

PRESA DE SUSQUEDA

EL PROYECTO

Ing. C. C. P. A. REBOLLO

La regulación del río Ter a su paso por la agreste comarca de las Guilleras, donde salva un desnivel de unos 300 m. entre la plana de Vich y la depresión de Gerona, ha dado lugar no solamente a la utilización del aprovechamiento puramente hidroeléctrico, sino también a la posibilidad de poner en regadío 50 000 Ha. en la provincia de Gerona y de atender hasta con 8 m.³/seg. al Nuevo Abastecimiento de Agua a Barcelona, con lo

aprovechamiento hidroeléctrico, sino también al beneficio derivado de la regulación y laminación de los caudales para los regadíos y abastecimientos de agua.

Dentro de este gran complejo de realizaciones, prácticamente concluidas en su totalidad, la presa de Susqueda, que cuenta con una cuenca receptora de 1900 Km² y un caudal medio de 18-20 m³/seg, permite embalsar 233 Hm³ y disponer de un salto bruto de 162 m para la central, que con una potencia total de 97 000 CV instalada en las dos turbinas produce 180 millones de kWh en año medio.

1. EVOLUCION DE LA SOLUCION ESTRUCTURAL.

Durante todos los trabajos realizados para el estudio de esta presa hemos tenido presente como idea esencial el conjugar las posibilidades que nos ha ofrecido la estructura de hormigón en masa, cuyas características y coeficientes de seguridad al ser un producto manufacturado son prácticamente conocidas por los medios que hoy día nos ofrecen las técnicas de investigación, con las posibilidades que nos ha ofrecido el terreno que va a soportar los esfuerzos transmitidos por aquélla, posibilidades mucho más difíciles de valorar teniendo en cuenta la complejidad geotectónica de un producto que *a priori* nos lo fija la naturaleza y cuyas reacciones y funcionamiento evidentemente no pueden ser tan conocidos como los de la estructura de hormigón por muy compleja que ésta sea. Pues bien, nuestra intención ha sido equilibrar al máximo esta desigualdad inicial en el planteamiento del estudio del complejo hormigón-terreno y naturalmente dado que no hemos querido desperdiciar ninguna de las ventajas que nos ha prestado la tecnología de la investigación de estructuras el resultado ha sido que la mayor parte de nuestro esfuerzo para este estudio se haya centrado en la investigación del terreno (1). Sin embargo, en el presente trabajo nos vamos a referir fundamentalmente al proyecto de la estructura en sí, que indudablemente también tiene su interés.

(1) En este sentido puede verse una Comunicación del autor al IX Congreso Internacional de Grandes Presas de Estambul, titulada *El estudio del terreno en la presa de Susqueda*,

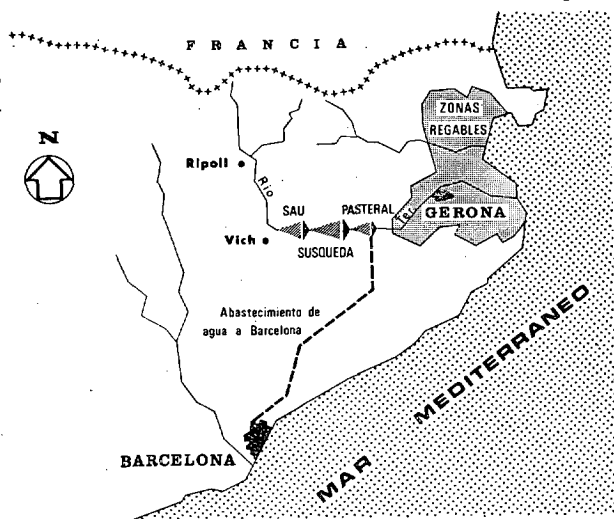


Fig. 1.^a—Esquema general del Sistema Sau-Susqueda-Pasteral.
(General layout of the Sau-Susqueda-Pasteral System).

que la necesidad del volumen a embalsar para conseguir la regulación hiperanual ha planteado inicialmente el problema de una presa bóveda de 135 m. de altura en la cerrada de Susqueda, dadas sus condiciones morfológicas.

Todo ello ha traído como consecuencia el que Hidroeléctrica de Cataluña, S. A. llegara a una amplia fórmula de colaboración económica con el Estado para la realización de las obras de los aprovechamientos hidroeléctricos en este tramo del río, dando lugar a los proyectos de los saltos de Sau, Susqueda y El Pasteral, cuyo conjunto funcional responde no sólo a un óptimo

1.1. Soluciones preliminares.

El lugar de emplazamiento, la cerrada de Susqueda, ha presentado desde un principio varias posibilidades desde el punto de vista topográfico para encajar una bóveda simétrica de las dimensiones previstas. Las soluciones estudiadas las hemos agrupado en tres posiciones principales: La A y la C situadas aguas arriba y aguas abajo respectivamente, y la B como posición intermedia, barriendo entre todas una longitud de cauce de unos 150-200 m.

tarde, en abril de 1960, el Prof. Ing. J. Laginha preparó otra nueva solución, la 7-C, abandonando la idea de la junta perimetral e introduciendo los arcos de 3 centros para el intradós y trasdós. Todavía en noviembre del mismo año estudiamos a título comparativo, una nueva solución la 8-A de análoga concepción a la anterior.

1.2. Estudios en el terreno de la cerrada.

Hasta este momento los estudios realizados en el terreno se han limitado a estudios geológicos de tipo

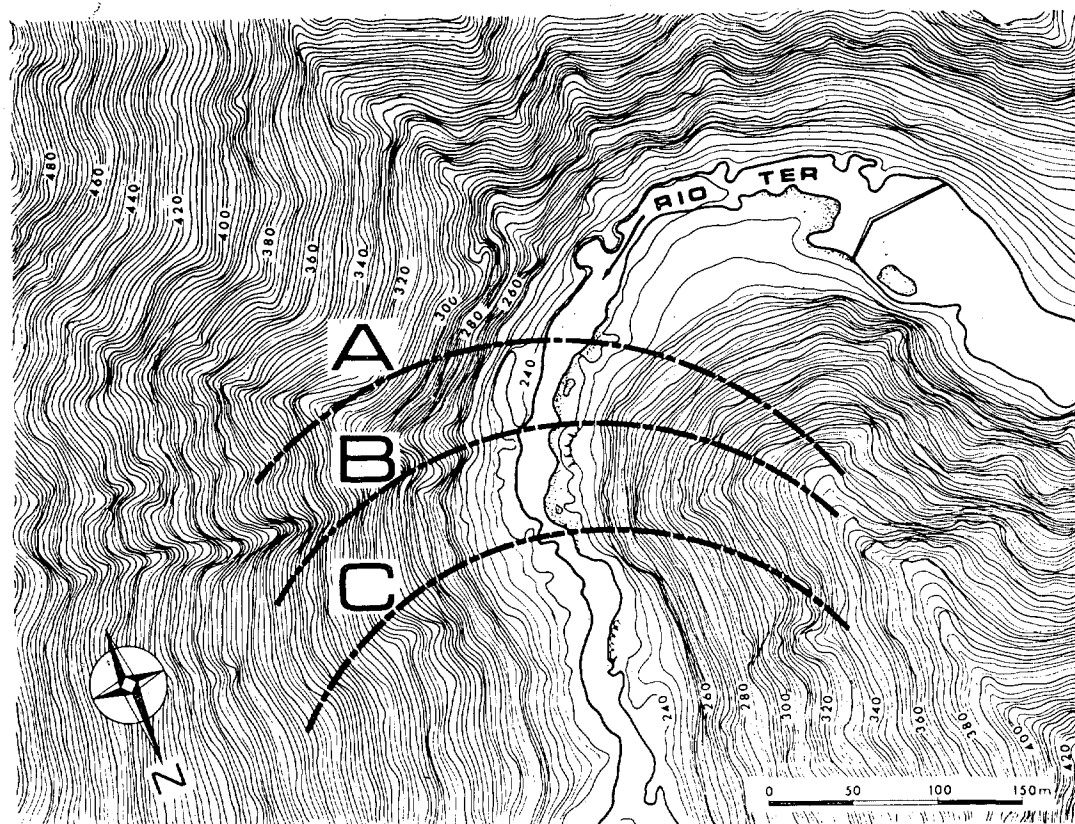


Fig. 2.^a — Cerrada de Susqueda. Posiciones estudiadas para la presa.
(Susqueda gorge. Sites studied for the dam).

La primera solución, la 1-C, data del año 1954 y se trata de una bóveda de curvatura simple con arcos de espesor constante. Posteriormente, en febrero de 1958, el Prof. Ing. C. Semenza, por encargo de Hidroeléctrica de Cataluña, S. A., redactó un estudio preliminar sobre las posibilidades de esta estructura desarrollando las soluciones 2-B, 3-C, 4-A, 5-A y 6-B, introduciendo la doble curvatura en la bóveda, los arcos de 2 centros una para el intradós y otro para el trasdós, y, sobre todo, preconizando en todas las soluciones la idea de una junta perimetral de apoyo. De entre todas ellas recomendó la solución 4-A con un gran desplome hacia aguas abajo, unos 50 m, en atención a la sismicidad de la zona. Más

general, varios ensayos mecánicos de probetas de roca en el laboratorio, diversas preparaciones micrográficas y un reconocimiento geosísmico en toda la extensión de la cerrada que ha dado valores para los módulos dinámicos de 150-500 t/cm² en el cauce y 80-350 t/cm² en las laderas, todo lo cual daba una idea inicial de lo compleja que se presentaba la estructura del mismo, aunque sin presentar ninguna cualidad especialmente desfavorable para el apoyo de la presa.

En 1961 emprendemos con carácter más objetivo el estudio de la presa, empezando por un levantamiento topográfico muy detallado, a escala 1:500, de la ce-

rrada que nos ha servido de base para todos los estudios posteriores.

Simultáneamente iniciamos una campaña de sondeos de reconocimiento con una longitud total perforada de 850 m y con resultados muy variables tanto en los porcentajes de testigo como en las pruebas de permeabilidad y de admisión de cemento, deduciendo de ello que no se alcanza la unidad Lugeon con garantía hasta los 50-60 metros de profundidad y que el terreno se encuentra sumamente fisurado.

En vista de ello hemos procedido a continuación a realizar una serie de galerías de reconocimiento, repartidas por toda la cerrada, 14 en la margen derecha y 10 en la izquierda, con sección de 1 x 2 m² y con una longitud media de 30 m cada una, que nos han permitido entrar dentro de la geología del macizo y observar directamente su estructura. Estas galerías nos han suministrado los mejores datos a la hora de decidir el emplazamiento exacto de la presa.

Además, hemos procedido a la limpieza y desbroce del terreno excavando en las laderas numerosas trincheras, rozas y pozos que nos han permitido la observación directa del mismo en los puntos en que la vegetación y los derrubios lo impedían.

Con todos los datos referidos anteriormente hemos realizado la cartografía geológica de la cerrada en dos etapas. En la primera hemos recogido la geología de la cerrada y sus inmediaciones a escala 1:2 000. En la segunda hemos redactado a escala 1:500 la cartografía de la zona afectada por la ubicación de cualquiera de las soluciones de la presa incluyendo no solamente los datos petrográficos, sino también las líneas generales de la tectónica de la zona.

La petrografía está esencialmente constituida por un complejo básico primario, formado por dioritas y gneis de origen probablemente metamórfico y por un complejo ácido, probablemente herciniano, formado por filones de pórfido granítico, incluido todo el conjunto dentro de la variada estructura de borde del batolito granítico catalán.

Las rocas ácidas tienen mejores características elásticas que el conjunto de las rocas básicas, sin embargo, hemos considerado que las características geotécnicas de ambas son suficientemente aceptables para el apoyo de la estructura siempre que no presenten síntomas de alteración. Su tectónica ha sido el problema que con más interés hemos tratado de desarrollar en todo el estudio de la presa, por lo que supone para el comportamiento del terreno una vez que entre en carga, máxime teniendo en cuenta el elevado grado de fisuración del mismo y la gran variedad de los accidentes tectónicos; sin embargo, este problema no ha sido posible resolverlo con completa objetividad hasta que no se han realizado las excavaciones.

1.3. Soluciones de tanteo.

Simultáneamente con los trabajos descritos en 1.2. hemos proseguido con el estudio de diversas soluciones

en las diferentes posiciones de la cerrada que han servido para comparar los volúmenes de la estructura según las posibilidades topográficas y geológicas del terreno. Con todo ello hemos ido perfilando la posición A como la más ventajosa para la ubicación de la obra.

Así hemos definido las soluciones 9 a la 16, donde hemos continuado con la idea de los arcos de tres centros, para intradós y trasdós, viniendo en todas ellas reforzadas las zonas laterales de la bóveda con estribos de gravedad. La idea de los tres centros en nuestro caso la hemos utilizado más que por la razón teórica de ayudar a uniformizar el reparto de tensiones en la clave y arranque de los arcos, dado que aquéllas son directamente proporcionales a los radios y a la carga de agua, y al disminuir esta carga en las zonas laterales por acusarse más el efecto ménsula parece más lógico aumentar también los radios en estas zonas laterales; pues bien, más que por esta consideración hemos aumentado los radios en las zonas laterales para hacer que la incidencia de los arcos sobre el terreno fuese lo más normal posible.

De todas estas soluciones hemos realizado numerosos cálculos teóricos, cuya relación sería indescriptible, empleando los clásicos métodos del "trial load", arcos independientes, Guidi, elipse de elasticidad, etc., analizando también la deformación del cimiento y las tensiones térmicas del hormigón. Por otra parte, hemos comprobado que los volúmenes de hormigón han sido a igualdad de espesores, prácticamente los mismos en las diversas posiciones de la cerrada.

1.4. Elección del emplazamiento.

Con todos los estudios precedentes hemos dispuesto de material suficiente para poder fijar el lugar más conveniente para la ubicación de la presa, que ha sido la posición A, esto es, la situada en el límite de aguas arriba dentro de todas las posibilidades que ha ofrecido la cerrada.

Esta posición tiene el inconveniente de necesitar en la margen derecha una excavación muy importante, con taludes muy fuertes y de difícil ejecución, a fin de permitir a los arcos una incidencia normal y un empotramiento adecuado en el terreno, pero en cambio esta misma margen tiene la ventaja de contar aguas abajo con un importante crestón de pórfido granítico que actúa de contención para el pie de la bóveda a lo largo de toda esta ladera. En la margen izquierda las incidencias son totalmente normales a las curvas de nivel del terreno.

Todas las enormes ventajas que ha supuesto el adoptar para el encaje de los arcos incidencias muy normales al terreno, han venido consolidadas por el hecho no sólo de presentar la roca de apoyo las mejores condiciones geotécnicas, sino también de recibir sus planos generales de fractura en posición prácticamente transversal a las líneas de los esfuerzos transmitidos por la bóveda.

1.5. Estudios en la roca de fundaciones.

Una vez definida la posición de la presa, hemos proseguido la investigación del terreno concretándonos ya a la misma roca de apoyo para valorar al máximo las posibilidades de su resistencia y de ahí perfilar definitivamente las dimensiones de las fundaciones.

Primeramente hemos realizado seis galerías, tres en cada margen, de 2×2 m² y 120 m de longitud media cada una, situadas en un mismo plano vertical, en las cotas 250, 281 y 312 m, y coincidentes aproximadamente con la dirección tangencial de las directrices de los arcos en dichas cotas. La ejecución de estas galerías cuya longitud global ha sobrepasado los 700 m ha tenido un doble objetivo: el primero ha sido el observar de una manera directa la propia roca de cimentación para cerciorarnos no sólo de su grado de calidad en profundidad, sino también de fijar lo más exactamente posible la profundidad de las excavaciones; el segundo ha sido poder ejecutar desde ellas, una vez iniciado el tratamiento del terreno con inyecciones, los trabajos de consolidación en el interior de la cimentación y sobre todo para realizar, al estar situadas en un mismo plano vertical, una gran pantalla de drenajes que al prolongarse en una considerable extensión del terreno va a suministrar el día de mañana el mejor control del comportamiento del macizo. También hemos realizado la galería de avance del túnel de desvío que atraviesa el promontorio de la margen izquierda y cuya observación ha confirmado todas las previsiones de los reconocimientos anteriores.

A continuación hemos realizado una serie de ensayos elásticos con gato hidráulico en diversos puntos de las anteriores galerías de drenaje, y en otras galerías de reconocimiento situadas en las inmediaciones de la traza de la presa, 4 en la margen derecha y 4 en la izquierda, con resultados medios para el módulo elástico de la roca de 100 t/cm², con valores máximos de 320 t/cm² y mínimos de 20 t/cm².

Para valorar el efecto de las inyecciones en la roca hemos inyectado dos cámaras de ensayo, repitiendo posteriormente otra vez las medidas con gato, y con resultados bastante satisfactorios, ya que los valores de los módulos han experimentado aumentos del 100 por 100, e incluso mayores. Todos estos datos nos han dado un índice ciertamente favorable de las propiedades geomecánicas de la roca de cimentación. Además de ellos hemos obtenido las constantes a introducir en el cálculo teórico relativas a las características elásticas de la roca, deduciendo también como tensión media admisible para la roca los 40 Kg/cm², que han condicionado la definición de los espesores de la estructura en las zonas de empotramiento.

1.6. Últimas soluciones.

Con los datos obtenidos a través de los trabajos relacionados en 1.5 y ya entrado el año 1962, hemos con-

tinuado el estudio de la presa con vistas a una solución definitiva, puesto que los datos disponibles son suficientemente extensos para abordar una solución totalmente objetiva.

Esto nos ha llevado a la solución 17-A donde, manteniendo siempre las formas generales referidas en 1.3, y adoptando una debida curvatura para la ménsula central que permita ampliamente el vertido libre desde coronación, llegamos a profundizar aun más la excavación en vista de las investigaciones llevadas a cabo en la roca de cimentación. De esta solución realizamos una definición analítica completa y una serie de tanteos de cálculo.

Después de lo cual hemos considerado oportuno disminuir ligeramente los radios de la zona central con vistas a una disminución de las tensiones y así llegamos a la solución 18-A de la cual ya hacemos un ajuste radial completo según el "trial load", programando por primera vez en un ordenador IBM 1620 el cálculo de los arcos, de las ménsulas y del sistema de ecuaciones resultante. Con esta solución realizamos también un ensayo estructural con modelo homogéneo en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa, cuyos resultados han detectado en la base del pie de aguas arriba de la presa una reducida pero importante concentración de tracciones cuyo valor máximo llegaba a los 55 Kg/cm², mientras que en ese mismo punto el cálculo nos ha dado 15 Kg/cm². Las tensiones en el resto de la estructura presentaban una buena concordancia, particularmente en el centro de la bóveda donde las tensiones horizontales por uno y otro procedimiento eran las mismas.

Ante este hecho decidimos modificar las formas de esta solución con el fin de mejorar este efecto transmitido por el modelo. En este sentido, y ya en la primavera del año 1963, decidimos desplazar la zona inferior de la bóveda hacia aguas abajo con el fin de alejarnos de la zona que se presentaba como no activa a la hora de entrar en carga. Ahora bien, este desplazamiento nos venía limitado; de un lado, por el vertido libre desde la coronación de la bóveda, que había de hacerse en el cuenco amortiguador y no sobre el propio paramento, y de otro, por el desplome que empezaban a tomar las ménsulas hacia aguas arriba, originando fuertes tracciones en vacío en el pie de aguas abajo. Hemos considerado otras posibilidades para mejorar el estado tensional de la presa, tales como: a) la disminución de los radios en la zona inferior, solución más bien teórica, ya que en nuestro caso esto nos llevaba a perder incidencias sobre el terreno; b) aumento de los espesores en la base, lo que nos daba tracciones igualmente en la zona ya comprobada como no activa; c) aumento de la curvatura en la ménsula central, que aparentemente daba mayores compresiones en vacío en el pie de aguas arriba, aunque no más de 2 Kg/cm², pero el empuje vertical de la carga hidráulica aumentaba considerablemente, precisamente por esta curvatura, destruyendo el anterior efecto y empeorando el estado de tracciones.

Así, pues, con la orientación señalada al principio

hemos estudiado la solución 19-A, con la que después de definida analíticamente hemos realizado el cálculo en vacío, obteniendo tracciones en el pie de aguas abajo de 6-8 Kg/cm².

En vista de ello decidimos forzar aun más el desplome de las ménsulas hacia aguas arriba, llegando a tracciones en vacío del orden de 10-12 Kg/cm² en el pie de aguas abajo y a una posición límite de la bóveda tanto para permitir el vertido sobre el cuenco amortiguador como para alcanzar la superficie antifunicular de las cargas. Las compresiones en vacío en el pie de aguas arriba resultaban en este caso muy favorables del orden de 40 Kg/cm², todo ello después de un desplazamiento total de 10 m de la zona inferior respecto de la solución 18-A. Con esto obtenemos la solución 20-A, donde después de todo el proceso llegamos a la conclusión que no podemos hacer nada más en su favor. Únicamente nos quedaba una solución: adelgazar la base de las ménsulas de la zona central, procediendo a la construcción de contrafuertes aguas arriba para sostenerlas durante su construcción, solución que hemos rechazado por considerarla antieconómica y antiestética. No obstante, hemos previsto un primer embalse parcial que equilibrará las tracciones en vacío durante la última etapa de la construcción.

A continuación exponemos un cuadro con todo el conjunto de las soluciones estudiadas para la presa desde el año 1954.

SOLUCIONES	Fecha	Espesor clave		Centros arcos	Volumen hormigón (103) m. ³
		Mín. (m.)	Máx (m.)		
1-C	VII 1954	5,50	34,00	1	507
2-B	II 1958	4,00	27,00	2	535
3-C	II »	4,00	19,00	2	432
4-A	II »	4,00	15,00	2	368
5-A	II »	4,00	15,00	2	372
6-B	II »	4,00	15,00	2	417
7-C	IV 1960	4,00	15,20	5	334
8-A	XI »	4,00	15,20	5	368
9-C	IV 1961	5,00	22,75	5	491
10-B	IV »	5,00	22,75	5	497
11-A	IV »	5,00	22,75	5	460
12-A	VI »	5,00	19,75	5	465
13-A	VII »	5,00	18,00	5	416
14-A	VII »	5,00	18,00	5	419
15-A	VIII »	5,00	18,00	6	483
16-A	VIII »	5,00	17,00	6	500
17-A	VI 1962	5,00	18,90	5	544
18-A	VII »	5,00	18,90	5	538
19-A	IV 1963	5,00	21,00	6	567
20-A	V »	5,00	21,50	6	547

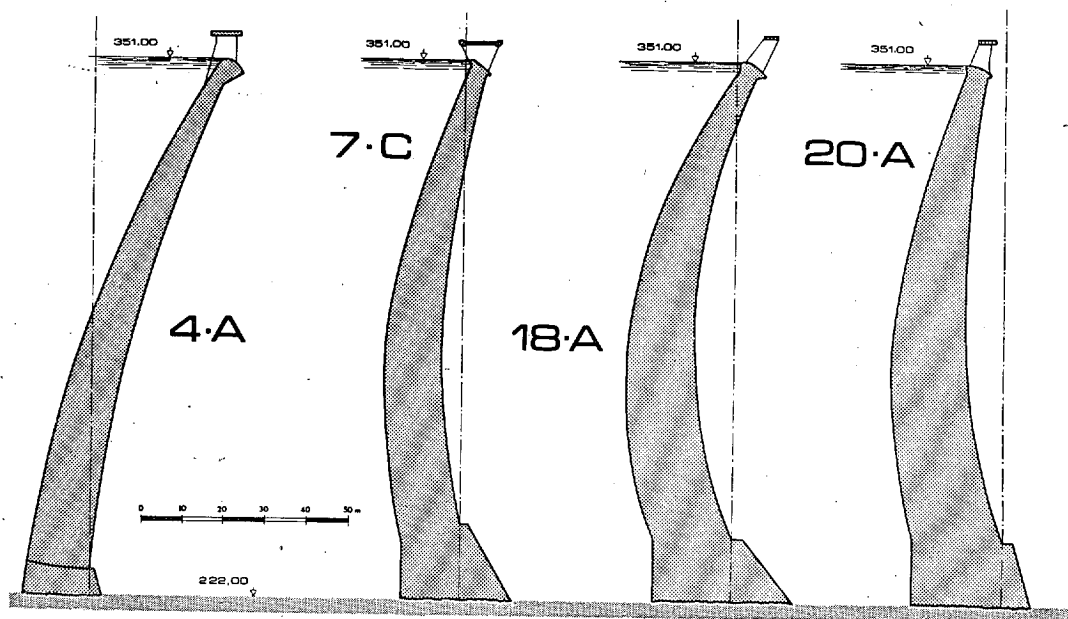


Fig. 3.^a — Ménsulas centrales de las soluciones más características.
(Central cantilever of the most characteristic solutions).

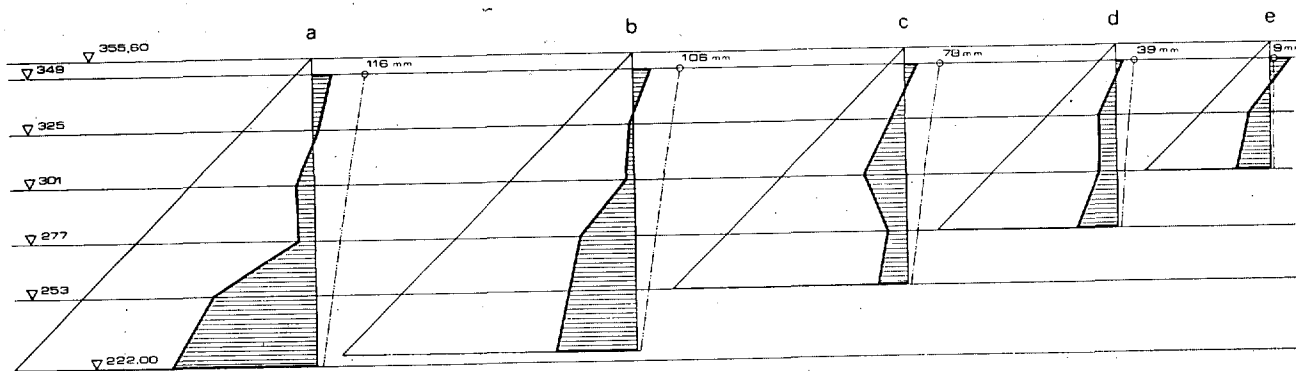


Fig. 4.ª — Cálculo analítico. Reparto de la carga hidráulica entre las ménsulas y los arcos. Desplazamientos radiales. (Analytic calculation. Distribution of the hydrostatic load between the cantilevers and the arches. Radial displacements).

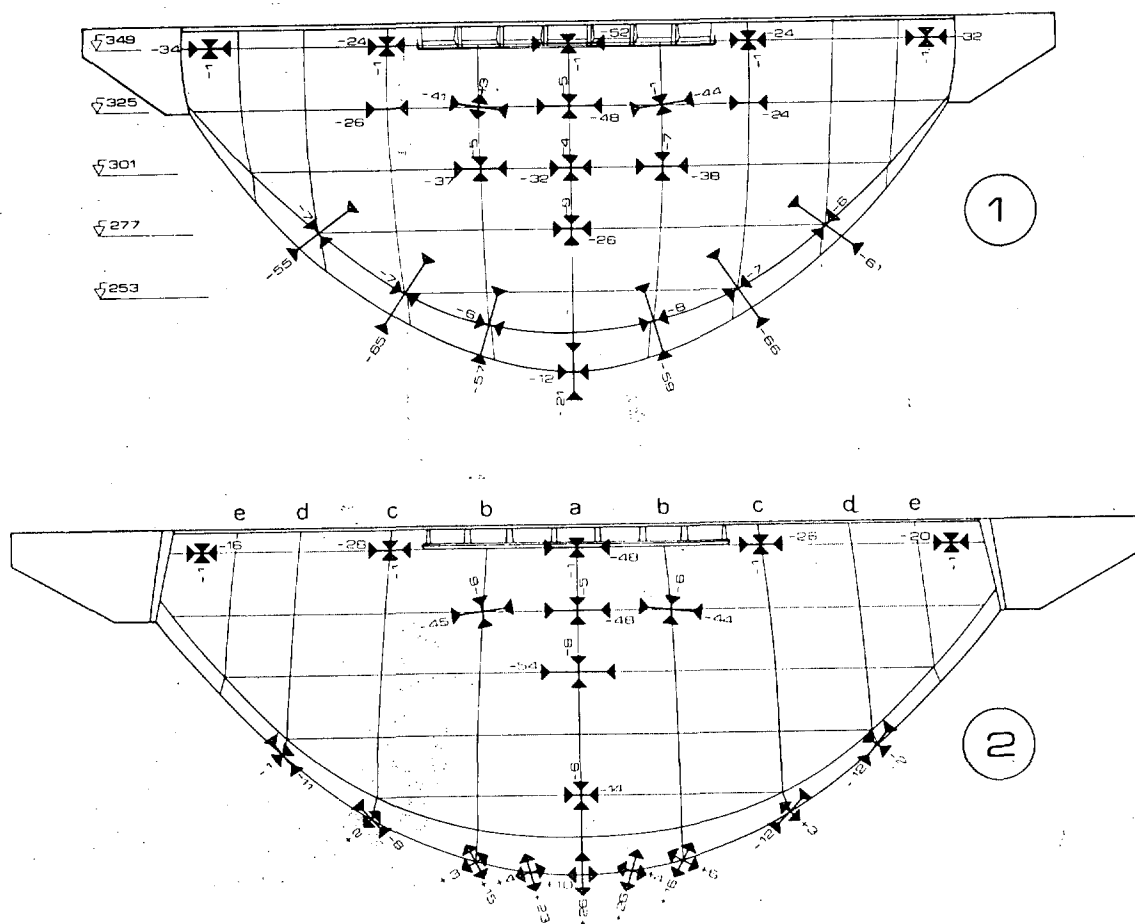


Fig. 5.ª — Tensiones en el modelo debidas a la acción simultánea de la carga hidráulica y el peso propio. 1. Paramento de aguas abajo. 2. Paramento de aguas arriba. (Tensions in the model due to the simultaneous action of the hydrostatic load and the natural weight, 1) Downstream face. 2) Upstream face).

1.7. Solución adoptada

Con estas consideraciones y una vez definida esta solución 20-A, hemos realizado su cálculo analítico, por un ajuste radial en los puntos de intersección de cinco arcos y nueve ménsulas a base de un sistema de 19 ecuaciones con 19 incógnitas, empleando para ello los desplazamientos de las cargas triangulares unitarias correspondientes. El desarrollo del cálculo ha sido realizado totalmente con ordenador electrónico, habiendo colaborado eficazmente en todo este proceso el licenciado en Ciencias Físicas M. Serra. Hemos considerado en el cálculo los efectos del peso propio, carga hidráulica, subpresión y variaciones de temperatura de acuerdo con los estudios de la climatología de la zona. Hemos considerado también y de una manera especial, la deformabilidad de la fundación a base de introducir una generalización para las fórmulas de Vogt. No se han considerado efectos sísmicos, ya que después de un detallado estudio de la sismicidad de la comarca no lo hemos considerado necesario. Tampoco se han considerado los efectos de los sedimentos y el hielo.

Las constantes generales empleadas han sido las siguientes:

Peso específico del hormigón	2,4 Tn/m ³
Módulo de elasticidad del hormigón	2 · 10 ⁶ Tn/m ²
Módulo de Poisson del hormigón	0,2
Coefficiente de dilatación térmica del hormigón	10 ⁻⁵ °C.
Coefficientes de subpresión	1
Factor de corte en el hormigón	1,25
Módulo de elasticidad de la roca	0,66 · 10 ⁶ Tn/m ²
Módulo de Poisson de la roca	0,24
Factor de fundación	17,6
Altura de lámina vertiente	4,60 m

Al mismo tiempo hemos realizado también con esta solución un ensayo estructural en el citado Laboratorio de Lisboa y en el que han intervenido los Dres. Ingenieros M. Rocha, A. Ferrerira, J. de Oliveira y M. C. Azevedo, habiéndose estudiado el modelo a escala 1 : 500, según las técnicas de aquel centro, y con el mismo módulo de elasticidad para la fundación y la estructura.

Los resultados del cálculo y del modelo, nos han confirmado la desaparición de las grandes tracciones en el pie de aguas arriba aunque todavía continúan existiendo, si bien en una zona reducida prácticamente a los cinco bloques centrales. Los valores máximos de estas tracciones son de 26 Kg/cm² según el modelo, y de 10 Kg/cm² según el cálculo analítico. El resto de las tensiones presenta una gran concordancia por ambos procedimientos, sobre todo en la zona central de la bóveda, en la que tenemos tensiones medias de 50 Kg./cm²; en las zonas laterales las tensiones que suministra el cálculo son mucho mayores que las del modelo, habida cuenta que para el ajuste radial se ha prescindido de los esfuerzos que equilibran los desplazamientos tangencial

y de torsión, esfuerzos que absorben fundamentalmente las tensiones horizontales de la bóveda en las zonas laterales de la parte superior según las direcciones de las isostáticas, siendo en estas zonas, por lo tanto, las tensiones reales muy inferiores a las del cálculo, viniendo por consiguiente muy disminuidas las cargas transmitidas al terreno en dicha zona.

2. CARACTERISTICAS DE LA SOLUCION ADOPTADA

2.1. Dimensiones generales.

La solución en cuestión se refiere, pues, a una presa bóveda simétrica de doble curvatura, con zócalo de repartición, estribos de gravedad y vertedero libre en coronación.

Sus dimensiones más notables son las siguientes:

Altura total sobre cimientos	135,00 m
Altura máxima sobre zócalo	120,00 »
Longitud de la bóveda en coronación	360,00 »
Cuerda en coronación	310,00 »
Longitud del estribo derecho en coronación	60,00 »
Longitud del estribo izquierdo en coronación	90,00 »
Abertura angular en coronación	97°
Espesor máximo de la bóveda en clave	21,50 m
Espesor mínimo de la bóveda en clave	5,00 »
Altura máxima de estribos	33,00 »
Volumen de excavación	700 000 m ³
Volumen de hormigón	640 000 »

Actualmente la obra está prácticamente construida, habiendo aumentado el volumen de hormigón en un 17 por 100 sobre lo previsto en el proyecto. Ello ha sido debido a eliminar de la cimentación todo tipo de roca que ha presentado síntomas de alteración, trituración o simplemente decompresión, aunque estuviera completamente sana, ya que hemos creído que si hay algo que no puede escatimarse en una presa es la profundidad de sus excavaciones. Como dato curioso y partiendo de las profundidades reales alcanzadas en la cimentación, hemos tanteado el encaje de una presa de gravedad en la cerrada dando un cubo de hormigón de 1 600 000 m³, por lo que el volumen definitivo de la presa bóveda ha resultado ser un 40 por 100 de aquella.

2.2. Definición de formas.

El problema de las formas de la presa no sólo ha respondido a las anteriores consideraciones estructurales, sino que también hemos procurado que el estudio de las líneas geométricas de la estructura presentara un grado suficiente de sencillez, dentro de lo que ha significado el tormentoso encaje en unos espacios que nos ha fijado la naturaleza, esforzándonos en conjugar este

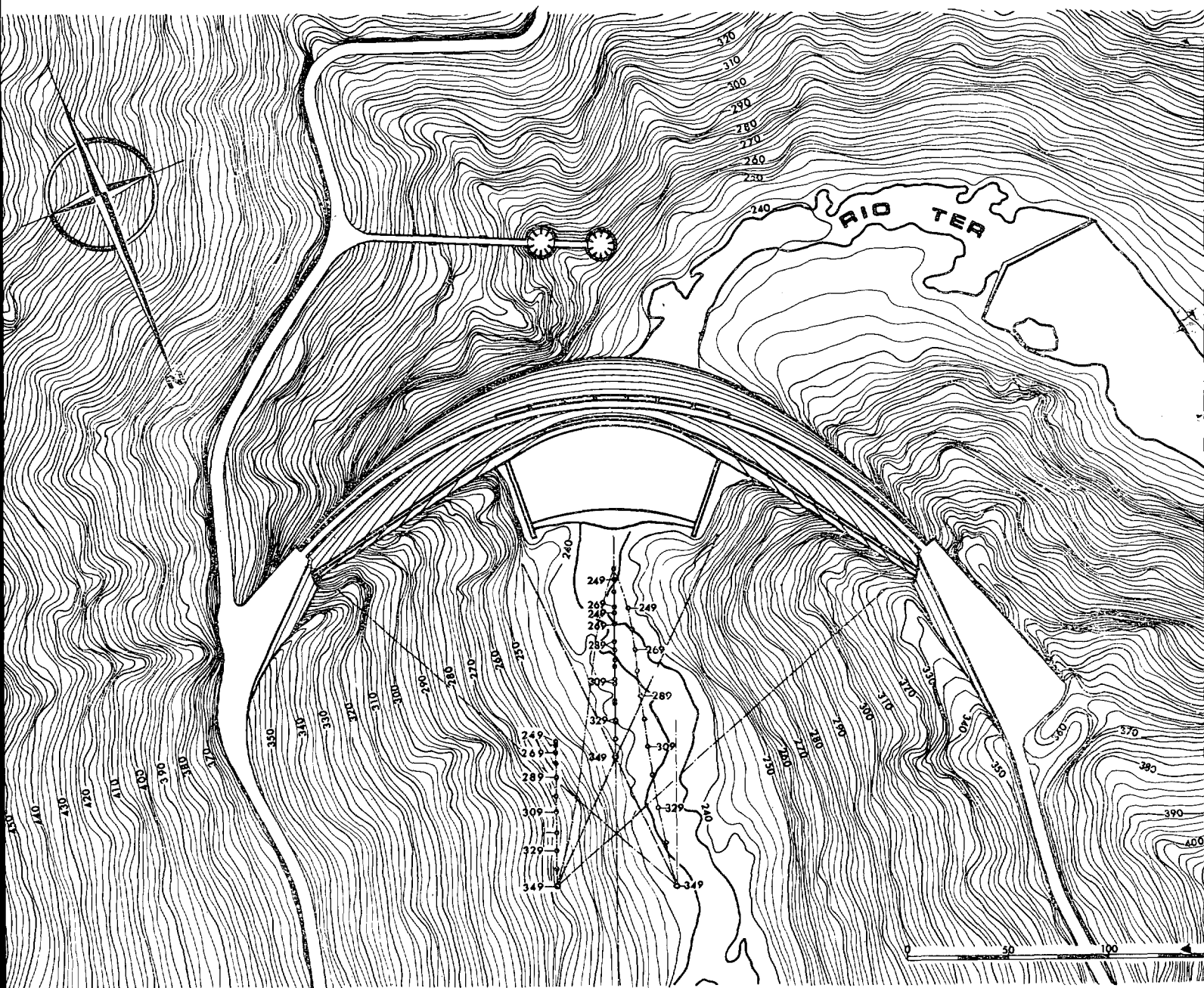


Fig. 6.^a — Planta general. (General plan view).

doble problema con la esperanza de lograr una impresión lo más grata posible para el espectador.

Toda la presa está definida por medio de ecuaciones analíticas, comenzando por el perfil de la ménsula central en que aguas abajo responde a una ecuación de tercer grado y aguas arriba a otra de quinto grado. En este perfil se apoyan los arcos de 3 centros para el intradós y 3 para el trasdós, cada uno desde sus respectivas líneas de centros, con lo que sus espesores van

variando desde la clave a arranques. Estos arcos están limitados en el intradós por la línea límite bóveda-zócalo y en el trasdós por la intersección de los radios que se apoyan en aquella línea límite. El zócalo queda definido aguas arriba por la proyección vertical de estos puntos, y aguas abajo por una sencilla superficie reglada que se apoya en la referida línea bóveda-zócalo y cuyas generatrices son paralelas al plano medio de la presa.

De esta forma queda definida la presa hasta la cota

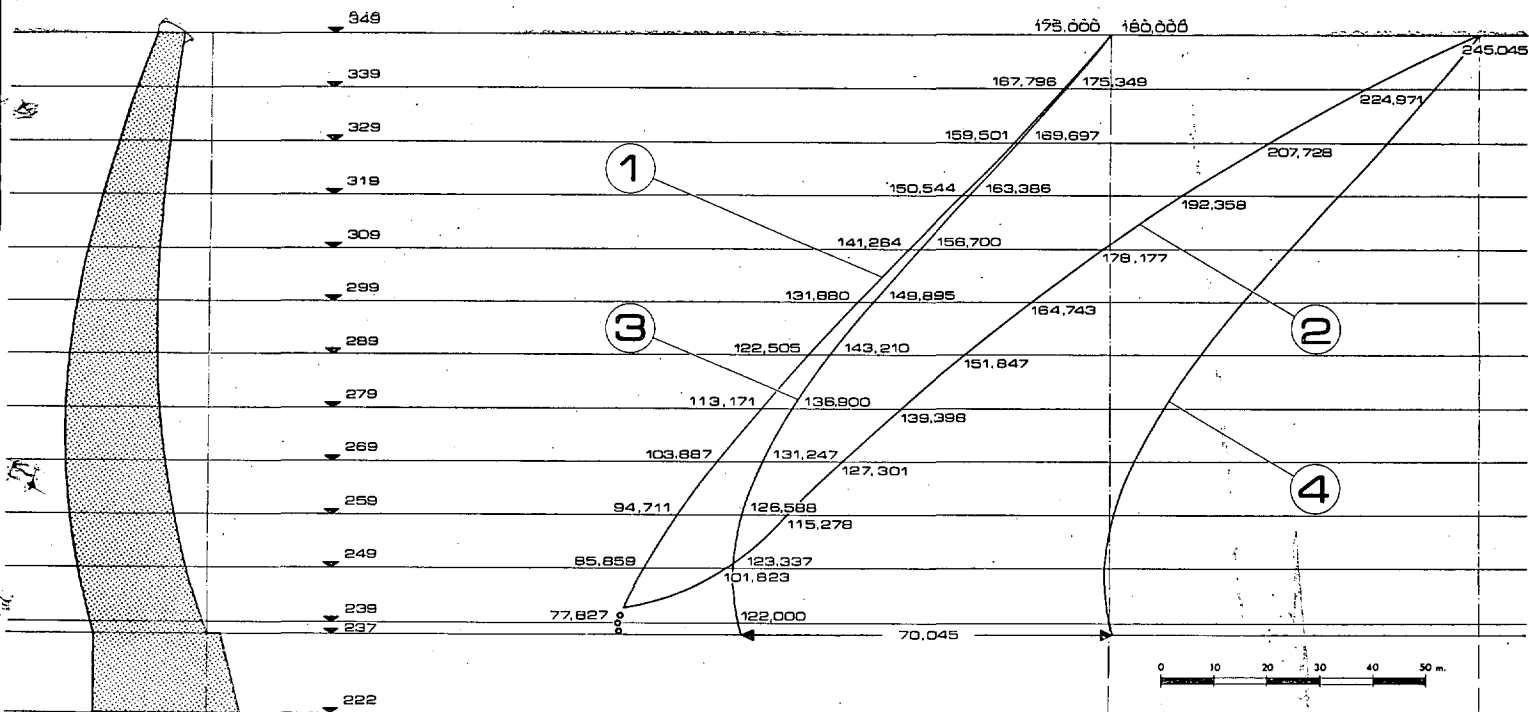


Fig. 7.^a—Ménsula central y líneas de centros: 1. Intrados zona central. 2. Intrados zona lateral.
3. Trasdós zona central. 4. Trasdós zona lateral.
(Central cantilever and centerlines. 1. Central zone intrados. 2. Lateral zone intrados. 3. Central zone extrados. 4. Lateral zone extrados).

349 m; desde aquí hasta la cota 357 m, pasarela de servicio, la superficie resultante está definida por una simple extrapolación analítica que prolonga las formas de la bóveda con continuidad hasta la coronación.

2.3. Juntas de construcción.

Hemos subdividido a la bóveda en 25 bloques para su construcción, equidistantes cada uno en la coronación 14,50 m, y cuyas superficies de contacto, o sea, las juntas de construcción, las hemos definido con la idea de que la incidencia de estos bloques fuese, en cierto modo, normal a la superficie del terreno, para acompañar lo más posible su estructura a la trayectoria de las líneas isostáticas.

En este sentido hemos definido primero analíticamente las directrices de esas juntas como una familia de parábolas situadas en la superficie de referencia, que en nuestro caso, ha sido el cilindro que proyecta el arco de trasdós de la cota 349 m, y a continuación hemos definido las juntas propiamente dichas como superficies regladas engendradas por rectas horizontales que se apoyan en aquellas directrices y en los centros de los arcos de trasdós.

En los estribos hemos definido 6 bloques de construcción en cada uno, equidistantes también 14,50 m, en la coronación aunque en el estribo derecho los tres últimos no transmitan los esfuerzos de la presa al estar

cimentados por encima de la cota de vertedero, actuando solamente de muro de contención. Contamos, pues, en la presa, con un total de 37 bloques de construcción.

2.4. Aliviadero en coronación.

Hemos adoptado la solución de vertedero libre en coronación por facilitar la gran anchura del cauce, que permite un gran desarrollo longitudinal, en total 120 m. para el labio vertiente. Todo ello respaldado por resultar la solución más adecuada para la explotación del embalse y sobre todo por ser la más económica.

La máxima riada prevista es de 2 800 m³/seg., lo que ha condicionado una importante obra en el cuenco amortiguador, cuya misión es crear un colchón de agua de suficiente espesor que elimine lo más posible la energía de la lámina libre.

Hemos realizado un ensayo en la estación hidráulica de Sau, de la Confederación Hidrográfica del Pirineo Oriental, con un modelo reducido a escala 1 : 100. Este ensayo ha tenido dos objetivos. El primero, ha sido comprobar la forma del labio y sobre todo la de las pilas para que el vertido de la lámina se efectúe con la aireación suficiente que evite las depresiones y, por consiguiente, sus peligrosas oscilaciones en la tendencia de pegarse al paramento. Este efecto lo hemos observado en toda su intensidad, adoptando para evitarlo 7 vanos en el vertedero de 17 m de luz cada uno, con una forma

y dimensiones en las pilas que hacen romper y airear la gran lámina vertiente.

El segundo objetivo ha sido el dimensionado del espesor del colchón, para lo cual hemos colocado un gran número de piezómetros en la solera del cuenco en los que hemos registrado sus oscilaciones y alturas para distintos caudales y espesores de agua, llegando después de numerosas pruebas a determinar la altura de la contrapresa que nos determina un espesor medio para el

pactos que pudiese producir la subpresión. Al mismo tiempo, las losas en su cuerpo central van cosidas a 25-30 m de profundidad con potentes anclajes postensados que hemos proyectado expresamente para esta obra.

2.5. Desagües de fondo.

Hemos dispuesto cuatro en el cuerpo central de la presa como solución más económica y segura, ya que

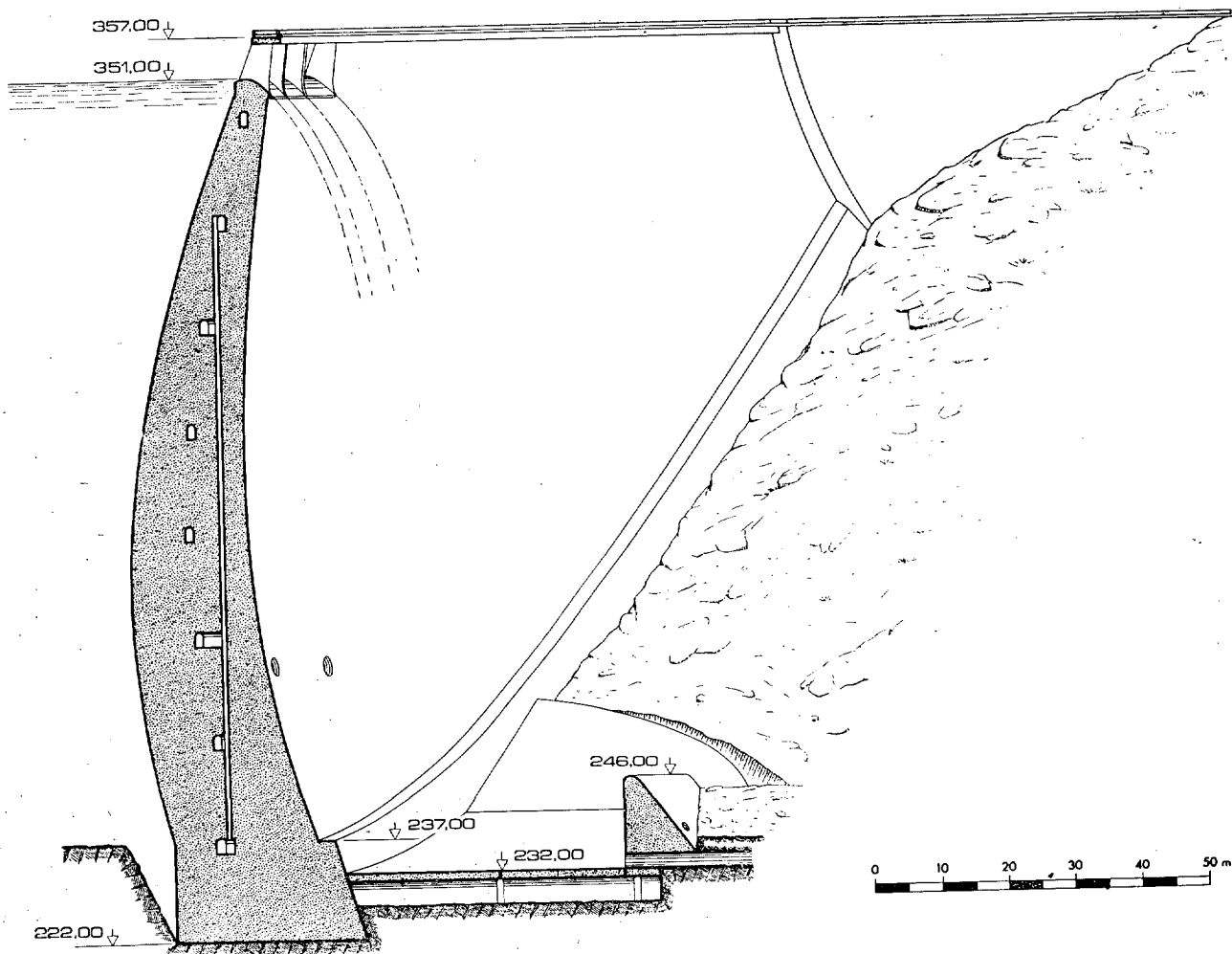


Fig. 8.ª — Sección central. (Central section).

colchón de agua de 12-14 m. en riadas normales de 1 000-1 500 m³/seg.

La solera de este cuenco tiene unas dimensiones aproximadas en planta de 100 × 35 m², determinando sus juntas de construcción 12 losas de 15 × 15 m² aproximadamente cada una. A estas juntas les corresponden longitudinalmente una serie de galerías de visita cuya solera es la misma roca, con objeto de que actúen como un gran drenaje contra las fuertes oscilaciones e im-

su vertido lo efectúan dentro del cuenco amortiguador, con lo que se evitan las posibles obras de protección, trampolines, etc., inevitables en otras soluciones. Son todos iguales y tienen un diámetro útil de 1,5 m y dos válvulas de cierre, la primera, esférica, actúa de guarda y no permite la regulación. La segunda es de chorro hueco y permite el reglaje de los caudales. En la embocadura de la tubería blindada va dispuesta una rejilla de hormigón con una ranura que puede alojar una eventual

atagüa. La capacidad global de desagüe con la carga media de agua es aproximadamente de 180-200 m³/seg.

2.6. Galerías de visita.

Una galería perimetral recorre todo el contorno de la presa a la altura del zócalo de cimentación. Sus dimensiones son de 1,40 × 2,40 m². Además de esta galería, siete galerías horizontales equidistantes en altura y de 1,20 × 2,20 m² de sección, van distribuidas según todo el desarrollo de la presa, penetrando en la roca de cimentación; tres de ellas empalman directamente con las profundas galerías de drenaje a que nos hemos referido en 1.5. La longitud global de todas estas galerías supera los 4 000 m. Un ascensor ubicado en un pozo excavado sobre la zona del estribo derecho hace posible el fácil acceso a todas ellas. Desde estas galerías será posible realizar la inyección de las juntas, completar el trata-

miento de la roca de cimentación y obtener las medidas que nos suministren los diferentes aparatos de auscultación instalados en la presa. A través de ellas se conduce al exterior, desde diversas cotas, toda la red de drenajes.

2.7. Armaduras de repartición.

Con objeto de uniformizar el reparto de tensiones y de esfuerzos en determinadas zonas de la presa, hemos dispuesto una serie de armaduras todas de acero especial corrugado de alta resistencia y cuyas características vamos a referir a continuación.

Las tracciones que se nos producen en el pie de aguas arriba, según nos ha señalado el modelo estructural, cuyos resultados hemos analizado en 1.7, nos han aconsejado coser esta zona a lo largo de unos 150 metros con anclajes compuestos por paquetes de 7 ϕ 21,

Fig. 9.^a — Ensayo del vertido libre. (Overflow test).



distribuidos según una malla de $1,50 \times 1,50 \text{ m}^2$ a razón de tres por cada 1,50 m. La capacidad mecánica del conjunto de estos anclajes que actúan como armadura de tracción, es tal que impide la rotura de la roca, donde

ván alojados hasta 5 m de profundidad. En función del elevado grado de fisuración de la roca y de la compleja red de diaclasas que presenta, hemos dispuesto también una parrilla de repartición de $2 \times 2 \text{ m}^2$, también de $\phi 21$,

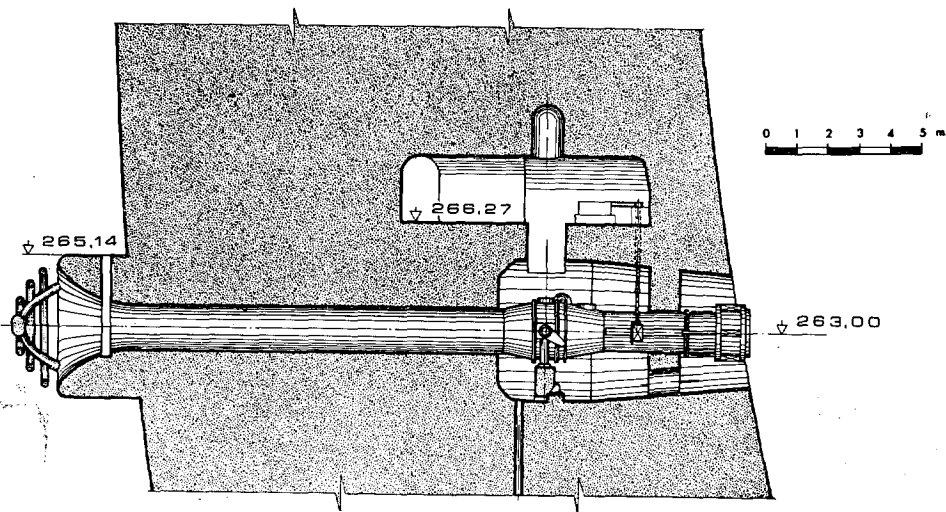


Fig. 10. — Desagüe de fondo. (Bottom drain).

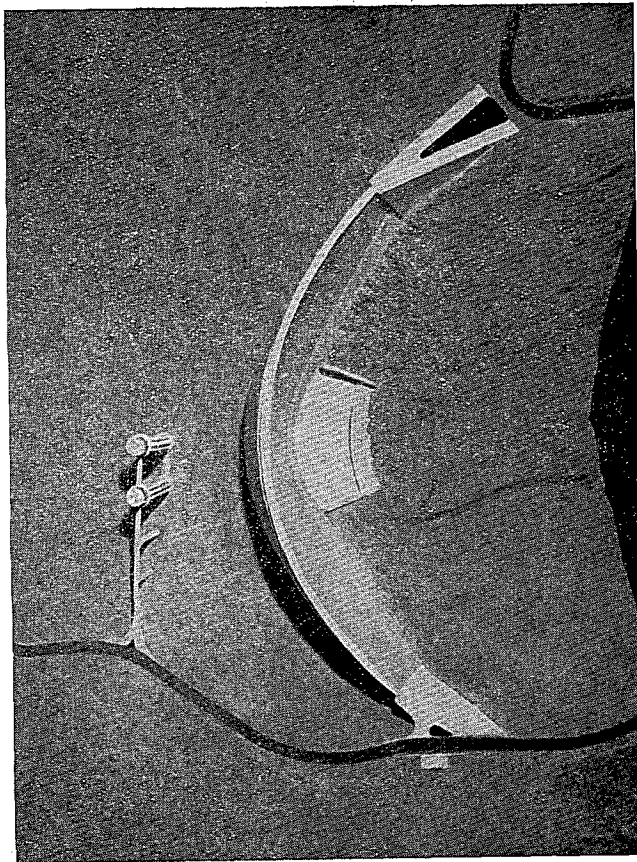


Fig. 11. — Vista en planta de la maqueta. (Plan view of the model).

reforzada en los puntos de cruce con anclajes también $\phi 21$, que penetran 2,50 m en la roca y 2,50 m en el hormigón, todo ello a lo largo de toda la cimentación de la presa. Siempre que se ha presentado alguna falla o accidente tectónico de importancia se ha incrementado la densidad de la parrilla y anclajes. Para uniformizar el mencionado reparto de las tensiones y para evitar posibles fisuras en los paramentos debidos, bien a los cambios bruscos de la temperatura diurna, cuando está el hormigón fresco, bien por la posterior retracción, hemos dispuesto una malla de $1,05 \times 1,60 \text{ m}^2$ de $\phi 21$, según las superficies de intradós y trasdós de la bóveda. De esta malla parten siempre armaduras para reforzar las esquinas de los bloques y al mismo tiempo garantizar la buena colocación de las bandas tapajuntas durante la puesta en obra del hormigón. También a lo largo de todas las galerías de visita hemos dispuesto una armadura de zunchado de $\phi 15$ cada 0,20 metros.

3. PREVISIONES PARA LA CONSTRUCCION Y EXPLOTACION

La redacción del proyecto abarca también una serie de estudios que están estrechamente ligados a la ejecución y explotación de la obra y hasta tanto no se hallen avanzados estos trabajos no se pueden incluso definir en toda la amplitud y extensión que merecen.

3.1. Canteras y hormigones.

A este respecto sólo hemos podido realizar un estudio preliminar, más amplio que efectivo, y del que solamente ha quedado fijada la elección de cantera. Esta se

halla situada en las proximidades de la obra y a un centenar de metros sobre el nivel de máximo embalse; la roca escogida para los áridos es el pórfido granítico, que tiene una dureza superior al granito y una fractura muy desigual, siendo muy abrasivo. Con este árido hemos confeccionado numerosas series de hormigones, habiendo roto gran número de probetas, que nos han asegurado la posibilidad de obtener un buen hormigón para la obra con una dosificación de cemento de 250 Kg./m³, del que se han estudiado varios tipos, 125-130 l de agua y un tamaño máximo para los áridos de 150 mm. Las cargas de rotura de las probetas de esta roca oscilan entre 1 200-1 500 Kg./cm².

Una vez que hemos conocido el rendimiento real de las instalaciones auxiliares ha sido posible, y para eso después de muchas pruebas, fijar granulometrías y dosificaciones más precisas, que incluso han aconsejado introducir variaciones complementarias en dichas instalaciones, para obtener una buena manejabilidad del hormigón durante su puesta en obra.

3.2. *Refrigeración del hormigón.*

Hemos realizado un estudio muy detallado del problema, en colaboración con el Ing. G. Lis, en el que, partiendo de un volumen medio mensual de hormigón de 20-25 000 m³ colocado en obra, hemos llegado a la conclusión de que se puede confiar por entero la refrigeración de la presa a los medios naturales, con la sola precaución de realizar escrupulosamente el riego de los bloques para ayudar al curado del hormigón.

Las constantes que han servido de base a este estudio son las siguientes:

Máx. calor de hidratación de cemento.	70 cal/gr.
Conductividad térmica del hormigón ...	2,2 Kcal/mh °C.
Difusividad térmica del hormigón	0,004 m ² /h.
Temperatura ambiente media anual	15° C.
Amplitud sinusoidal de la temperatura.	9° C.

Con ello facilitamos por otra parte las operaciones de puesta en obra del hormigón, al prescindir de las complejas instalaciones de tuberías y serpentines, consiguiendo en la práctica mejorar la calidad de la obra.

3.3. *Tratamiento de la roca de cimentación.*

Los estudios realizados en el terreno de la presa antes de iniciar las excavaciones, y cuyo contenido fundamental hemos referido en el apartado 1, nos han suministrado los conocimientos suficientes para proyectar y programar un plan general para el tratamiento de la cimentación. De esta forma hemos previsto efectuar la consolidación y el cosido de los 10 primeros metros de roca a base de abanicos de taladros transversales realizados desde el paramento de aguas abajo y desde la galería perimetral. A su vez hemos previsto la clásica pantalla de impermeabilización realizada desde la galería perimetral y con la profundidad que nos limite la unidad Lugeon.

Ahora bien en el mencionado apartado 1 hemos señalado nuestro interés en agotar al máximo el estudio de las características del terreno lo que hemos intentado una vez iniciadas las excavaciones a base de cartografiar con todo detalle, a escala 1:50, la geología de la cimentación de cada bloque recogiendo en ella no sólo la petrografía, sino también toda la serie de fisuras, diaclasas y fallas y sus buzamientos principales, todo lo cual nos ha permitido reconstruir, al sintetizar dicha cartografía a escalas más pequeñas, 1:200 y 1:500, la tectónica del macizo en toda su amplitud y detalles. De ahí que el verdadero proyecto del tratamiento de la roca de cimentación lo hayamos podido completar una vez terminadas las excavaciones, fijando los tratamientos complementarios con detalle y cuya explicación se nos escapa aquí de nuestro propósito, todo lo cual nos asegura el máximo rendimiento y objetividad en las técnicas empleadas para su realización.

Este minucioso estudio de la cartografía geológica de la cimentación tiene la doble ventaja de poder realizar el tratamiento de la misma interpretando sus resultados incluso por aquellas personas que nunca vieron la roca sobre la que se asienta la presa y de poder en el futuro, caso de que se observara en el comportamiento del terreno cualquier eventualidad, aplicar el remedio más adecuado a la misma en función de los datos tan completos que poseemos del mismo.

3.4. *Inyección de las juntas.*

Hemos enfocado este problema con la idea de poder efectuar la reinyección siempre que fuera necesario. Para ello ha sido preciso realizar diversos ensayos con las válvulas empleadas que nos han fijado las características de las mismas. Estas son troncocónicas, unidas directamente por su base menor al tubo de inyección que comunica con la galería de visita; dentro de la cavidad troncocónica se adapta perfectamente un tapón de goma con la elasticidad suficiente para no sufrir deformaciones durante la puesta en obra y para deformarse al recibir la presión de inyección, permitiendo la entrada hacia la junta del agua o la lechada, pero no su salida desde la junta al tubo de inyección a través de dicha válvula. La goma tiene dos sectores diferentes, siendo el más rígido el que ocupa la superficie troncocónica y más elástica el que sobresale sobre ella. Este tapón de goma va comprimido inicialmente por una placa metálica que va unida al tubo de inyección, siendo esta tensión inicial uniforme debido a la forma circular de la placa y al transmitirla al tapón de goma ha proporcionado, según los ensayos, los mejores resultados para la salida de la lechada, impidiendo los depósitos de cemento entre la superficie metálica y el tapón, que con otros métodos de sujeción, ataduras con alambres, etc., estas sedimentaciones se nos producían en unas proporciones que hubieran inutilizado el funcionamiento de la válvula en la siguiente ocasión.

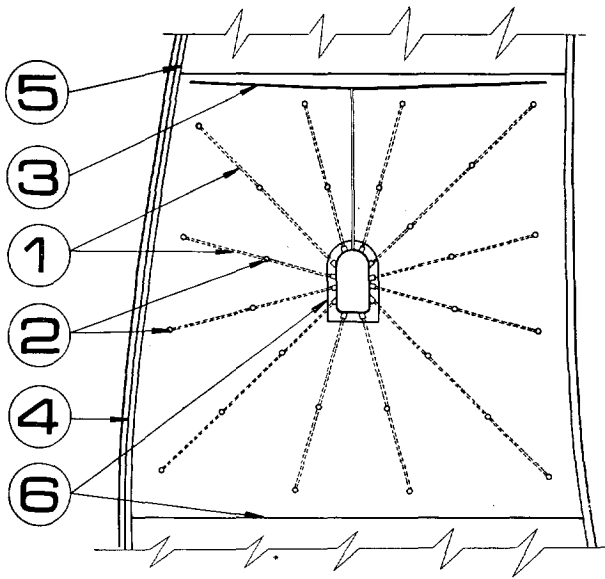


Fig. 12. — Recinto de inyección: 1. Tubos de inyección. 2. Válvulas de inyección. 3. Ranura colectora. 4. Banda de cloruro de polivinilo. 5. Lámina de cobre. 6. Lámina de acero.

(Injection seal. 1. Injection tubes. 2. Injection valves. 3. Collection slot. 4. P. V. C. strip. 5. Copper sheet. 6. Steel sheet).

Para el recinto de inyección hemos adoptado una instalación tal que desde la galería de visita queden controladas no sólo las operaciones de lavado e inyección, sino también sus drenajes por el tubo colector, con lo que una única persona podrá controlar el funcionamiento global del recinto.

Todos los recintos son independientes y la impermeabilidad se ha logrado a base de bandas de acero. En el paramento de aguas arriba esta banda impermeabilizante es de cobre y por delante de ella hemos dispuesto, a modo de refuerzo con vistas a la total estanquidad de las juntas, una banda paralela de cloruro de polivinilo.

La temperatura prevista en el hormigón para inyectar las juntas es de 15-18°.

3.5. Control general durante la ejecución de la obra.

Otro aspecto que ha sido preciso tratar en la redacción del proyecto es el concerniente a la vigilancia de la obra, donde hemos tenido que prever las instalaciones técnicas necesarias y el equipo especializado para realizar este cometido con toda objetividad y amplitud dada la gran envergadura y responsabilidad del problema.

Este control lo hemos referido esencialmente a los siguientes conceptos a través de los correspondientes equipos: a) control de la obra propiamente dicha, que

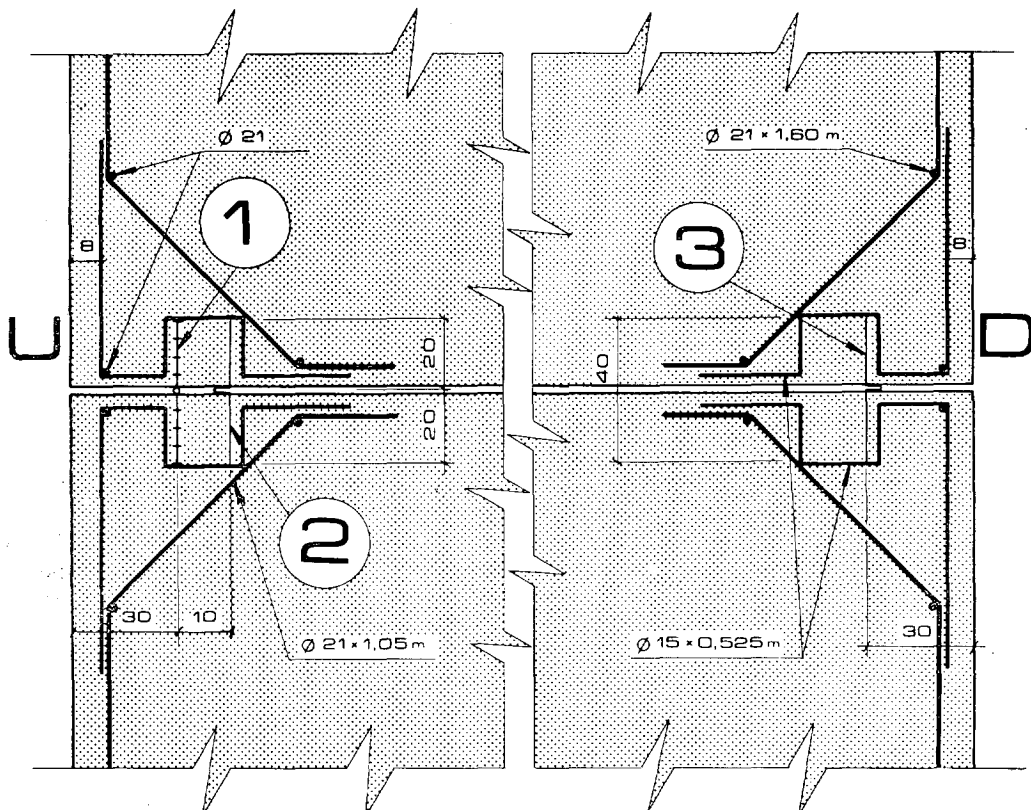


Fig. 13. — Sección horizontal de una junta: 1. Banda de cloruro de polivinilo. 2. Lámina de cobre. 3. Lámina de acero.

(Horizontal section of a joint. 1. P. V. C. strip. 2. Copper sheet. 3. Steel sheet).

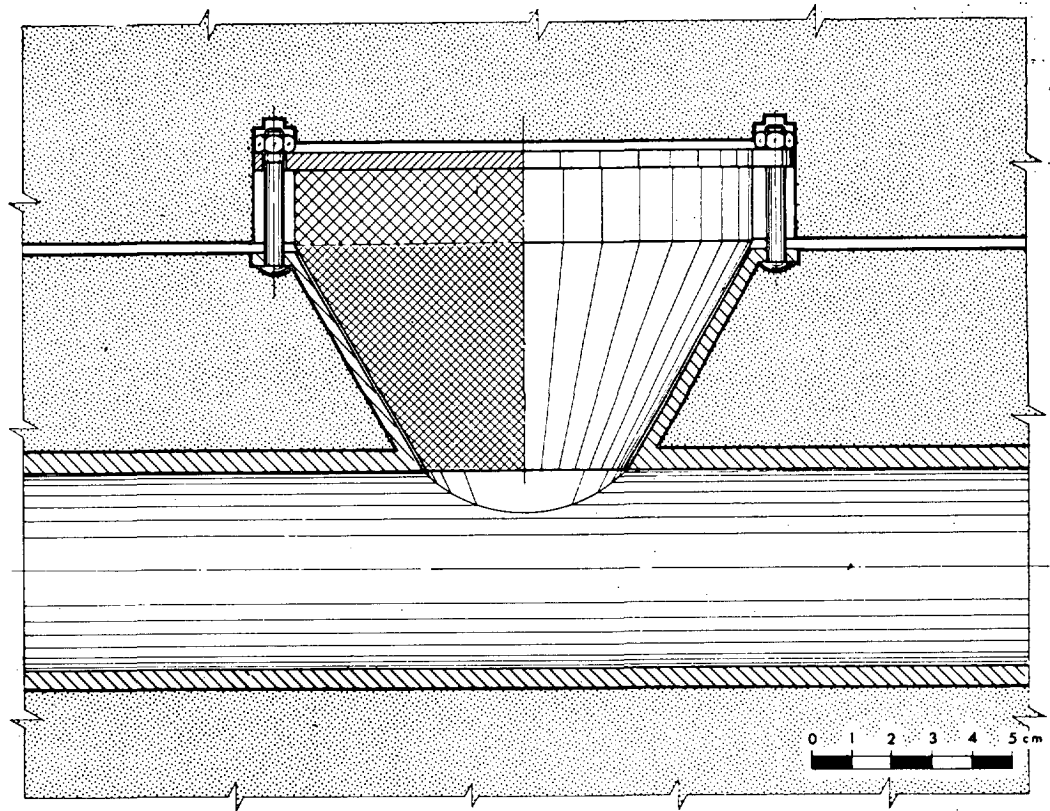
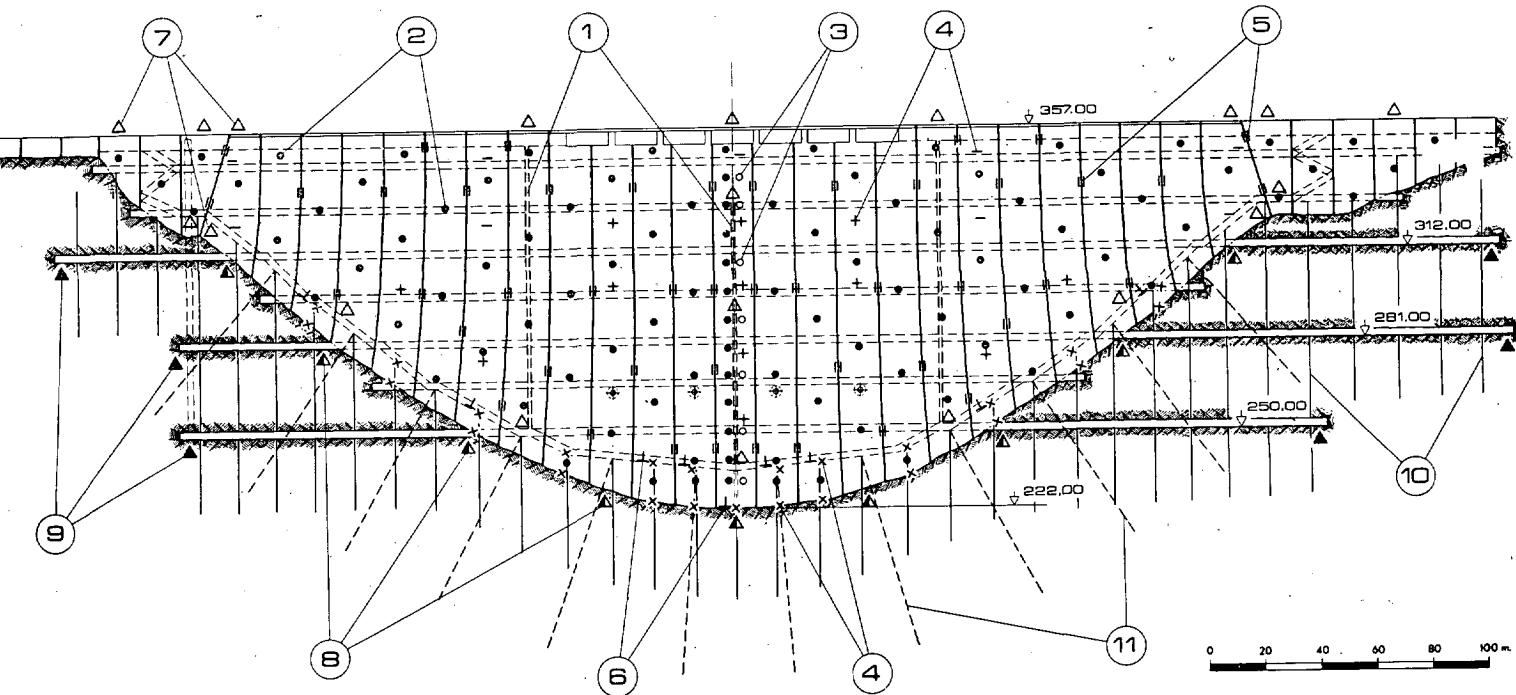


Fig 14. — Válvula de inyección.
(Injection valve).

Fig. 15. — 1. Péndulos. 2. Grupo de termómetros eléctricos. 3. Termómetros eléctricos en el agua. 4. Extensómetros. 5. Medidores de juntas. 6. Tensímetros. 7. Puntos de observación geodésica. 8. Puntos de nivelación. 9. Bases de nivelación. 10. Drenes. 11. Drenes de la pantalla principal de impermeabilización.

(1. Pendulums. 2. Group of electric thermometers 3. Electric thermometers in the water. 4. Extensimeters 5. Joint measurer. 6. Tensometers 7. Geodetic observation points. 8. Levelling points. 9. Levelling bases. 10. Drains. 11. Drains of the main impermeabilization curtain).



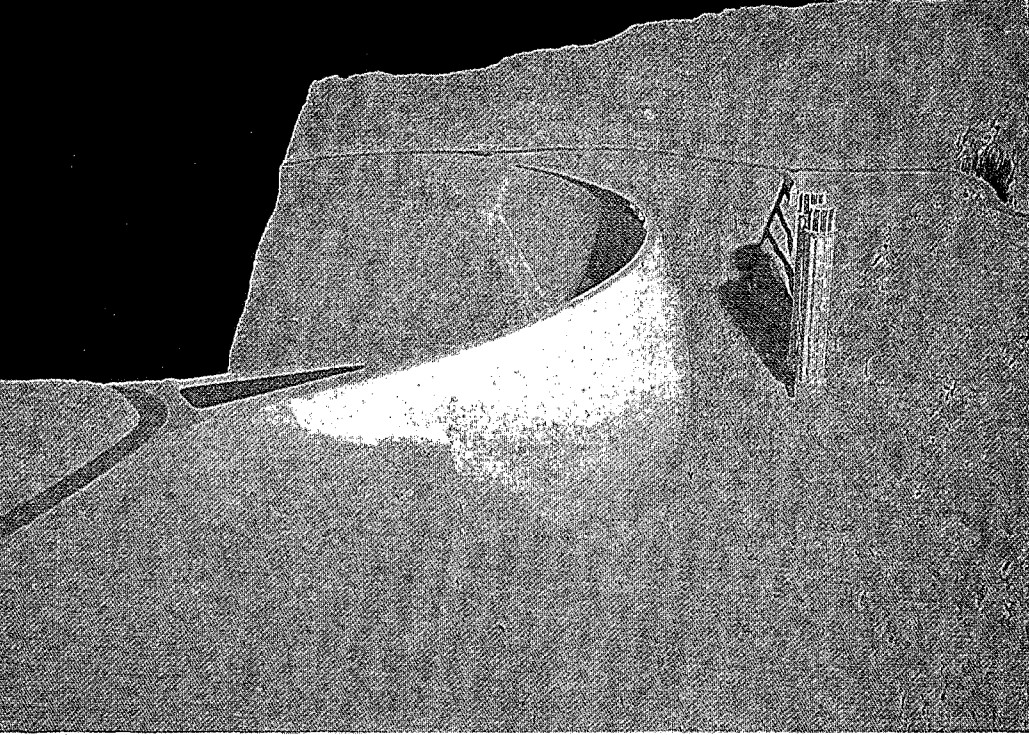


Fig. 16. — Maqueta. Vista desde aguas arriba. (Model View from upstream).

abarca desde la cantera, instalaciones auxiliares, torre de hormigón y ejecución de los tajos, con sus detalles constructivos; b) control del replanteo de la obra, que abarca el desarrollo analítico del cálculo de puntos hasta la definición de la posición de los encofrados; c) control de la recepción de los materiales y de la fabricación del hormigón, lo que se realiza a través de un laboratorio perfectamente equipado, donde pueden verificarse toda clase de ensayos físicos y químicos, tanto cuantitativos como cualitativos; d) control de las inyecciones para el tratamiento del terreno; e) control de la ejecución de las inyecciones de las juntas; f) y por último, control de los aparatos de auscultación que abarca la puesta en obra de los mismos y el archivo de los datos por ellos suministrados.

3.6. Auscultación de la obra.

La previsión para la auscultación ha tenido dos partes: una, el control del funcionamiento del terreno, y la otra, el control del funcionamiento de la estructura de hormigón. A través de ambos se podrá analizar el comportamiento global de la obra.

La auscultación del terreno comprende, en primer lugar, una red de bases geodésicas y puntos de observación que permitirán medir sus deformaciones en planta en la zona de las inmediaciones de la presa; además, otra serie de bases completan las medidas anteriores con nivelaciones de precisión; parte de estas últimas bases van instaladas en el interior de las galerías. También una gran pantalla de drenajes situada a partir de las galerías de drenaje y galería perimetral, barre una considerable extensión de terreno sobre la zona de ci-

mentación y está formada por drenes separados a unos 12-15 m de distancia, cuya observación está completada con la del pie de aguas abajo de la presa, cuya excavación permanecerá completamente limpia. A parte de estos drenes cuya situación está más bien hacia la zona de aguas abajo de la cimentación, hemos previsto otros situados cada 30-40 m., realizados a base de reperforar un taladro de la pantalla principal de impermeabilización, con lo que podemos observar los posibles movimientos del terreno en la zona donde está realizada esta pantalla, o sea, en el pie de aguas arriba.

La auscultación de la estructura la hemos previsto en primer lugar a través de las mismas bases de auscultación geodésica del terreno, pero con puntos de observación situados en la coronación y paramento de aguas abajo de la presa; y en segundo lugar, a través de una serie de aparatos de precisión ya tradicionales en este tipo de obras y entre los que se cuentan tres péndulos que abarcan prácticamente el desarrollo principal de la bóveda, numerosos termómetros eléctricos en el hormigón y algunos en el agua, diversas rosetas de extensómetros, medidores de juntas, tensímetros, bases para elongómetros en las juntas, etc., realizando las diferentes lecturas desde la extensa red de galerías de la presa.

3.7. Conclusión.

La integración ponderada de toda esta relación de temas y conceptos que hemos expuesto en los apartados precedentes, ha motivado, después de un largo y penoso proceso de elaboración, la concepción global del proyecto de la presa y cuya redacción ha representado solamente el final de la primera etapa en la vida de esta importante obra.