

## EL COMPORTAMIENTO INICIAL DE LA PRESA DE SUSQUEDA (\*)

Por ARTURO REBOLLO

Ingeniero de Caminos

*En este trabajo se pretende dar una información completa sobre la aúscultación de esta presa durante los primeros años de su existencia abarcando, tanto los sistemas, métodos y aparatos empleados, como los resultados obtenidos.*

*Una vez realizado por Hidroeléctrica de Cataluña, S. A. el proyecto y la construcción de esta obra, asentada en el río Ter, dentro de la provincia de Gerona, entró en su fase de explotación. Durante la iniciación de este período de la vida de la presa hemos realizado numerosas observaciones sobre su comportamiento, cuya exposición general será el objeto de este artículo.*

*Para seguir un orden lógico en este análisis nos referiremos a lo largo de este trabajo a los siguientes conceptos: en primer lugar a las sollicitaciones exteriores e interiores que han actuado sobre la estructura y el cimientó; posteriormente pasaremos a considerar el estado de tensiones resultantes, y a continuación analizaremos los movimientos y desplazamientos observados en el complejo presa-terreno. Finalmente, también haremos referencia al comportamiento del talud de la excavación de la margen derecha.*

### 1. Sollicitaciones exteriores e interiores que han actuado sobre la estructura y macizo de apoyo.

#### 1-1. *Peso propio.*

Después de realizar una excavación, en la zona de apoyo de la presa, de 707 000 m.<sup>3</sup>, iniciamos, en enero de 1965, la puesta en obra del hormigón, que se concluyó en los primeros meses de 1968. El volumen total alcanzó los 662 000 metros cúbicos, con una altura máxima desde fundaciones de 135 metros.

El efecto del peso del hormigón sobre el cimientó fue progresivo, como en el caso de cualquier otra presa, habiéndose comenzado el hormigonado por la zona superior de la margen izquierda, descendiendo por la ladera a medida que lo fueron permitiendo las excavaciones, para saltar posteriormente a la zona media de la margen derecha y extenderse luego a toda la cimentación. Cabe destacar cómo al haber quedado algún tiempo aislados los bloques laterales

en las zonas altas de las laderas, que por la disposición de sus juntas presentaban desplome natural hacia el eje del cauce, repercutió este efecto del peso propio sobre las aberturas de dichas juntas, como veremos más adelante.

#### 1-2. *Carga hidráulica.*

##### 1-2-1. La evolución del embalse.

Comenzó su llenado en marzo de 1967 al cerrar el túnel de desvío y derivar el río a través de los cuatro desagües de fondo. Sin embargo, el llenado no se produjo hasta dos años más tarde, en el mes de abril de 1969, gracias a un fuerte temporal que por aquellas fechas se desencadenó sobre la cuenca del Ter. Ello provocó el primer vertido de la presa, alcanzándose en un momento punta hasta algo más de 2 m. de lámina vertiendo sobre el umbral del vertedero, lo que representó un caudal de vertido del orden de 1 000 m.<sup>3</sup>/seg. (figs. 1 y 2).

Esta situación de embalse lleno se mantuvo prácticamente durante cuatro meses, con lo que pudimos comprobar ampliamente el funciona-

(\*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta Revista, hasta el 31 de enero de 1971.

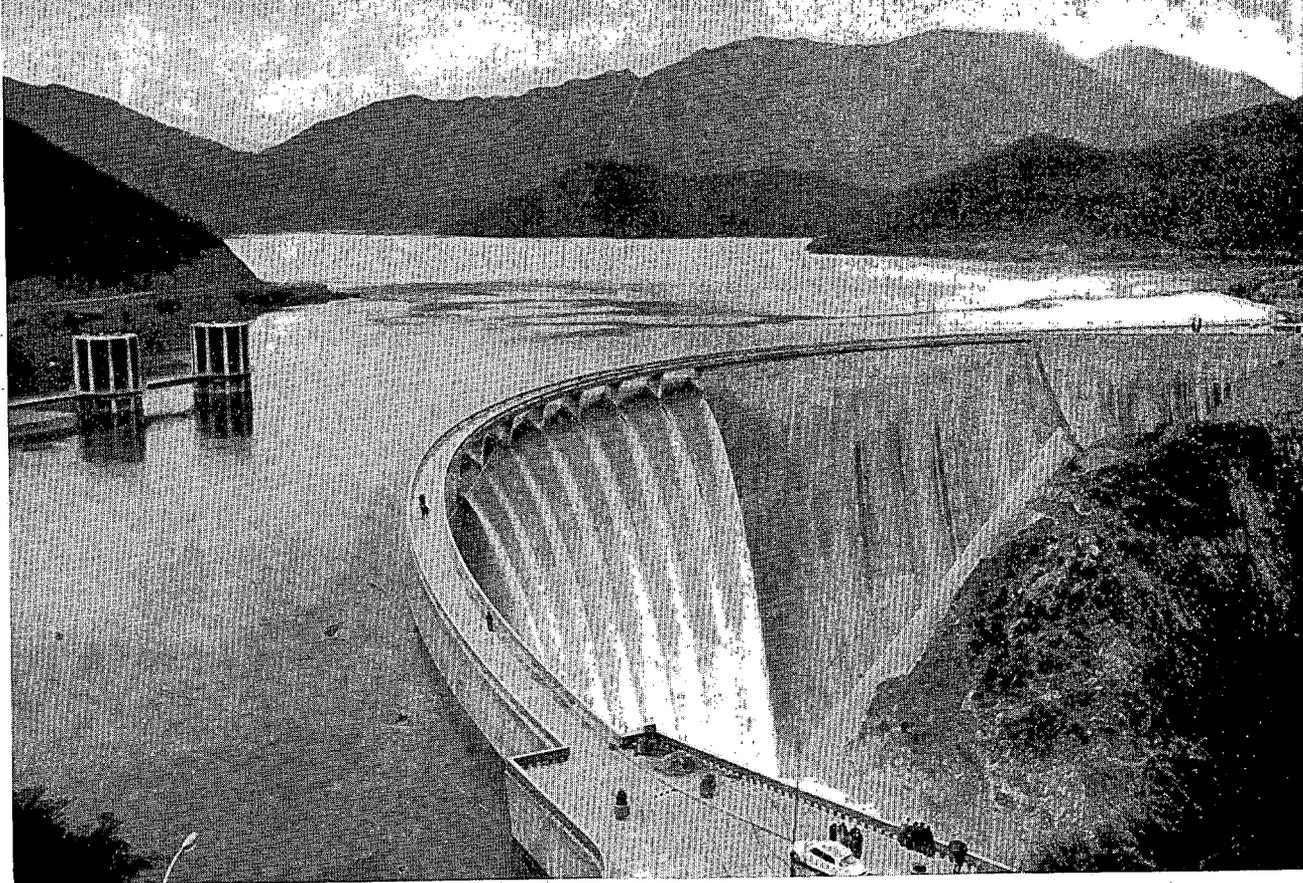


Fig. 1.—Primer vertido por el aliviadero libre de la presa el 5 de abril de 1969, en el que se alcanzó una punta del orden de 1 000 m.<sup>3</sup>/seg.

miento inicial de esta presa. En la figura 3 se refleja la evolución del embalse a lo largo de los tres primeros años.

#### 1-2-2. Las subpresiones.

El control del paso del agua a través del macizo de apoyo está encomendado a la pantalla de drenajes. Los taladros de esta pantalla atraviesan verticalmente las tres galerías de drenaje; sus tramos superiores tienen salida libre por sus dos extremos, mientras que el tramo inferior solamente tiene salida por su cabeza, donde se puede colocar un manómetro para medir la presión intersticial.

Al comenzar a sobrepasar el embalse la cota 330 m., o sea, faltando 21 m. para alcanzar la cota del vertedero libre, comenzamos a notar un aumento gradual de las subpresiones en algunos drenes de esta pantalla; figuras 4, 5 y 6. En principio no tenía nada de extraño, debido a lo densa que *a priori* se presentaba la red de diaclasas de la roca de cimentación, a pesar de haber sido ampliamente tratada con inyeccio-

nes, pudiendo siempre haber quedado alguna por la que el agua encontrara paso desde el embalse.

En el comportamiento de estas subpresiones observamos también el fenómeno contrario, esto es, que los valores de sus alturas piezométricas disminuían con el tiempo a pesar de aumentar la cota del embalse. Ello también tenía una explicación lógica: en primer lugar los limos depositados en el fondo del embalse irían colmatando y cerrando progresivamente las fisuras a medida que iban siendo comprimidos por la presión del agua, y en segundo lugar, la presencia de concreciones cálcicas no sólo cerraban aquellas fisuras, sino los propios drenes, con lo que la lectura de la presión intersticial podía venir falseada y al mismo tiempo el drenaje podía no ser lo suficientemente efectivo. De ahí que paradójicamente tuviera para nosotros más importancia analizar y corregir este segundo fenómeno de la desaparición de la subpresión que su propia presencia.

En vista de todo ello esperamos a que pasara la época del embalse lleno y comenzara su



Fig. 2.—Otro de los numerosos vertidos durante la primavera de 1969.

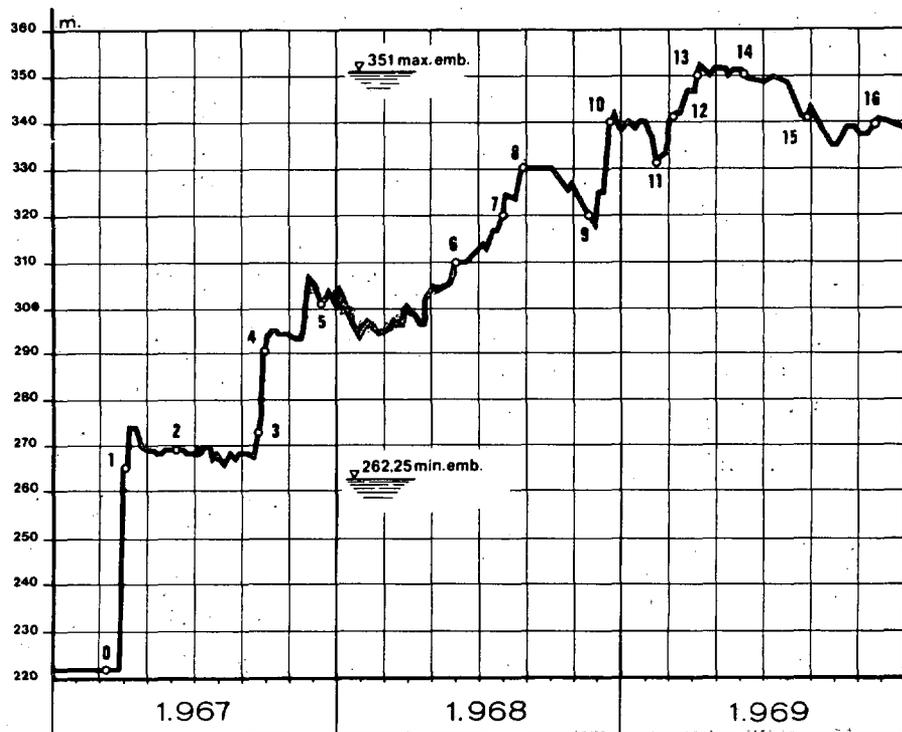


Fig. 3.—Curva de embalse. La numeración corresponde a las fechas más representativas en las que se han realizado mediciones de los movimientos generales de la obra.

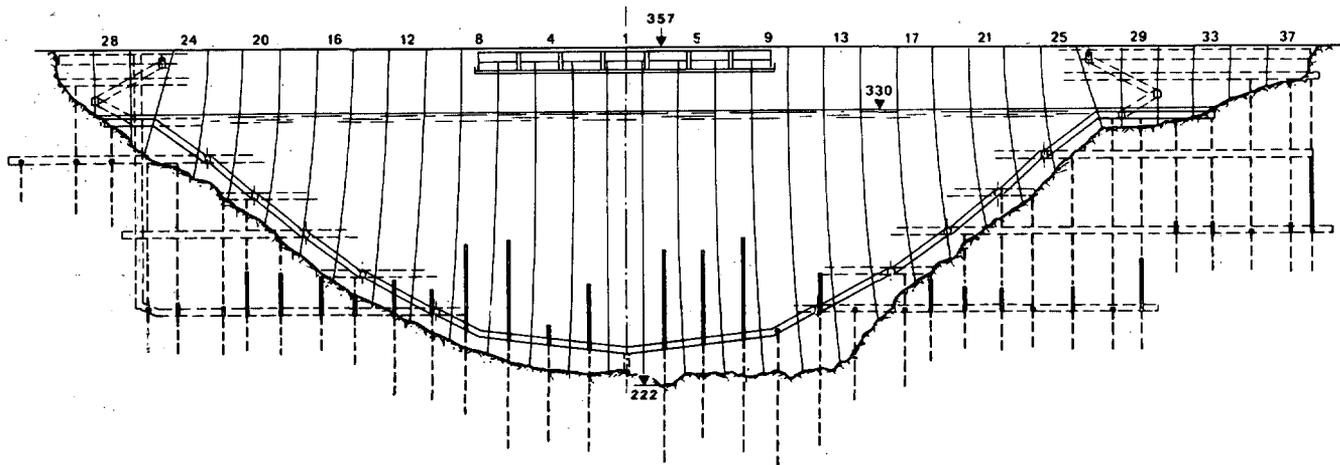


Fig. 4.—Alturas piezométricas en el interior de la roca con el embalse a la cota 330 m., en septiembre de 1968.

descenso, iniciando en el verano del pasado año un trabajo sistemático en la cimentación, que consistió, en primer lugar en tapar e inyectar absolutamente todos los orificios y taladros que habían quedado abiertos, principalmente a partir de los trabajos de inyección para la consolidación de la roca, excepto, naturalmente, los correspondientes a las pantallas de drenaje y a la de aguas arriba o de control de movimientos; en segundo lugar, este trabajo sistemático se refirió a limpiar absolutamente todos los drenes de la pantalla, puesto que una buena parte de ellos habían sido afectados por la presencia de concreciones de carbonato cálcico, quedando total o parcialmente obturados. Al final de este trabajo teníamos la seguridad de que las presiones medidas en los drenes respondían exacta-

mente a su verdadero valor. Debemos señalar que este problema de la obturación de los drenes por las concreciones cálcicas, que en definitiva provienen de la cal libre del cemento, no le hemos encontrado otra solución que proceder a su limpieza periódica por métodos mecánicos a fin de asegurar su correcto funcionamiento.

Una vez que nos aseguramos del funcionamiento libre de toda la pantalla, teníamos a primera vista dos alternativas para disminuir la subpresión: aumentar el número de drenes abriendo otros que hicieran descender las alturas piezométricas de los adyacentes, o tratar otra vez la zona por medio de inyecciones para impedir el paso del agua. En realidad, ni una cosa ni la otra, pues como acabamos de señalar teníamos

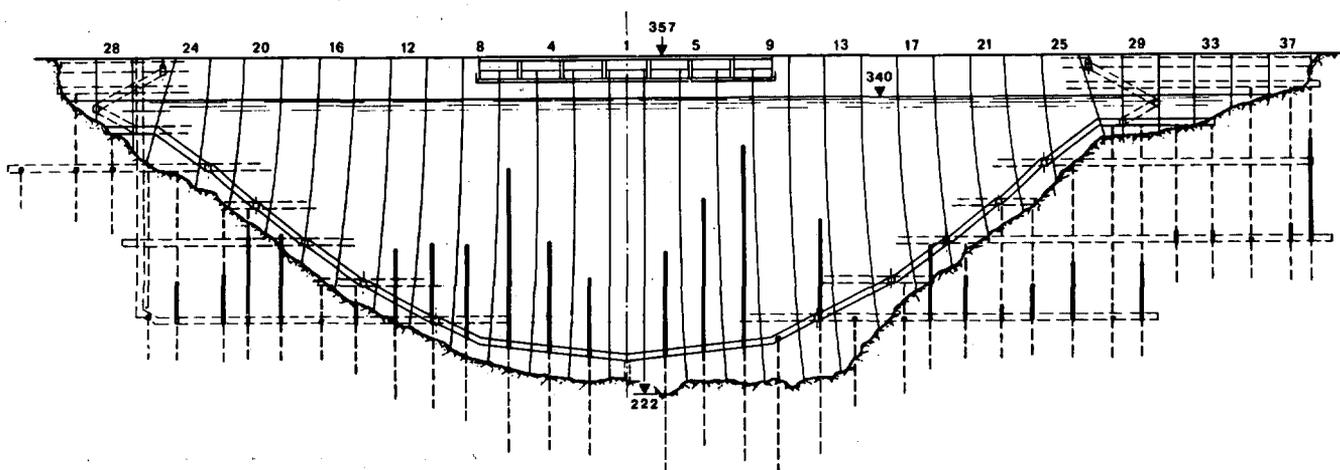


Fig. 5.—Alturas piezométricas en el interior de la roca con el embalse a la cota 340 m., en diciembre de 1968.

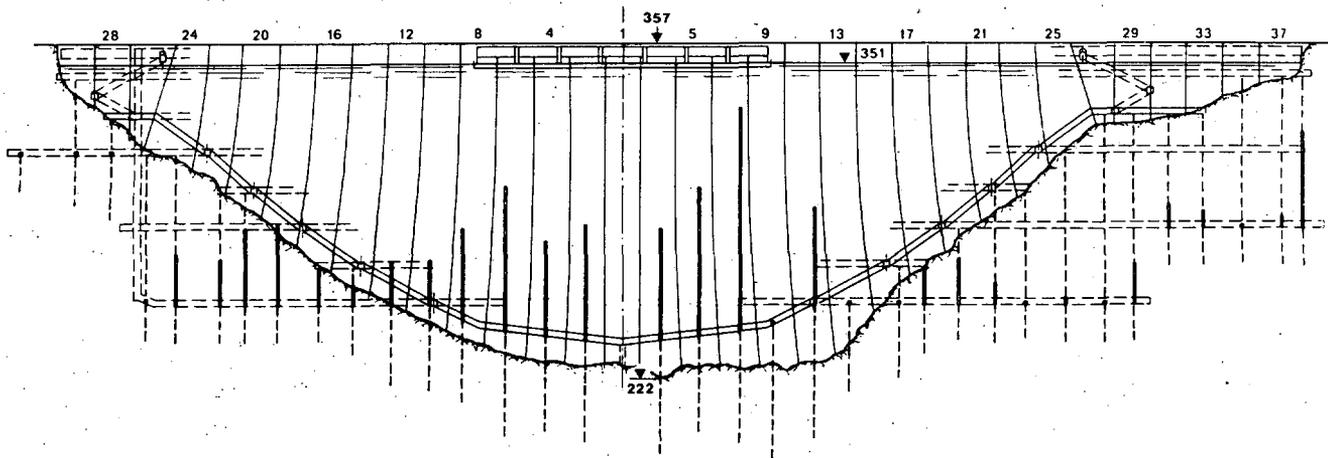


Fig. 6.—Alturas piezométricas en el interior de la roca con el embalse a la cota 351 m., en abril de 1969.

el convencimiento de que en estas rocas, en sí de buena calidad pero excesivamente fisuradas, a las que habíamos tratado amplia y concienzudamente con inyecciones, el paso del agua desde el embalse hasta los drenes sólo podía realizarse a través de caminos muy definidos y muy aislados; de ahí que nos decidiéramos simplemente a inyectar por los propios drenes, con una presión estricta para desequilibrar la presión interna del agua, para luego abrir otros nuevos en sus inmediaciones en un entorno de 2 metros, manteniendo aproximadamente las distancias inicialmente establecidas entre los drenes de la pantalla.

En efecto, esta sencilla operación, que se llevó a cabo en los 8 ó 10 drenes que daban

mayores alturas piezométricas, dio como resultado inmediato el descenso radical de las alturas piezométricas en los nuevos drenes establecidos. Fue verdaderamente curioso y concluyente el caso del dren situado en la base del bloque 7, donde no fue posible rebajar la altura de la presión en el primer dren abierto en sus inmediaciones después de inyectar el primitivo, ni tampoco en el segundo después de repetir la misma operación; ahora bien, el plano geológico de la base del bloque a escala 1/50, nos señalaba una gran fisura que lo cruzaba diagonalmente, en la que habíamos anotado a lo largo de ella un espesor milonítico y arcilloso de 15 cm. viniendo atravesada por el propio dren. Al abordar el tratamiento de esta fisura con una cuadrícula de

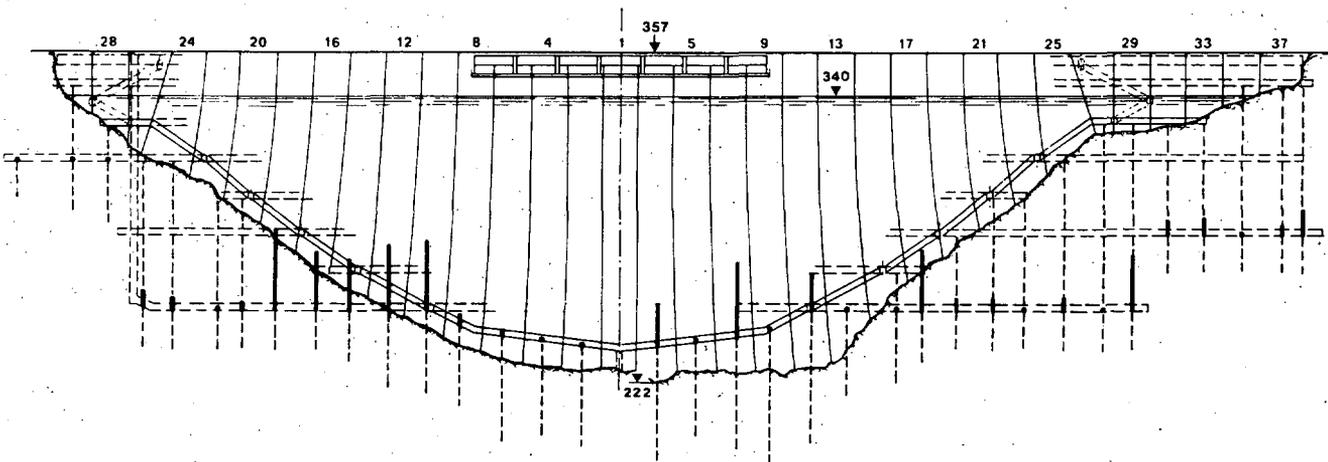


Fig. 7.—Alturas piezométricas en el interior de la roca después de la limpieza de la pantalla de drenajes y de la reinyección de los drenes más activos, obtenidas en diciembre de 1969.

taladros pudimos comprobar cómo todos aquellos que se salían fuera del plano de buzamiento estaban prácticamente secos y no era posible establecer comunicación a través de ellos con el resto, o sea que el único camino del agua era exclusivamente la propia fisura y fuera de ella las presiones intersticiales en aquella zona no existían.

En la figura 7 representamos el estado de alturas piezométricas después de realizadas estas operaciones, obtenidas en el mes de diciembre de 1969.

Los drenes vienen a tener un diámetro de  $\varnothing$  75 los primeros 20 ó 25 m., para disminuir luego a  $\varnothing$  65 en el resto del taladro. Van entubados 1 m. en la cabeza con  $\varnothing$  100, pudiéndose acoplar con gran sencillez dos manómetros móviles roscados para mayor comprobación de la presión y un contador de agua; al mismo tiempo se les puede roscar en cualquier momento una llave de paso, que tiene como misión cerrar el dren en el caso de que llegara a suministrar caudales elevados que fueran capaces de producir arrastres del interior de la roca.

### 1-2-3. Las filtraciones.

Durante la primera puesta en carga del embalse se produjo una vía de agua en el contacto de la zona superior del último bloque del estribo izquierdo con la roca, a unos 5-6 metros por debajo del nivel de máximo embalse, precisamente en una zona donde no se había efectuado el tratamiento de consolidación y cosido. Inmediatamente el agua buscó camino a través de la galería inmediata, que terminaba precisamente en la misma roca, con lo que quedó fácilmente canalizada y dominada; aunque hasta aquella zona prácticamente no llegaba la influencia de los esfuerzos transmitidos por la estructura y dicha filtración no podía tener ninguna influencia sobre el comportamiento de la presa, sin embargo alcanzó un caudal ciertamente respetable, del orden de 30-40 l./s.

Filtraciones débiles se siguen produciendo en las galerías de drenaje y especialmente en el pozo del ascensor en la margen derecha. También hemos observado diferentes humedades en las juntas de los recintos inferiores, debidas fundamentalmente a la subida del agua desde la roca de apoyo; intentamos la reinyección de

estos recintos, tanto desde la galería perimetral como desde el paramento de aguas abajo, sin demasiado éxito.

No observamos más filtraciones dignas de mención, excepto, naturalmente, las recogidas por las pantallas de drenaje y de control de movimientos. A título orientativo, todas estas filtraciones suministraban los siguientes caudales globales en el mes de diciembre de 1969: 80 litros-minuto en la margen derecha y 90 litros-minuto en la margen izquierda, con la cota del embalse a los 340 m., 11 m. por debajo del nivel máximo.

### 1-3. Temperatura y retracción.

El efecto térmico, juntamente con el peso propio y la carga del agua, constituyen las sollicitaciones más importante a que se halla sometida la presa. Tiene su origen no sólo en los cambios que puede experimentar la temperatura exterior ambiente, sino que viene también condicionado por el estado de la temperatura del agua y por los propios cambios de la temperatura interna del hormigón una vez que comienza a irradiar el calor de fraguado, apareciendo a partir de este hecho en la masa del hormigón el fenómeno que conocemos por el nombre de retracción. La evolución, pues, de este fenómeno térmico global ha de influir no sólo en el hormigonado de la presa y la inyección de sus juntas de construcción, sino también en los posteriores movimientos que va a experimentar toda la estructura.

#### 1-3-1. La temperatura ambiente.

Ya conocemos las cotas generales de la obra: 222 m. el nivel mínimo de fundaciones y 357 m. la cota de coronación, encontrándose la presa situada a unos 70 Km. del mar. Todo ello condiciona sobre la zona de emplazamiento un clima de tipo mediterráneo más bien benigno, experimentando un ciclo anual de temperatura con un máximo en el verano y un mínimo en invierno. Este máximo se traduce en unos valores alrededor de los 35° para las temperaturas medias máximas, mientras que el mínimo viene a coincidir con los 0° para las temperaturas medias mínimas. Comportando esta distribución general unos saltos térmicos diarios de unos 15°.

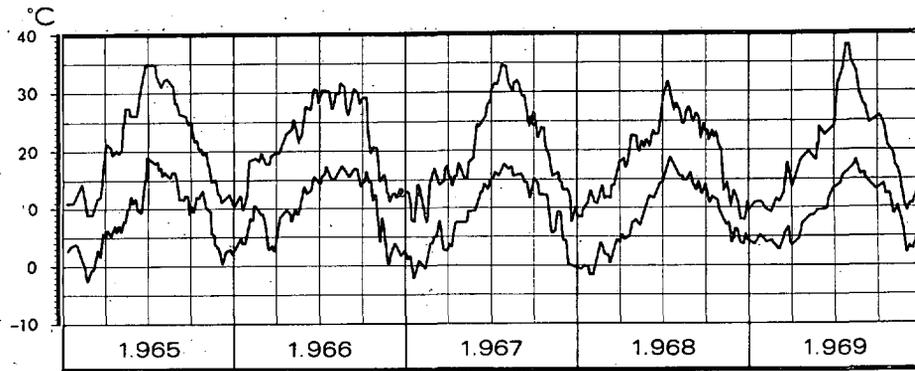


Fig. 8.—Evolución de los valores medios de las temperaturas diarias máxima y mínima, obtenidas en los diez días anteriores a cada fecha.

Todo ello nos ha alejado de adoptar disposiciones especiales de cara a la influencia de esta temperatura, no sólo durante la construcción de la obra, sino también durante su explotación. No obstante, estas puntas se presentaban a veces lo suficientemente acusadas para estar atentos a estas variaciones, especialmente en invierno, donde los gradientes diarios podían presentar saltos demasiado bruscos que indudablemente podían tener importancia, sobre todo durante la construcción. En la figura 8 se indican la evolución de las temperaturas máximas y mínimas durante los últimos cinco años.

### 1-3-2. La temperatura del agua.

El agua del embalse, al estar en contacto con el paramento de aguas arriba, le transmite una disminución a su gradiente térmico que necesariamente ha de repercutir en el interior de la masa de hormigón, factor por lo tanto que hay que tener en cuenta a la hora de analizar el comportamiento de la estructura debido a los cambios de temperatura. Para darnos una idea de esta influencia, en la figura 9 representamos la evolución de la temperatura en diferentes puntos, situados tan sólo a 75 cm. del paramento de aguas arriba y a diferentes cotas.

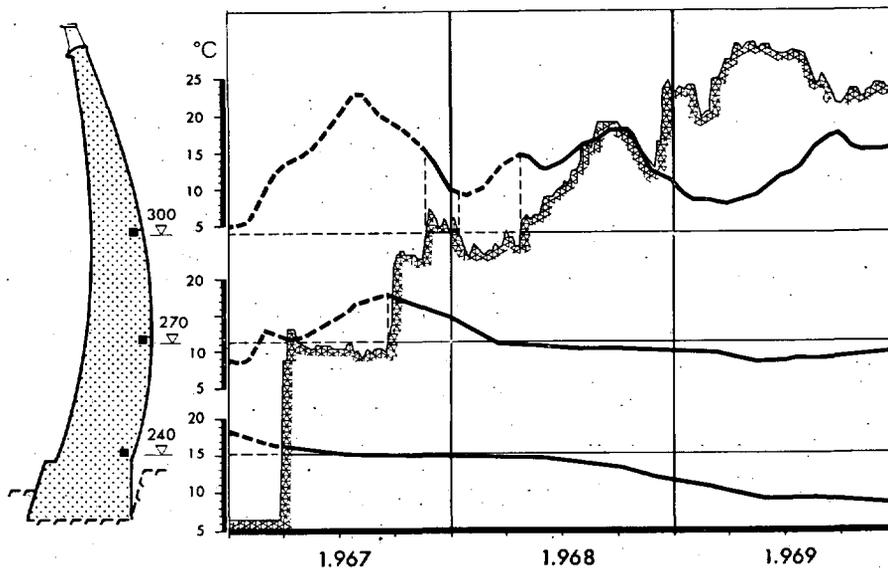


Fig. 9.—Influencia del agua del embalse sobre la temperatura del hormigón en diferentes puntos, situados a 75 cm. del paramento.

1-3-3. La evolución de la temperatura del hormigón.

El control de la temperatura en el interior de la masa de hormigón lo hemos realizado con cierta amplitud, en primer lugar debido a que no habíamos dispuesto sistema de refrigeración, ya que no hacía falta dado el ritmo de hormigonado, que permitía la maquinaria instalada; y en segundo lugar porque no conociendo con suficiente detalle las características del cemento a emplear, precisábamos en todo momento el estado térmico del hormigón, máxime cuando habíamos previsto un primer embalse parcial sin inyectar las juntas.

Los termómetros de resistencia que hemos empleado han sido fabricados por el Laboratorio de Investigaciones Técnicas y su lectura es directa en grados centígrados. El número de termómetros instalados ha alcanzado la cifra de 428. Cuando los espesores de los bloques eran superiores a los 12-15 m., entonces se colocaron cinco aparatos equidistantes según la dirección radial, de tal forma que los extremos distaran 2 m. de los paramentos; en las zonas de la presa, donde los espesores eran menores se colocaban solamente tres con el mismo criterio; en la zona superior de la presa, donde los espesores eran del orden de 5 a 7 m., solamente se colocaba un aparato equidistante entre los dos paramentos.

En un principio estos termómetros se colocaban próximos al lecho de la tongada, con lo que quedaban a 2 m. de profundidad. Esto tenía el inconveniente que durante el vertido, extensión y vibrado del hormigón era frecuente el riesgo de rotura de los cables debido al paso continuo

de las máquinas que realizaban dichos trabajos, por lo que fue preciso optar por su colocación en las últimas capas de la tongada, a unos 20 cm. de su superficie, con lo que se evitaron estos inconvenientes.

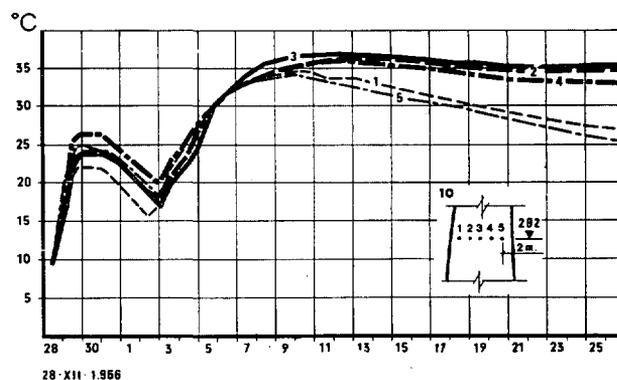
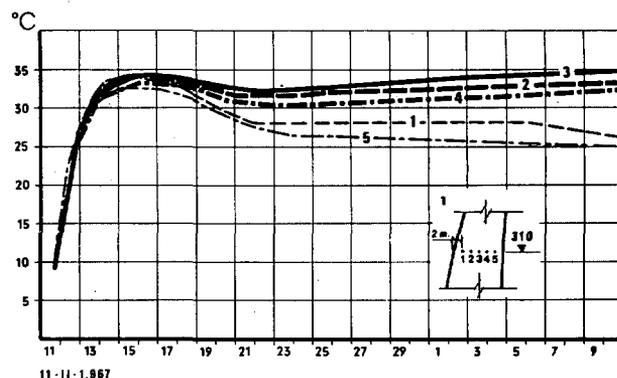


Fig. 10.—Diferentes curvas de la temperatura durante los primeros días de la puesta en obra del hormigón. En el gráfico superior, los termómetros fueron colocados en el lecho de la tongada; en el inferior se colocaron próximos al techo de la misma. Obsérvese en el segundo caso el marcado efecto refrigerador de la temperatura ambiente hasta que se hormigona la próxima tongada. Al cabo del tiempo decae la temperatura de los termómetros extremos más próximos a los paramentos, mientras que en el central se mantiene siempre más elevada.

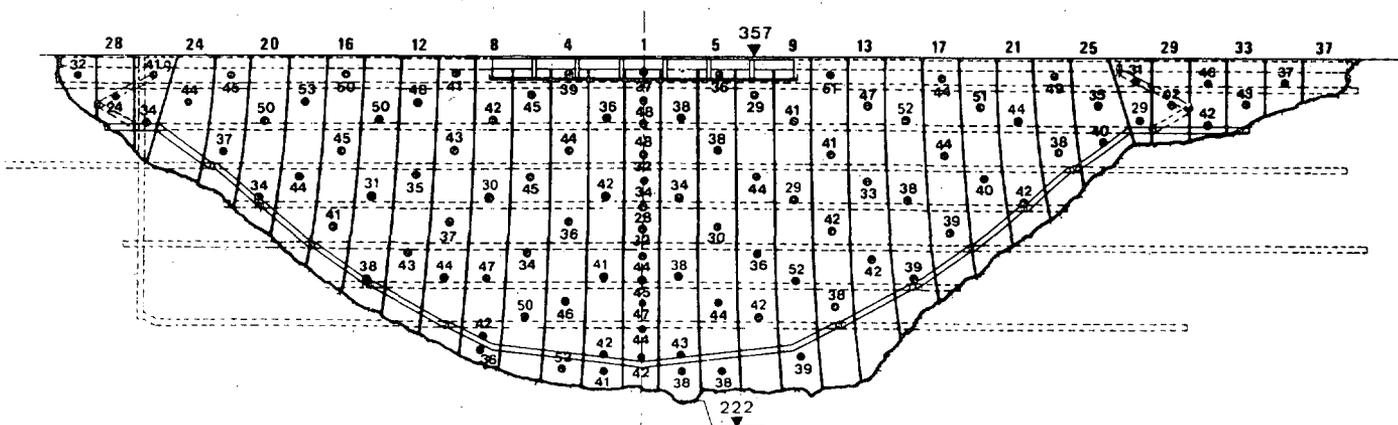


Fig. 11.—Temperaturas máximas absolutas en °C alcanzadas en los diferentes grupos de termómetros.

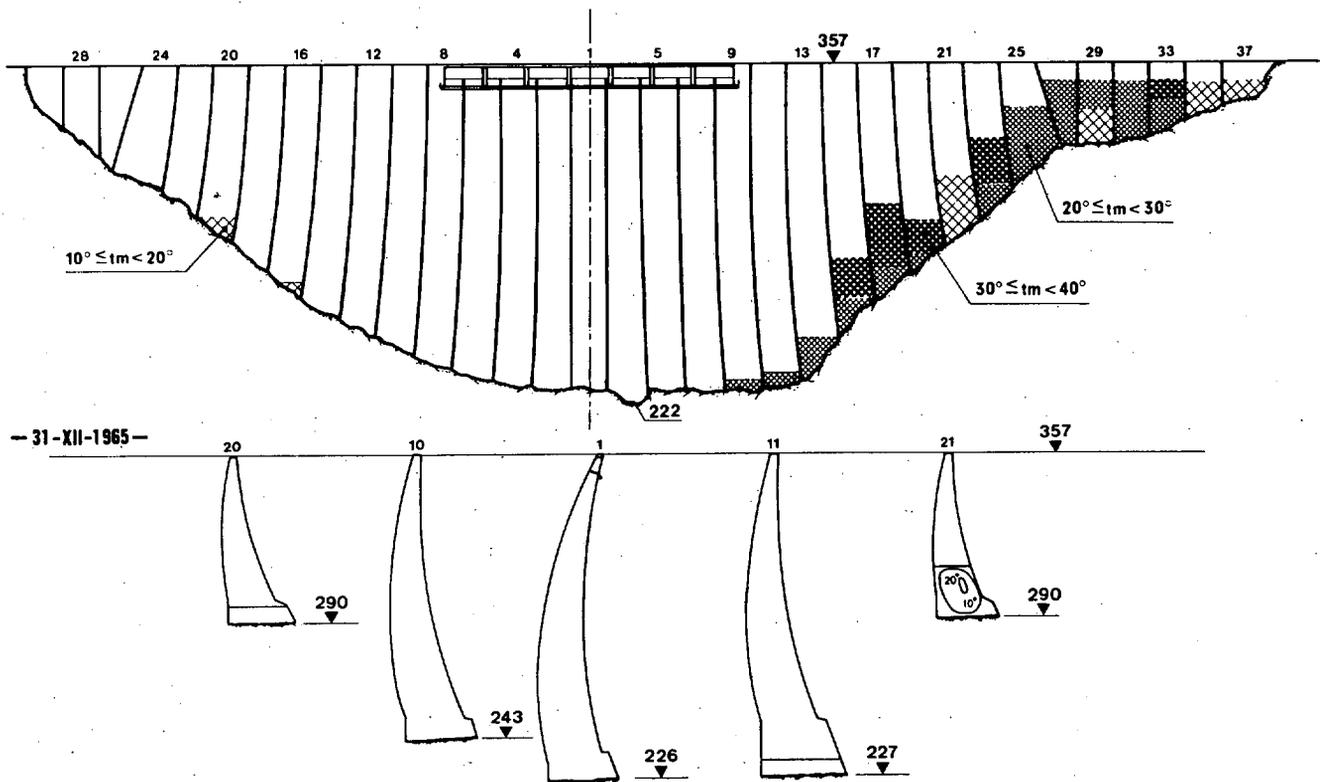


Fig. 12.—Temperaturas medias  $t_m$ , del hormigón en  $^{\circ}\text{C}$  el 31 de diciembre de 1965. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

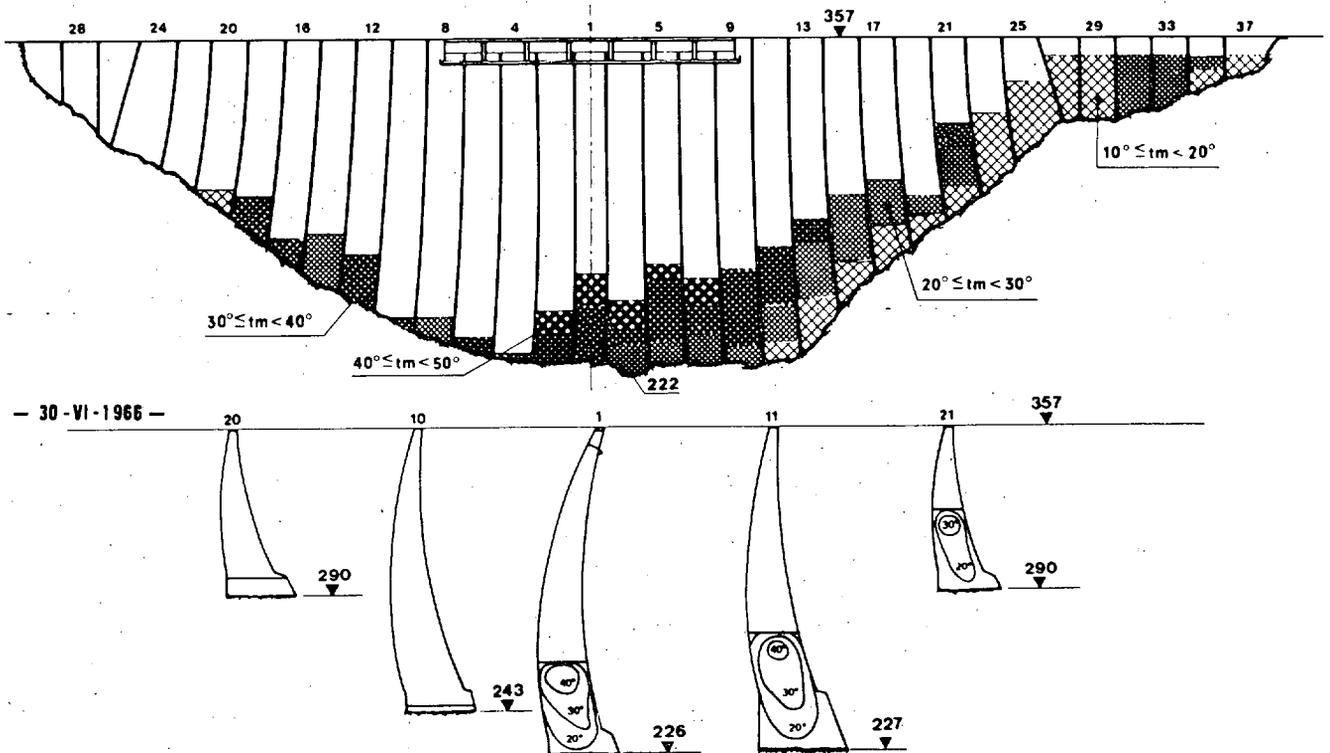


Fig. 13.—Temperaturas medias  $t_m$ , del hormigón en  $^{\circ}\text{C}$  el 30 de junio de 1966. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

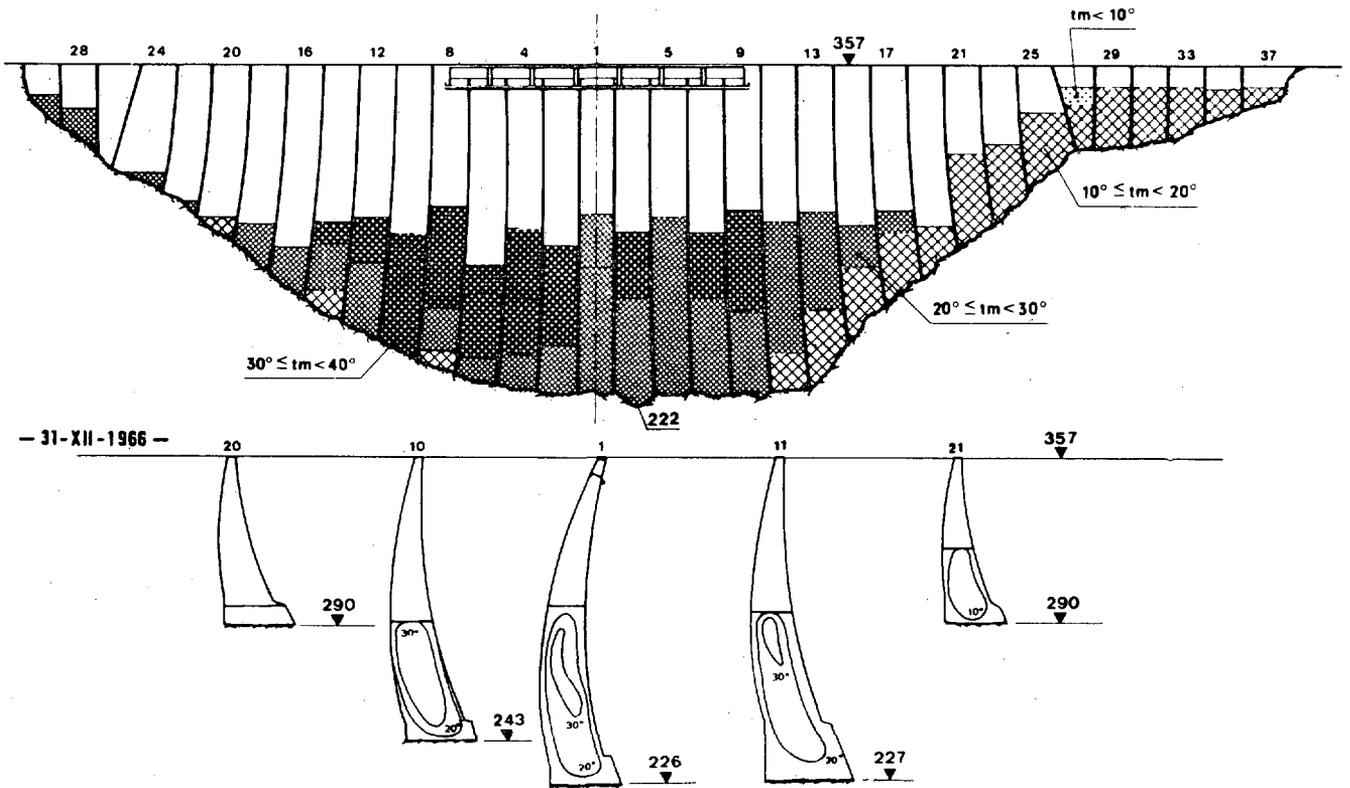


Fig. 14.—Temperaturas medias  $t_m$  del hormigón en  $^{\circ}\text{C}$  el 31 de diciembre de 1966. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

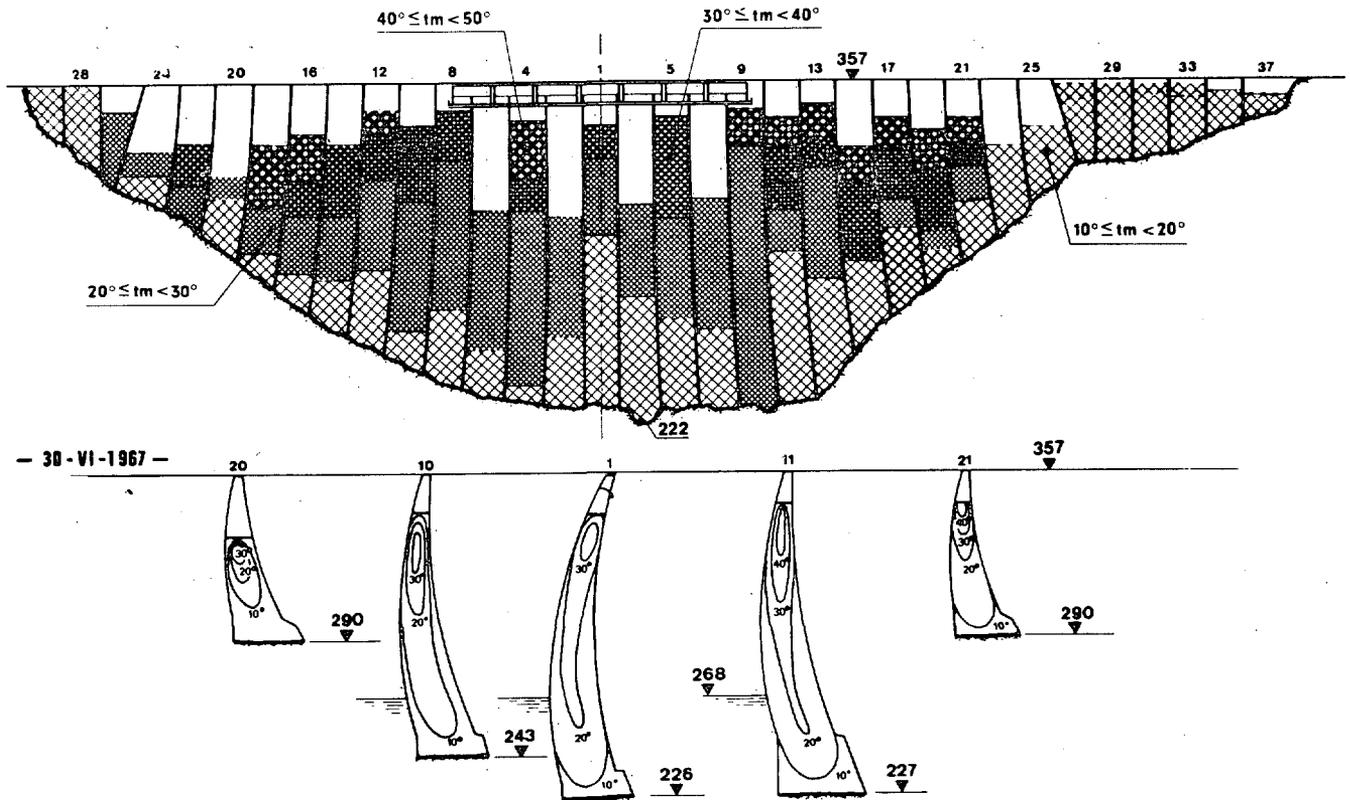


Fig. 15.—Temperaturas medias  $t_m$  del hormigón en  $^{\circ}\text{C}$  el 30 de junio de 1967. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

Estas diferentes disposiciones en la colocación de los aparatos con relación al espesor de la tongada, han determinado dos tipos de curvas para la temperatura durante los primeros días de vida del hormigón. En el primer caso, cuando los termómetros se encuentran en la base de la tongada, quedan arropados por el espesor de la propia tongada, no llegando hasta ellos la influencia de la temperatura ambiente, estando fundamentalmente afectados por la temperatura de fraguado de la masa de hormigón. En el segundo caso, cuando los termómetros se colocan próximos a la superficie superior de la tongada, se aprecia claramente la influencia térmica exterior, especialmente el efecto de los riegos de curado, mientras no se proceda a hormigonar la siguiente tongada que vuelve a regenerar la temperatura; todo ello se aprecia en la citada curva al presentar un descenso inicial en los primeros días, mientras la superficie de la tongada está en contacto con la atmósfera, para volver a remontarse cuando se hormigona la siguiente tongada. A título de curiosidad incluimos en la figura 10 dos ejemplos de las curvas

de temperatura, según la colocación de los termómetros, bien en el lecho, bien en el techo de la tongada.

En la figura 11 incluimos las temperaturas máximas absolutas alcanzadas por cualquiera de los termómetros de cada grupo, cuya situación también se especifica en dicho gráfico, sobre un alzado desarrollado de la presa. Estas temperaturas máximas oscilan entre los 30 y 50° C., variación muy amplia pero debida a las diferentes causas que intervienen en este proceso, que son esencialmente: el calor de hidratación del cemento, cuyas particulares variaciones aunque pequeñas repercuten sensiblemente sobre la temperatura de la masa de hormigón; a la temperatura ambiente, sobre todo por la gran diferencia que supone hormigonar en verano o en invierno; y finalmente al programa de hormigonado en las diversas zonas de la presa, lo que ha podido permitir en ocasiones una mayor o menor refrigeración de la masa por la situación en que hayan quedado a lo largo de la construcción los distintos grupos de termómetros respecto de los bloques contiguos y tongadas superiores;

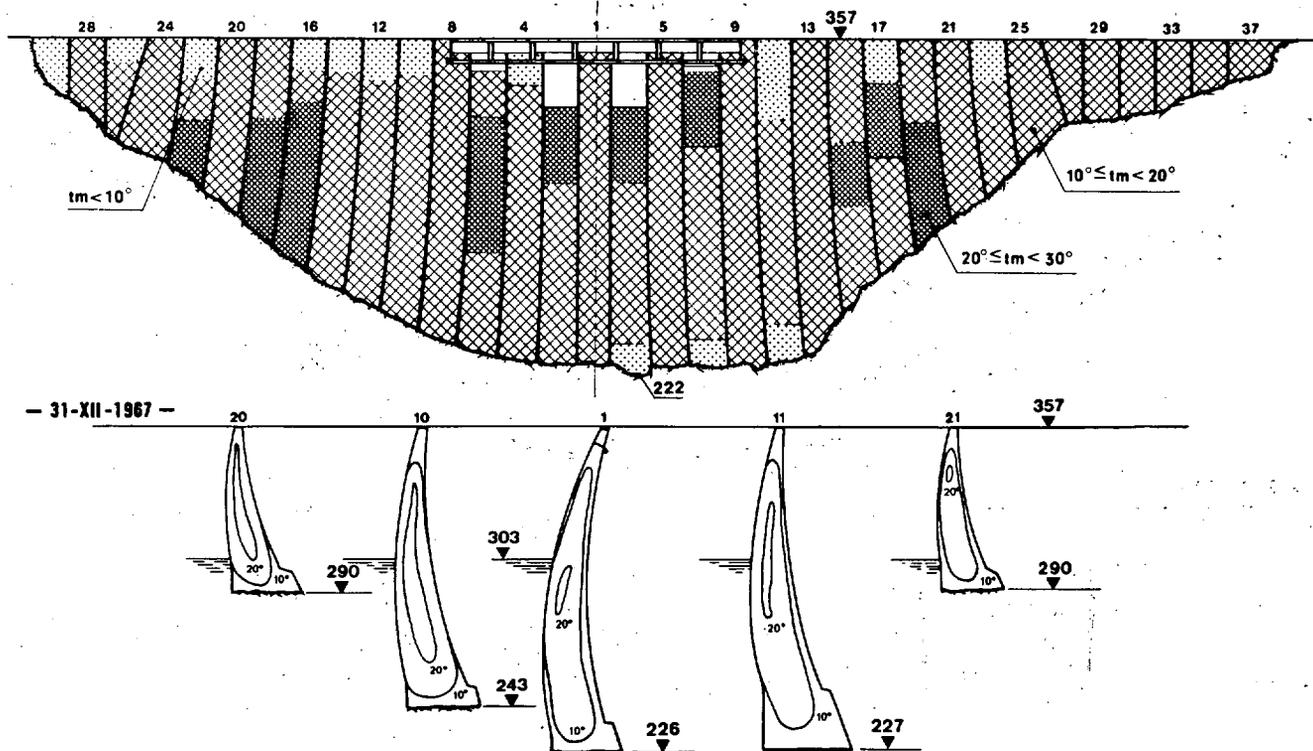


Fig. 16.—Temperaturas medias  $t_m$  del hormigón en °C el 31 de diciembre de 1967. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

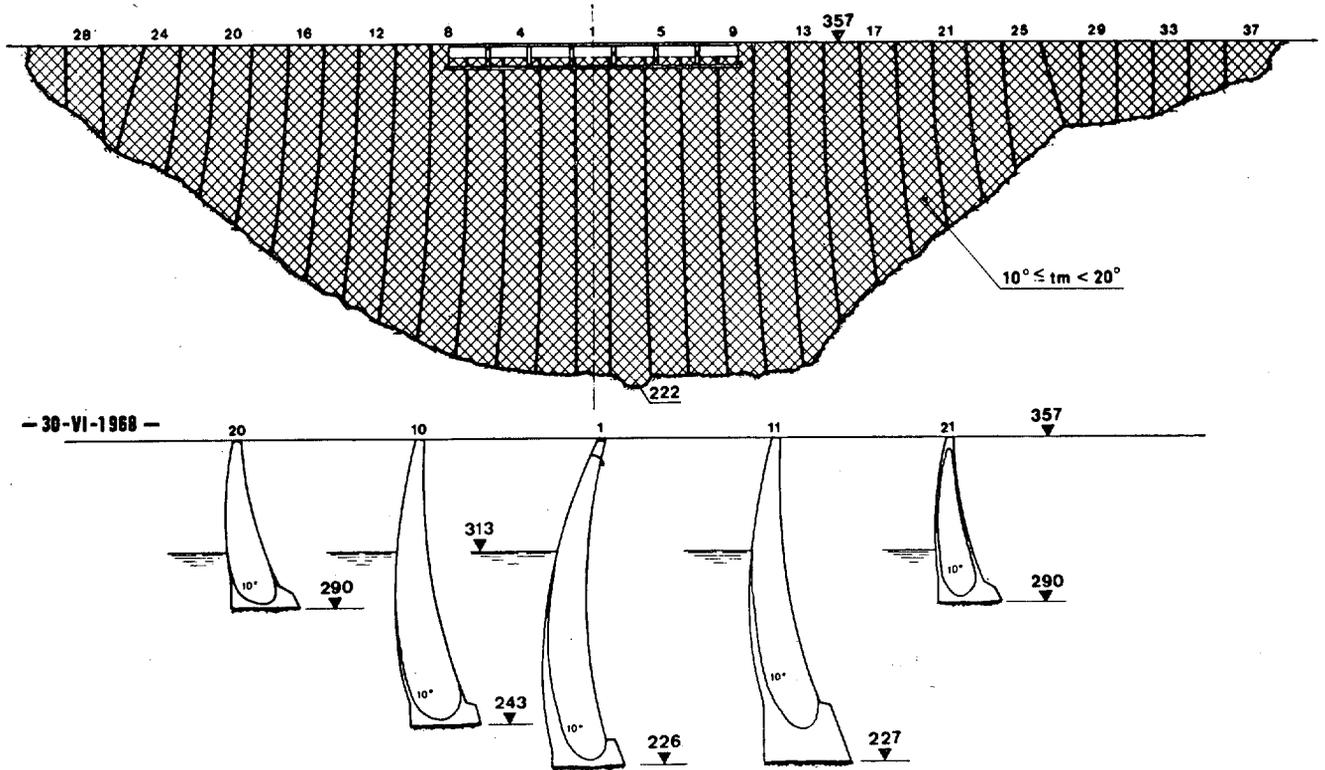


Fig. 17.—Temperaturas medias  $t_m$  del hormigón en °C el 30 de junio de 1968. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

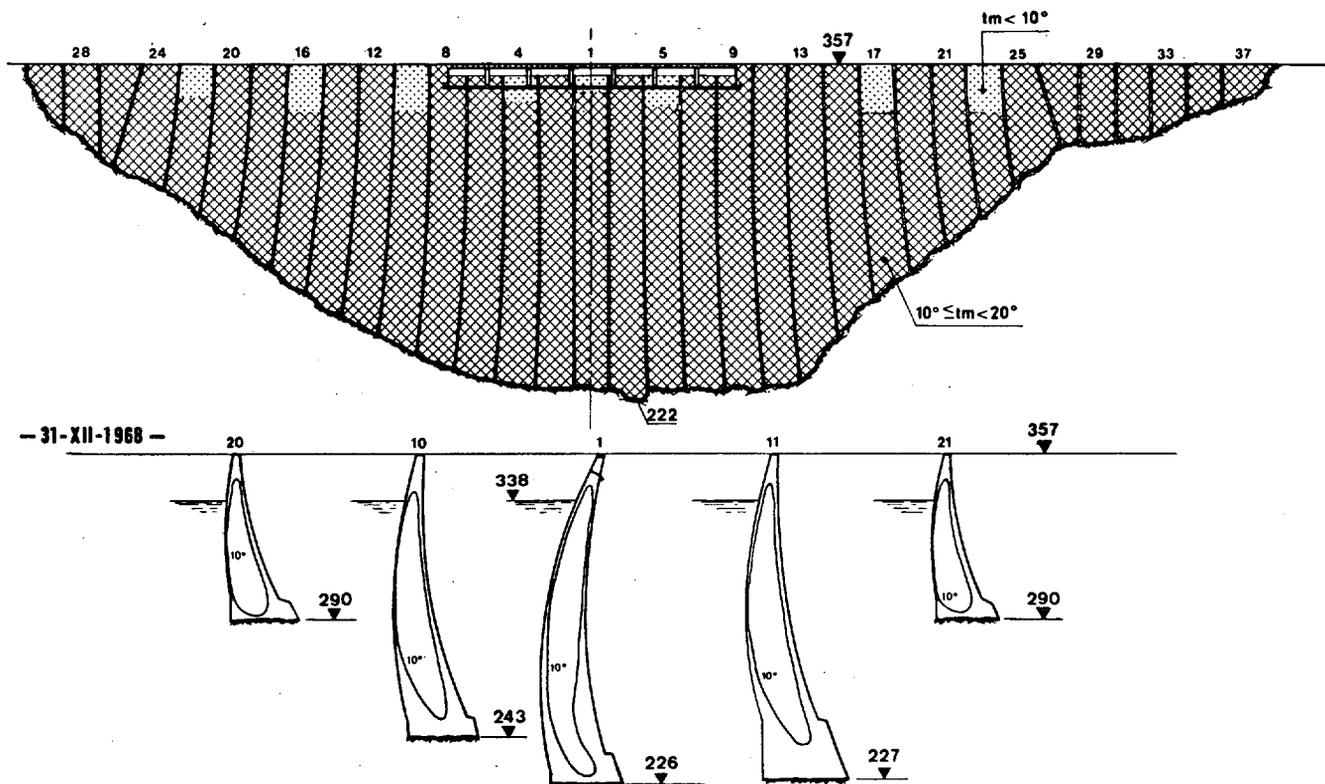


Fig. 18.—Temperaturas medias  $t_m$  del hormigón en °C el 31 de diciembre de 1968. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

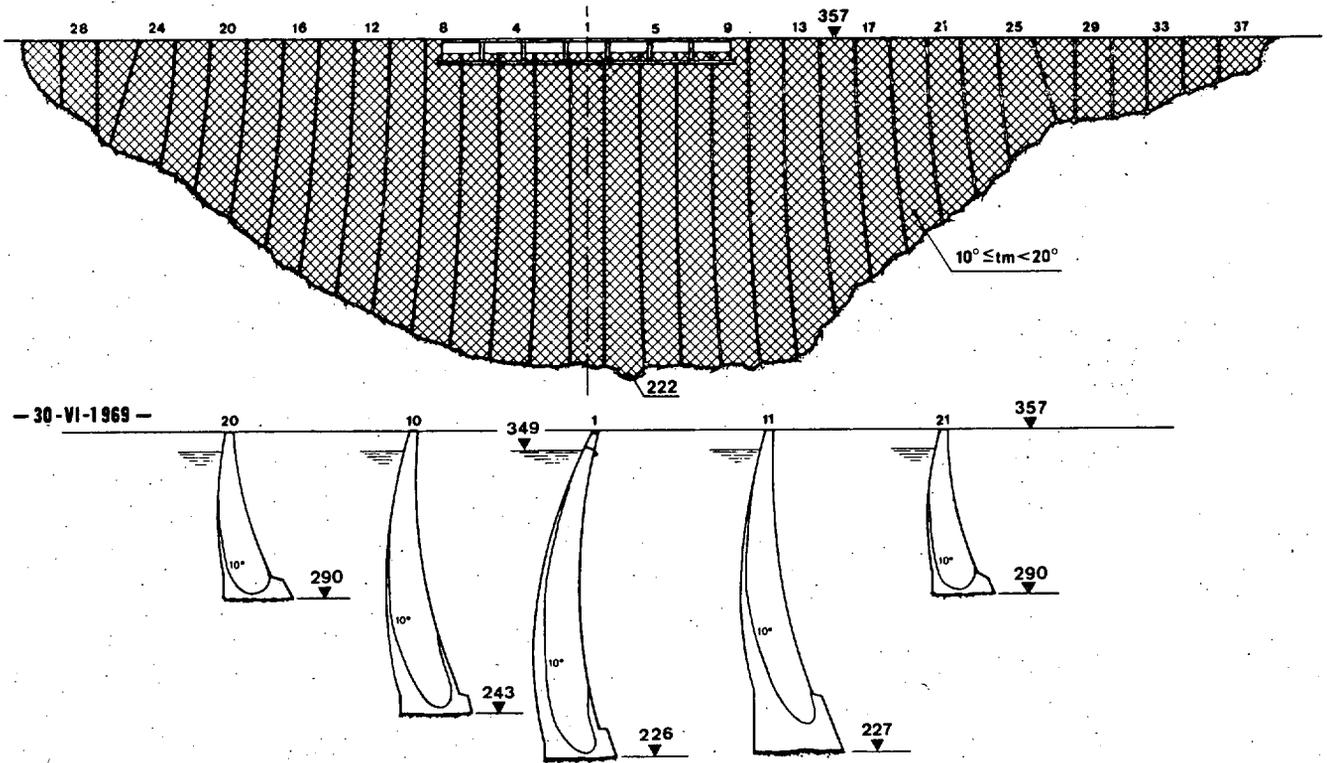


Fig. 19.—Temperaturas medias  $t_m$ , del hormigón en °C el 30 de junio de 1969. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

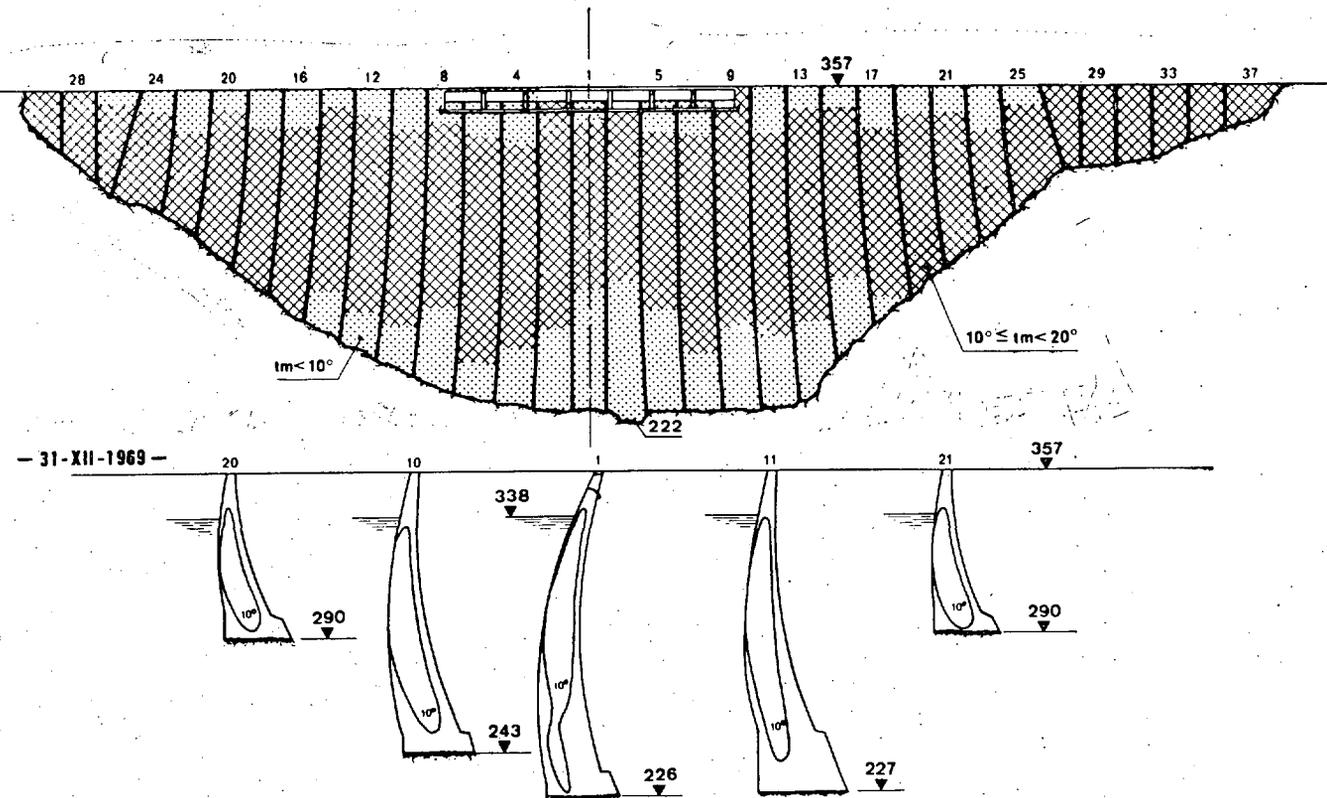


Fig. 20.—Temperaturas medias  $t_m$ , del hormigón en °C el 31 de diciembre de 1969. Isotérmicas correspondientes a los bloques 20, 10, 1, 11 y 21.

teniendo en cuenta que la dosificación, tanto de agua como de cemento, y las operaciones de curado han permanecido prácticamente constantes a lo largo de la obra.

Para tener una idea de cómo ha evolucionado la temperatura del hormigón, recogemos en las figuras 12 a 20 sus temperaturas medias a lo largo de los diferentes períodos semestrales desde que se inició la puesta en obra del hormigón hasta el momento actual, representados sobre un alzado desarrollado de la presa y con las curvas isotérmicas sobre las secciones más características. Del examen de estos gráficos se desprende en primer lugar que las temperaturas del hormigón han sido más bien bajas, y que en este caso su disipación ha sido relativamente rápida debido, tanto a las características del cemento y condiciones climatológicas, como a las disposiciones generales del hormigonado; en segundo lugar se observa que la presa ha alcanzado su estabilidad térmica, quedando su temperatura interna sujeta únicamente a las va-

y medidores de juntas, en cuyos datos de temperatura siempre hemos encontrado una comprobación de los valores anteriores, pero dada su distinta función, colocación y situación en el interior de la presa no podían responder a la finalidad que nos habíamos propuesto conseguir a través de los datos suministrados por los primeros.

1-3-4. El estado térmico en el momento de inyectar las juntas.

Un dato interesante en el comportamiento de la presa lo constituyen las temperaturas en el momento de la inyección de juntas. Fuimos anotando cuidadosamente estos datos a medida que se realizaba el sellado de los distintos recintos. Ya nos hemos referido en otra ocasión al desarrollo de estos trabajos; fueron realizados durante el primer trimestre de 1968, precisamente en la época en que la temperatura ambiente era más favorable.

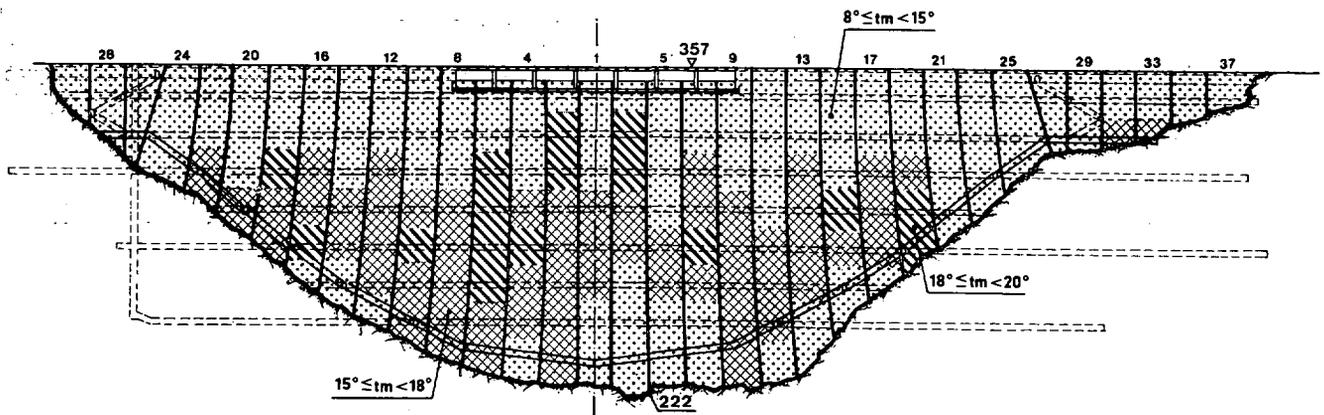


Fig. 21.—Temperaturas medias  $t_m$  del hormigón en  $^{\circ}\text{C}$  obtenidas en el momento del sellado de cada uno de los recintos de inyección.

riaciones del ciclo climático anual, con un máximo en el verano y un mínimo en el invierno, naturalmente contando siempre con la influencia de las variaciones de nivel del agua del embalse sobre el paramento de aguas arriba.

De todos los termómetros instalados ha dejado de funcionar el 4,4 por 100 hasta finales de 1969, en parte por roturas de los cables durante el vertido del hormigón y en parte, creemos, por averías de los propios conductores. Es preciso añadir que además de estos termómetros de resistencia, tenemos instalados en la presa el equipo de extensómetros, tensímetros

En la figura 21 exponemos las temperaturas medias del hormigón obtenidas en los distintos recintos de inyección de la presa a medida que se iban inyectando las juntas de construcción. Estas temperaturas vienen a representar el origen térmico de la estructura, y unidas a las aberturas que presentaban las juntas en el momento de la inyección suponen conjuntamente un importante dato de partida para tener en cuenta en el futuro comportamiento de la obra.

Al comparar este estado térmico origen con los estados térmicos estabilizados tanto de verano como de invierno a que nos hemos referido

con anterioridad, vemos que son prácticamente coincidentes: solamente encontramos en zonas aisladas diferencias de algún grado, tanto por exceso como por defecto, que no pueden repercutir sensiblemente sobre el conjunto de la estructura. Por ello, vemos muy remota la necesidad de una nueva reinyección de las juntas, aunque será interesante contrastar los posibles incrementos en las aberturas de dichas juntas cuando se vuelvan a repetir las condiciones de embalse y térmicas ambientales que presidieron la realización de dichos trabajos.

### 1-3-5. Las grietas durante el hormigonado.

Podemos afirmar que el efecto de la retracción por sí solo no ha originado grietas en la masa de hormigón debido no sólo a las características generales del clima, de los materiales y su dosificación, y del programa de hormigonado, sino también, y de forma especial, al cuidado con que se han llevado a cabo los trabajos de curado de la masa, a la que nunca le ha faltado el grado de humedad que le convenía.

Sin embargo, han aparecido grietas en la masa de hormigón en las puntas invernales, en aquellas épocas en que se producían heladas durante la noche, con saltos térmicos diarios de 20 a 25° C. Particularmente los rigurosos días que se presentaron en los comienzos de 1967, cuando se hormigonaban todavía zonas de la presa con espesores considerables, acapararon una gran parte de las fisuras observadas en la obra a lo largo de su construcción. Las grietas más importantes, del orden de 1/4-1/2 milímetros, se localizaron en los bloques que habían quedado aislados sobresaliendo del resto; se presentaban en planos prácticamente paralelos a los paramentos, a 3-4 m. de distancia de los mismos y contorneaban todo el bloque; tenemos la impresión, por las catas realizadas que su profundidad no sobrepasaba los 40 cm. Estas grietas continuaban apareciendo al proseguir el hormigonado, pero desaparecían radicalmente al poner una armadura de repartición sobre la superficie del bloque.

Además de estas grietas aparecieron con cierta regularidad otras verticales, sumamente finas, en las claves de las galerías de visita, a pesar de venir convenientemente zunchadas, y coincidentes siempre con estas épocas invernales; también realizamos diferentes catas para

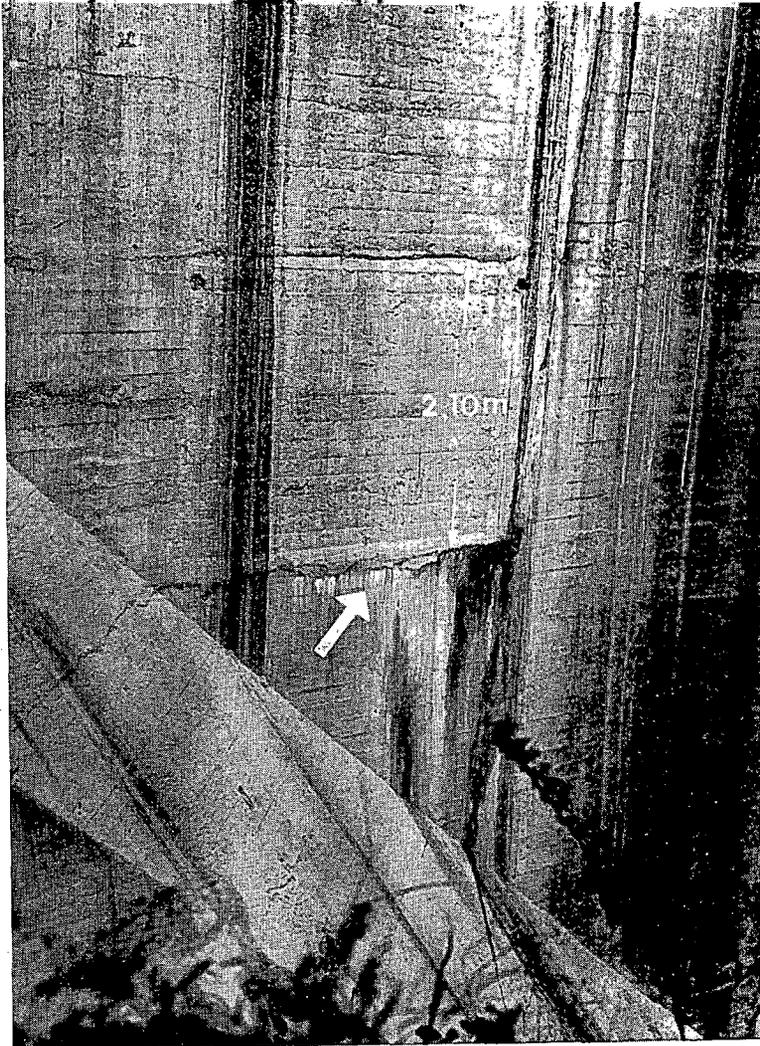


Fig. 22.—Marca de una primitiva microfisura producida durante la construcción en la época de las heladas invernales y coincidente con el lecho de una tongada.

observar su profundidad, pero eran de carácter superficial. Otras grietas en escala mínima y casi imperceptibles se advirtieron en el paramento de aguas abajo, horizontales y coincidentes con los lechos de las tongadas, situadas fundamentalmente en la margen izquierda precisamente en las zonas de sol, donde el gradiente térmico era más fuerte los días de helada; estas últimas microfisuras han desaparecido totalmente por calcificación, aunque todavía pueden observarse sobre el paramento las marcas de alguna de ellas.

Mirando retrospectivamente el problema, es de notar que las fisuras más importantes, o sea, las reseñadas en primer lugar, que realmente presentaban un espesor sensible a la vista, aparecieron siempre en la superficie de las juntas,

precisamente en una zona donde no habíamos colocado armaduras de repartición, tal como habíamos hecho en paramentos, y en una zona donde tampoco llegaba la influencia de las redes radiales de tubos metálicos, que comunicaban desde la galería de visita con las válvulas de inyección, y que podían actuar también como armadura de tracción.

Por lo cual creemos que la aparición de estas grietas la podíamos haber evitado con la simple prolongación de las armaduras de repartición de los paramentos hasta la superficie de las juntas y solamente en los bloques que sobresalieran del cuerpo de la presa durante el hormigonado. Recordaremos que las armaduras de repartición eran bastante ligeras, formadas tan sólo por una malla de  $1,05 \times 1,60 \text{ m.}^2$  de  $\varnothing 21$ .

#### 1-4. *Otros posibles efectos.*

##### 1-4-1. Los movimientos sísmicos.

Hemos venido observando desde la iniciación de la construcción el desarrollo de los fenómenos sísmicos que pudieran haber afectado a la comarca, por la posible repercusión que tuvieran sobre la estructura o el cimiento, señalando los más importantes a continuación.

Hacia el año 1965, cuando ya se había comenzado el hormigonado, se registró en la provincia de Gerona una débil sacudida sísmica, que quedó recogida en la propia Prensa local, y que no tuvo ninguna repercusión en la obra. El 13 de agosto de 1967 se registró un sismo con epicentro en el pirineo central, a unos 250 kilómetros de la presa, que produjo la destrucción parcial de la localidad francesa de Arette, cuya intensidad quedó considerablemente debilitada en la comarca de Susqueda; en aquel momento ya había un embalse parcial hasta la cota 270, no habiéndose registrado nada anormal en el comportamiento de la obra. Fue en enero de 1968 cuando en la zona occidental de Sicilia se produjo un notable terremoto, hasta un grado IX-X de la escala Mercalli, que ocasionó centenares de muertos y desaparecidos; tampoco en esta ocasión se hicieron muy perceptibles sus efectos. Finalmente, citaremos el sismo que, con epicentro al sureste del cabo San Vicente, se produjo el 28 de febrero de 1969, y cuyos efectos se hicieron notar en toda la penín-

sula; este sismo coincidió con la subida del embalse desde la cota 330 m. hasta su cota máxima 351 m.; todos los movimientos que pudimos observar en la estructura y terreno, incluyendo las observaciones de las pantallas de control, fueron completamente normales, de acuerdo con la sobrecarga hidráulica que en aquellos días se estaba produciendo.

Dentro de este capítulo de los movimientos sísmicos se viene estudiando desde hace algún tiempo por los especialistas en la materia, las repercusiones directas que los embalses tienen sobre tales movimientos. No dudamos que hay gran probabilidad de que la presencia de un embalse sea de por sí sólo un agente provocador de un terremoto. Ahora bien, en el caso de la zona que nos ocupa, con sismicidad de grado medio, a juzgar por los movimientos registrados en los últimos quinientos años, el día que se presente un sismo con epicentro próximo a la comarca, se nos va a plantear el problema de a quién ha sido debido, si al embalse, esto es, a la propia presa, o a la sismología de la comarca, y como estos problemas no serán precisamente de carácter técnico, sino de carácter público, nos gustaría que esos especialistas deslindaran más los campos de "provocación" de la naturaleza y del hombre.

##### 1-4-2. Los empujes del terreno.

Venimos observando con cierto detalle la evolución de la estabilidad del talud de la margen derecha aguas arriba de la presa y del que daremos más adelante algunos datos concretos relativos a los movimientos observados. Existe la posibilidad, pero posibilidad al fin y al cabo, de que se produzca un desprendimiento de este talud sobre la propia presa. Aunque este posible empuje sería muy local, también sería asimétrico, por lo que su observación de cara a afectar al comportamiento de la estructura es preciso tenerla en cuenta dentro del apartado de las fuerzas que actúan o pueden actuar sobre la presa.

Dentro de estos empujes del terreno hemos intentado observar el efecto de las tensiones internas de la roca correspondiente al área de la cimentación. No ha sido posible sacar ninguna conclusión dado que este efecto se ha mezclado y posiblemente anulado con el del peso propio y con la posterior carga del embalse.

### 1-4-3. Las erosiones en el cuenco amortiguador.

Para nosotros la observación de este posible efecto es capital en el correcto funcionamiento de la presa. Hasta la fecha solamente se ha producido, según hemos apuntado anteriormente, un vertido libre sobre el cuenco amortiguador, que probablemente alcanzó una punta de 1 000 m.<sup>3</sup>/seg.; en la solera no hemos apreciado el más mínimo desperfecto. En principio podemos atribuirlo a dos causas: la primera, a que el vertido no fue muy fuerte; la segunda, a la disposición adoptada para esta solera, con un gran drenaje en las juntas de construcción

en su contacto con la roca y un pretensado profundo de anclaje.

Ahora bien, como pueden producirse vertidos mayores, previsibles hasta 2 500 m.<sup>3</sup>/seg., es importante tener presente este efecto, ya que un desgaste de la solera sin la apropiada reparación podría comportar una rotura de la misma con el correspondiente riesgo de socavación en el pie de aguas abajo, a que en ningún caso se debe llegar.

\* \* \*

(Dada la extensión de este trabajo, será completada su publicación en un próximo número.)