidas en terreno y zócalo.

Finalmente, se realizó un ajuste de desplazamientos radiales, distorsiones en el plano de la bóveda y giro de eje vertical. Con ello se comprobó definitivamente el buen funcionamiento de la estructura. Al movilizar la capacidad resistente tangencial del material se observó una mejor contribución en la transmisión de cargas de la parte baja, más gruesa, de la bóveda, con lo que quedó aliviada la parte superior. Esto contribuyó a tener un mejor coeficiente de seguridad en los estribos de gravedad de la presa, punto trascendental en la estabilidad de las presas bóveda.

Conscientes de la importancia que en este tipo de obras tiene la interacción estructura-terreno, se decidió hacer un ensayo en modelo reducido.

Este modelo fue construido considerando en él la bóveda con todas sus características principales y el terreno de cimentación con diferentes módulos de elasticidad, sus accidentes, con sus distintos espesores y rellenos, y los diversos sistemas de diaclasas observadas. Sus características eran conocidas por los estudios y reconocimientos hechos con este fin.

En un primer paso se realizó un proceso de carga en sucesivas etapas hasta conseguir la carga de proyecto. Este proceso consistía en diversos ciclos de carga y descarga,





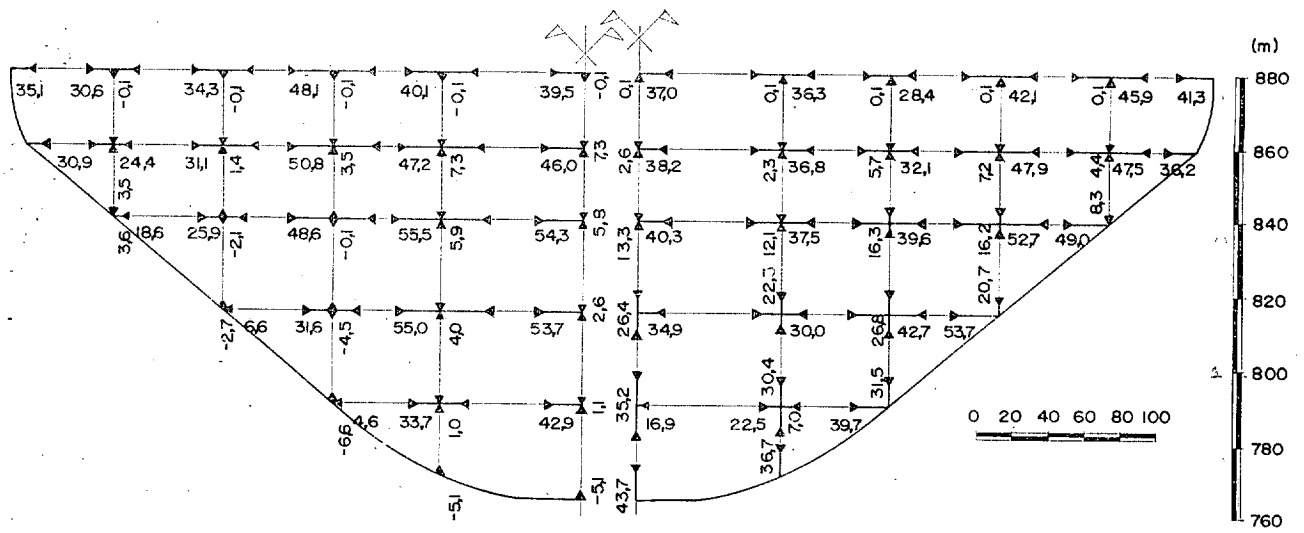


Fig. 7. — Cuadro de tensiones en ajuste radial primero. Parte izquierda: agua arriba. Parte derecha: agua abajo.  $\leftarrow \rightarrow$  (-) Tracciones.  $\rightarrow \leftarrow$  (+) Compresiones.

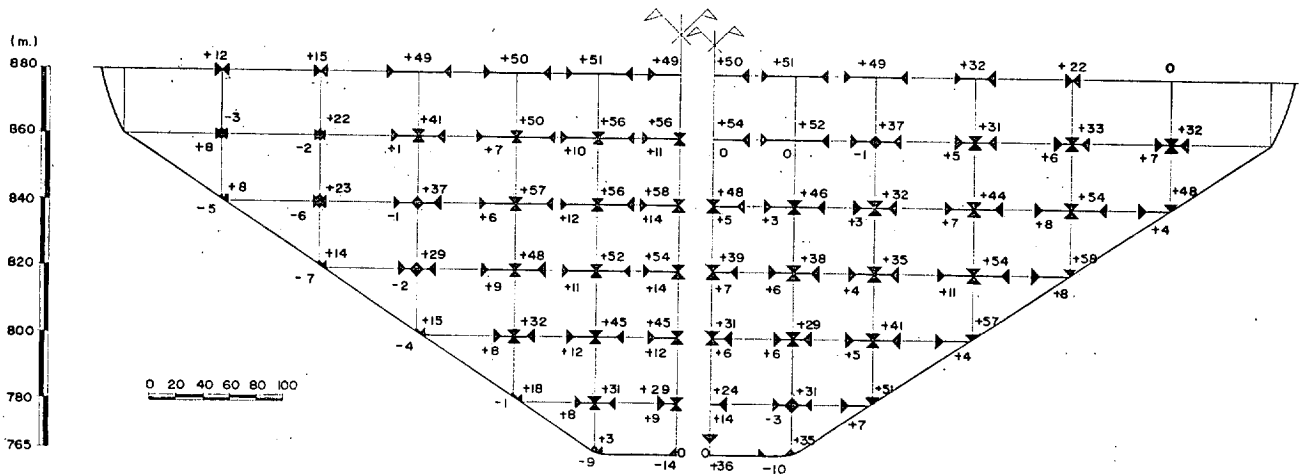


Fig. 8. — Cuadro de tensiones en ajuste radial segundo. Parte izquierda: agua arriba. Parte derecha: agua abajo.  $\leftarrow \rightarrow$  (-) Tracciones.  $\rightarrow \leftarrow$  (+) Compresiones.

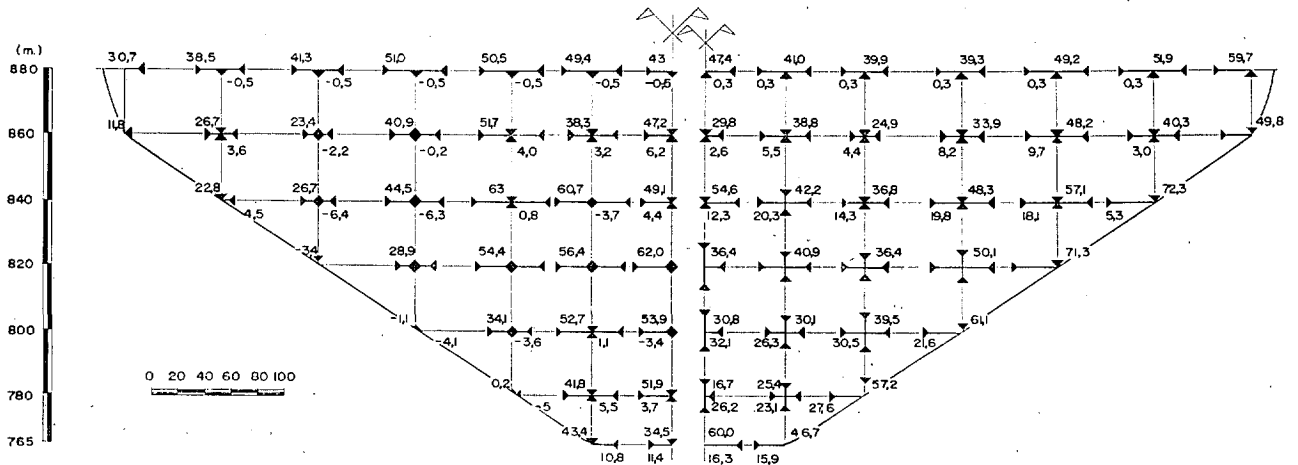


Fig. 9. — Cuadro de tensiones en ajuste completo. Parte izquierda: agua arriba. Parte derecha: agua abajo.  $\leftarrow \rightarrow$  (-) Tracciones.  $\rightarrow \leftarrow$  (+) Compresiones.



Foto 5. — Modelo geomecánico.

de la galería superior, donde el espesor es ya muy reducido.

A la vista de esto se decidió cortar el zócalo mediante una junta longitudinal en él y realizar una cuña de hormigón que le diera apoyo contra el terreno.

Finalmente, se produjo el colapso de la estructura por plastificación en la parte alta de la bóveda, cerca de am-

bos estribos. Pero entonces la bóveda estaba ya considerablemente agrietada y se pudo comprobar que el fallo no era de una zona localizada, sino de ambos lados de la bóveda, lo cual indicaba la ausencia de zonas débiles en el conjunto y un buen aprovechamiento del material. También en las fallas de Los Romanos y Mateos se había producido un deslizamiento importante.

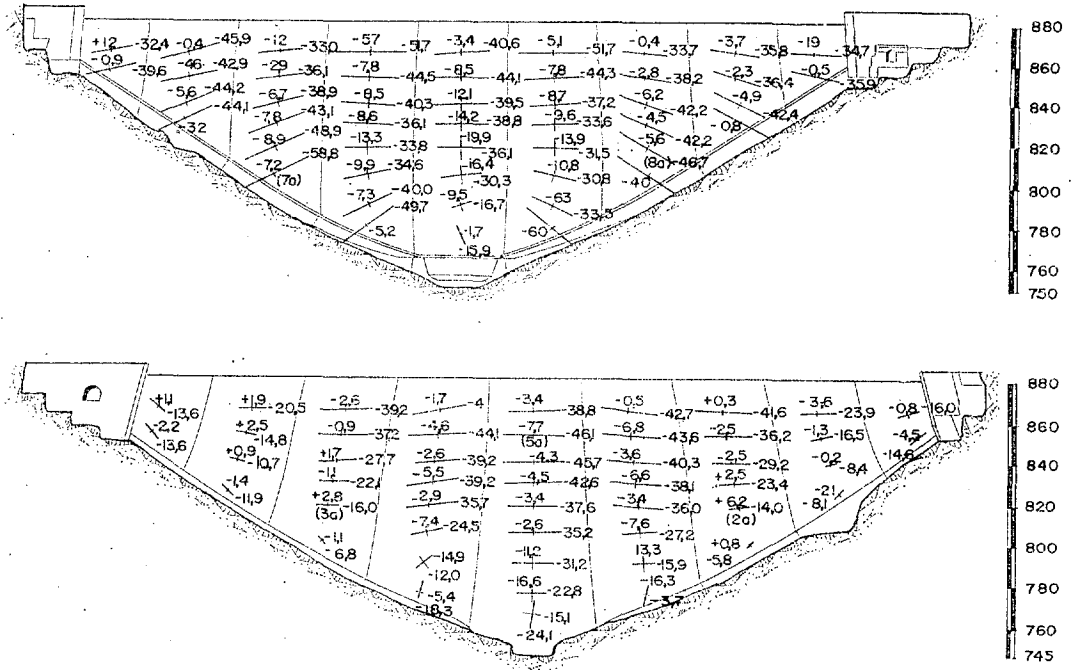


Fig. 10. — Cuadro de tensiones en modelo geomecánico. Parte superior: agua abajo. Parte inferior: Agua arriba: (—) Tracciones. (+) Compresiones.

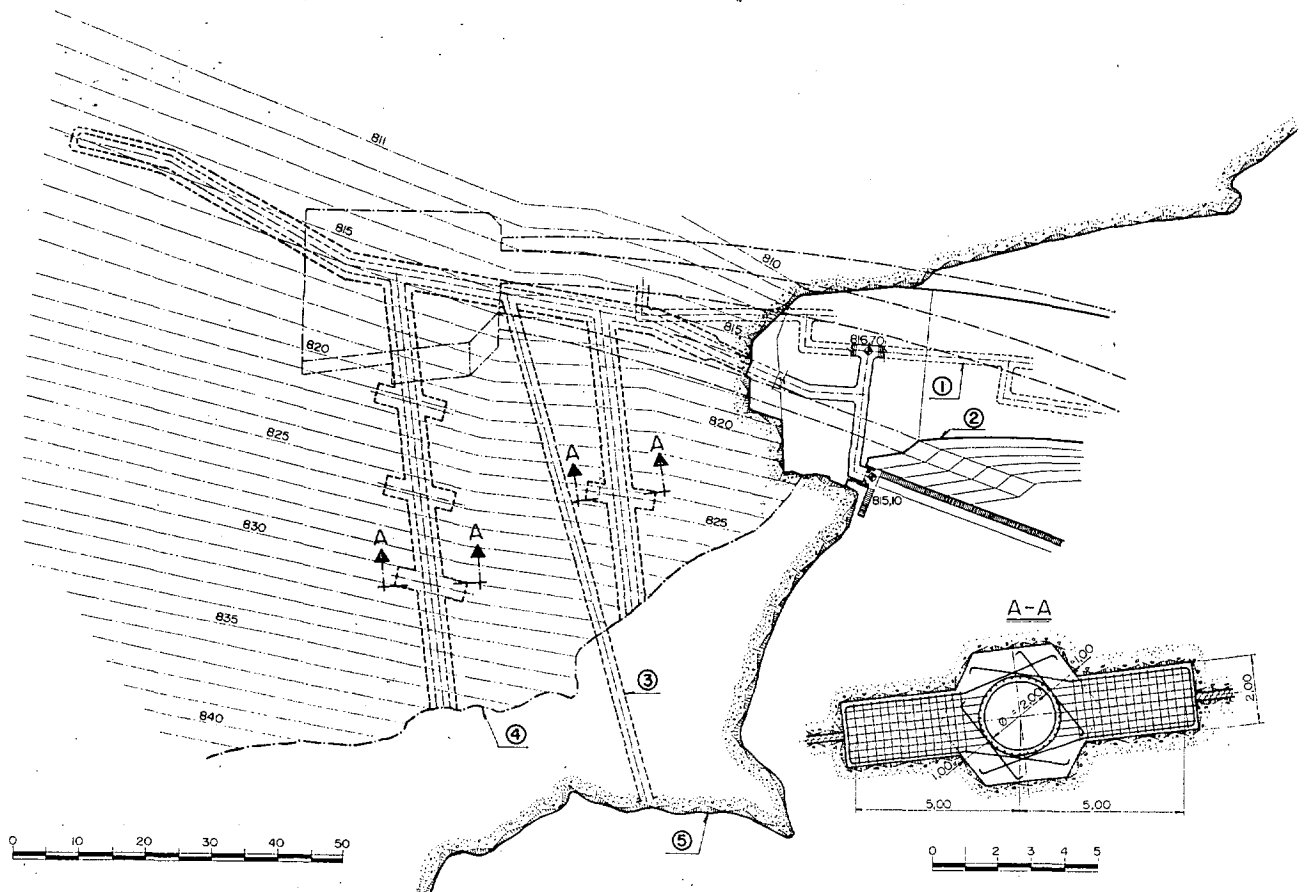


Fig. 11. — Refuerzo de la falla de Los Romanos: 1, galería perimetral de la bóveda; 2, arco a la cota 817,50; 3, galería de acceso y drenaje; 4, traza de la falla sobre la ladera; 5, Curva de nivel de cota 817,50.



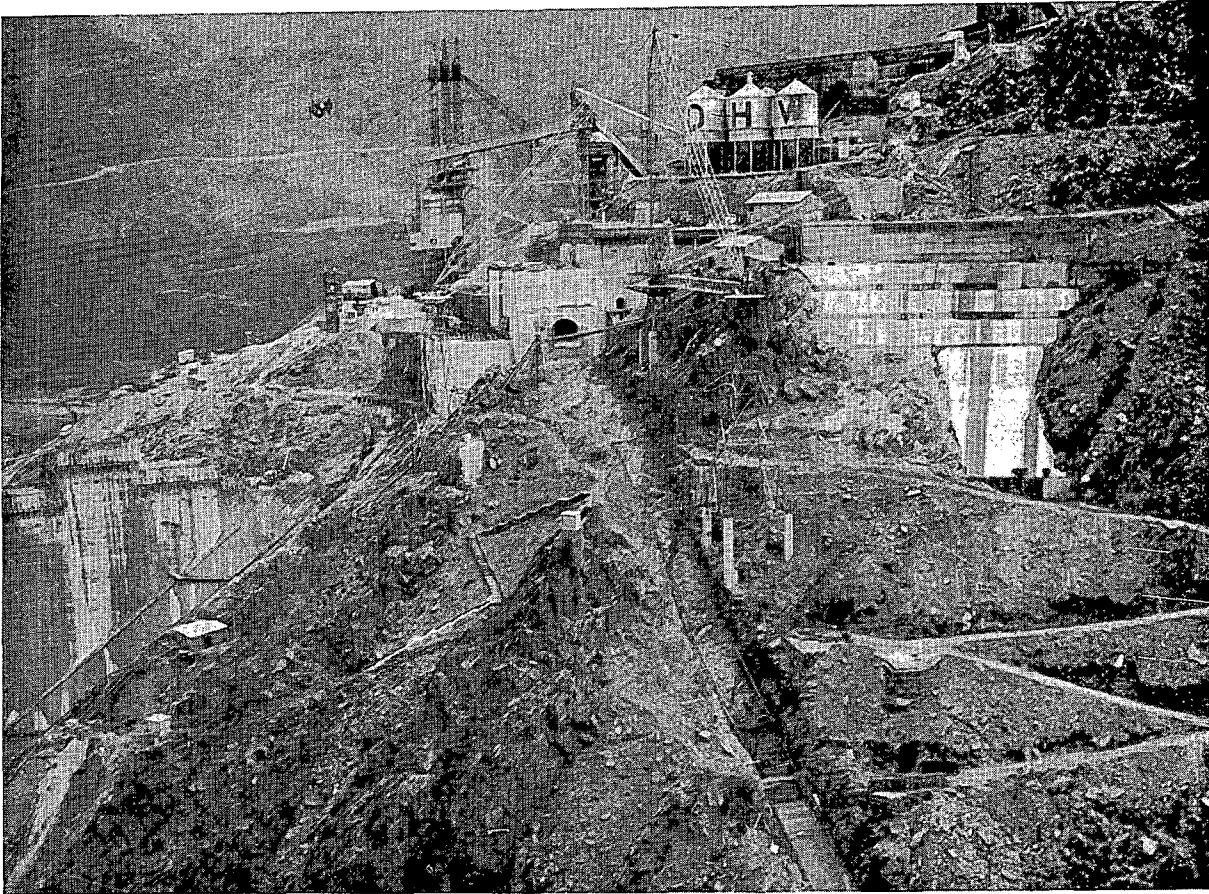


Foto 6. — Tratamiento de la falla de la tubería.

#### DETALLES y COMENTARIOS

Nuestro deseo sería poder transmitir al lector la experiencia acumulada por el proyecto y construcción de una obra de esta envergadura, pero desgraciadamente los trabajos de años no pueden resumirse en unas líneas. Nos limitaremos a comentar algunos detalles.

Los accidentes que más pudieran afectar a la estabilidad del terreno en que se apoya la presa de Las Portas son la falla de Los Romanos y la falla Mateo, por lo que se ha estudiado su estabilidad concienzudamente y calculado los coeficientes de seguridad, resultando aceptables.

Sin embargo, siendo muy elevado el margen de seguridad de los restantes elementos de esta presa, se consideró conveniente incrementar el coeficiente de seguridad al deslizamiento en la ladera derecha para coordinarlo con el que se alcanza en el resto de la obra. Para ello, desde la cimentación de la presa, y siguiendo una línea de nivel de la falla de Los Romanos, se realizó una galería con un revestimiento grueso de hormigón que sirva de chaveta

para enclavar los bordes de la falla y que facilite a un tiempo el drenaje de esta zona. Se completó este tratamiento con dos ramales igualmente tratados que salen hasta el exterior.

Con vistas a mejorar la estabilidad del estribo izquierdo, que queda próximo a la falla de la tubería, se proyectaron unos muros puntales que enlazan los dos labios de la falla con vistas a transmitir de uno a otro los esfuerzos de compresión. Se completó el tratamiento con inyecciones de cemento a alta presión en el material de relleno de la falla para reducir su deformidad.

Una presa bóveda con apoyos de garantía en los estribos tiene asegurada su estabilidad en una proporción muy importante. El modelo geomecánico nos ha demostrado que, en el momento del colapso, la bóveda se estaba apoyando principalmente sobre los estribos, y se llegó a la rotura por limitación de resistencia a compresión en la bóveda, en las proximidades de aquéllos. El escalonamiento de la cimentación de los estribos tiene la propiedad de conseguir una mejor transmisión de las cargas al terreno.

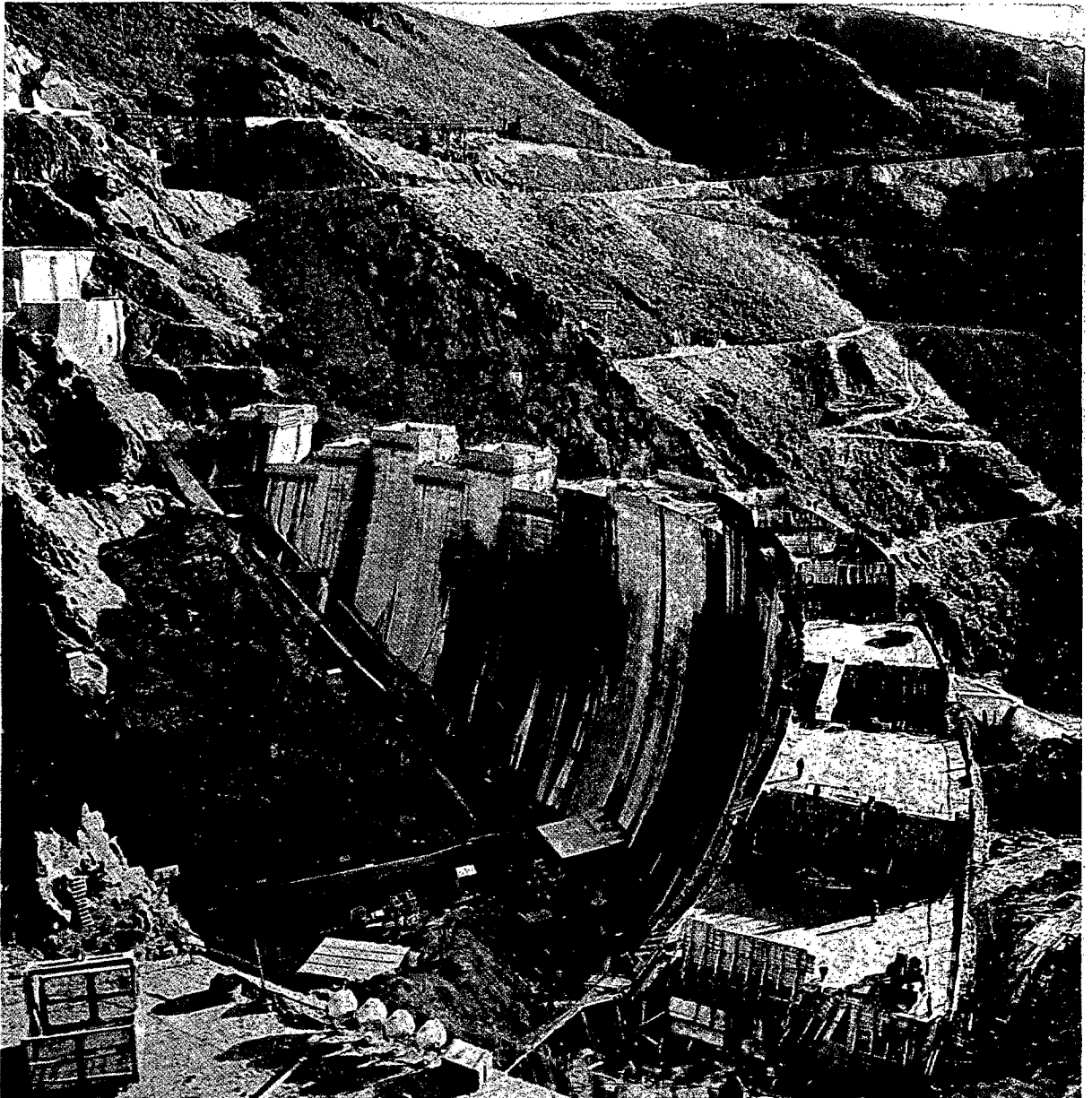
## II. CONSTRUCCION

### 1. INTRODUCCION

La buena marcha en la construcción de una presa bóveda de cierta importancia depende en gran medida de la amplitud de los estudios y reconocimientos en la fase de su proyecto; en especial del conocimiento del terreno de cimentación por un lado y del estudio de can-

teras y hormigones, previo a la contratación de la obra, por otro. Sin estos dos aspectos, geotécnica del apoyo y materiales para los hormigones, no es posible tener un proyecto suficientemente definido, cuyo reducido número de incógnitas a resolver durante la construcción de la obra, no pueda originar interrupciones o simples frenados en el desarrollo normal de su ejecución; interrupciones que, aparte del perjuicio económico que suponen

Fig. 1. — Vista de la presa de Las Portas en fase de hormigonado (febrero 1973).



por el retraso en la puesta en servicio, originan sobre-costos importantes en la propia construcción.

Afortunadamente, en el caso de la presa de Las Portas, los equipos de proyectos y de construcción de Saltos del Sil, S. A., dispusieron del tiempo y de los medios necesarios para desarrollar suficientemente el proyecto, así como los estudios de canteras y hormigones, de forma que fue posible establecer las prescripciones y datos técnicos, base de la contratación, con el necesario grado de conocimiento de las características naturales del terreno y de los materiales para la producción de áridos,

la figura 2 hemos señalado las cuatro etapas típicamente diferenciadas en la génesis y desarrollo de la obra: **10**

- a) Estudios, reconocimientos y proyecto de construcción ..... 3 años.
- b) Obras preliminares (accesos, líneas eléctricas principales, desviación del río y excavación primaria de la presa). 1 ¼ años.
- c) Ejecución de la obra principal ..... 3 ¼ años.
- d) Obras de terminación y llenado del embalse ..... 1 año.

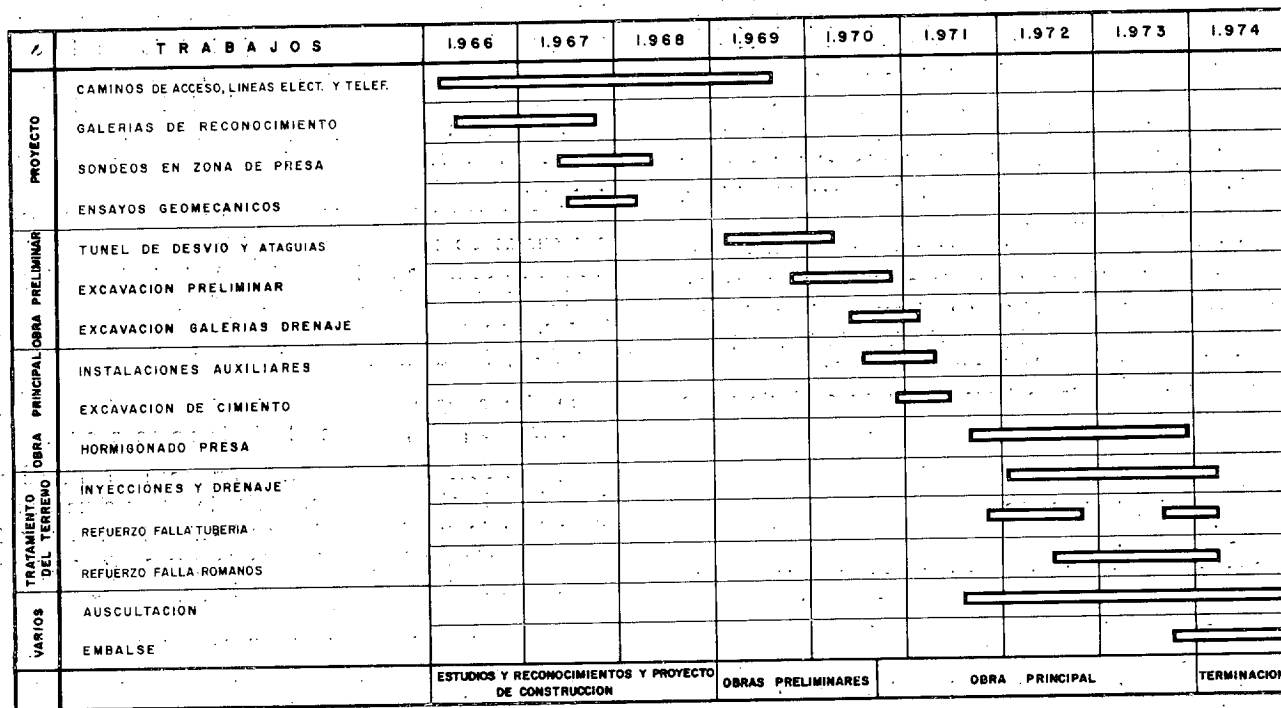


Fig. 2. — Historiograma de la obra de la presa de Las Portas.

para que durante la ejecución no hayan surgido sorpresas ni dudas. Simplemente ha sido conveniente ajustar pequeños detalles en el contacto de la estructura con el terreno, y en la suavización de algunas especificaciones del pliego en lo referente al hormigonado en tiempo frío y al tiempo de espera para el desencofrado.

Una singular ventaja ha proporcionado la preparación muy avanzada de la obra antes del concurso de la obra principal, en cuanto a caminos de acceso, líneas eléctricas, túnel de desviación y ataguías y, especialmente, una excavación previa de las laderas y parte del cauce, dejando exclusivamente sin excavar la caja de cimentación para alojar el zócalo de la bóveda, es decir, la zona de apoyo del hormigón sobre el terreno.

Actualmente, marzo de 1973, la presa está en fase avanzada de hormigonado, realizado ya el 70 por 100 de su volumen y prevista su terminación e iniciación del embalsé a finales del presente año. En el historiograma de

Es interesante observar que la ejecución de la obra propiamente dicha supone poco más de la tercera parte del tiempo total, desde que se empezó a estudiar el proyecto de ejecución hasta la futura entrega definitiva a la explotación, y que la duración de los estudios y reconocimientos es del mismo orden de magnitud que la obra principal.

En el presente artículo vamos a describir someramente los aspectos que, a nuestro juicio, puedan tener más interés para los colegas dedicados a la siempre interesante aventura de construir presas de hormigón, pero con la advertencia de que no pretendemos dogmatizar; nada más absurdo, sabiendo que toda presa es caso único e irrepetible. Esta es una de sus características peculiares. El ingeniero de presas es constructor de "prototipos", cuya puesta en servicio no puede ser ensayada en una fase de pruebas.

La presa de Las Portas es parte del aprovechamiento

hidroeléctrico de los ríos Camba y Conso, afluentes del río Bibey, que a su vez lo es del Sil. Pertenece al sistema hidroeléctrico de Saltos del Sil, S. A., del grupo Iberduero.

Es una presa bóveda de doble curvatura, de 141 m de altura, 2,6 de relación cuerda : altura. El volumen total de hormigón en el cuerpo de la presa es de 604.000 m<sup>3</sup>, de los que 425.000 m<sup>3</sup> corresponden a la bóveda y el resto al zócalo, estribos y desagües de fondo.

El embalse tendrá una capacidad total de 535 Hm<sup>3</sup> y útil de 473 Hm<sup>3</sup>, y una superficie de 1.180 Ha. La superficie de la cuenca receptora es de 214,4 Km<sup>2</sup>. La presa dispone de un aliviadero lateral en la ladera izquierda con trampolín de lanzamiento para una capacidad de vertido de 204 m<sup>3</sup>/seg., controlado con compuerta de alza, y sobre el bloque central de la bóveda se dispone de un vertedero de labio fijo con una capacidad de 60 m<sup>3</sup>/seg. Los dos desagües de fondo, alojados en el zócalo del bloque central, pueden desaguar 78 m<sup>3</sup>/seg. a plena carga cada uno.

El terreno de la cerrada está formado por una serie de paquetes de pizarras paleozoicas silíceas bastante duras, que alternan con otros de pizarras más arcillosas. La esquistosidad es casi vertical, de orientación transversal al valle y buzando ligeramente hacia agua arriba. La tectónica es bastante tranquila en su conjunto y las fallas que existen son netas en su traza.

## 2. OBRAS PRELIMINARES

Las obras preliminares para la construcción de la presa de Las Portas se iniciaron en 1966 con los caminos de acceso desde la Gudíña y Villarino de Conso, caminos que en 1967 se enlazaron con un puente sobre el río Camba, aguas abajo del emplazamiento de la presa. A continuación, se empezó el montaje de líneas eléctricas y telefónicas y, simultáneamente con ello, los estudios y reconocimientos geológicos del terreno pudieron ser ampliados con más facilidad.

La posibilidad de un acceso rápido a la zona de presa permitió, en primer lugar, proceder a una limpieza superficial de las laderas, en la que incluso se marcó con cal la intersección de algunas de las soluciones geométricas estudiadas, para una mejor comprobación de su encaje en el terreno. También se realizaron dieciséis galerías de reconocimiento, con una longitud total de unos 1.200 m, que en el año 1967 se emplearon para realizar ensayos mecánicos de deformabilidad (con gatos de 600 Tm, cargando placas de 2 m<sup>2</sup>) y ensayos de corte según diaclasas, esquistosidad y accidentes (con gatos de 75 Tm).

Al mismo tiempo se llevó a cabo una campaña de sondeos para completar, mediante extracción de testigos y ensayos de permeabilidad, los datos geotécnicos en profundidad.

La perforación del túnel de desviación puede considerarse también como un reconocimiento del macizo en

profundidad, reconocimiento que confirmó con precisión la situación geométrica y características de los accidentes más importantes de la margen izquierda.

Con la solución de presa ya bastante aproximada y para completar el conocimiento del terreno eliminando incertidumbres que podrían influir negativamente en la construcción, se decidió realizar una excavación preliminar en ambas laderas y cauce.

## 3. EXCAVACIONES

La excavación preliminar se contrató con un destajista, cuya instalación en la zona de la obra no supuso entorpecimiento para la del adjudicatario de la obra principal; incluso la última fase de la excavación preliminar fue compatible con el montaje de las instalaciones auxiliares para la presa, suprimiéndose así un tiempo muerto en el calendario de la obra, de otro modo inevitable.

Esta excavación se hizo con un proyecto definido por curvas de nivel, tomando como fondo la superficie teórica de contacto de la bóveda con el zócalo, partiendo de la solución geométrica de la bóveda, adoptada entonces. Con ese límite geométrico la excavación preliminar tiene, fundamentalmente, las siguientes ventajas:

a) No compromete el empotramiento de la solución definitiva de presa, ya que el zócalo no se excava.

b) Se descubre en profundidad y reconoce el terreno a nivel de la obra definitiva, pudiendo llegar a un conocimiento más preciso de los accidentes locales, y así se puede ajustar la posición de la presa, de acuerdo con las condiciones geológicas del apoyo rocoso.

Aunque el calificativo de "preliminar" induce una idea de poco volumen, puede juzgarse la importancia de esta operación por el volumen excavado: 276.000 m<sup>3</sup> de un total de 412.000 m<sup>3</sup> de excavación en la presa.

En la primavera de 1970 se hizo el concurso para la construcción de la presa; los contratistas invitados habían tomado ya contacto con la obra en la fase de excavación preliminar y el convenio de adjudicación establecía un plazo de permanencia del destajista de la misma, mientras el adjudicatario, la empresa Obras Hidráulicas y Vías, S. A., montaba sus instalaciones auxiliares.

La excavación de la zanja de cimiento se hizo en dos fases: una primera hasta alcanzar los niveles previstos para la cimentación y una segunda de saneo de la superficie de cimentación por procedimientos que no quebrantasen la roca *in situ*. La altura de banco de la excavación fue de 8 m, montando las cremalleras de las perforadoras sobre andamios tubulares anclados al terreno y posicionados en planta e inclinación mediante replanteo topográfico. En las superficies de taludes definitivos se utilizó precorte (también se había empleado en la fase preliminar, para las superficies definitivas) (figura 3). La tolerancia admitida para la excavación, aunque es función de la pendiente, puede fijarse en 50 cm, como diferencia entre puntos reales y teóricos,



y 5° de desviación entre líneas de nivel finales y las correspondientes de proyecto.

Los accidentes locales encontrados en la cimentación han sido vaciados en un ancho aproximado de 0,5 a 1 m y profundidad vez y media el ancho. La zanja resultante se rellenó de hormigón con anterioridad al hormigonado del bloque de presa, coronando la superficie del relleno en forma convexa y colocando encima una malla de 5  $\phi$  30/m, con reparto de 4  $\phi$  20/m. En la figura 4 pueden observarse las zanjas correspondientes a dos de estos accidentes, excavados sólo en la parte de bloque próximo a hormigonar.

#### 4. ESTUDIO DE CANTERAS Y HORMIGONES EN LA FASE DE PROYECTO

Los ensayos y estudios para el establecimiento del hormigón a utilizar en la presa de Las Portas se iniciaron con la búsqueda de canteras, al mismo tiempo que la construcción de caminos.

Se investigaron los macizos graníticos próximos a la obra y las canteras ya utilizadas, indicando el siguiente cuadro las primeras características tenidas en cuenta:

Zonas de cantera	Distancia a la presa Km	Densidad s.s.s.	Coefficiente de forma (volumétrico) para árido 5 mm.
Cañizo I .....	25	2,61	0,20
Cañizo II .....	27	2,61	0,20
Cenza .....	10	2,64	0,18
Reboredo .....	4	2,62	0,16
Pedra Blanca ...	5	2,62	0,18

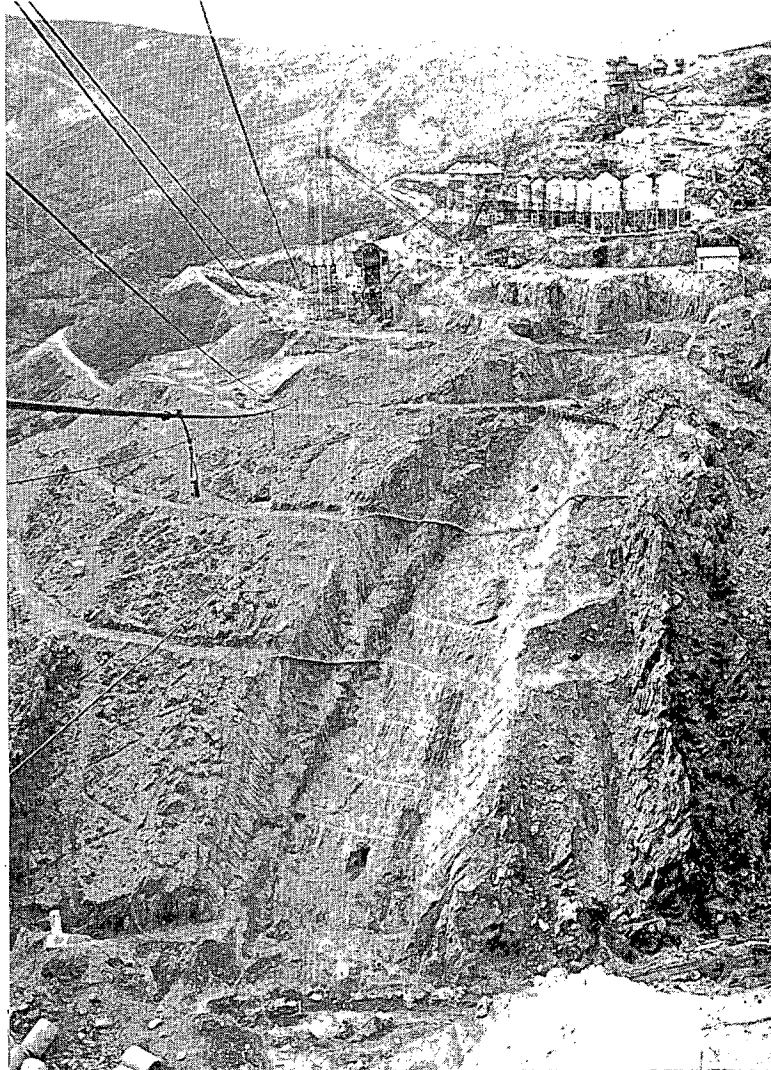


Fig. 3. — Margen izquierda al finalizar las excavaciones del cimientó de la presa y el montaje de instalaciones auxiliares (junio 1971).

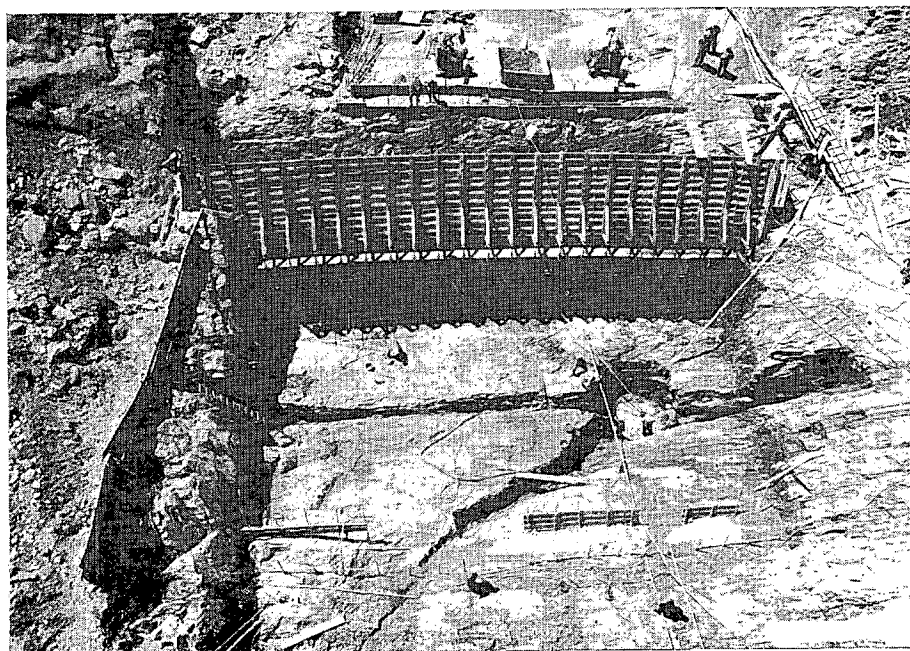


Fig. 4. — Preparación de la roca de cimentación del bloque central. Pueden observarse las zanjas de saneo de las fallas "Mateo" y "Weyerman II". Hormigonado del muro espaldón de anclajes de precompresión de la falla "Weyerman I".

Se abandonaron las dos primeras zonas de cantera, cuya distancia no era compensada por ninguna otra circunstancia, y de las otras tres se tomaron rocas para realizar ensayos de hormigones en laboratorio.

A efectos comparativos se hicieron también hormigones con áridos procedentes de la cantera que se había utilizado en la presa de Bao, y los resultados fueron:

Resistencias medias a compresión en probetas cilíndricas  $\phi$  15 x 30 cm.

Procedencia de los áridos	7 días		28 días		90 días		Densidad 28 días
	Kg/cm <sup>2</sup>	Número probetas	Kg/cm <sup>2</sup>	Número probetas	Kg/cm <sup>2</sup>	Número probetas	
Bao .....	242	36	340	72	386	36	2,38
Cenza ....	241	36	332	72	377	36	2,37
Reboredo.	208	30	282	54	327	24	2,36
P. Blanca.	231	36	330	72	375	36	2,37

Después de realizar sondeos de reconocimiento en las zonas de Cenza y Pedra Blanca, la elección recayó en la primera, por su mayor homogeneidad, volumen útil aprovechable y menor grado de alteración de los feldspatos y micas.

A efectos del control posterior de los bancos utilizados para la extracción del material, el granito de Cenza se ha clasificado en grupos distinguibles por su aspecto (que refleja el grado de meteorización). Se realizaron, entre otros, ensayos de rotura a compresión de probetas cúbicas de 7 cm de arista, y las calidades aceptadas, por orden de preferencia, son:

Granito gris azulado .....	1.800 Kg/cm <sup>2</sup>
Granito gris blanquecino ...	1.200 Kg/cm <sup>2</sup>
Granito blanquecino pardo .	900 Kg/cm <sup>2</sup>

Al decidir hormigonar la presa por tongadas de 2,5 m de altura, el volumen de algunos de éstos excedería los 1.000 m<sup>3</sup>, con lo que son importantes los problemas derivados del calor de fraguado y su disipación.

Teniendo esto en cuenta se pensó en la utilización de un cemento puzolánico a base de cenizas volantes, lo que tendría las siguientes ventajas:

- Disminución del calor de hidratación inicial, con incrementos moderados en la temperatura del hormigón.
- Fijación del hidróxido cálcico liberado en las reacciones de hidratación del cemento.
- Posibilidad de fijación de los álcalis solubles del cemento, al pasar a silico-aluminatos insolubles.

Con esta idea se puso en marcha un programa de ensayos en colaboración con la fábrica Cementos Honoraria, S. A., moliendo con el clinker Portland cantidades

variables de cenizas volantes procedentes de la central térmica de Guardo (Palencia).

La composición potencial del clinker (según Bogue) es:

C <sub>3</sub> S .....	40,8 %
C <sub>2</sub> S .....	27,8 %
C <sub>3</sub> A .....	11,9 %
C <sub>4</sub> AF .....	9,5 %

y el análisis químico de las cenizas da:

SiO <sub>2</sub> .....	50,0 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .....	27,3 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .....	9,9 %
CaO .....	7,6 %
MgO .....	2,2 %
SO <sub>3</sub> .....	0,4 %
Humedad .....	0,2 %

Los cementos se prepararon con un 10, 20 y 30 por 100 de cenizas (más un patrón sin cenizas) efectuando la molienda y homogeneización en un molino de laboratorio, hasta llegar al mismo grado de finura, con superficies específicas Blaine de 3.300 cm<sup>2</sup>/gr., aproximadamente.

Los resultados medios de 30 ensayos a compresión en probetas normales de mortero, confeccionadas con el cemento patrón y los tres puzolánicos, son los siguientes:

Cemento	7 días		28 días		90 días	
	Kg/cm <sup>2</sup>	%	Kg/cm <sup>2</sup>	%	Kg/cm <sup>2</sup>	%
Patrón .....	432	100	569	100	636	100
Puzolánico 10 %	396	92	547	96	663	104
Puzolánico 20 %	354	82	542	95	682	107
Puzolánico 30 %	308	71	472	83	652	102

Los índices puzolánicos de los cementos compuestos son positivos incluso a siete días; el efecto puzolánico es muy acusado si comparamos la evolución de la resistencia con la edad en cada uno de los cementos ensayados, tomando como 100 por 100 la que tienen a siete días (fig. 5).

En esta "fase de proyecto" se realizaron también ensayos para seleccionar un aditivo de tipo plastificante (*water reducer*); los ensayos de laboratorio determinaron para cada uno la dosificación óptima para el efecto deseado, dosificación que en algunos casos difiere bastante de la recomendada por el fabricante.

Los ensayos de hormigón se llevaron a cabo con áridos de la cantera elegida, clasificados en seis tamaños. Se estudiaron hormigones con tres dosificaciones de cemento, cuyos resultados de la rotura a compresión de probetas cilíndricas  $\phi$  15 x 30 son:

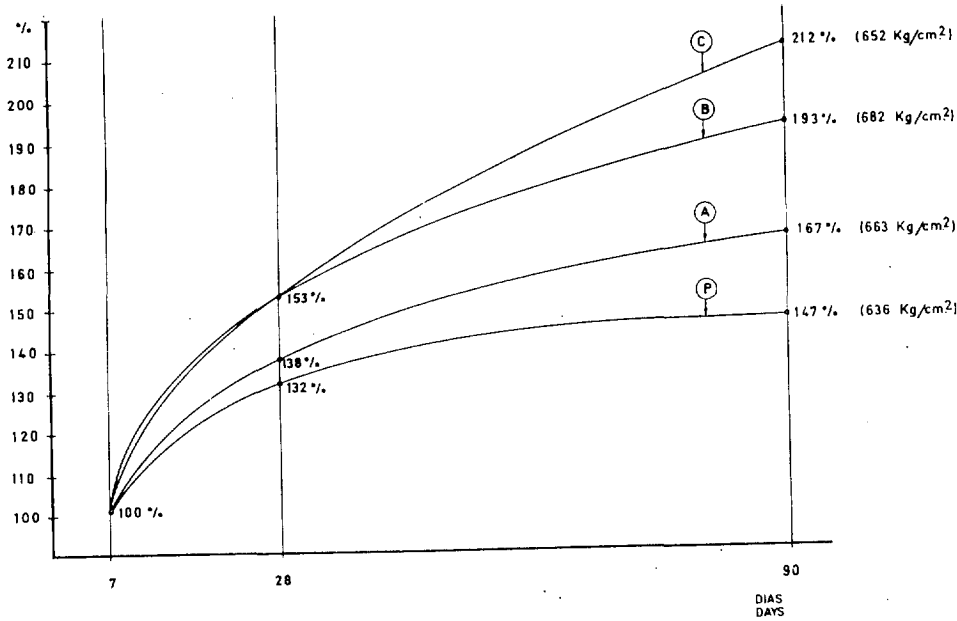
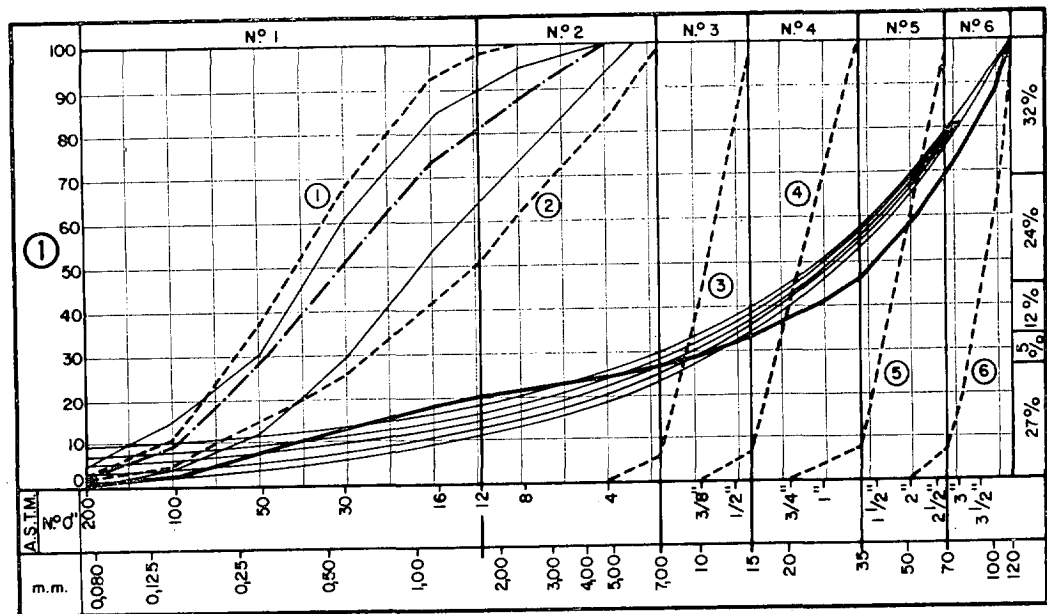


Fig. 5. — Presa de Las Portas. Resistencia a compresión del cemento (mortero normal) con los siguientes contenidos de cenizas volantes. P: 0%, A: 10%, B: 20%, C: 30%.

Dosificación de cemento Kg/m³	7 días		28 días		90 días		Densidad media 28 días
	Kg/cm²	Número probetas	Kg/cm²	Número probetas	Kg/cm²	Número probetas	
250	187	60	286	120	348	60	2,380
225	166	60	250	120	305	60	2,366
200	141	60	217	120	257	60	2,353

Al hormigón del zócalo y bóveda de la presa de Las Portas se le exige en el proyecto una resistencia característica mínima de 220 Kg/cm², que con el hormigón de dosificación 200 Kg/m³, resultaba difícil de garantizar con

Fig. 6. — Presa de Las Portas. Curva granulométrica del hormigón tipo de la presa (sólo los áridos, sin cemento). —, conjunto de los áridos. —, curvas de cada uno de los seis áridos clasificados. - - - - -, curva granulométrica del conjunto inferior a 5 mm (tamiz núm. 4). (1) Porcentajes que pasan (en peso).



arenas graníticas de elevada proporción de mica. Por ello se pensó en la posibilidad de incorporar arena de trituración de roca caliza, para mejorar la calidad global del hormigón además de su resistencia.

Se hicieron ensayos comparativos con hormigones en los que la arena de granito era sustituida por arena de caliza en un 0, 25, 50, 75 y 100 por 100. Con la incorporación de caliza al árido número 1 se mejoró la docilidad del hormigón, aumentando la resistencia con la proporción de dicho árido. A veintiocho días el incremento acumulativo experimentado de cada una de las proporciones antes citadas a la siguiente, vino a ser de un 8 por 100. Por ello se decidió la utilización de arena fina de caliza, cuya producción es fácil de obtener en abundancia y con buena granulometría de los finos.

La composición definitiva del conjunto de los áridos del hormigón tipo para la presa está indicada en la figura 6. Es por tanto un árido mixto de granito y caliza con las proporciones siguientes:

Arido núm. 1, caliza 0,08-1,7 mm,	13,5 %
Arido núm. 2, granito 0,08-7 mm,	13,5 %
Arido núm. 3, granito 7-15 mm,	5,0 %
Arido núm. 4, granito 15-35 mm,	12,0 %
Arido núm. 5, granito 35-70 mm,	24,0 %
Arido núm. 6, granito 70-120 mm,	32,0 %
<b>Total .....</b>	<b>100,0 %</b>

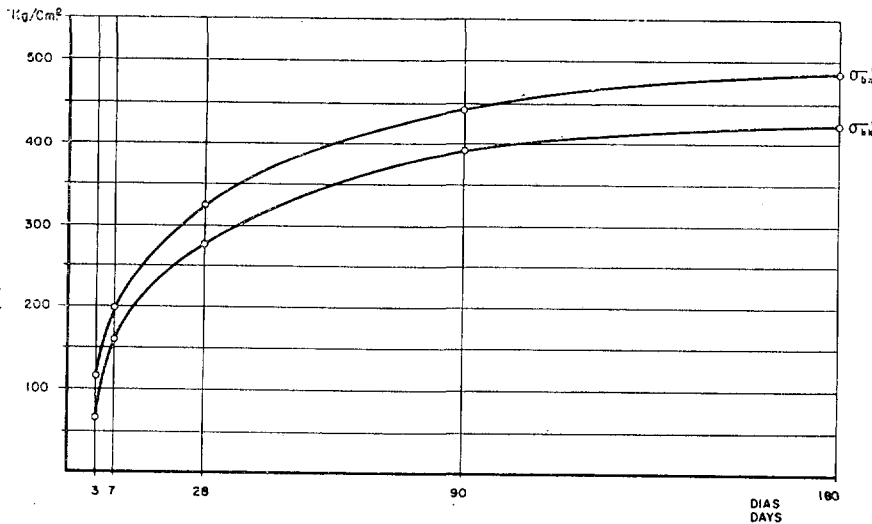


Fig. 7. — Presa de Las Portas. Evolución de las resistencias del hormigón tipo en probeta cilíndrica  $\phi 15 \times 30$  cm.  $\sigma_{bm}$  = resistencia media;  $\sigma_{bk}$  = resistencia característica; 1, edad (días); 2, número de ensayos; 3, coeficiente de dispersión; 4, resistencia media; 5, resistencia característica.

①	3	7	28	90	180
②	146	293	239	177	21
③	26.7 %	11.7 %	9.3 %	6.9 %	8.1 %
④	115	198	325	443	488
⑤	65	160	276	392	424

La consistencia del hormigón fresco es seco-plástica, con un asiento de Abrams comprendido entre 0 y 10 mm. En el aparato VEBE el tiempo es de quince segundos, lo que indica una buena trabajabilidad a pesar del asiento casi nulo en cono de Abrams.

La relación agua/cemento oscila entre 0,47 y 0,50 para una dosificación de 200 Kg/m<sup>3</sup> de cemento puzolánico con el 30 por 100 de cenizas volantes. El plastificante empleado es Plastiment BV-40, dosificado al 3 por 1.000 del peso del cemento. La densidad del hormigón en probeta cilíndrica de  $\phi 15 \times 30$  cm, es de 2,47.

En el gráfico de la figura 7 se indican las resistencias medias a 3, 7, 28, 90 y 180 días, obtenidas en probeta cilíndrica  $\phi 15 \times 30$  cm, correspondientes a este hormigón tipo. La regularidad de los resultados es francamente elevada, oscilando el coeficiente de variación (dispersión) a noventa días entre el 7 y el 9 por 100.

## 5. HORMIGONADO

Las instalaciones para fabricación de áridos y hormigón se indican en el esquema de la figura 8.

Los aspectos más destacables de las mismas son:

— Empleo de machacadoras giratorias para mejorar el coeficiente de forma del árido grueso (fig. 9).



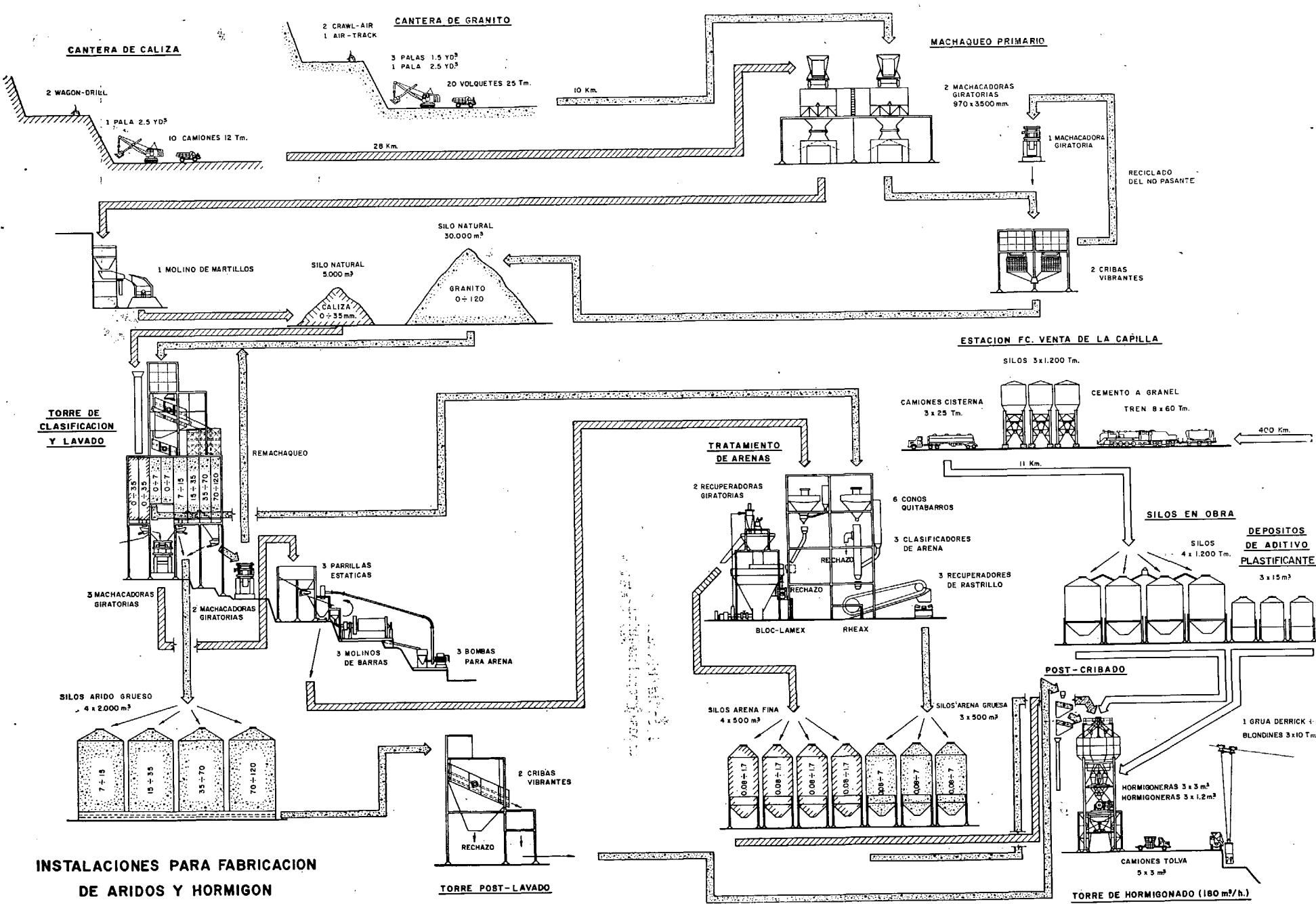


Fig. 8. — Instalaciones para fabricación de áridos de hormigón.

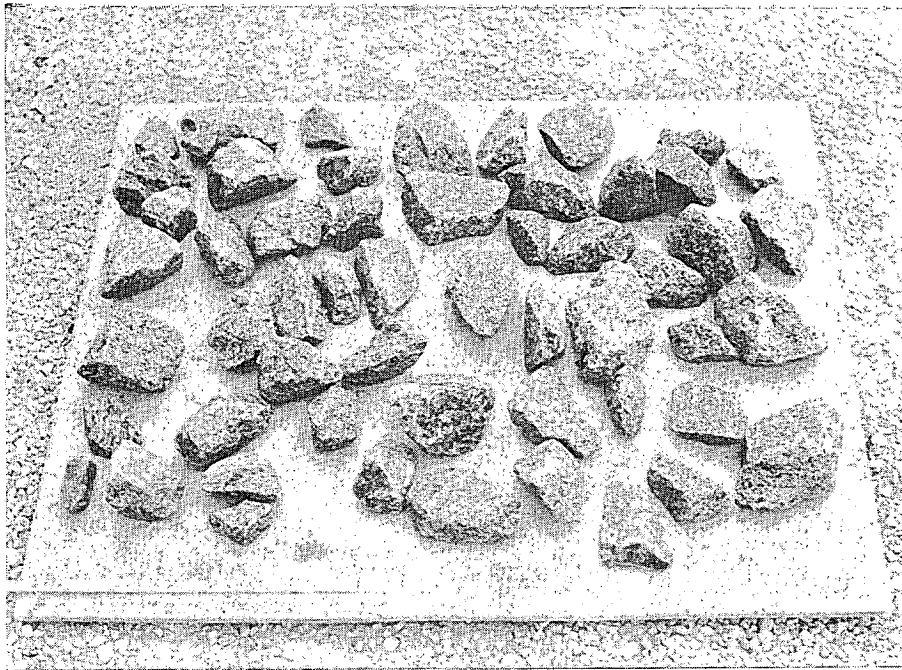


Fig. 9. — Presa de Las Portas. Muestra del árido grueso granítico. Puede comprobarse la tendencia a formas planas (coeficiente volumétrico de forma: 0,18). La roca es granito de dos micas y de grano grueso, coloración gris azulada.

- Dos machacadoras primarias giratorias, con posibilidad de intercambio en la línea granito-caliza, en caso de avería.
- Utilización de acopios de regulación de todo-uno, para independizar la explotación de canteras del ritmo de hormigonado.
- Gran flexibilidad en la trituración y retorno, para ajustar las curvas granulométricas de producción a las de consumo.
- Utilización de molinos de barras para la producción abundante de arena fina de caliza.
- Eliminación de la humedad libre de la arena, utilizando para la caliza recuperadores Bloc-Lamex (figura 10) de los que sale con humedad inferior al 8 por 100 y secado por drenaje en silos de espera que, en número de cuatro, han permitido el empleo de arena en la torre de hormigoneras, con humedad constante, del orden del 5 por 100.
- Capacidad de ensilado de árido clasificado suficiente para 4.000 m<sup>3</sup> de hormigón (dos a tres días de hormigonado) (fig. 11).
- Proceso de post-lavado y post-clasificado para los áridos mayores de 7 mm, con el fin de eliminar el polvo y detritus producidos por la erosión y vertido de los áridos gruesos en el proceso de ensilado y transporte hasta la torre de hormigoneras, consiguiendo así una alta eficiencia en la clasificación.

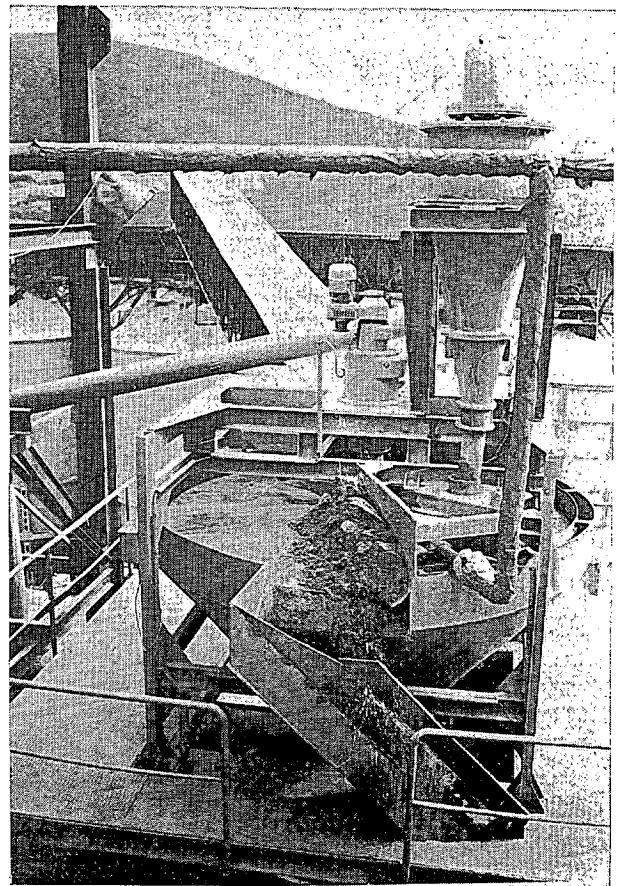


Fig. 10. — Presa de Las Portas. Instalaciones de áridos. Equipo de tratamiento de la arena fina de caliza Bloc-Lamex para eliminación de arcilla y escurrido del agua. La humedad del producto saliente es del 8 por 100.

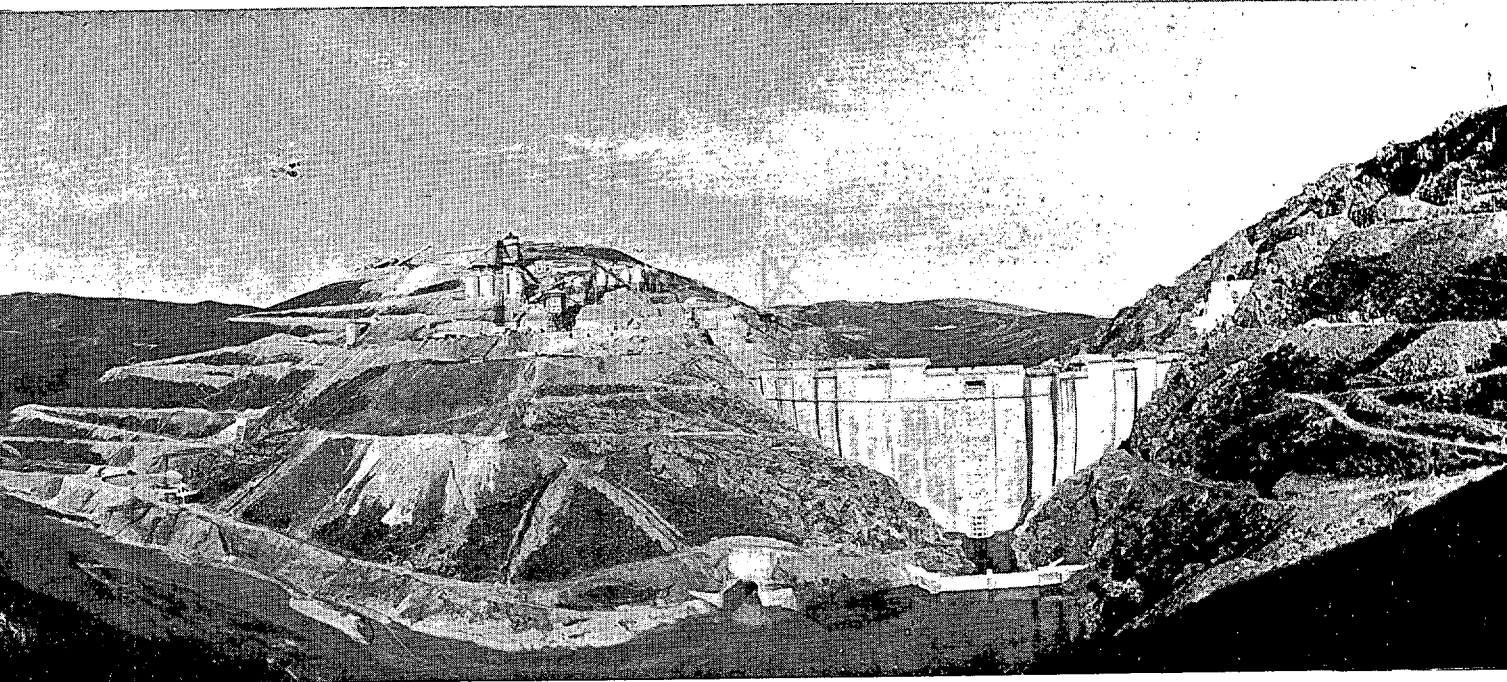


Fig. 11. — Presa de Las Portas. Vista de la presa y zona de instalaciones de hormigonado.

El hormigonado del zócalo y bóveda se inició con dosificación de  $250 \text{ Kg/m}^3$ , obteniéndose un hormigón cuya resistencia a compresión a veintiocho días era:

Resistencia media a 28 días ....	$406 \text{ Kg/cm}^2$
Coefficiente de dispersión .....	10,28 %
Resistencia característica .....	$338 \text{ Kg/cm}^2$

Por ello, al tercer mes de hormigonado se redujo la dosificación a  $225 \text{ Kg/m}^3$ , dosificación que posteriormente, marzo 1972, pudo volver a reducirse a la definitiva de  $200 \text{ Kg/cm}^2$ , vistos los resultados obtenidos en resistencia y regularidad, gracias a una precisa puesta a punto de los aparatos de producción de arenas, de clasificación y dosificación de áridos.

De este modo llegamos a la composición definitiva

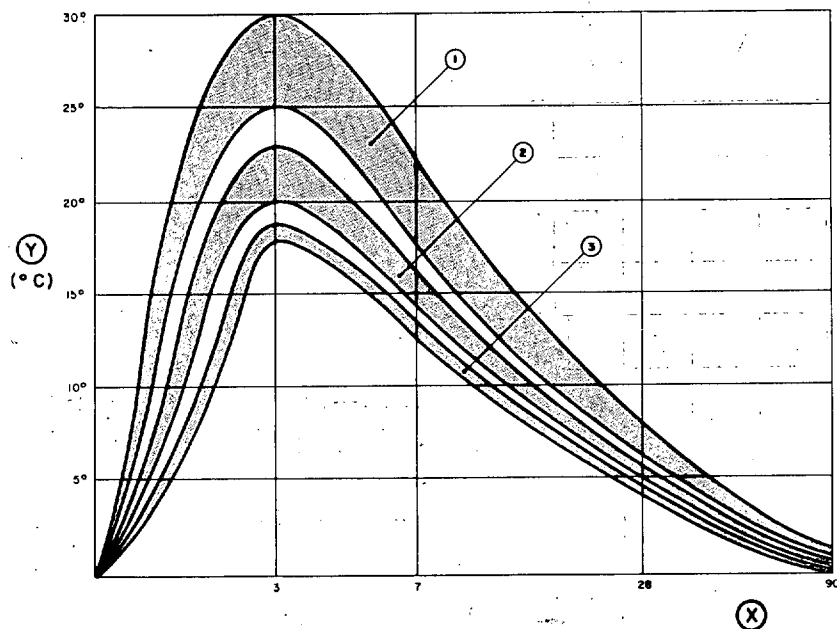


Fig. 12. — Presa de Las Portas: 1, hormigón con  $250 \text{ Kg/m}^3$  de cemento; 2, hormigón con  $225 \text{ Kg/m}^3$  de cemento; 3, hormigón con  $200 \text{ Kg/m}^3$  de cemento. (Hormigón tipo adoptado.) y incremento de temperatura; x) días desde el hormigonado.

del hormigón con 200 Kg/m<sup>3</sup> de cemento y la curva granulométrica y características indicadas en el apartado anterior.

La reducción de conglomerante, si interesante desde un punto de vista económico, no lo es menos por aminorar los efectos térmicos del fraguado del hormigón. En la figura 12 se han sombreado las áreas en que se han inscrito las curvas de evolución de la temperatura de los bloques según la dosificación, estimadas en incremento de temperatura sobre la inicial del hormigón.

El contenido en cenizas del cemento también se ha modificado a la vista de los resultados obtenidos con el hormigón real, pasando de un 22,5 por 100 inicial a un 30 por 100 (o sea, 70 por 100 clinker, 30 por 100 cenizas), que es el considerado como definitivo.

La resistencia y regularidad de este hormigón a veintiocho días puede verse en su evolución mensual en la figura 13; los valores a distintas edades se recogen en la figura 7.

El hormigonado en sí de una obra de este tipo hace confluír numerosas actividades cuya descripción minuciosa es poco menos que imposible. Nos referiremos, no obstante, a algunos aspectos que pueden ser de interés.

El replanteo de la presa se realiza tomando como apoyo una red de 25 pilares hormigonados y provistos de una placa roscada para fijación del taquímetro Wild T2. Como es lógico, esta red enlaza con la de triangulación general del aprovechamiento.

Los puntos y ejes principales se replantean por bisección desde estos pilares fijos, y este mismo sistema se empezó a utilizar para replantear las esquinas del encofrado en las tongadas de bóveda.

Sin embargo, posteriormente, para minimizar las dificultades de replanteo con niebla, bastante persistente en algunas épocas del año, y dar posibilidad al trabajo de varios equipos de replanteo, se modificó el procedi-

miento, estableciendo sobre cada tongada, por bisección, un polo en el centro del bloque, respecto al cual, por radiación, se procede a situar en posición los paramentos del encofrado.

La precisión exigida de 15 mm en planta se alcanza con el procedimiento de replanteo seguido, pero al superponer las deformaciones producidas en el hormigonado hay que contar una posible diferencia entre puntos teóricos y reales de paramento de hasta 30 mm y algunos, aislados, mayores.

Las juntas de contracción entre bloques están previstas para ser inyectadas con un doble dispositivo: ranuras para una inyección primaria y tubos con válvulas de manguito para las inyecciones posteriores, si son necesarias. Las ranuras y tubos de inyección de juntas se han colocado horizontalmente con acceso desde un pozo en mitad de la junta, pues consideramos que esta disposición es más ventajosa que la distribución en abanico.

Algunas de estas juntas se suprimen a partir de cierta altura, uniendo tres bloques en uno solo. En las figuras 14 y 15 pueden apreciarse los tres bloques centrales, precisamente a la cota de supresión de sus juntas comunes.

Para aislar los recintos de inyección de estas juntas se utiliza una banda de polivinilo de 300 mm, que quede hormigonada la mitad en cada bloque; próxima al paramento de agua arriba se coloca otra banda de impermeabilización contra el embalse de neopreno.

El hormigonado de los bloques (como puede verse en las fotografías) procura llevarse respetando unas diferencias máximas de cuatro tongadas entre bloques contiguos. En los casos en que, por necesidades del plan de hormigonado, se ha previsto una interrupción entre tongadas sucesivas superior a siete días en verano y doce en invierno, se coloca, próxima al paramento de agua

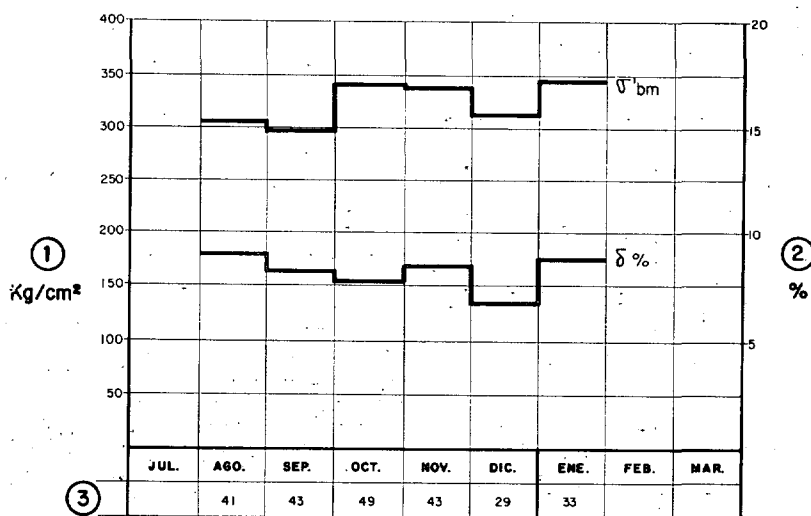


Fig. 13. — Presa de Las Portas. Resistencias medias mensuales y coeficiente de dispersión del hormigón a veintiocho días. Hormigón de 200 Kg/m<sup>3</sup> (PUZ-350 con 30 por 100 de cenizas). 1, resistencia a veintiocho días; 2, coeficiente de dispersión; 3, ensayos en el mes.



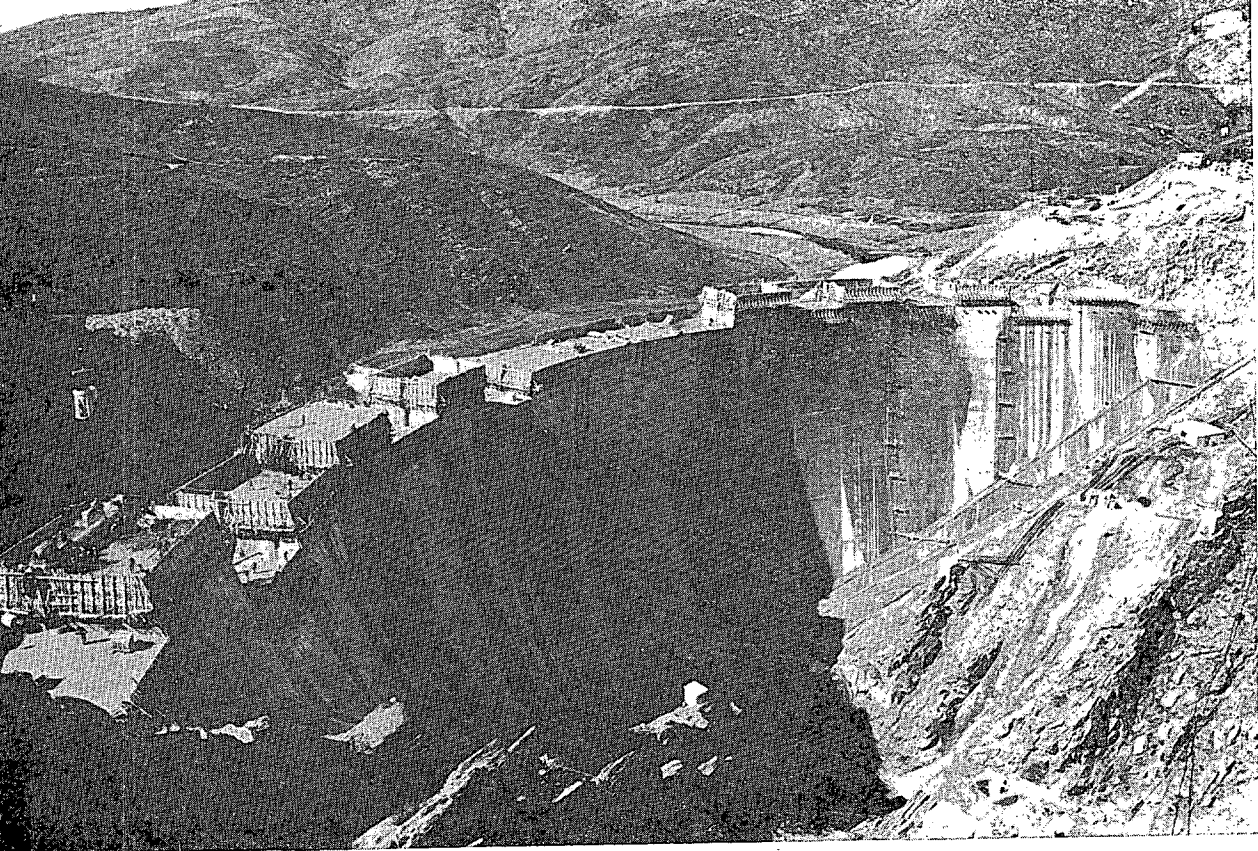
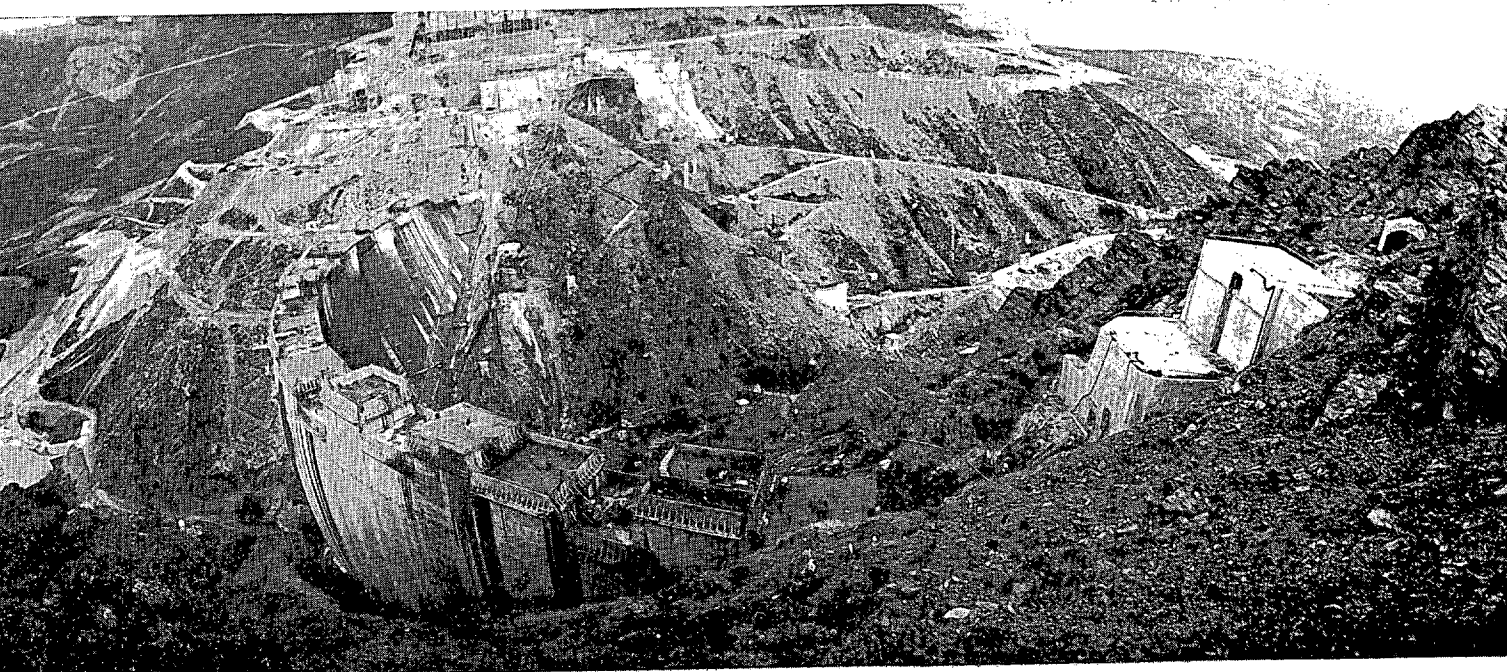


Fig. 14. — Hormigonado de un bloque de la presa de Las Portas (marzo 1973).

Fig. 15. — Vista general de la presa de Las Portas en construcción. Abajo, a la izquierda, la entrada del túnel de desviación. El apoyo del estribo izquierdo se prolonga con el hormigón de relleno de la vaguada de la falla de la "tubería".



arriba, una banda de polivinilo de 300 mm de ancho, soldada a los laterales de impermeabilización de juntas.

Esta medida, tendente a asegurar la impermeabilidad en la junta horizontal entre tongadas, puede considerarse



Fig. 16. — Vaciado de un cubo de blondín de 3 m<sup>3</sup> de hormigón (consolidado).

como imprescindible, ya que la diferente retracción entre las dos masas de hormigón, por la diferencia de edad, hacen casi seguro el despegue.

La colocación de hormigón en la presa se hace con tres blondines de 10 Tm (cubo de 3 m<sup>3</sup>) (fig. 16) trabajando dos en el mismo bloque, con un rendimiento bruto de 80 m<sup>3</sup>/hora durante una tongada completa.

El extendido y la vibración se hace por medios mecánicos (figs. 17 y 18) complementados con vibradores del mismo tipo, manejados a mano en rincones y zonas próximas al paramento o a los aparatos de auscultación. Los vibradores son eléctricos Vibro-verken de  $\phi$  140 mm.

Para el hormigonado en tiempo frío se ha recurrido a calentar el agua de amasado a 40° C (lo que no produce aumento sensible en el principio de fraguado) y a cubrir los bloques recién hormigonados con plásticos soportados en caballetes, alojando bajo ellos estufas que no irradian directamente al hormigón, para evitar la desecación superficial.

El agua caliente se ha utilizado también para el lavado de encofrados, descarnado de bloques y curado inicial, llegando al tajo a una temperatura de 20° C.

Estas precauciones se han utilizado para hormigonar con temperaturas entre + 2 y - 2° C, no iniciando, salvo casos excepcionales, ningún bloque con temperaturas inferiores.

Dado el reducido número de días al año con temperaturas inferiores a - 2° C, no se consideró económico establecer el calentamiento de los áridos, como tampoco el uso de acelerantes de fraguado, tipo éste de aditivos por el que no sentimos especial simpatía.

Para la refrigeración artificial del hormigón, se dispone de una instalación de bombeo con agua de río y otra de agua refrigerada a 4° C; la capacidad de circulación de estos sistemas es de 180 m<sup>3</sup>/hora.

Los serpentines colocados en la junta de separación

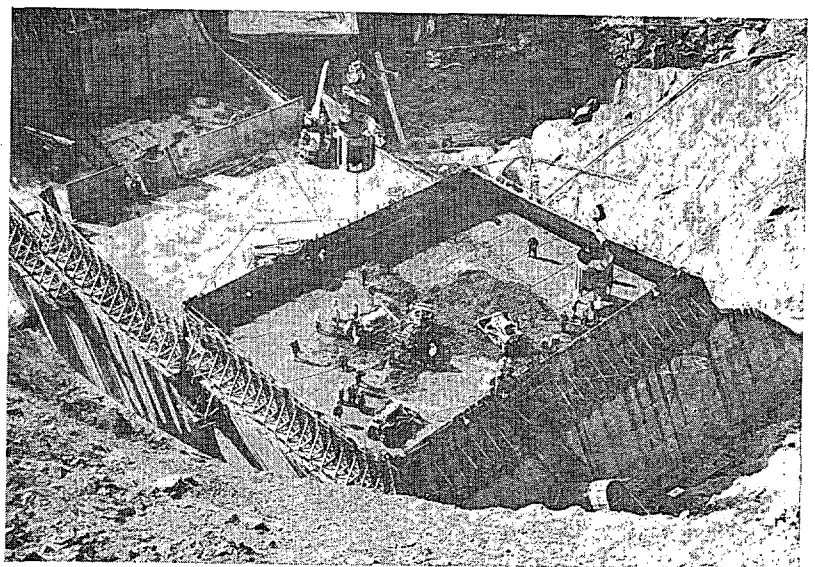


Fig. 17. — Presa de Las Portas. Hormigonado de la primera de las cinco capas de 0,50 m de altura, que constituyen una tongada. Se ven los serpentines de refrigeración del hormigón.

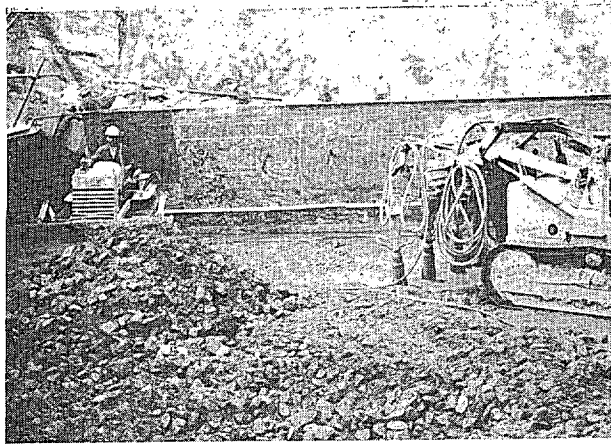


Fig. 18. — Presa de Las Portas. Extendido con bulldozer Fiat AD-4 y vibrado con batería de cuatro vibradores Vibro-Verken  $\phi$  140 mm.

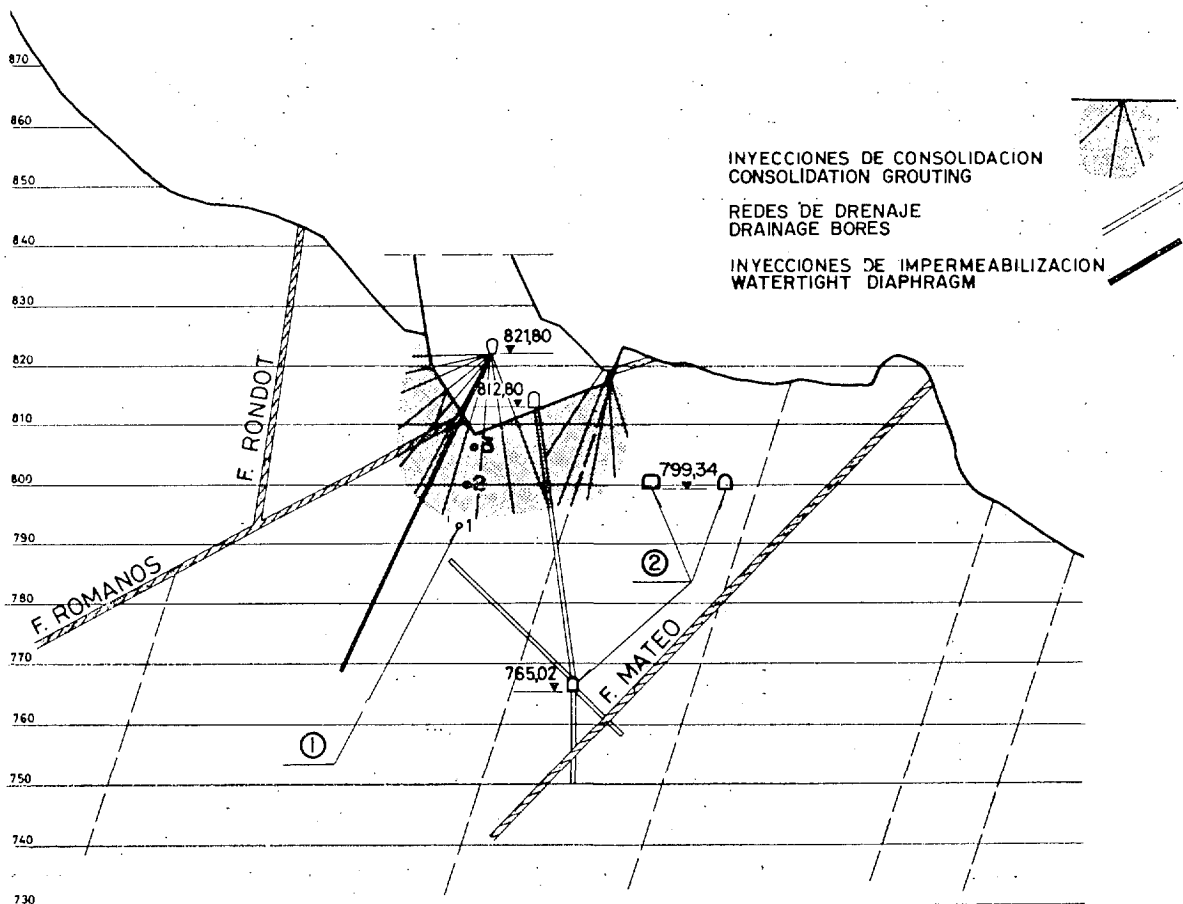
de tongadas suponen una densidad promedio de  $0,12 \text{ m}^3$  de hormigón. Debe insistirse, para evitar la inutilización del sistema de serpentines durante el vertido, extensión y vibración del hormigón, en el uso de abrazaderas do-

bles en los manguitos de empalme entre tubos y fijar cuidadosamente el tubo al hormigón, a ambos lados de estos manguitos.

La circulación de agua de río se inicia a las veinticuatro horas de terminado el hormigonado en invierno e inmediatamente en verano; no obstante, el efecto de esta medida en la disminución de la punta de la temperatura es pequeña. A estos efectos sería más eficaz el empleo de agua refrigerada a  $4^\circ \text{ C}$  para la preparación del hormigón en tiempo caluroso y la inclusión de hielo en las hormigoneras, con lo que se reduce en forma notable la temperatura inicial del hormigón fresco. La corta duración del tiempo caluroso en Las Portas no justificó el empleo de estas medidas, pero sí se utiliza el agua de refrigeración a  $10^\circ \text{ C}$  para el amasado.

Transcurridas las primeras semanas, la disminución de la temperatura del hormigón, puede inducir a suprimir la refrigeración, lo que sería un error, pues el desprendimiento de calor, aunque débil, continúa y produciría una elevación en la temperatura del hormigón de no ser refrigerado oportunamente. No debe precipitarse, por tanto, la retirada de los dispositivos de refrigeración, pues puede ser imprescindible reanudar la refrigeración artificial para poder inyectar las juntas con temperaturas bajas en el hormigón.

Fig. 19. — Presa de Las Portas. Esquema de tratamientos del terreno: 1, drenes; 2, galerías de drenaje.



## 6. TRATAMIENTOS DEL TERREÑO

Los reconocimientos y ensayos efectuados en la etapa de proyecto sobre la inyectabilidad y mejora de las condiciones mecánicas e hidráulicas del terreno bajo la presa, pusieron de manifiesto la baja permeabilidad y la difícil inyectabilidad de la mayor parte del macizo rocoso; no obstante, es obligado obtener las mejoras que sean posibles, tanto en lo que se refiere a las presiones al aspecto de deformabilidad del terreno de apoyo de la presa, mediante inyecciones de cemento y taladros de drenaje.

En la figura 19 se indica esquemáticamente la disposición de los distintos elementos de los tratamientos, los cuales pueden agruparse según la siguiente clasificación:

- a) Inyecciones de consolidación hasta 15 ó 20 m de profundidad.
- b) Tratamientos específicos de las fallas.
- c) Inyecciones de impermeabilización (pantalla), especialmente en estribos y parte alta de laderas.
- d) Taladros de drenaje.

En el proyecto de tratamiento del macizo rocoso del cimientto se ha puesto el énfasis en el sistema de drenaje (galerías y taladros). Por otro lado se da importancia a las inyecciones de consolidación para regularizar y reducir en lo posible la deformabilidad del cimientto, aun en zonas de baja admisión de cemento. En último término quedan las inyecciones de impermeabilización (pantalla) que, salvo en los estribos y zonas altas del apoyo, no creemos sean eficaces, dada la elevada impermeabilidad de la formación de pizarras en la zona baja del valle.

Antes de iniciar los trabajos de inyección se realizaron ensayos de laboratorio para definir las mezclas más adecuadas, empleando cemento de elevada finura de molido (4.500 cm<sup>2</sup>/gr. Blaine, rechazo nulo sobre el tamiz de 80 micras y menos del 10 por 100 sobre el de 40 mi-

cras) y mezclas con bentonita en un 2 por 100 del peso del cemento. También se han llevado a cabo pruebas de inyectabilidad en el terreno para definir la gama de presiones de inyección más adecuada, no sobrepasando en ningún caso la fase de apertura elástica de las diaclasas.

Actualmente se ha ejecutado la tercera parte del tratamiento de consolidación con admisiones pequeñas de cemento (14 Kg/m de taladro) de promedio en la zona baja del valle. En la zona media de laderas han aumentado las admisiones a 45 Kg/m de taladro, y se espera que en los estribos sean mayores.

La inyección se realiza por tramos de taladro de longitud no superior a 5 metros, generalmente 3 m, en sentido ascendente con la utilización de obturadores ORMIX de doble circulación, y retorno entre taladro y bomba de inyección próxima al tajo. El tratamiento se realiza en dos fases, una primera superficial (5 m) a presión reducida, de 2 a 3 Kg/cm<sup>2</sup> y una vez consolidado el techo se realiza la segunda fase de 10 a 15 Kg/cm<sup>2</sup>. En todo caso la presión máxima admitida es de 15 Kg/cm<sup>2</sup>.

Las presiones de inyección se miden y registran con manómetros registradores colocados en boca de taladro. El volumen de lechada realmente inyectada en el terreno se determina por observación de los niveles en las baterías de alta turbulencia.

No se emplea la técnica de lavado enérgico de las diaclasas por no considerarla conveniente en este tipo de terreno. Únicamente se lavan grupos de taladros después de su perforación. Tampoco ha resultado aconsejable la silicización previa de las fisuras, pues de los ensayos realizados no se han obtenido conclusiones determinantes para su empleo.

La permeabilidad del terreno es, en general, muy baja, especialmente en el cauce y mitad inferior de las laderas, y las fallas con material arcilloso transversales al valle constituyen auténticas pantallas naturales. La disposición geométrica del tratamiento de impermeabilización tiene en cuenta la unión con estos accidentes y zonas más alteradas por los mismos.

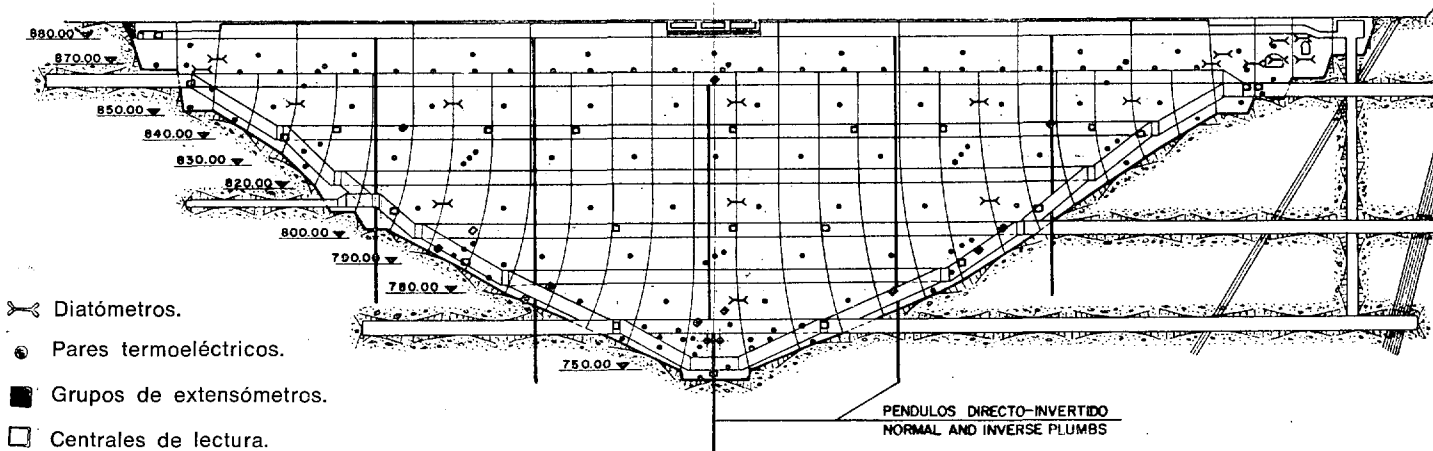


Fig. 20. — Presa de Las Portas. Distribución de los aparatos de auscultación.



El sistema de drenaje se apoya fundamentalmente en las cuatro galerías horizontales excavadas en las laderas y las redes de taladros de drenaje las enlazan en lo posible, siendo la separación de taladros del orden de tres metros.

Un sistema de auscultación hidráulica y de piezómetros alojados en distintos taladros a ambos lados de las pantallas y fallas, servirá para conocer el grado de efectividad del sistema impermeabilización-drenaje durante el llenado del embalse.

## 7. AUSCULTACION

En la auscultación de la presa pueden distinguirse tres etapas:

- a) Auscultación durante la construcción.
- b) Auscultación en la puesta en carga.
- c) Auscultación durante la explotación.

Las tres etapas se han tenido en cuenta en el proyecto de auscultación, completado antes de iniciar la

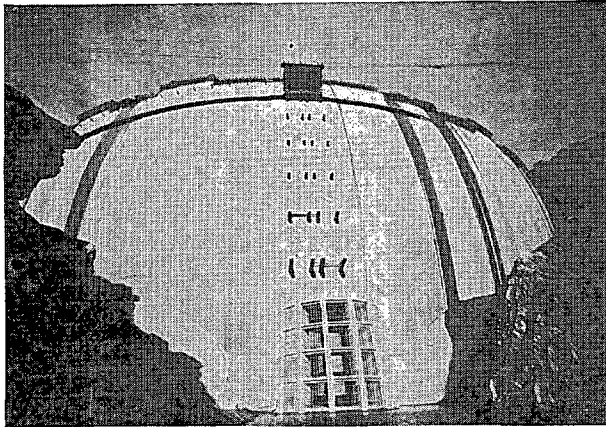


Fig. 21. — Presa de Las Portas, vista desde agua arriba; rejilla de los desagües de fondo.

construcción, por lo que las conducciones de cables se han llevado desde el principio por los conductos definitivos, logrando una mejor protección de los mismos en el período de construcción (fig. 20).

La auscultación en la construcción es, fundamentalmente, una auscultación térmica para seguir la evolución de temperaturas en los bloques hormigonados y controlar la refrigeración artificial. Se cuenta con un total de 120 pares termoelectrónicos cuyas lecturas se comparan con la temperatura del agua contenida en los serpentines de refrigeración previamente cerrados.

Para la operación de cierre de juntas es conveniente conocer su abertura, lo que se consigue con dilatómetros, que pueden instalarse en cualquier punto de la superficie de junta, y con elongómetros cuyas bases se sitúan en la intersección de las juntas con paramentos exteriores y en las galerías. En la presa de Las Portas se colocarán 24 extensómetros y 110 bases para medición de abertura de juntas.

La auscultación geodésica viene siendo una auscultación de puesta en carga y explotación; sin embargo, los pilares de observación y puntos fijos de referencia se han colocado desde la iniciación del hormigonado de la presa. Con el fin de medir también las deformaciones durante el período de construcción, se piensa efectuar cinco observaciones (tres se han realizado ya). Las estaciones de observación son seis y cien los puntos en el paramento de agua abajo.

Para seguir los movimientos del bloque central durante la construcción, originados por la deformación del cimiento rocoso, debida al peso propio del bloque, se efectúan periódicas nivelaciones de precisión a lo largo de los conductos de los desagües de fondo. Los cinco péndulos invertidos, anclados a una profundidad de 25 a 30 metros y por otros cinco directos en prolongación, servirán para auscultación en la puesta en carga por embalse y durante la explotación de la presa. La distribución de tensiones en el hormigón será detectada mediante 13 grupos de extensómetros embebidos en el hormigón. Los cables terminales de todos estos aparatos se reúnen en 22 centrales de lectura.

Para la auscultación hidráulica del terreno se dispondrán piezómetros de manómetro y, como es clásico, se medirán los caudales de filtración en todos y cada uno de los taladros de drenaje.

Durante la fase normal de explotación, la auscultación quedará reducida al control de filtraciones, piezómetros, péndulos y observaciones geodésicas a largo plazo. Estas serán sustituidas a corto plazo por colimaciones de coronación más sencillas y de probado buen resultado en otras presas de nuestro sistema hidroeléctrico, como primera aproximación de las deformaciones del arco superior de la bóveda.