

LA EXCAVACION SUBTERRANEA DEL SALTO DE CAMBA-CONSO

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

9

1. VOLUMEN DE LOS TRABAJOS SUBTERRANEOS

1.1. El aprovechamiento hidroeléctrico de Camba-Conso está formado por una presa bóveda de 141 m de altura (Las Portas), una galería de presión de 5.650 m de longitud y una tubería forzada en pozo de 220 m que enlaza con una central subterránea provista de tres grupos Francis, reversibles para bombeo, de 76.000 kW cada uno, cuyo túnel de descarga, de 930 m de largo, desemboca en el embalse de Bao, 30 m por debajo de su nivel normal de explotación (fig. 1).

1.2. En el conjunto de estas obras, los trabajos de excavación subterránea, prescindiendo de revestimientos y estructuras de hormigón, suponen un 26,4 por 100 del presupuesto total.

1.3. De la magnitud de la obra en curso de realización dan idea las siguientes cifras:

La longitud total de las galerías excavadas es de 14.700 m, con secciones variables desde los 6,25 m² de las galerías de reconocimiento y drenaje de la presa hasta los 57 m² de túnel de acceso a la central subterránea, siendo la sección transversal de la misma de 780 m² (dimensiones de la caverna 41 × 19 × 98 m).

Ha sido necesario excavar siete pozos principales, con una longitud total de 685 m, siendo el más profundo el

(*) Agradecemos a nuestro compañero Sr. J. Feijoo la colaboración prestada para la redacción del presente artículo.

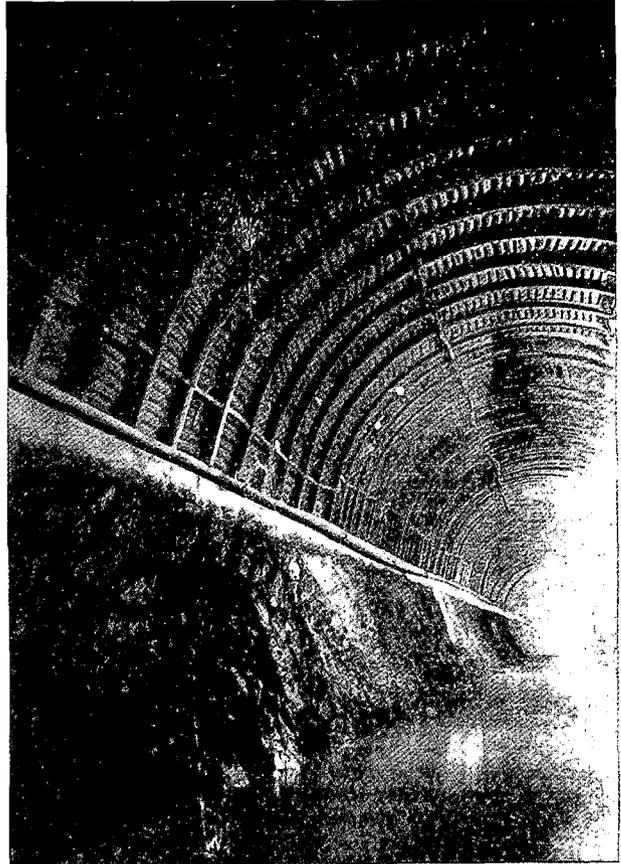


Foto 1.

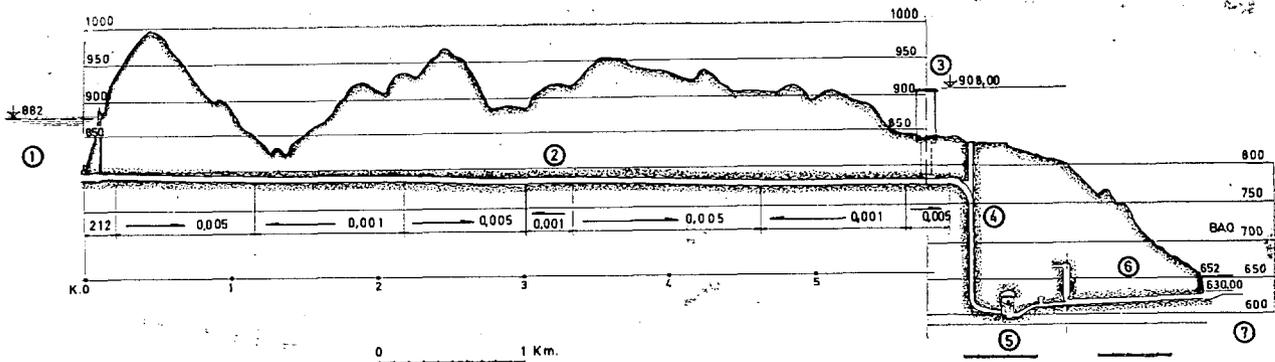


Fig. 1. — Perfil longitudinal del salto: 1, presa y embalse de Las Portas; 2, galería de presión; 3, chimenea de equi librio; 4, tubería forzada; 5, central subterránea; 6, túnel de descarga; 7, embalse de Bao.

de la tubería forzada, con 220 m, y el de mayor sección el de la chimenea de equilibrio, con 177 m².

El volumen global de la excavación subterránea sobrepasa los 550.000 m³.

1.4. La mayor dificultad de la obra ha sido la mediocridad del terreno atravesado por las galerías, que ha obligado a una fuerte entibación, con cerchas metálicas, en una proporción del 47 por 100 sobre el conjunto de las galerías excavadas ya en su casi totalidad. En la galería de presión la longitud entibada con cerchas metálicas supone el 60 por 100 del total (foto 1).

Hasta la fecha —28 de febrero de 1973— se han colocado 122.000 pernos con una longitud de 380 Km, y una gama variable de anclajes pretensados desde 5 a 60 Tm. La entibación metálica supera las 4.700 Tm y se han cubierto con malla y gunita armada 22.000 m² de bóveda y hastiales.

2. GALERIA DE PRESION

2.1. *Geología del trazado.* — La traza de la galería de presión discurre por dos terrenos de características geológicas y geomecánicas completamente distintas. Un primer tramo, "A", con origen en la presa de Las Por-

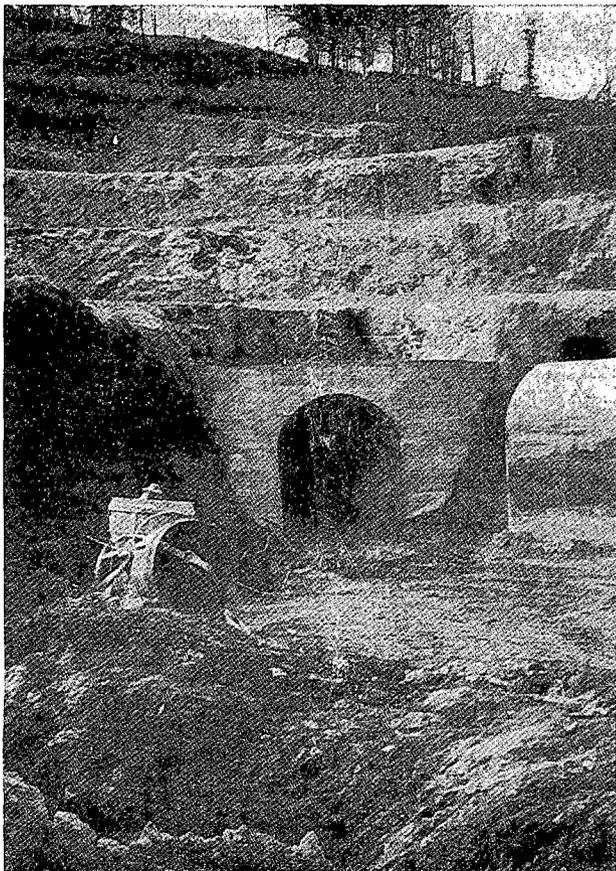


Foto 2.

tas y longitud aproximada de 2.300 m, atraviesa una formación de pizarras silíceas, cámbrico-silúricas, de rumbo NW.-SE., transversal a la alineación del túnel, y buzamiento variable de 60 a 80°. Estas pizarras, con intercalaciones frecuentes de bandas muy fracturadas, han exigido la entibación casi continua de la semisección superior con cerchas metálicas, salvo en las proximidades de la presa, en la zona próxima a la toma de agua.

El segundo tramo, "B", tras una zona de contacto con alternancias de pizarras y granito, entra en zona granítica hasta alcanzar el macizo donde se ubica la central subterránea de Conso.

La roca matriz es excelente, de grano uniforme, y se utilizará como árido grueso (20-35 mm) para el revestimiento de la galería. Pero el sistema de diaclasas rellenas de arcilla, reducido con frecuencia a escala decimétrica, origina el desprendimiento de bloques que, por su magnitud y dimensiones, exigen también la utilización de cerchas metálicas. Dentro de la clasificación de Deere y Müller (1), se sitúa en el grupo B, por su resistencia media (1.200 Kg/cm² en probetas cúbicas de 7 x 7 x 7 cm), y en el grupo M, por ser su módulo elástico relativo de 500. Es, pues, un granito BM, siendo su R.Q.D., de acuerdo con sondeos realizados en su extremo agua abajo, del 62 por 100.

La traza ha sido determinada, en planta, por la doble y opuesta exigencia de un recubrimiento mínimo y su proximidad a tres vaguadas transversales para acortar en lo posible los tres ataques intermedios para la ejecución de los trabajos. La disparidad en la geología de los tramos A y B ha sido la base para dividir la obra en dos contratos diferentes, ya que los métodos constructivos adaptables al tipo de terreno serían también diferentes.

Los intentos para hallar una correlación entre el sistema de fallas transversales, perfectamente determinadas en el estudio geológico previo, y las zonas de mal terreno ha dado resultado negativo. Han tenido más influencia los subaccidentes locales y el diaclasado en profundidad que los accidentes transversales.

La prospección geofísica en la zona de la galería de ataque intermedia, que ofrecía dudas de ubicación y alineación por la proximidad de diversas fallas, también dio resultado negativo, confirmándose una vez más la experiencia de que la prospección sísmica en terrenos graníticos sólo es útil como etapa final de un determinado estudio geológico y estructural. Creemos que lo verdaderamente útil es adelantar en lo posible la ejecución de las galerías de ataque, como reconocimiento previo, tal como se hizo con la galería número 1 de este túnel, pues su costo no sobrepasaba ni el 2 por 100 del presupuesto total del tramo excavado (foto 2).

2.2. *Método constructivo.* — Siendo la sección transversal de la galería de presión de 43,25 m², y previsible un alto porcentaje de entibación, se desechó desde el pliego de condiciones la excavación a plena sección, y tampoco se consideró adecuado el empleo de "topos", incluso para la pizarra. La media sección, con rasante

a 0,50 m por debajo del diámetro horizontal, permitía la utilización de jumbos de perforación de tres brazos y la carga sobre camión con palas de 1,5 m³ de capacidad (fotos 3 y 4).

La flexibilidad de tales medios mecánicos y la posibilidad de realizar la destroza a gran ritmo, una vez fortificada la media sección superior, han sido decisivos para mantener la obra en plazo a pesar del alto porcentaje entibado. Incluso, con este método conservador, en el avance hacia la presa hubo dos interrupciones de tres meses cada una, por hundimiento del frente, con irrupción de bolsadas de material milonitizado, y en la destroza está siendo necesario el apuntalado transversal, a media altura, de los pies de las cerchas y el hormigonado de hastiales de refuerzo fuera de sección (foto 5).

Los avances medios conseguidos están a tono con el terreno atravesado. En pizarras, y a pesar de la colocación sistemática de cerchas de 35 Kg/m l, y enfilaje de chapa ondulada, en tres ocasiones se han alcanzado los 100 m mensuales en la excavación superior, y en la destroza inferior la media ha resultado de 210 m al mes.

En la zona de roca granítica la alternancia de tramos entibados con pernos y cerchas no ha permitido rebasar la media de 70 m por mes.

El consumo medio de dinamita para la pizarra es de 1,3 Kg/m³ y de 1,5 Kg/m³ para el granito, en la semi-sección superior. Las voladuras tipo son de 3,80 m y el ciclo completo, sin colocación de cerchas, pero incluyendo pernos, es de veintisiete horas.

2.3. *Entibaciones.* — El tipo fundamental de entibación ha sido la cercha metálica, formada por perfil en doble T, de ala ancha, de 140 mm (IPB 140), curvada según el diámetro de la galería y compuesta de tres tramos que se unían entre sí mediante placas acarteladas y con tornillos pasantes, según se indica en la figura 2. La separación normal entre cerchas, variable según la calidad del terreno, ha sido de 1 m. El enfilaje sobre las cerchas se ha realizado con chapa metálica ondulada, o bien con viguetas de hormigón armado, de 100 X 13 X 10 cm y cábilla de ϕ 5 mm, del mismo tipo que las empleadas en el relleno entre entibación y roca.

En varias ocasiones hubo necesidad de colocar puntales intermedios y rellenar el trasdós con mortero, para constituir un verdadero anillo de hormigón armado capaz de resistir el empuje del terreno hasta el momento del revestimiento definitivo.

El cambio en los medios de perforación de barrenos que hemos experimentado en los últimos años, desde el carretón con plataformas de trabajo para martillos ligeros con empujador, al jumbo autopropulsado de brazos con mando hidráulico, lleva aparejado un sobreancho en la perforación en forma de diente de sierra, sobreancho que se agudiza al tener que llevar la entibación con cerchas adosadas al frente de avance. En la figura 3 se ven las dimensiones mínimas de dicho sobreancho y la disposición de los barrenos periféricos del recorte.

La estimación del sobrecoste del metro lineal de tú-

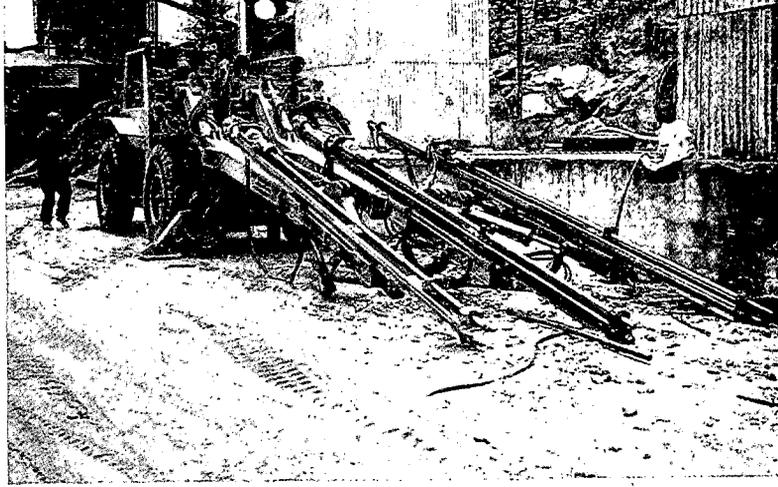


Foto 3.

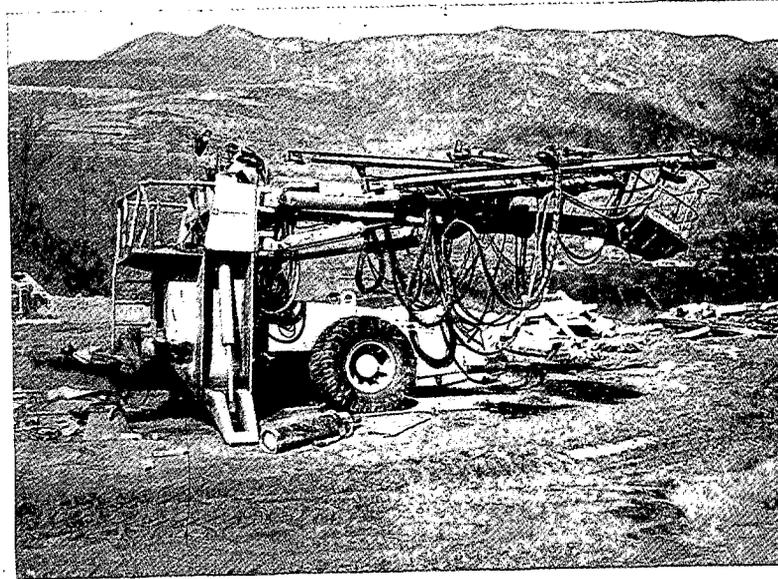


Foto 4.

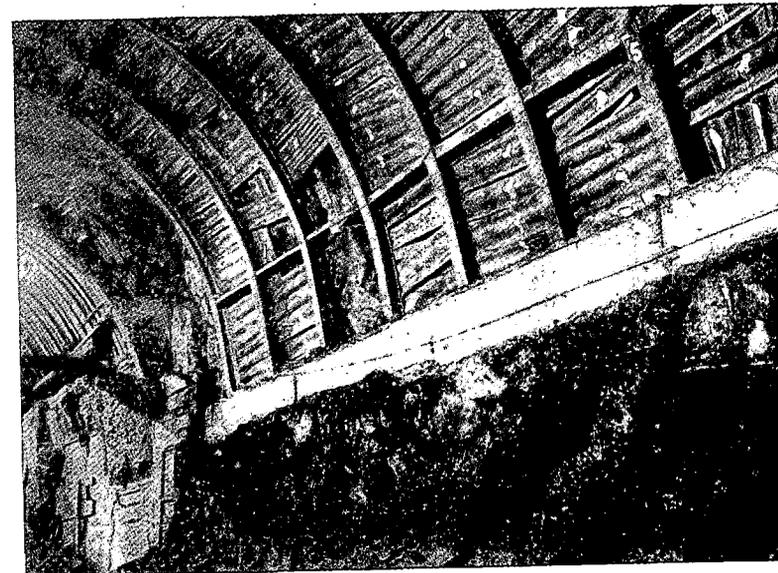


Foto 5.

nel excavado con entibación, sobre el metro de avance sin entibación, es del 284 por 100 para la pizarra y del 281 por 100 para el granito. No se ha tenido en cuenta el aumento de hormigón de revestimiento por el sobreaño necesario para alojar las cerchas ni el relleno obligado de mortero en el trasdós del muro.

Capítulo aparte merece la entibación de la galería con pernos de anclaje, malla metálica y gunita.

En el tramo "A" (pizarras) se han empleado pernos de 3 y 4 m de longitud, de acero corrugado especial de 22,5 mm ϕ , embebidos en mortero o en resina epoxídica. Y en el tramo "B" (granito) la longitud está comprendida entre 4 y 5 m con idéntico relleno.

La ventaja de la utilización del anclaje de resina radica en la rapidez de actuación del perno, ya que la polimerización de la base por el activador es casi instantánea. Tiene el inconveniente de que exige una técnica más cuidada en el martillo empujador, ya que de su rotación adecuada depende la mezcla interior de ambas sustancias. En los muestreos periódicos, que se realizan con un gato comprobador de la capacidad resistente de los pernos, los únicos fallos en la adherencia roca-mortero o mortero-acero han provenido de los anclajes con resina y nunca de los recibidos con mortero o con lechada de cemento.

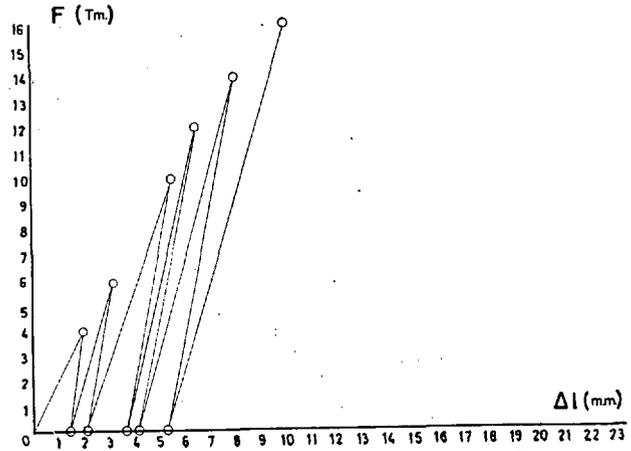
La densidad por metro cuadrado y la dirección vienen definidas por el diaclasado del terreno, poco variable en grandes tramos, y por el peso de los tetraedros de desprendimiento normal. Preferimos el método preconizado por Pashkin en el congreso de Belgrado (2) de limitarse al diagrama de Schmidt de las caras de los bloques desprendidos. Pero se deja libertad a los equipos para que, además, empernen localmente las rocas que parezcan inestables.

Antes de aceptar un tipo de perno se efectúan ensayos de arranque con ayuda del gato especial para este caso. En la figura 4 se indican los resultados de uno de estos ensayos.

Como complemento de los pernos se utiliza una malla metálica medianamente rígida (100 mm y 10 mm ϕ) y ligera (50 mm y 3 mm) para que se adapte a la roca, si se prevé la conveniencia de gunitarla posteriormente (fotos 6 y 7).

A pesar de que el tipo de terreno granítico se encuentra en el límite del empleo del "método austriaco", estudiado tensionalmente por Rabcewicz (3), de precorte y gunitado del frente nada más dar la voladura para retrasar la decompresión inicial y conseguir una estabilización temporal, se ha intentado en varias ocasiones, incluso con asesoramiento de ingenieros suecos especializados. Pero un desprendimiento fuerte de una zona previamente tratada con gunita y la natural inercia de los constructores y casas especializadas en asumir la responsabilidad de la ejecución, han impedido el empleo más amplio de este método que, en principio, nos parece adecuado para aumentar los rendimientos del avance.

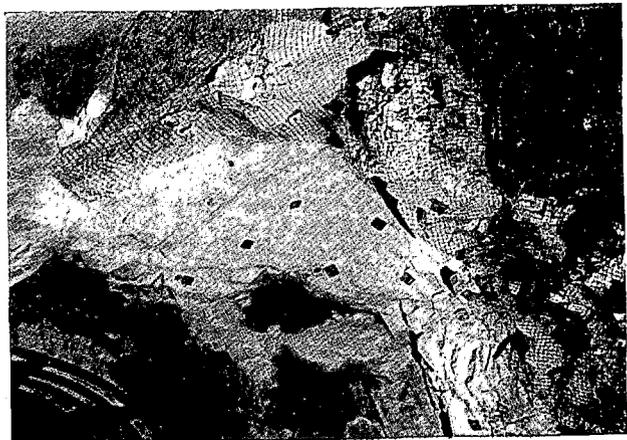
El gunitado, como complemento de la entibación con



①	F (Tm.)	Δl (mm.)												
		P.1	P.2	P.3	P.4	P.5	P.6	P.7	P.8	P.9	P.10	P.11	P.12	P.13
1 ^o	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0.9	2	2.6	2.7	2.2	2.3	3.1	2.2	3.0	2.2	1.9	2.05	
2 ^o	0	0	1.5	1.4	2.2	1.8	1.5	2.05	1.7	1.7	1.75	1.9	1.7	
	6	4	3.2	3.6	4.5	3.7	3.3	4.0	3.5	3.0	2.95	3.1	2.9	
3 ^o	0	16	2.1	2.7	3.0	2.1	1.6	2.8	2.1	2.1	2.15	1.95	2.1	
	10	5.9	5.6	5.6	5.1	6.7	5.3	5.5	6.5	6.0	6.1	5.2	6.05	
4 ^o	0	3.2	3.7	3.2	4.0	3.2	3.5	3.2	3.1	3.05	3.75	3.5	3.25	
	12	6.8	6.4	6.7	6.9	6.9	6.2	6.8	6.6	6.9	6.4			
5 ^o	0	3.5	4.2	3.3	4.1	4.4	3.7	4.3	4.5	4.3	4.25			
	1.4	7.7	8.0	7.6	8.9	9.3	8.5	7.9	8.0	7.85				
6 ^o	0	4.1	5.3	4.3	5.8	7.4	4.5	4.05	4.2	4.15				
	10	11.30	9.90						10.10	11.05	12.10			
②		17 T.M.	20 T.M.	15 T.M.	14.5 T.M.	15 T.M.	15 T.M.	30 T.M.	17.5 T.M.	16.5 T.M.	13 T.M.	12 T.M.	12 T.M.	
③		3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	3 M.	

Fig. 4.— Cuadro de ensayos realizados con pernos anclados con "celtite" (resina epoxídica). Todos rompieron por la rosca, excepto el P-13, que falló por falta de adherencia: 1, ciclos de carga; 2, carga de rotura; 3, longitud del perno; a) no rompió; b) al llegar a 10 Tm, se salió del taladro.

Foto 6.



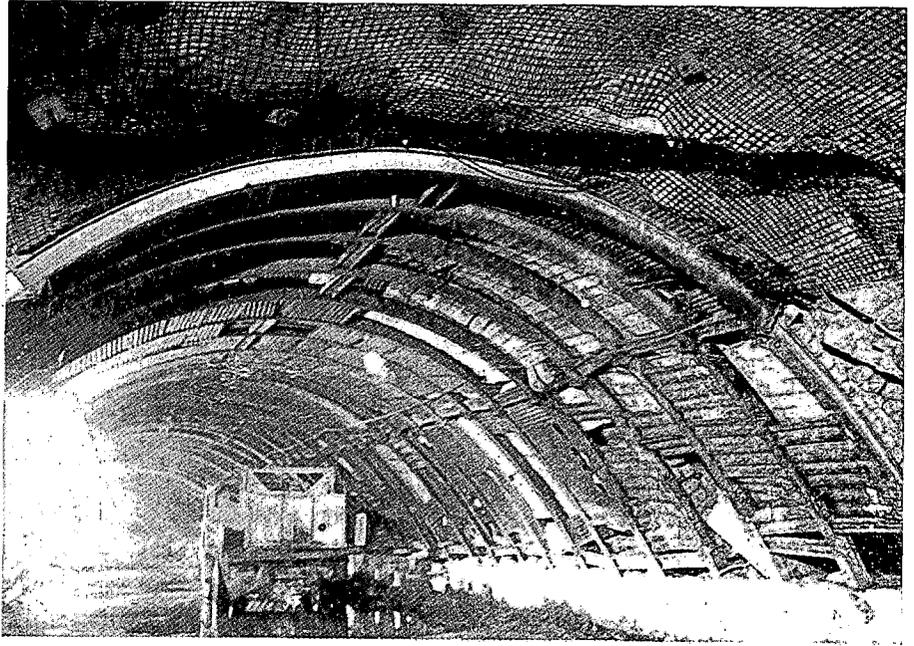
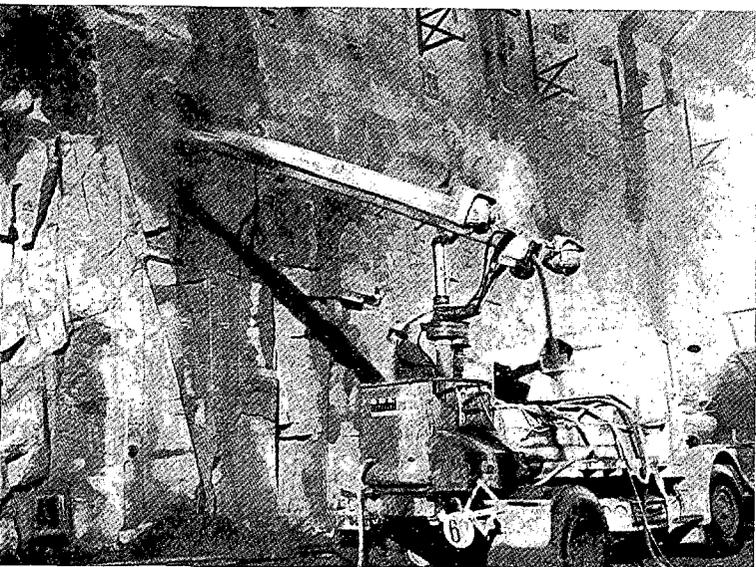


Foto 7.

Foto 9.



Foto 8.



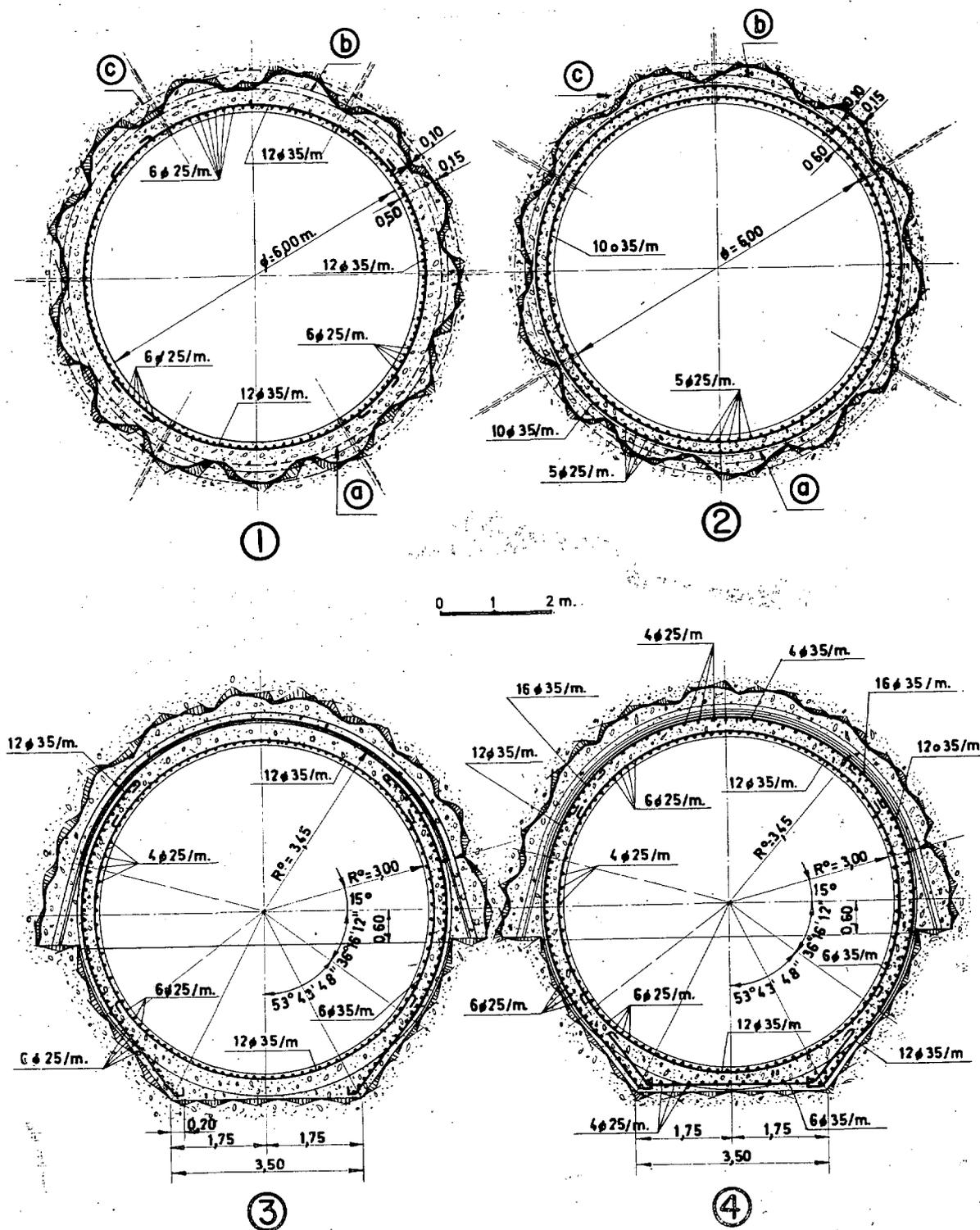


Fig. 5.—Secciones tipo con armaduras, utilizando parcialmente la entibación con cerchas metálicas como parte resistente: 1, armadura sencilla; 2, armadura doble; 3, armadura doble con cercha; 4, armadura doble con cercha reforzada; a) perfil de gálibo; b) perfil medio teórico; c) perfil de abono.

pernos y malla metálica, se ha ejecutado con un equipo sueco Stabilator, cuyo manejo, a distancia, supone una gran seguridad para el operador (foto 8).

En los tramos de futuro revestimiento de hormigón con doble armadura, se tiene en cuenta la colaboración de las cerchas metálicas, con el fin de reducir el costo de las armaduras de trasdós. Con esta solución se compensa, aunque sea en ligera proporción, el elevado costo que supone una entibación metálica que, en definitiva, sólo es necesaria hasta la fase de hormigonado del revestimiento (fig. 5).

En este sentido, los nuevos procedimientos de sostenimiento a base de planchas de metal con forma de enrejado, como encofrado del hormigón de entibación en contacto con la roca, pueden ser en el futuro una solución económicamente más racional que los actuales métodos de entibación.

3. CHIMENEA DE EQUILIBRIO Y TUBERIA FORZADA

3.1. La última parte de la galería de presión se adentra en una zona granítica geológicamente más perturbada por un accidente —falla de Ardejaje—, limitada por intrusiones de lamprófidos, que nos ha obligado, in-

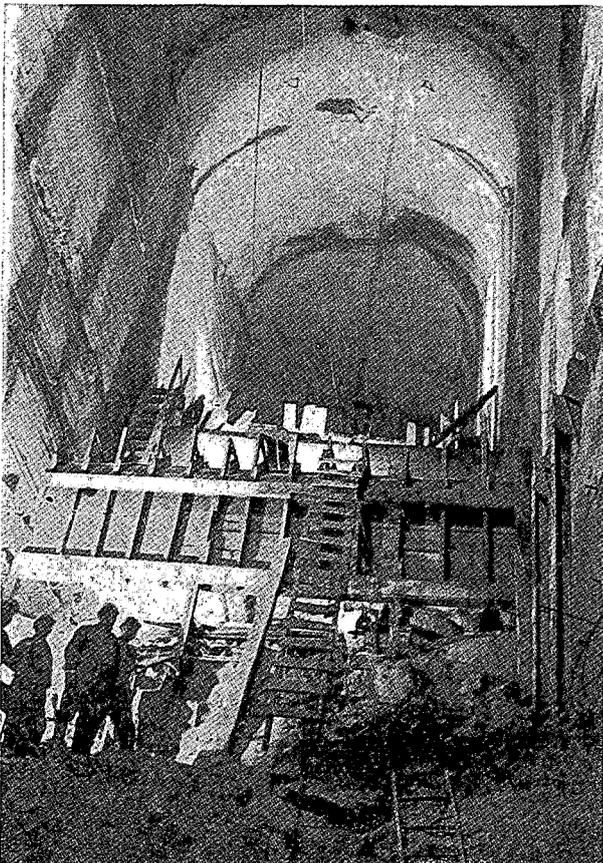


Foto 10.

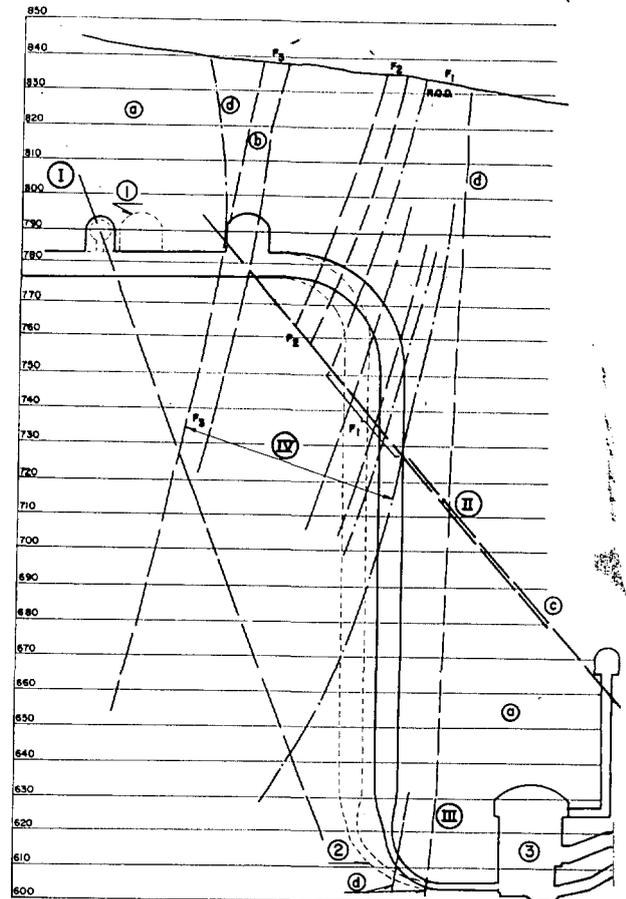


Fig. 6. — Esquema geológico, incluyendo dos soluciones para la tubería forzada y dos posiciones para la cámara de la válvula de cabezera. Posteriormente se transformaría en pozo de montaje para reducir la sección de la galería de acceso: 1, posible modificación de la cámara de válvulas; 2, posible modificación del pozo; 3, central; a) granito sano; b) granito descompuesto; c) caolín; d) lamprófido; I, falla Este; II, falla Norte; III, falla Sur; IV, zona fallada.

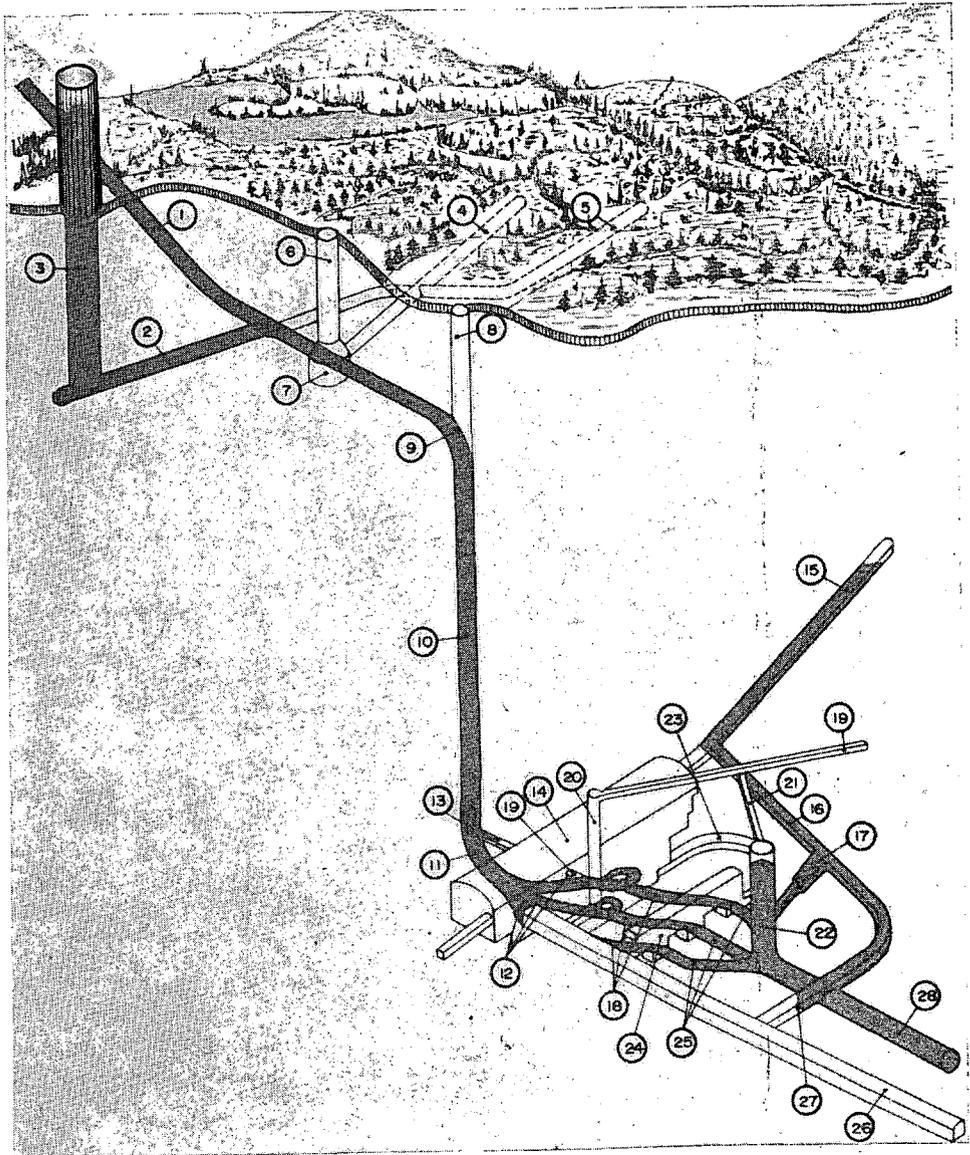
cluso, a sustituir un acceso en galería a la cámara de válvula de cabezera por un pozo de montaje, solución más fácil desde el punto de vista de la entibación (foto 9).

Esta misma decisión y la experiencia del salto de Puente Bibey (4), cuya tubería forzada en galería de 50° de inclinación tenía todos los inconvenientes del pozo y ninguna de las ventajas de la galería, nos ha llevado ahora a la solución de pozo vertical (5). El "codo" o acuerdo circular entre ambas alineaciones vertical y horizontal, se excavó por rebanadas horizontales, desde el propio pozo, pues su ejecución en galería descendente hubiese sido lenta, peligrosa y mucho más cara (foto 10).

Los intentos de relacionar geológicamente esta zona alta de la obra con la galería de reconocimiento de la central no dieron resultados claros, pese a la existencia de los diques de lamprófidos perfectamente identificados (fig. 6).

Fig. 7. — Perspectiva de los trabajos subterráneos en el tramo final del salto de Camba-Conso:

1. Galería de presión.
2. Ramal a chimenea de equilibrio.
3. Chimenea de equilibrio (pozo y torre).
4. Galería acceso cámara de válvula.
5. Galería de reconocimiento a cámara de válvula.
6. Pozo montaje de válvula esférica.
7. Cámara de válvula esférica.
8. Pozo montaje de tubería forzada.
9. Codo superior.
10. Pozo forzada.
11. Codo inferior.
12. Trifurcación y ramales.
13. Galería desagüe de tubería forzada.
14. Caverna.
15. Cámara equilibrio inferior tramo A.
16. Cámara equilibrio inferior tramo B.
17. Galería acceso inferior a pozo equilibrio inferior.
18. Conductos de descarga.
19. Galería de ventilación y desagüe.
20. Pozo de ventilación y desagüe.
21. Galería acceso superior a pozo equilibrio inferior.
22. Pozo de equilibrio inferior.
23. Galería a cimientos.
24. Cámara de válvulas de descarga.
25. Conductos de descarga.



3.2. El pozo de la tubería forzada se atacó desde el exterior a plena sección —las soluciones de pozo piloto e incluso "escarificado" desde la parte inferior, accesible ya, se desecharon por la necesidad de entibar— y fue necesario bajar con revestimiento continuo de hormigón de protección, consiguiéndose un avance medio de 1 m por día. Como drenaje se empleó el sondeo vertical, que para reconocimiento del terreno se había perforado anteriormente según el eje del pozo, e incluso se perforaron drenes desde la galería de la central para rebajar la capa freática y facilitar al máximo los trabajos de perforación y extracción de escombro del pozo (fig. 7).

4. CENTRAL SUBTERRANEA

4.1. Para encajar la caverna de la central en este macizo con mayores garantías geológicas, se adelantó una galería de reconocimiento horizontal, alcanzándose la zona de corona mediante un pozo de acceso y dos galerías en cruz, según los ejes longitudinal y transversal de la futura caverna (fig. 8).

Estas galerías se aprovecharon para realizar ensayos de deformabilidad y determinación de las tensiones naturales del macizo. Para las primeras se emplearon gatos de 300 Tm con placas circulares de 2 m², efectuando cinco ciclos de carga y descarga con escalones

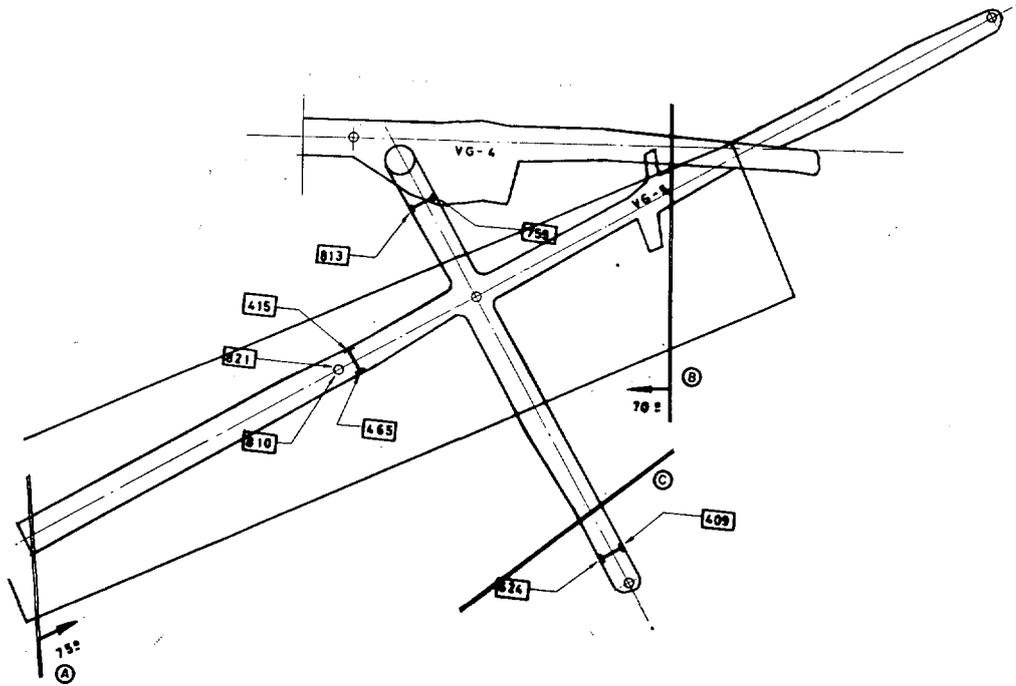


Fig. 8. — Esquema de galerías de reconocimiento de la central de Conso, con la situación de las tres fallas determinantes de la caverna: a), falla Oeste; b), falla Este; y falla Sur (lamprófidos), c). Se ha girado ligeramente la planta. Signos: ○ ensayo de deformabilidad vertical; |—| ensayo de deformabilidad horizontal.

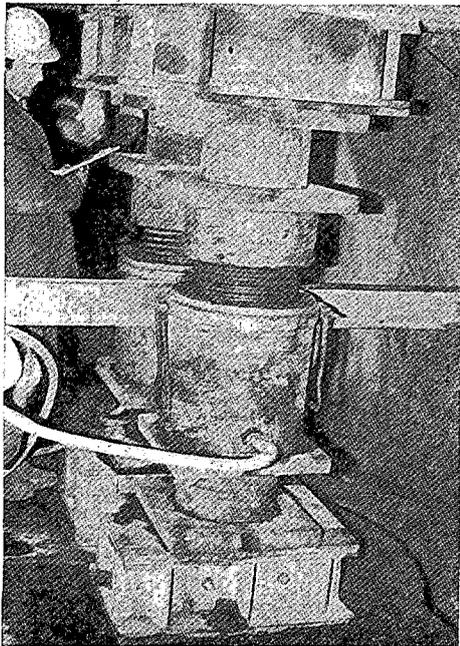


Foto 11.

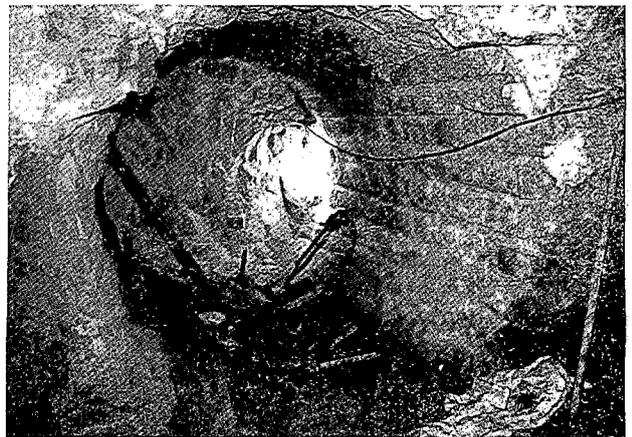


Foto 12.

de 10 Kg/cm², midiendo sólo las deformaciones en los centros de las superficies cargadas (foto 11).

Y para los segundos, se adoptó el método de "liberación de tensión", mediante cortes paralelos a 8 cm con sierras de diamante, destacando prismas cúbicos para determinar posteriormente su módulo de elasticidad en laboratorio (foto 12).

4.2. Del reconocimiento detallado de dichas galerías se dedujo la posibilidad de situar la central, variando ligeramente su orientación original, entre dos fallas sub-verticales (Este y Oeste), transversales al eje mayor y un plano de lamprófidos, falla Sur, paralelo al hastial de agua arriba, y determinante de la zona fallada según indicamos anteriormente (fig. 9). Con esta disposición, muy estricta pero viable, se definió el resto de las galerías, que se vieron afectadas, en menor escala por sus mínimas dimensiones, por las fallas extremas de la caverna principal. En ciertos tramos fue necesario emplear la técnica del "precorte armado", con barras de acero

φ 35 mm, intercaladas con los agujeros de la perforación para la voladura (foto 13).

La excavación de la caverna se ha realizado por niveles y desde diversos accesos según las cotas de extracción de escombros. Las diferentes fases han sido:

1.^a fase: Excavación de la "cámara de equilibrio inferior" y, posteriormente, de la corona de la central (cota 624), con hormigonado solapado de la misma. Etapas 1, 2, 3 y 4, de la figura 10. Extracción de escombros por la galería A.

2.^a fase: Excavación de los bancos 5 y 6, de 7 m y 5 m, respectivamente, con precorte de hastiales y sujeción con pernos de resina de 5 m y anclajes pretensados de 60 Tm. Extracción de escombros por el túnel de acceso B (cota 616,40).

3.^a fase: Excavación de los bancos 7 y 8 y cimientos de grupos, con precorte y sujeción con pernos tensados de 60 Tm. Extracción de escombros por una galería, C,

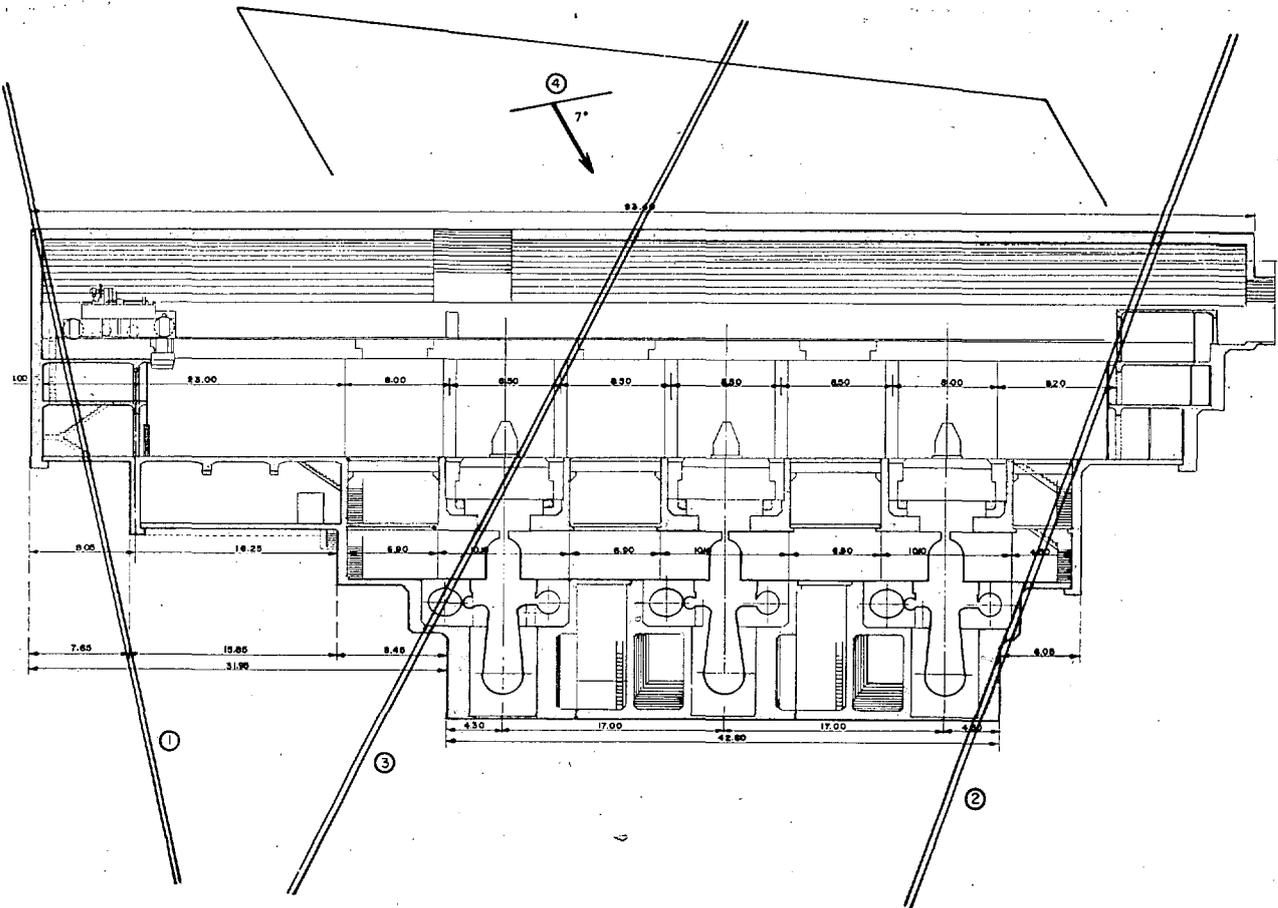


Fig. 9. — Perfil longitudinal de la central de Conso, con la situación de las fallas, Este, Oeste, Sur y una falla transversal intermedia, del "caolín": 1, falla Este; 2, falla Oeste; 3, falla del caolín; 4, falla Sur.

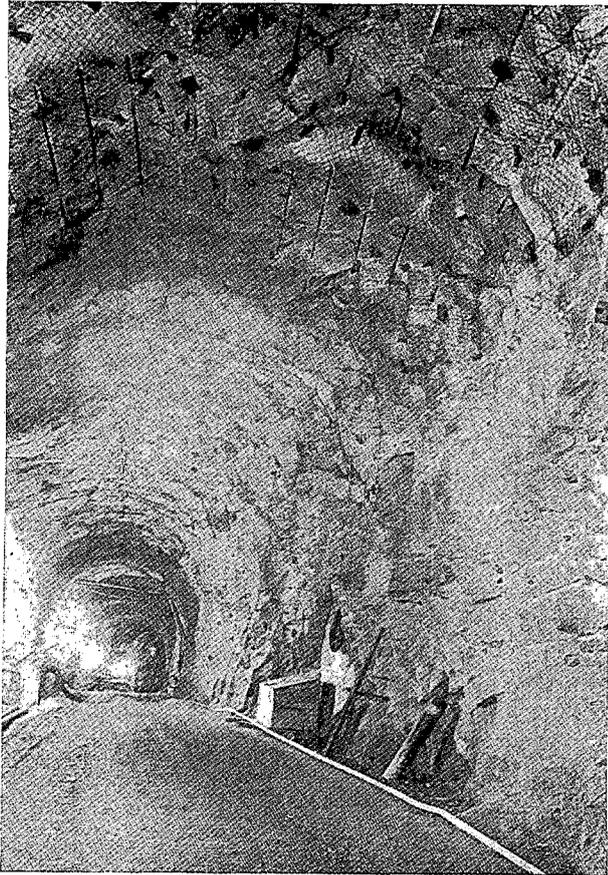


Foto 13.

de enlace con los ramales de descarga y galería de válvulas de salida (cota 602).

Simultáneamente con la excavación de la caverna, y además de las galerías hidráulicas de su entorno, se atacaron los túneles de acceso y de descarga, ambos a media sección, por exigirlo nuevamente el diaclasado del macizo granítico.

4.3. La mayor dificultad para la ejecución de esta parte de la obra subterránea ha consistido en el retraso originado en los tramos entibados (rendimientos del orden de 1/10 frente a sección de roca sana) y la coordinación de las distintas fases, pues no se pudo contar con el túnel de acceso, ya que sólo la excavación y entibado de los 200 m de la entrada (tiene una longitud de 700 m) supuso dieciséis meses de obra.

La flexibilidad en dicha coordinación ha sido posible por el empleo de planes de obra según el método de "precedencias", preconizado por IBM (Proyect Control System/360) y actualizado trimestralmente. El rendimiento medio de extracción ha sido de 480 m³ sobre perfil, con puntas de 900 m³, realizándose la perfora-

ción de galerías con ayuda de un jumbo "Boomer" de tres brazos, diseñado especialmente por Atlas (6), con ayuda de ordenador para tener en cuenta las variables de tipo de cuele, longitud de barreno, separación, geometría de la sección, etc.

La galería de reconocimiento inicial ha sido de gran utilidad para los trabajos de excavación, pues una vez revestida ha servido simultáneamente de conducto de ventilación de salida del agotamiento general y de entrada para energía eléctrica a 20 kV mediante cable en baño de aceite, con una potencia de transformación de 770 kVA en el interior.

4.4. En la geometrización y dimensionado de la bóveda de la central se ha atendido fundamentalmente a la disposición estructural del terreno, calculando los esfuerzos que actúan sobre la misma, de acuerdo con la existencia de litoclasas que materializan sólidos de posible desprendimiento.

A estos efectos, se ha supuesto la existencia de dos familias fundamentales de diaclasas, una subhorizontal

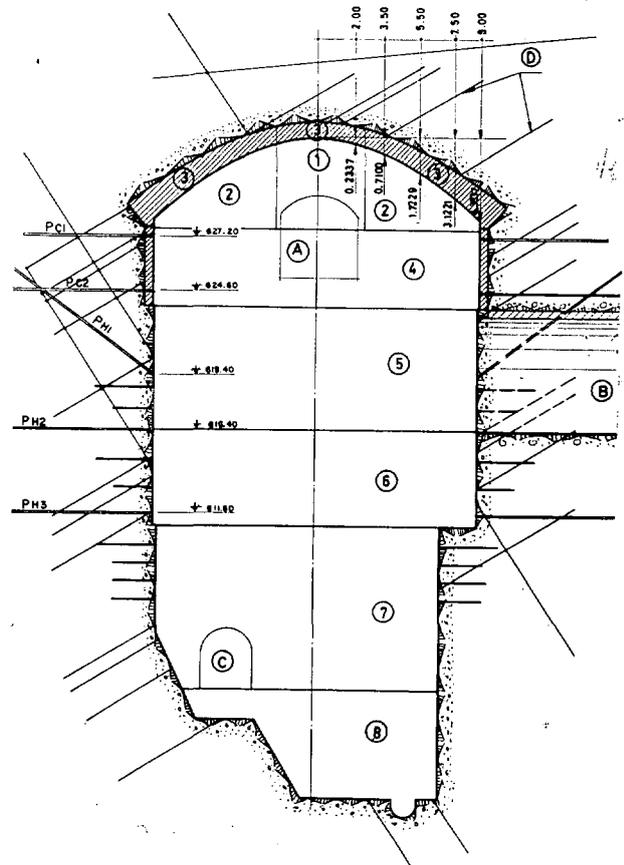


Fig. 10. — Fases de excavación de la central de Conso. Se incluye también el primer tanteo de estabilidad de hastiales y los anclajes previstos en la hipótesis de cuñas transversales planas: a) galería de equilibrio inferior; b) túnel de acceso; c) galería de cimientos; d) diaclasas dominantes.

y otra con inclinación variable. Estas últimas, al variar su inclinación, individualizan diferentes sólidos cuyo estado de equilibrio se determina. Como esfuerzos actuantes en un punto cualquiera del macizo situado a una profundidad h , se han supuesto: un esfuerzo vertical σ que es la presión de la montaña, función de la profundidad a que se encuentra el punto y una presión horizontal que suponemos: $\sigma_s = 0,5 \sigma_h$ (fig. 11).

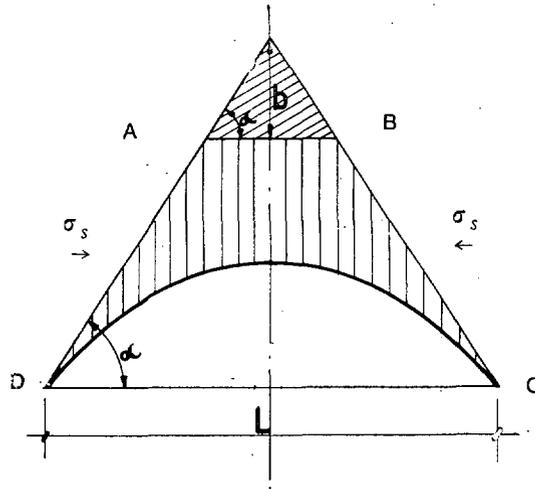
El dimensionado de la bóveda se realizó no para resistir las presiones del terreno indeformado, sino para soportar las cuñas de roca que no serían sostenidas por los empujes laterales. Al variar la inclinación de las diaclasas se obtienen una serie de sólidos, de volumen variable en función de esta inclinación, y que, estudiados en equilibrio estricto, teniendo en cuenta los empujes mencionados, dejan libre un volumen A, B, C, D (por la existencia de la diaclasa subhorizontal (A, B), que es el que debe ser soportado por la bóveda (fig. 12). Estos volúmenes vienen dados por una función: $V = f$

$$\left(L, c, \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{\sigma_h}{\gamma} \right)^2, \operatorname{tg} \phi \right) \quad (I),$$

donde L es la separación entre hastiales de la central, σ_h la presión de montaña, α el ángulo de inclinación variable, c la cohesión y ϕ el ángulo de rozamiento interno.

El volumen crítico para el que se dimensiona la bóveda es el dado por el ángulo α , que hace máxima la expresión (I).

Tomando como constantes geotécnicas del terreno: $c = 0$, $\gamma = 2,65 \text{ Tm/m}^3$, $H = 200 \text{ m}$ y $\phi = 30^\circ$, el valor



$$P_b = \gamma \cdot \frac{b^2}{\operatorname{Tg} \alpha}$$

$$P_T = \gamma \cdot \frac{h^2}{\operatorname{Tg} \alpha} = \gamma \cdot \frac{L^2}{4} \operatorname{Tg} \alpha$$

$P_T - P_b$ máximo

$$b = f(\alpha) \cdot (\operatorname{Tg} \phi \operatorname{Tg} \alpha - 1)$$

Si $\operatorname{Tg} \phi \operatorname{Tg} \alpha < 1$ $b = 0$

Fig. 11. — Esquema de fuerzas actuantes para la definición de la bóveda de la central de Conso.

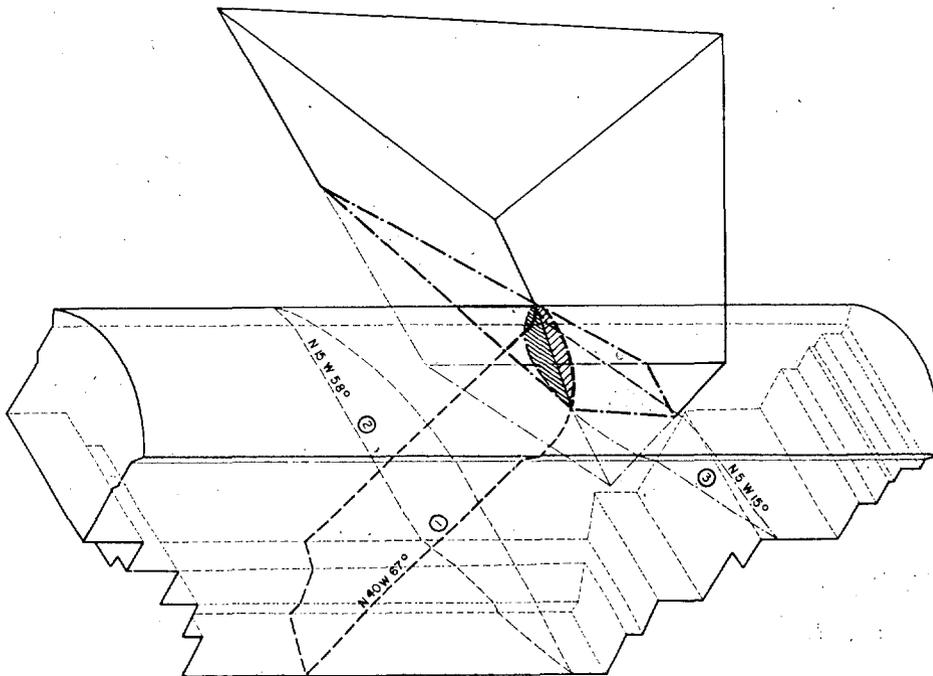


Fig. 12. — Ejemplo de sólido inestable, tetraedro formado por la falla del "caolín", y dos sistemas, principal y subhorizontal, de diaclasas: 1, falla del "caolín"; 2, sistema principal; 3, sistema subhorizontal.

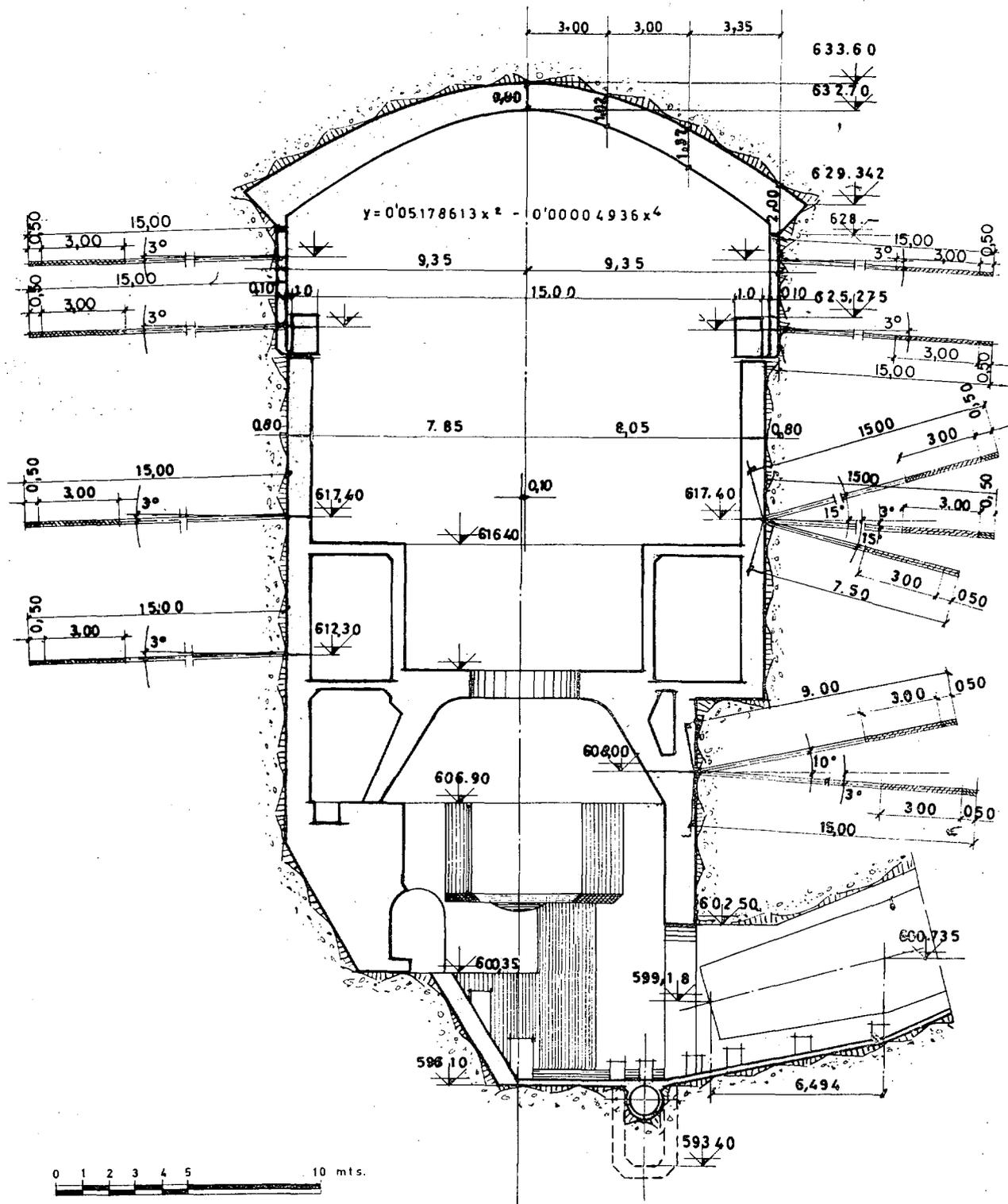


Fig. 13. — Sección transversal de la central, con la disposición de los anclajes pretensados de 60 Tm. También se indican los datos de la parábola de la bóveda.

de que hace (l) máxima es $\alpha = 60^{\circ} 6' 30''$. Partiendo de este ángulo, para determinar la carga real que ha de soportar la bóveda, se asimiló una parábola como antifunicular de las cargas anteriormente determinadas, y teniendo en cuenta que, en la hipótesis considerada, las cargas eran mayores en la parte central de la bóveda, se corrigió la mencionada ecuación en un término sustractivo de cuarto grado, obteniendo así la forma geométrica de la bóveda central (fig. 13).

Es importante destacar que la forma "apuntada" de la bóveda está más en consonancia también con la forma natural de toda excavación; es muy frecuente proyectar perfiles de excavación que la roca se encarga de corregir pese a todas las precauciones de precortes, etc. (7). Para alejar del hastial el empuje de la bóveda, una vez hormigonada, y evitar el descalce de la misma, se colocaron dos filas de anclajes tensados a 60 Tm, y sirviendo como placa de reparto el hastial revestido hasta la viga del puente-grúa. Estos mismos pernos han servido para sujetar unas ménsulas y establecer un camino de rodadura para un puente-grúa de 10 Tm, rápido (velocidad de traslación 1,5 m/seg), como elemento auxiliar del hormigonado de la estructura y grupos de la central. Rendimiento inicial, 14 m³/h (foto 14).

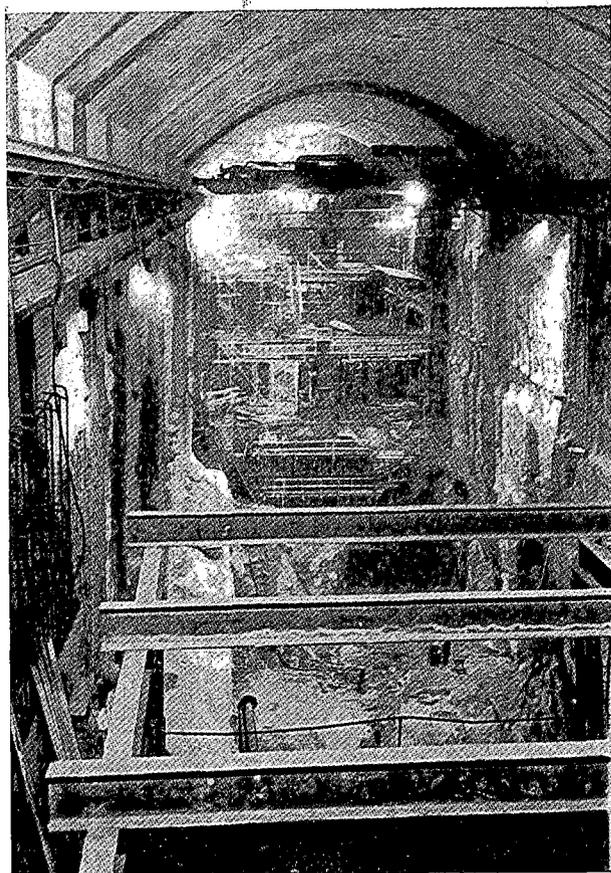


Foto 14.

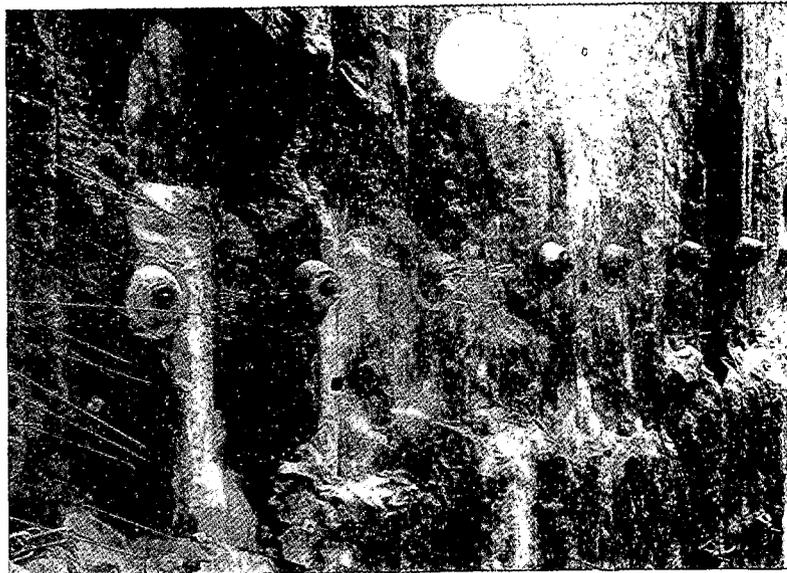


Foto 15.

4.5. Para estudiar la estabilidad de las paredes de la caverna principal se establecieron dos hipótesis de cálculo sucesivas y de creciente complejidad. En la primera hipótesis se ha supuesto el deslizamiento de una hipotética cuña plana, según la sección transversal, y de dimensiones escalonadas según las diversas etapas de excavación del recinto, y la acción de anclajes pretensados horizontales. Se tomó un ángulo de rozamiento del relleno $\phi = 30^{\circ}$ y una cohesión nula $c = 0$. El ángulo más desfavorable para el posible deslizamiento de la cuña resultó ser de 68° , y esta hipótesis obligaba a la colocación de 900 unidades con un esfuerzo global sobre cada hastial de 200 Tm por metro de ancho (fig. 10).

Como segundo grado de aproximación a la realidad física, se ha tomado la existencia de tetraedros inestables, definidos por el plano de excavación del hastial, dos planos de posibles deslizamientos por diaclasas con relleno arcilloso y el tercer plano del sistema principal de fracturas (fig. 12).

Su estabilidad se ha estudiado analíticamente teniendo en cuenta el peso propio de los sólidos, el rozamiento según caras o aristas y el esfuerzo horizontal de los anclajes tensados. Los valores del rozamiento se han hecho variar dentro del intervalo $15^{\circ} \leq \phi \leq 30^{\circ}$ para tener en cuenta la naturaleza de los rellenos arcillosos. Salvo para el paramento afectado por la falla oeste, se ha supuesto que existe una red de drenaje y que elimina la presión intersticial del agua. (En conjunto se han estudiado doce sólidos diferentes para cada hastial.)

El sistema de anclajes de la caverna principal se indica en la figura 13. Consiste en dos filas de anclajes de 15 m de longitud, tensados a 60 Tm debajo del arranque de la bóveda de hormigón, y otras dos filas de an-

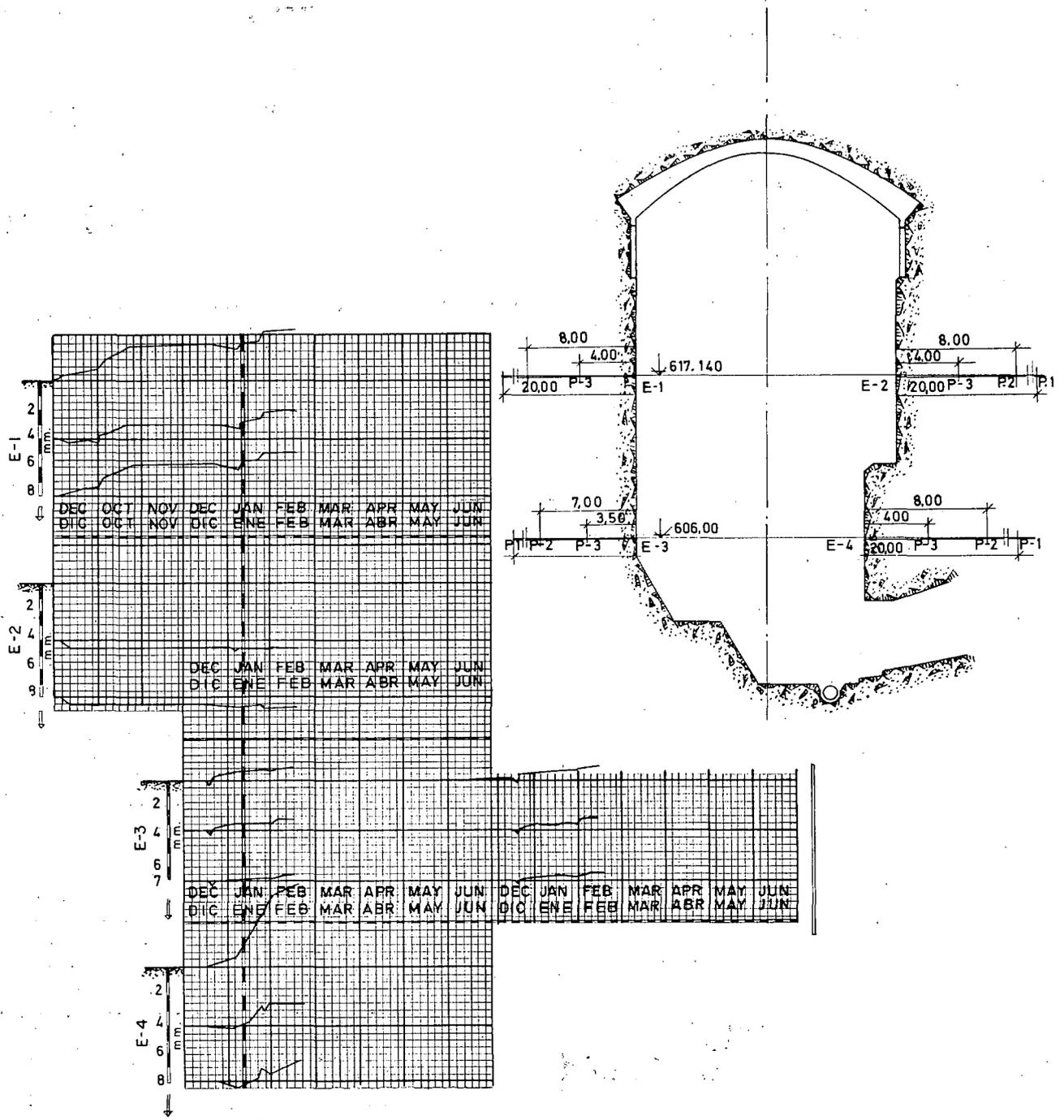


Fig. 14. — Esquema de la disposición de los extensómetros medidores de la deformación de hastiales y puntos interiores del macizo. Cuadro de medidas normales y paralelas al eje de la caverna.

clajes de 60 Tm a distintas alturas de los hastiales. Para evitar el desprendimiento de bloques menores se ha dispuesto un empernado sistemático de las paredes a base de pernos sin tensar tipo Perfo de 5 m de longitud al tresbolillo, de separación horizontal 1,50 y 2,00 m en vertical (foto 15).

4.6. Durante la excavación de las diversas fases de la caverna de la central se ha mantenido la observación de las deformaciones de los hastiales por medio de cuatro extensómetros de tres hilos, en taladros de 20 m de longitud, con tres puntos de medición relativa a la cabeza externa a 4, 8 y 20 m de profundidad (foto 16). Tan

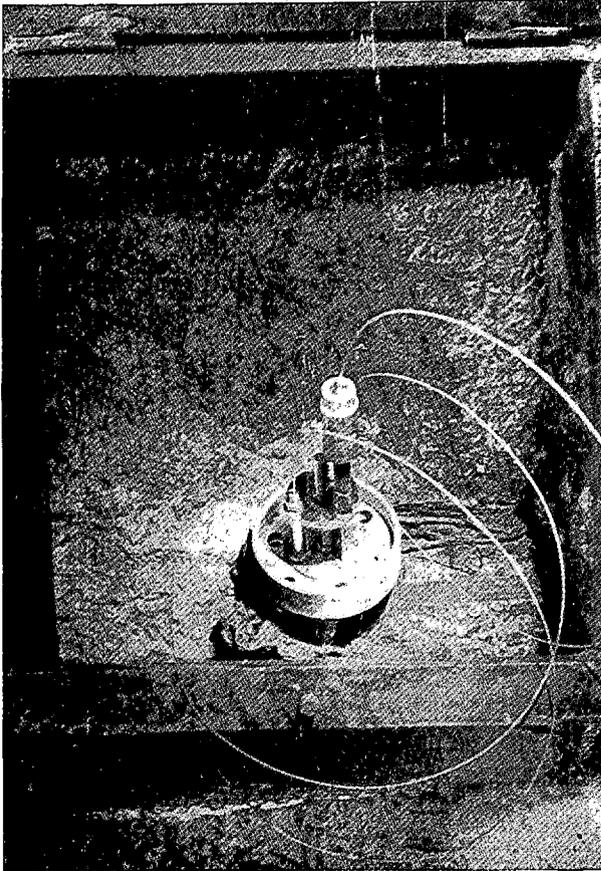


Foto 16.

sólo uno de ellos ha sobrepasado los 10 mm, por influencia local de la excavación de la boquilla de uno de los conductos de descarga (fig. 14).

Fue muy concordante una comprobación realizada tensando y destensando los anclajes de 60 Tm de las proximidades de cada extensómetro. En cambio no lo ha sido tanto la comprobación topográfica, por bisección, de referencias dejadas en el propio hastial durante la excavación por encontrarse las deformaciones en los límites de apreciación de los taquímetros empleados, tomando como base pilares de observación en los cuatro ángulos de la nave.

Como medida precautoria se han comprobado también periódicamente la tensión de los anclajes de 60 Tm. Tan sólo uso de ellos, correspondiente a la cuña de la falla del Oeste, se puso en carga por empuje activo de la roca.

5. SEGURIDAD EN LOS TRABAJOS

5.1. Poco a poco va desapareciendo de los trabajos subterráneos el concepto de "fatalidad" en la causa de los accidentes que con tanta frecuencia ocurren. Es

cierto que todavía las condiciones de trabajo son muy inferiores a las que existen en las labores de exterior (mala iluminación, ambiente húmedo y parcialmente tóxico, piso irregular y obstaculizado, espacios reducidos, etc.) y que siempre es incógnita el terreno más allá de la superficie de la excavación.

Pero no es menos cierto también que los adelantos en materia de seguridad han sido grandes, no siendo ya posible relacionar el número de accidentes mortales con el de kilómetros de túnel excavado o el millón de pesetas invertido. La mecanización, lo mismo que en los trabajos de obras de ingeniería civil exteriores, ha sido uno de los factores esenciales para disminuir el índice de frecuencia (número de accidentes por millón de horas trabajadas). No ha disminuido en la misma proporción el índice de gravedad (número de jornadas perdidas por millares de horas trabajadas) (fig. 15).

5.2. El cambio de la "vía" tradicional por el "neumático" ha obligado al aumento de secciones y ha reducido la peligrosidad que entrañaba el material ferroviario (vagonetas, raíles, descarrilamientos, etc.).

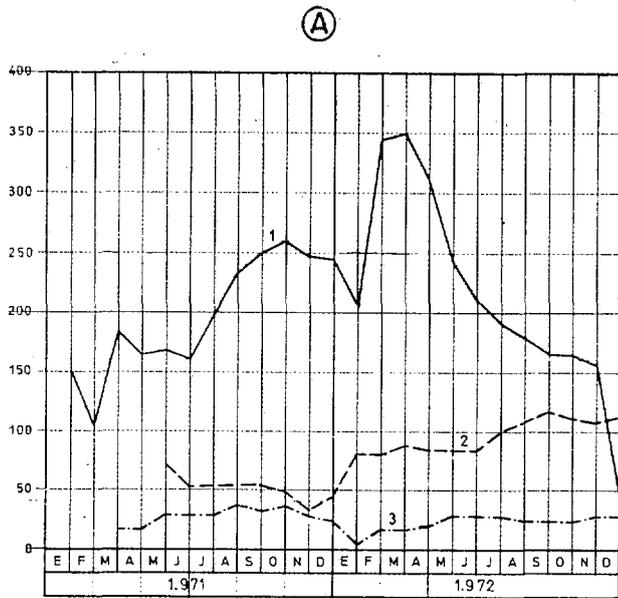
5.3. En el material de entibaciones, a la inseguridad durante la colocación de la entibación de madera por haberse perdido casi totalmente la tradición artesana en las obras, ha sucedido la entibación metálica, más rápida de colocar. Los pernos de anclaje, embebidos en morteros de resinas epoxídicas son de acción prácticamente instantánea; pero es necesario comprobar con periodicidad su adherencia.

Es muy interesante, a efectos de seguridad, la entibación "progresiva", que desliga los trabajos en el frente de la fortificación posterior y a mayor escala. En obras anteriores habíamos empleado la entibación provisional del frente con cerchas metálicas y viguetas de hormigón, rellenando después su trasdós previamente encofrado con mortero para constituir un anillo de hormigón parcialmente armado por las cerchas metálicas.

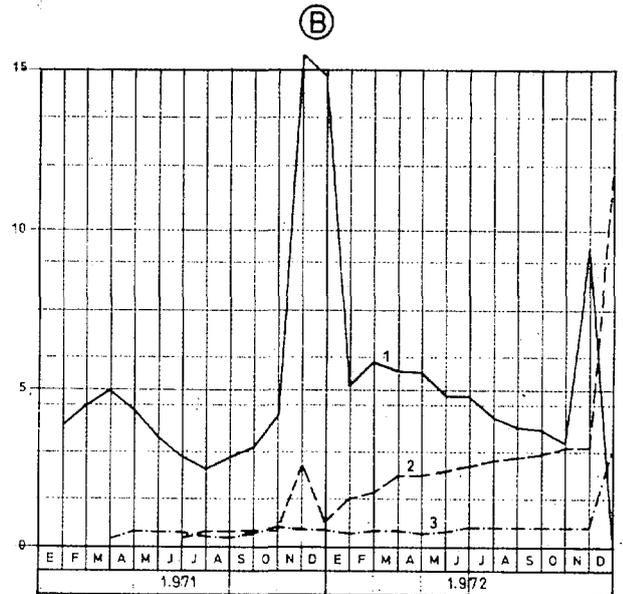
En cuanto al nuevo método "austríaco" de gunitado inmediato a la voladura, permite sucesivas etapas de fortificación creciente con diversas capas de gunita, malla metálica y pernos de sujeción, hasta constituir un auténtico anillo portador. Este método tiene la ventaja de que los operarios pueden situarse separados del frente y que la fortificación puede hacerse incluso antes de retirar el escombros, y el gunitado a distancia por medio de brazos extensibles sobre un vehículo fuera del alcance de los desprendimientos.

5.4. Las nuevas perforadoras — "Jumbo" — han aumentado extraordinariamente los niveles ruidosos en la excavación subterránea (112 dB), siendo ya imprescindible el uso de auriculares protectores (foto 17).

5.5. La ventilación de los túneles se ha mejorado extraordinariamente y en las obras es frecuente la medición periódica de concentraciones tóxicas. A título de ejemplo diremos que el caudal de aire utilizado en la central subterránea de Puente Bibey (4) fue de 23 m³/seg. y en la Camba-Conso (1972) ha llegado a ser de 90 m³/seg.



①



②

③

Fig. 15.— Cuadro de índices de frecuencia y gravedad de las obras subterráneas de Camba-Conso: a) índice de frecuencia; b) índice de gravedad; 1, galería de presión y pozo; 2, galería de presión y túneles; 3, central y parque de alta tensión.

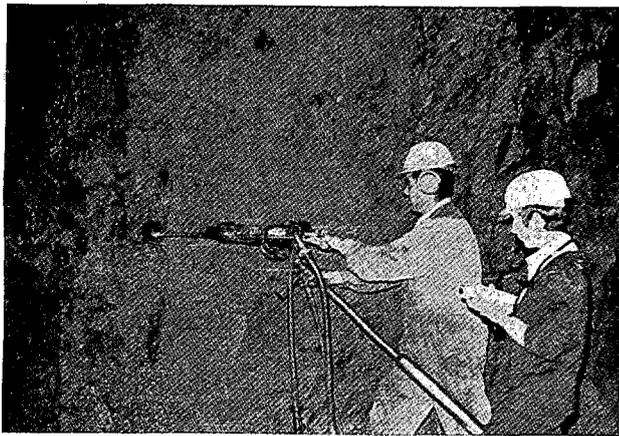


Foto 17.

5.6. En cuanto al riesgo de la electricidad, en ambientes húmedos, se ha reducido, bien por el uso de tensión reducida en el avance (24 V en la galería de presión, tramo "A"), bien por la utilización de protección diferencial que detecta los defectos de la instalación por insuficiente aislamiento a tierra (central subterránea de Conso). Es ya normal y obligatorio la implantación de

alumbrado de socorro de grupos autónomos que actúen automáticamente al fallar el alumbrado ordinario.

Repetimos ha sido grande el avance que en materia de seguridad se ha dado en la excavación subterránea, pero es necesario aumentar el esfuerzo para disminuir la accidentabilidad en este tipo de obras.

CONCLUSION

El problema fundamental de la excavación subterránea sigue siendo todavía la falta de conocimiento previo a la obra de la respuesta del terreno, excepto en los casos poco frecuentes, de rocas francamente sanas, compactas y poco fracturadas.

Así como los adelantos tecnológicos en medios de perforación de barrenos, técnica de voladuras, medios de carga y transporte de escombros, han sido importantes en los últimos años, no ha ocurrido lo mismo con los métodos y medios auxiliares para la excavación en mal terreno.

La mecánica de las rocas no ha llegado todavía a poder manejar modelos matemáticos suficientemente representativos de la complejidad natural de los macizos rocosos, como para ser aplicados a los problemas de sostenimiento durante la fase de ejecución de las obras.

Estos problemas se tienen que resolver casi siempre por completo por vías de la experiencia, y del tanteo y corrección *in situ* en función del comportamiento de los elementos de sostenimiento, corrección que siempre ha de realizarse a base de superponer distintos elementos de fortificación y nunca por sustitución de éstos por otros más resistentes.

REFERENCIAS

1. STAGG-ZIENKIEWICZ: "Mecánica de Rocas en la ingeniería práctica". Editorial Blume, 1970.
2. PASHKIN: "Role of fracturing in forming Engineering-Geological Cond. by Const. of the Hyd. Tunnels". Cong. de Mec. de R. de Belgrado, 1970.
3. RABCEWICK: "The new Austrian tunnelling method". Water Power, 1965.
4. J. FEIJOO: "La central subterránea de Puente Bibey". R.O.P., 1963.
5. J. GARCIA ROSELLO: "Obras hidráulicas subterráneas en España". R.O.P., 1964.
6. P. G. LAREN y S. E. BERGMAN: "La computadora en obras de perforación de túneles". Ingeniería Internacional de la Construcción, septiembre 1971.
7. J. FEIJOO: "Comunicación verbal al cuarto tema del Congreso de Mecánica de Rocas, de Belgrado", 1970.