

**TRATAMIENTO DE LA FUNDACION
DE LA PRESA GUAVIO
INDICE GENERAL**

1. INTRODUCCION
2. GEOLOGIA GENERAL
3. CARACTERISTICAS DE LA FUNDACION
 - A. Tipos de Roca
 - B. Diaclasamiento
 - C. Grietas de Relajación
 - D. Contactos Geológicos y Estratos Alterados
 - E. Carsticidad
4. DISEÑO Y TRATAMIENTO DE LA FUNDACION
 - A. Criterios de Diseño
 - B. Posibilidad de Flujo a través de la Fundación e Inyecciones Adicionales
 - C. Grietas de Relajación
 - D. Contactos Geológicos y Estratos Alterados en el Plano de la Cortina Profunda de Inyecciones
 - E. Tratamiento de Cavernas
 - F. Instrumentación
5. COMPORTAMIENTO DE LA FUNDACION

TRATAMIENTO DE LA FUNDACION

DE LA PRESA DEL GUAVIO

Por

Alberto Marulanda Posada - Subgerente Técnico

Fabio Amaya Rey - Jefe División Geotecnia

Ingetec S.A. - Bogotá, Colombia

1. INTRODUCCION

La descripción general del Proyecto Hidroeléctrico del Guavio se encuentra en (1). La fundación de su presa es especial por las características del cañón del río y de la masa rocosa que constituye los estribos, aparte de la elevada presión hidrostática a la que está sometida (237 m). La vecindad del cañón de un río tributario inmediatamente aguas abajo de la presa, que hizo pensar sobre la posibilidad de un flujo de aguas del embalse hacia él, la existencia de diferentes tipos de roca cretáceas y paleozoicas con un contacto alterado y afectado por un paleoderrumbe, la frecuencia y magnitud de fenómenos cársticos en los estribos, la relajación de la roca y las diaclasas maestras abiertas y continuas y la no existencia del nivel freático en las partes superiores de las margenes paleozoicas, fueron algunos de los aspectos más importantes que tuvo que enfrentar el diseño para garantizar la impermeabilidad de la fundación. El levantamiento geológico detallado de todas las excavaciones superficiales y subterráneas y el estudio e interpretación permanente de los fenómenos mencionados, incorporados en un modelo geológico tridimensional a escala, permitió, sin afectar la construcción de los rellenos de la presa, tratar técnica y económicamente la fundación mediante pantallas de inyecciones convencionales, complementadas localmente con la remoción de los suelos no inyectables y erosionables y su reemplazo por concreto en los planos de las cortinas de inyecciones. El excelente comportamiento de la fundación después de un año de permanecer el embalse fluctuando cerca de su nivel máximo corrobora la bondad del diseño.

2. GEOLOGIA GENERAL

El cañón del río Guavio es angosto y profundo (600 m), al igual, que el cañón del río Batatas, afluente del

Guavio por la margen derecha inmediatamente aguas abajo de la presa, en el cual se ubicó la cantera principal para la misma y la descarga de los túneles del rebosadero (Veáse Figura 1). En general en la mitad superior de ambos cañones afloran rocas cretáceas y en la mitad inferior rocas paleozoicas. La fundación de la presa se encuentra en su mayor parte en rocas paleozoicas y sólo en los 45 m superiores del estribo izquierdo en rocas cretáceas. En este sector, el contacto paleozoico-cretáceo es muy irregular pero en promedio tiende a descender suavemente hacia el interior del estribo.

Los estratos paleozoicos tienen un rumbo diagonal al eje de la presa y buzan 45° hacia aguas arriba. (veáse Figura 2). No están afectados por fallas geológicas aunque sí por pliegues transversales al río, estando los más notables en el área de la cantera Batatas aguas abajo de la presa. Estas rocas tienen permeabilidad general baja, excepto en los 30 m superficiales, en los cuales se encuentran relajadas y oxidadas. Los estratos de caliza, se encuentran frecuentemente afectados por carsticidad a lo largo de sus planos de estratificación y de diaclasas maestras casi verticales, continuas y de rumbo perpendicular a la estratificación (tienden a comunicar los cañones Guavio y Batatas).

Los estratos cretáceos tienen un rumbo casi paralelo al río Guavio, buzán hacia el interior de su margen izquierda y están replegados y fallados en dirección perpendicular al curso del río. Al igual que las rocas paleozoicas, las cretáceas están similarmente afectadas por fenómenos de disolución y por la relajación de esfuerzos creada por el cañón; así mismo, se encuentran parcialmente cubiertas por depósitos de talus hasta de 15 m de espesor, de estabilidad cercana a su equilibrio límite, razón por la cual se ven periódicamente afectados en los periodos más lluviosos.

3. CARACTERISTICAS DE LA FUNDACION DE LA PRESA

A. Tipos de Roca

Los paquetes de roca paleozica se clasifican dentro de la fundación de la presa así: 1)aguas arriba del eje predominan calizas (Pzd) 2)aguas abajo del mismo predominan cuarcitas y argilitas (Pzg) y 3)en el centro de la presa, existe una transición de las mismas rocas intercaladas, compuestas por un paquete superior de argilitas y cuarcitas (Pze) y por un paquete inferior

de calizas (Pzf) (veáse Figura 2). Todas estas rocas son sanas, frescas y duras; la diferencia fundamental entre ellas es la carsticidad y meteorización profunda que ocurre solo en los estratos de caliza de todos los paquetes mencionados.

Los 45 m superiores del estribo izquierdo están constituidos por lutitas de menor dureza y superficialmente alteradas, con lentes de caliza de espesores variables.

B. Diaclasamiento.

El diaclasamiento en la fundación de la presa se verificó detalladamente durante las excavaciones superficiales (520.000 m² de superficies conformadas) y las excavaciones subterráneas en ambas márgenes del cañón. Se encontraron tres sistemas principales: 1) Sistema 1; N40°-80°W/70°-90°SW 2) Sistema 2: N20°-70°E/40°-90°SE y 3) Sistema 3; N60°W/20°-80°NE (veáse Figura 1). De estos sistemas el más influyente en el comportamiento de la fundación es el sistema 1, por su continuidad, frecuencia, mayor abertura, grado de disolución y mayor permeabilidad. Estos sistemas cambian en sus direcciones, continuidad, aberturas y rellenos de un sector a otro de la fundación así: 1) los de aguas arriba del eje de la presa difieren de los aguas abajo y su cambio ocurre en el contacto entre calizas (Pzf) y argilitas (Pzg) y 2) los existentes en la base de la presa difieren de los de la parte alta del cañón. En relación con las diaclasas maestras del sistema 1, se concluyó que no se extienden hasta el cañón del Batatas por el cambio litológico mencionado y porque los pliegues detectados en dicho cañón hacen variar su dirección y continuidad. Este cambio se verificó claramente en los túneles del rebosadero, que comunican la zona del embalse con la cantera Batatas, lo mismo que el cerramiento progresivo de las diaclasas y la desaparición de los rellenos arcillosos a medida que se separan de su portal de entrada (a menos de 200 m). Algo similar ocurre en los otros sistemas principales de diaclasas.

C. Grietas de Relajación

La relajación de las masas rocosas que constituyen los estribos fue evidente en las galerías excavadas y en el área de fundación del núcleo de la presa después de efectuada su limpieza.

En la parte superior del estribo izquierdo se detectaron a no más de 15 m de la superficie natural del terreno grietas paralelas al río, continuas y abiertas hasta cerca de 30 cm, afectando rocas cretáceas y paleozoicas. En sus partes media y baja la relajación se detectó en las diaclasas maestras 1 que atraviesan la fundación del núcleo (veáse Figura 3), las cuales superficialmente estaban abiertas hasta 0.8 m y rellenas de materiales

limo arcillosos. En el estribo derecho la relajación será evidente a lo largo de los planos de estratificación y de las diaclasas maestras 1, cuyas direcciones favorecen el movimiento hacia el cañón del río.

En ambos estribos se encontró mayor relajación en las partes superiores, aunque en ciertos sectores, como el cercano a la cota 1460, en el estribo izquierdo, la relajación era tal que parecía constituido por grandes bloques separados por grietas abiertas hasta de 15 cm; este fenómeno no profundizaba más de 10 m, y desde allí hasta cerca de 30 m, las diaclasas principales reducían su abertura a menos de 10 cm y estaban siempre rellenas con arcilla.

D. Contactos Geológicos y Estratos Alterados.

El contacto entre rocas cretáceas y paleozoicas en el estribo izquierdo se encontró alterado cerca de la superficie natural del terreno, contituyendo suelos limosos de baja plásticidad, susceptibles de erosión ante la acción del embalse, hasta de 2 m de espesor. Adicionalmente, bajo dicho contacto, se encontró un paleoderrumbe en la fundación del núcleo, de cerca de 35 m de altura y 40 m de profundidad, compuesto por bloques parcialmente cementados, alterado cerca de la superficie, pero permeable y suceptible de ser inyectado a mayor profundidad; en su base se encontraron suelos limosos erosionables, también del orden de 2 m de espesor, no inyectables.

Los contactos entre estratos de caliza (arriba) y estratos de cuarcita y argilita (debajo) siempre se encontraron alterados, por ser superficies de menor permeabilidad, sobre las cuales fluyen las aguas captadas por los estratos de caliza a través de sus diaclasas abiertas afectadas por disolución. La misma alteración se presentó en las principales intercalaciones de caliza entre paquetes de cuarcita y argilita no suceptibles a la disolución, seguramente porque las diaclasas maestras

abiertas y verticales aportaban aguas que concentraron su efecto en dichas intercalaciones y las convirtieron con el tiempo en suelos limosos rojizos, susceptibles a la erosión. Este es el caso de dos estratos de caliza alterados existentes en la unidad Pze, entre cotas 1470 y 1500 del estribo derecho, y tres estratos similares en la unidad Pzg, sobre la cota 1500 del mismo estribo (Veáse Figura 4). Estos, junto con los contactos Pzd-Pze, Pze-Pzf y Pzf-Pzg, de alteración notable, aún a distancias superiores a 200 m. de la superficie, constituyeron las principales zonas débiles de la fundación bajo el punto de vista de su permeabilidad.

E. Carsticidad

La excavación de numerosos túneles en distintos sectores y niveles de los estribos de la presa (Veáse Figuras 1 y 4) y las excavaciones y limpieza de la fundación del núcleo permitieron identificar cerca de 220 cavernas o canales de disolución; la mayor parte de ellas a lo largo de estratos alterados y no alterados de calizas paleozoicas y cretáceas, otras a lo largo de diaclasas maestras principales y frecuentemente en la intersección de estos estratos y diaclasas. Por la continuidad de los estratos de caliza y de las diaclasas verticales la disolución afectó estratos a más de 250 m de la superficie y creó conductos continuos de igual longitud y dimensiones transversales variables desde un máximo de 125 m²., en las partes altas del cañón, hasta conductos de 0.5 m²., en las partes bajas.

La ejecución de las cortinas profundas de inyecciones en la parte superior del estribo derecho, desde el rebosadero y el túnel Santa Marta-Presa permitió intersectar una zona de cavernas entre cotas 1550 y 1600, en el contacto Pze-Pzf y dentro de la unidad Pzf, en donde las inyecciones tuvieron tomas altas que lograron comunicarse con el túnel auxiliar y la cámara de válvulas 1 del túnel de carga (veáse Figura 5), después de viajar en el primer caso por el contacto Pze-Pzf y en el segundo por una diaclasa maestra casi vertical, hasta 150 m. Después de cerrar definitivamente el túnel de desviación, pudo comprobarse que dicha cámara de válvulas también estaba comunicada con este túnel por la misma caverna y que esta continuaba hacia la superficie en el fondo del cañón por el mismo estrato, incrementando el recorrido en cerca de 200 m adicionales. En el estribo izquierdo la existencia de cavernas fue notablemente menor en número y magnitud.

4. DISEÑO Y TRATAMIENTO DE LA FUNDACION

A. Criterios de Diseño

La localización de la presa y la inclinación del núcleo impermeable obedecieron en gran parte a la necesidad de apoyar el núcleo en las argilitas y cuarcitas (Pze) no afectadas por disolución. Por la dirección de los estratos esto se logró en el estribo derecho y solo en la parte baja del estribo izquierdo (Veáse Figura 3). Se consideró aceptable apoyar la parte media inferior del núcleo en las calizas (Pzd) del estribo izquierdo, puesto que en estas se comprobó que no se habían desarrollado procesos de la alteración y carsticidad como en la margen opuesta, comprendida entre los cañones de los ríos Guavio y Batatas.

El proyecto contempló la construcción, aguas abajo de la cortina profunda de inyecciones, de varias galerías en ambos estribos de la presa, con los siguientes propósitos: 1) explorar la fundación en busca del conocimiento detallado de las grietas de relajación y de los vacíos detectados en las perforaciones. 2) establecer nuevos frentes de trabajo desde los cuales pudiera acometerse cualquier tratamiento complementario al previsto de inyecciones desde la superficie. 3) drenar la fundación y desde ellas controlar su comportamiento durante la operación del embalse (Veáanse Figuras 1,4 y 6).

El diseño contempló las siguientes actividades para el tratamiento superficial y profundo de la fundación.

Tratamiento Superficial. El tratamiento superficial en la fundación del núcleo se orientó a : 1) eliminar las superficies divergentes hacia aguas abajo 2) regularizar la superficie de la fundación 3) en la parte alta del estribo izquierdo, remover la roca cretácea mas alterada, así como la parte del paleoderrumbe mas alterada y 4) impermeabilizar la roca superficial en contacto con el núcleo.

Los dos primeros aspectos se relacionaron con el comportamiento del relleno de la presa en función de la geometría del cañón, esto es, con mantener el núcleo siempre en estado de compresión, para cualquier estado de la presa, y con evitar aún localmente la concentración de esfuerzos y la generación de zonas de tensión cerca de la fundación, ante la deformación del relleno por acción

de su peso y la carga ejercida por el embalse. La mayor compresibilidad del núcleo en relación con la de los espaldones de la presa y la posibilidad de un "colgamiento" de este, hizo deseable reducir las restricciones causadas por la fundación y ello se tuvo en cuenta regularizando su superficie y utilizando un material más húmedo y plástico cerca de su contacto. Los otros aspectos se relacionan con impedir que se presentaran flujos concentrados de agua por la roca cercana a la superficie de fundación, la cual estaba relajada y en muchos sectores fracturada, con diaclasas abiertas y continuas y con evidencias de carsticidad a lo largo de las diaclasas principales y planos de estratificación. El mejoramiento de los tres aspectos mencionados se logró ejecutando las siguientes actividades, ordenadas según la secuencia de construcción:

- Excavaciones mayores de regulación
- Limpieza gruesa (capa vegetal, bloques sueltos)
- Limpieza detallada (diaclasas, cavernas)
- Relleno de cavidades y diaclasas abiertas con concreto fluido.
- Aplicación de concreto neumático
- Inyecciones superficiales
- Concreto dental

Con la ejecución de las actividades anteriores la fundación del núcleo en los estribos quedó regular y con pendientes uniformes, porque prácticamente se recubrió toda con concreto neumático (Veáse Figura 6). En el lecho del río se construyó una base de concreto del orden de dos metros de espesor mínimo, fundida sobre roca sana pero muy irregular por el flujo del río.

Tratamiento con Inyecciones. En el área de fundación del núcleo y filtros de aguas abajo el diseño contempló inyecciones de consolidación de 12 y 8 m de profundidad, aguas arriba y aguas abajo del eje de la cortina, respectivamente, espaciados 3 m en ambas direcciones. Además, a lo largo de la fundación del núcleo se diseñó una cortina profunda de inyecciones de 80 m de profundidad, (aproximadamente 1/3 de la máxima carga hidráulica) sencilla en los dos tercios inferiores de la fundación y triple en el tercio superior, por la mayor relajación y alteración de la roca. Se estableció que en las partes altas del cañón la profundidad de la cortina podría llegar a 120 metros, debido a que durante las exploraciones en el estribo derecho no se encontró el nivel freático a menor profundidad. En todas las cortinas se

estableció ejecutar inyecciones adicionales a espacio dividido en los sectores que tuvieran tomas de lechada superiores a un s/ml (Veáse Figura 4).

Drenaje. Para drenar la roca de los estribos aguas abajo de la cortina de inyecciones se diseñaron dos galerías en cada estribo, con brazos paralelos al eje de la presa, para perforar desde ellos huecos de drenaje hasta de 30 m de longitud y conformar pantallas colectoras de agua perpendiculares a la posible dirección del flujo de agua.

B. Posibilidades de Flujo a través de la Fundación e Inyecciones Adicionales.

El conocimiento de las características de la fundación después de excavar todos los túneles y galerías mostrados en la Figura 1 fué muy completo. La información geológica levantada topográficamente en ellos se incorporó en un modelo transparente de toda la fundación en escala 1:200 y con base en él se establecieron las posibilidades de flujos procedentes del embalse y la ubicación y el alcance de cada uno de los tratamientos que se describen mas adelante, para reducir al mínimo posible las filtraciones a través de la fundación.

Con base en esta información se concluyó que la posibilidad de flujo procedente era hacia el espaldón de aguas abajo de la presa por detrás de la cortina profunda de inyecciones, primero a lo largo del sistema principal de diaclasas 1 y a continuación a lo largo de los estratos alterados de caliza (Veáse Figura 5).

Esta posibilidad de flujo era factible porque el extremo de la cortina profunda de inyecciones no alcanzaba a cubrir la intersección de varias de las diaclasas maestras visibles en la ladera del embalse con el contacto geológico Pzf-Pzg, que se sabia presentaba alteración y evidencias de disolución en las partes media y baja del cañón. Para evitar esta posibilidad de flujo, durante construcción se extendió el plano de la cortina profunda de inyecciones hasta dicho contacto, con abanicos de inyecciones desde los túneles del rebosadero y Santa Marta-Presa (Veáse Figura 4)

Esta misma posibilidad de flujo, continuó siendo factible a pesar de la extensión de la cortina profunda en la

parte superior del cañón, cuando al excavar los túneles del rebosaadero se encontraron grandes cavernas en los tres estratos alterados de caliza intercalados en las cuarcitas y argilitas (Pzg). Estos también podrían ser interseptados por las diaclasas maestras abiertas ubicadas al sur del túnel derecho del rebosaadero, por fuera de la extensión de la cortina profunda. En este caso, no se justificaba seguir extendiendo la cortina. En su lugar, y ante la seguridad que no era posible el flujo hacia el cañón del río Batatas, se decidió construir una cortina adicional de inyecciones paralela al túnel derecho del rebosaadero, de manera que se impidiera la salida del (agua que podría entrar por las diclasas maestras) por los tres estratos alterados. Con la

ejecución de esta cortina adicional se dió por terminado el tratamiento de la fundación con inyecciones.

C. Grietas de Relajación

Durante la construcción se tuvo especial cuidado en el tratamiento de este tipo de grietas, ubicadas principalmente en el estribo izquierdo. Las grietas abiertas paralelas al río en la parte alta del estribo se removieron en gran parte con las excavaciones mayores superficiales; las que quedaron atravesando la galerías de exploración se inyectaron mediante tuberías instaladas dentro de ellas, después de rellenar las galerías de concreto.

Las diaclasas maestras abiertas que atraviesan la fundación del núcleo en la parte media y baja del estribo se prolongan hasta cerca de 80 m bajo la superficie, con abertura cada vez menor, y están casi siempre rellenos de fragmentos de roca y arcillas. Su tratamiento superficial consistió en remover el relleno hasta donde se pudo manualmente y luego rellenar con concreto fluido. Su tratamiento profundo se llevó a cabo con las inyecciones del blanket y de la cortina profunda, las cuales se sabe influyeron en el tratamiento, por la magnitud de las tomas de lechada al intersectarlas.

Las zonas de bloques mencionadas, que no se excavaron para no comprometer la estabilidad de la ladera, fueron exitosamente tratadas mediante la instalación de tuberías de inspección, el cubrimiento superficial con concreto neumático, la inyección a baja presión a través de dichas tuberías y finalmente, la ejecución de las inyecciones normales de consolidación.

D. Contactos Geológicos y Estratos Alterados en el Plano de la Cortina Profunda de Inyecciones.

En el estribo izquierdo el contacto cretáceo-paleozoico constituido por suelos limosos fue removido mediante la excavación de una galería en su intersección con el plano de la cortina de inyecciones, la cual posteriormente se rellenoó con concreto y fue atravesada por dicha cortina. Igual tratamiento se aplicó en la base del paleoderrumbe, constituido por un material de características similares (Veáse Figura 7), después de excavar la parte superficial mas alterada (Veáse Figura 7).

Durante la ejecución de la cortina de inyecciones en el estribo derecho, al tratar la zona comprendida entre cotas 1470 y 1500 y entre 30 y 35 m de profundidad, se encontró por ejemplo, que después de inyectar 26 toneladas de cemento en una etapa de 5 m de un hueco primario, la ejecución de nuevos huecos a espacio dividido no reducía significativamente las tomas. Se concluyó que se trataba de estratos alterados de caliza, constituidos por limos arcillosos y fragmentos de roca, con vacios en su parte superior, comunicados con la parte baja del cañón. Por su cercanía a la galería inclinada se decidió suspender la inyecciones y excavar desde dos galerías cortas en las cotas 1500 y 1520, una galería inclinada, en la intersección de dichos estratos con el plano de la cortina, para reemplazar el material erosionable por concreto, con el mismo criterio aplicado en los suelos limosos del estribo izquierdo (Veáse Figura 8). Durante la excavación se comprobó la necesidad de haber adoptado esta solución, puesto que las inyecciones solo habian rellenoado la parte vacia superior, sin ningún efecto en el estrato alterado y erosionable.

E. Tratamiento de Cavernas.

Todas las cavernas detectadas al excavar los túneles de desviación, carga y auxiliar en las unidades geológicas Pze y Pzf se limpiaron y rellenoaron con concreto bombeado hasta donde fue posible y luego se inyectó a su alrededor, como parte del programa de consolidación de los túneles de la presa. Adicionalmente, al llevar a cabo las cortinas de inyecciones en las partes altas del cañón, desde el rebosadero y el túnel Santa Marta, y comprobar que algunas de ellas se comuni-

caban con las cavernas detectadas en los túneles inferiores (Veáse Figura 7), en los sectores de tomas altas de dichas cortinas se inyectó mortero, procurando rellenarlas totalmente.

F. Instrumentación

Para controlar el comportamiento de la fundación durante la operación del embalse se instalaron 23 vertederos distribuidos en todos los túneles y galerías existentes aguas abajo de la cortina profunda de inyecciones y 45 piezómetros ubicados en las principales diaclasas maestras, estratos alterados y canales de disolución, aguas abajo de los sitios de tratamiento, y en la fundación del espaldón de aguas abajo de la presa.

Los caudales y presiones se midieron diariamente durante el primer llenado del embalse y han continuado midiéndose semanalmente durante los años 1992 y 1993, período en el cual ha permanecido el embalse cerca de su nivel máximo.

5. COMPORTAMIENTO DE LA FUNDACION

El primer llenado del embalse se inició el 1° de Febrero de 1992 y terminó a finales de Agosto del mismo año. El comportamiento de la fundación ha sido excelente por cuanto los caudales infiltrados han sido menores que los esperados y bajos en comparación con los de otras presas de gran altura en el mundo, lo mismo que las presiones intersticiales aguas abajo de la cortina profunda de inyecciones. Además, porque las filtraciones no han presentado arrastre de suelos y porque este comportamiento ha permanecido estable desde su comienzo, con una leve tendencia a disminuir.

Con el embalse en su nivel máximo el caudal total de filtraciones medido en los vertederos llegó a ser de 100 l/s, valor que debe reducirse en un 10% por el efecto de las lluvias. De estos, el 60% corresponde al estribo derecho, el 30% al estribo izquierdo y el 10% al espaldón de la presa. El caudal colectado en las galerías de drenaje es prácticamente nulo. El mayor aporte corresponde a las galerías inclinadas y a los drenajes construidos bajo la estructura de control del rebosadero. En relación con las presiones intersticiales aguas abajo de la cortina de inyecciones se ha encontrado que un 40% de los instrumentos no han tenido ninguna reacción y que

los retantes se registran menos del 25% de la altura del nivel del embalse sobre los piezómetros.

REFERENCIA

A.Marulanda, F. Amaya. "Design and Construction of Colombia's Guavio Dam". Water Power and Dam Construction. December 1989.

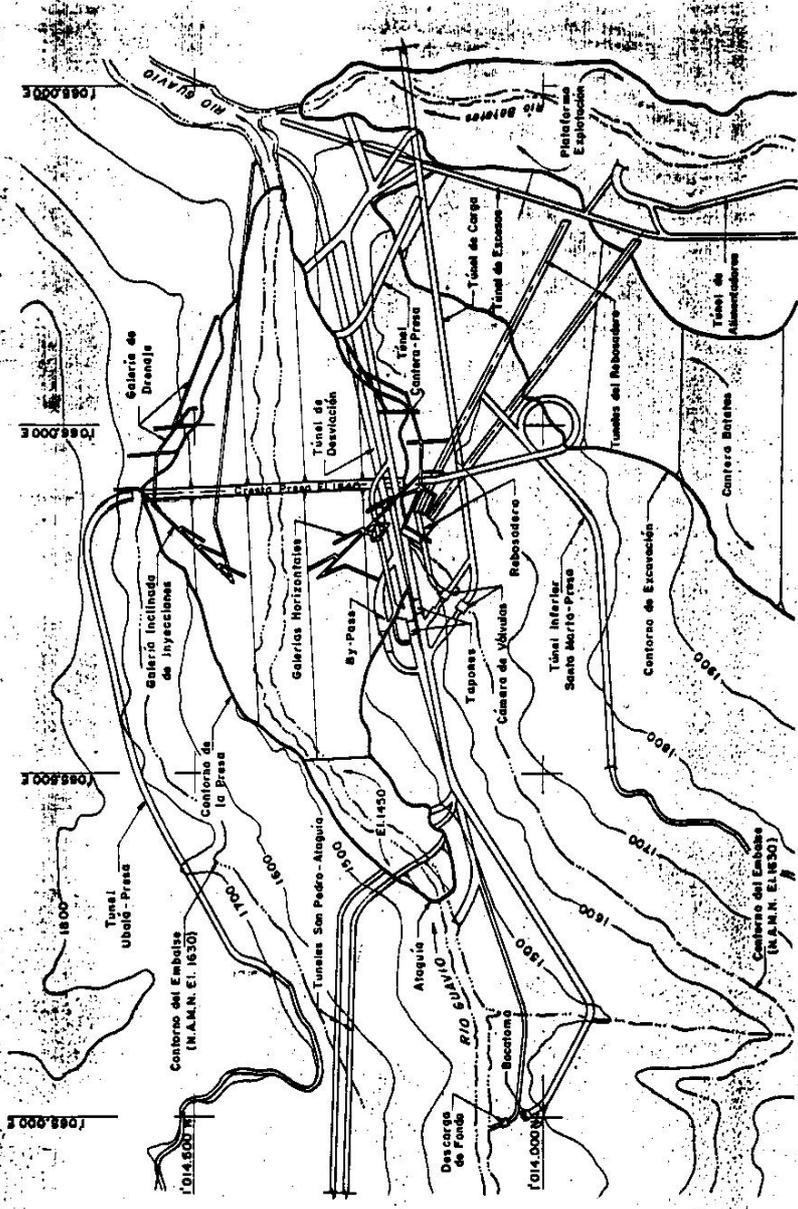


Fig. 1 PRESA Y OBRAS ANEXAS . PLANTA

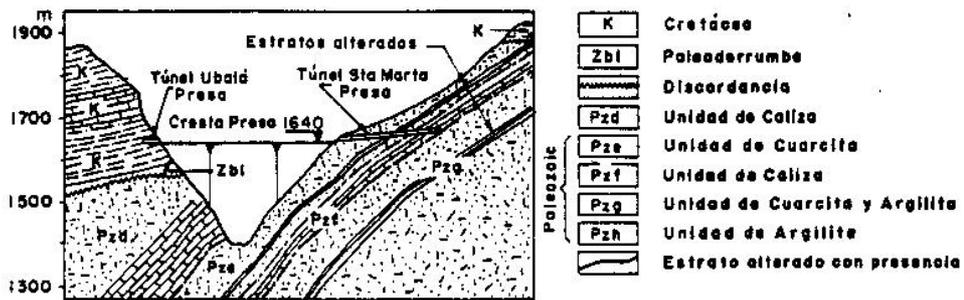
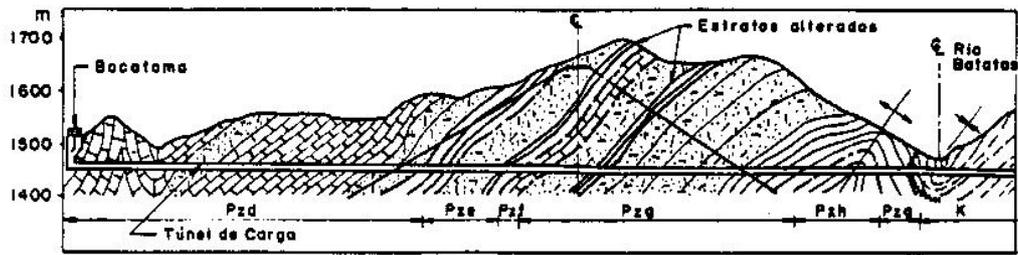


Fig.2 GEOLOGIA SITIO DE PRESA

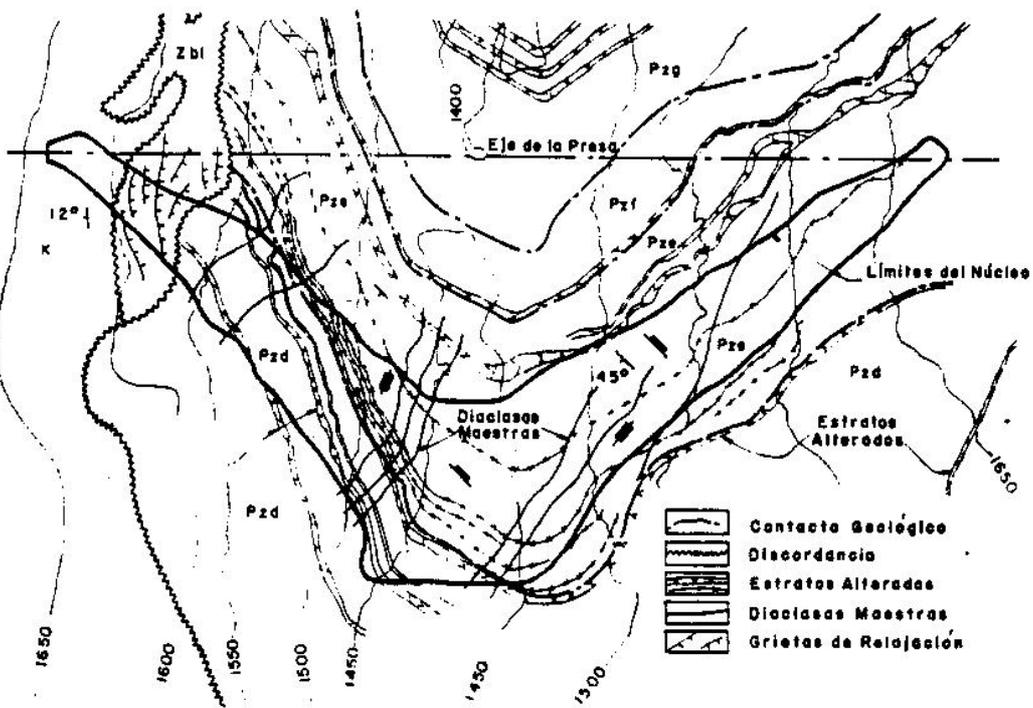


Fig.3 FUNDACION DEL NUCLEO. GEOLOGIA

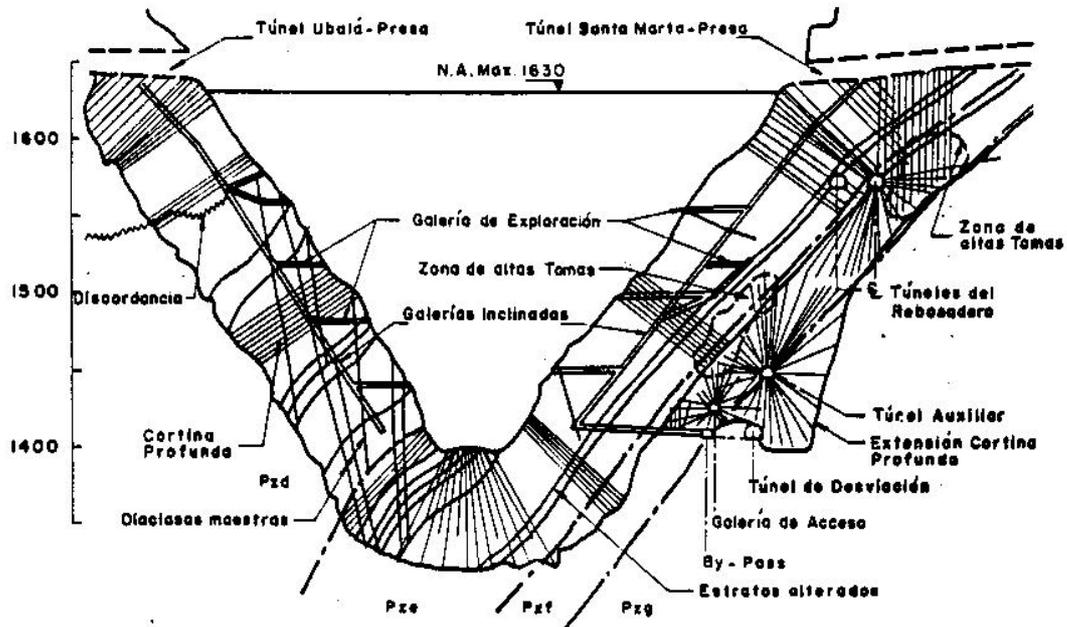


Fig. 4. CORTINA PROFUNDA DE INYECCIONES. VISTA FRONTAL

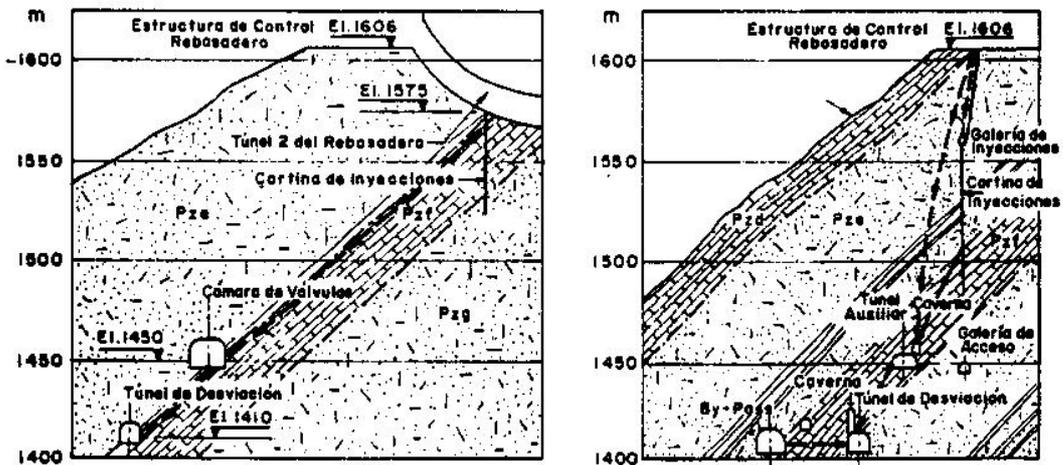


Fig. 5. DESPLAZAMIENTOS DE LECHADA A TRAVES DE ESTRATOS ALTERADOS

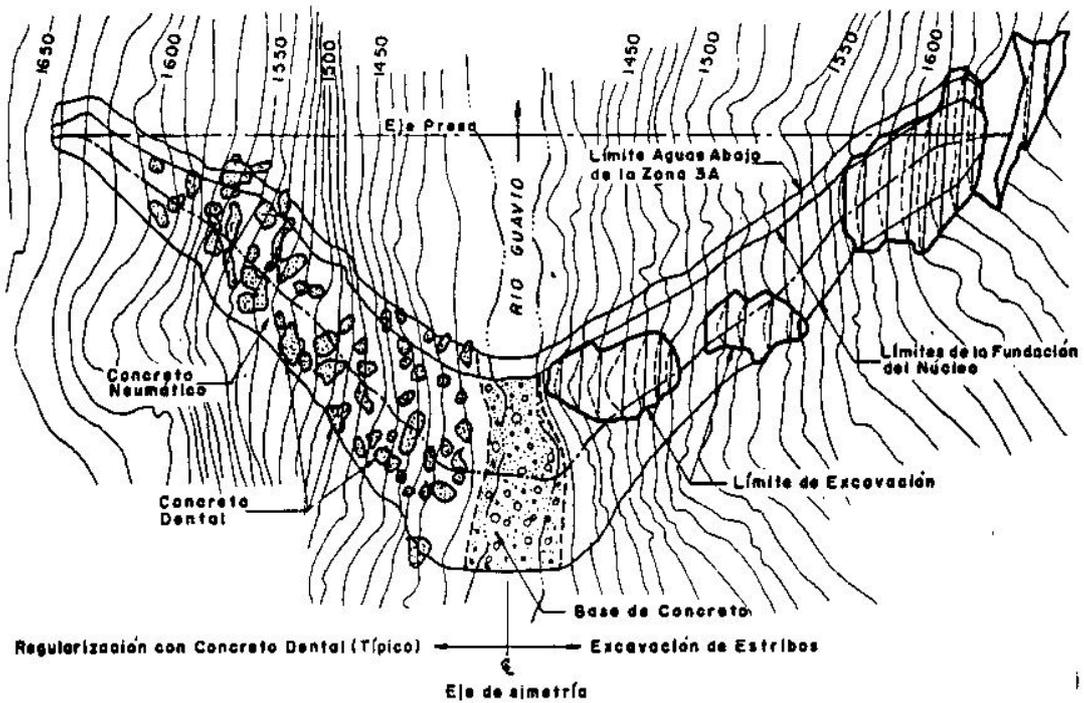


Fig. 6 TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE FUNDACION DEL NUCLEO

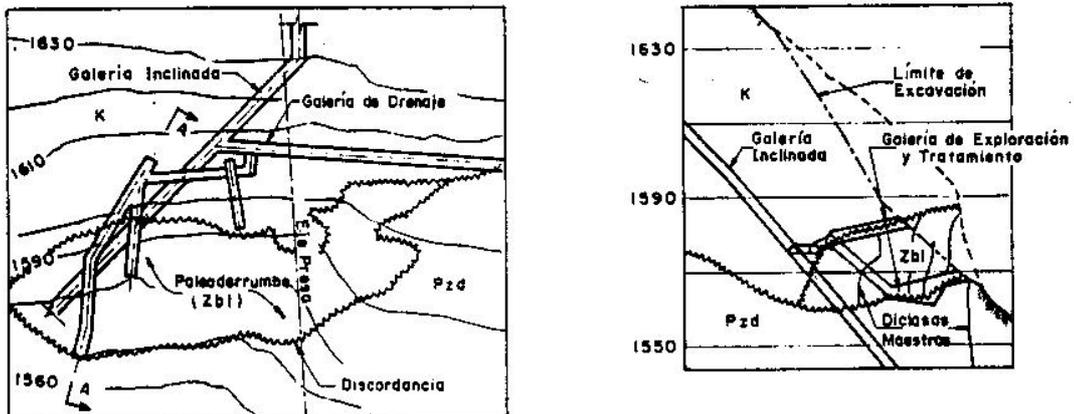


Fig. 7 ESTRIBO IZQUIERDO TRATAMIENTO DE LA DISCORDANCIA

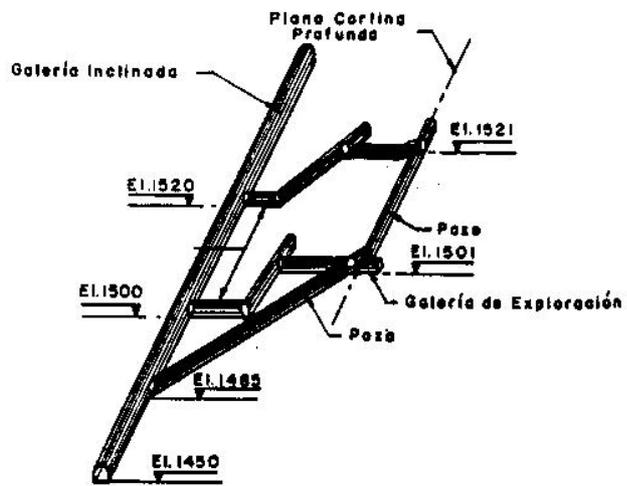


Fig. 8 ESTRIBO DERECHO GALERIAS Y POZOS PARA TRATAMIENTO DE ESTRIBOS ALTERADOS

**COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL GUAVIO
DURANTE CONSTRUCCION Y EL PRIMER LLENADO**

Por

Fabio Amaya Rey y Alberto Marulanda Posada

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCION
2. CRITERIOS DE DISEÑO
3. CONSTRUCCION DE LA PRESA Y LLENADO DEL EMBALSE
4. COMPORTAMIENTO DE LA PRESA
 - A. Presiones de Poro en el Núcleo
 - B. Esfuerzos Vrticales Totales
 - 1) En la Base de la Presa
 - 2) En la Mitad de la Presa
 - 3) En la parte Superior de la Presa
 - C. Movimientos
 - 1) Movimientos Internos
 - 2) Movimientos Superficiales
5. COMENTARIOS AL COMPORTAMIENTO
6. CONCLUSIONES

**COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL GUAUVIO
DURANTE CONSTRUCCION Y EL PRIMER LLENADO**

Por

**Fabio Amaya Rey - Jefe División Geotecnia
y Alberto Marulanda Posada - Subgerente Técnico
Ingetec S.A. - Bogotá, Colombia**

1. INTRODUCCION

Las características generales del Proyecto Hidroeléctrico del Guavio se presentan en (1) y lo relacionado con el tratamiento de la fundación de la presa se presenta en (2). Este artículo se relaciona con las condiciones del diseño y el comportamiento de la presa durante su construcción, primer llenado del embalse y nueve meses de funcionamiento. La presa (247 m) es de enrocamiento con núcleo impermeable inclinado, tiene un volumen de 16.7 hm³ y está confinada por un cañón en V que tiene una relación ancho/altura de 1.58. La construcción se llevó a cabo durante cinco años, por etapas definidas esencialmente por los períodos de lluvia, en los cuales se intensificó la colocación de enrocamiento. En su diseño llamó la atención lo relacionado con la interacción entre el relleno y la fundación y entre las distintas zonas de la presa. La instrumentación instalada comprobó que no se presentó transferencia de esfuerzos significativa entre ellas y que el comportamiento general fue totalmente satisfactorio, a pesar de haber registrado movimientos superiores a los de presas similares. El éxito se debió a haber sometido el núcleo impermeable inclinado y deformable a la acción del peso del espaldón de aguas arriba.

2. CRITERIOS DE DISEÑO

Por tratarse de una presa de enrocamiento de gran altura en un cañón estrecho, el diseño tuvo especialmente en cuenta los conceptos de transferencia de carga del relleno a las laderas rocosas y del núcleo impermeable a los espaldones granulares, sobre todo cuando se concluyó que los materiales arcillosos más competentes existentes en la región presentaban una humedad natural notablemente mayor que la óptima de compactación. Ensayos de compresión en un odómetro de 30 cm de diámetro indicaron

que con dicha humedad el módulo de compresión del material de núcleo más competente podría ser del orden del 30% del de los enrocamientos.

Para evitar un posible "colgamiento" del núcleo se decidió adoptar uno inclinado, de manera que el peso del espaldón de aguas arriba lo sometiera a compresión. El grado de inclinación se relacionó también con la fundación, puesto que en el estribo derecho el núcleo debía apoyarse sobre un paquete inclinado de cuarcitas y argilitas no cárstico, como se describe en (2). Para reducir la interacción con los estribos se especificó un material más fino, húmedo y plástico en el contacto con ellos y la regulación y conformación de los estribos mediante excavaciones y concretos dentales, de manera que el núcleo se deformara siempre en compresión, durante el proceso de consolidación de toda la presa ante su propio peso y la carga del embalse.

El diseño tomó como referencia básica la presa La Esmeralda (237 m) de la central hidroeléctrica de Chivor (Colombia), la cual ha tenido excelente comportamiento, es de características similares a la presa del Guavio y fue también diseñada y supervisada por Ingetec S.A. Se concluyó que en el caso del Guavio era excesiva la diferencia encontrada entre los módulos de compresión de los enrocamientos y del material de núcleo y que debía reducirse al menos para las partes media e inferior de la presa. Para lograr que la relación entre módulos fuera no mayor de 1.3 (como en la presa La Esmeralda) se especificó reducir la humedad natural del material del núcleo seleccionado en cerca de 4% (fracción menor de 3/4") y exigir una densidad promedio mayor de 95% de la máxima Proctor Modificado.

Se estableció una inclinación 0.52H:1V para la cara de aguas abajo del núcleo y un espesor del igual a 0.3 la carga hidráulica en cualquier elevación (Veáse Figura 1). Para proteger la integridad del núcleo contra flujos de agua concentrados por eventuales agrietamientos, causados por asentamientos diferenciales o fracturación hidráulica, se diseñaron filtros dobles procesados en contacto con toda la frontera de aguas abajo y con el cuarto superior de la frontera de aguas arriba, estando en contacto con el núcleo el filtro más fino, constituido por arena con más de 15% pasa tamiz No.50. Entre los filtros y los enrocamientos de los espaldones se especificó una zona de transición granular, también procesada en planta. El diseño además contempló la

prolongación del filtro de arena hacia aguas abajo, sobre la fundación del espaldón, cubriendo todas las diaclasas maestras y estratos alterados que atravesaban la fundación del núcleo y podrían ser conductores de aguas del embalse, para impedir la posibilidad de arrastre de suelos finos de la fundación.

El dimensionamiento y la zonificación de la presa, lo mismo que los parámetros y condiciones de colocación y compactación de los materiales se presentan en la Figura 1. La geometría del espaldón de aguas arriba tuvo en cuenta la posibilidad de deformación que tendría por efecto del núcleo impermeable y por apoyarse en un talus granular no denso, hasta 20 m de espesor, que cubría la margen derecha aguas arriba del eje de la presa, el cual se decidió matener en su sitio para no comprometer la estabilidad de la ladera y no incrementar excesivamente el volumen de las excavaciones en la fundación de la presa. El depósito aluvial granular existente en el lecho del río, de cerca de 8 m de espesor, también se aceptó como fundación de los espaldones. La estabilidad general del relleno se estableció en función de una aceleración sísmica en la roca de fundación de 0.23 g.

Para conocer el comportamiento del relleno durante la construcción de la presa y operación del embalse se previó la instalación de 331 instrumentos distribuidos en distintas partes del núcleo y del espaldón de aguas abajo (Veáse Figura 1). Se instalaron 84 piezómetros, 147 celdas de presión, 67 sensores de asentamiento, 17 extensómetros, dos registradores de movimiento horizontal, 11 registradores de movimiento vertical y tres acelerómetros, además de 75 mojones superficiales. El espaldón de aguas arriba no fue instrumentado en su interior.

3. CONSTRUCCION DE LA PRESA Y LLENADO DEL EMBALSE

La construcción de la presa se inició en Junio de 1983 con las primeras excavaciones en la fundación, pero el relleno propiamente dicho se inició en septiembre de 1984 y se terminó a principios de Agosto de 1989, después de haber colocado y compactado 16.7 millones de metros cúbicos de material, como se describe en (1). En general la construcción de los primeros 190 m de presa (entre cota 1400 y 1590) avanzó así: durante los seis meses de lluvias anuales (Mayo-Octubre) se colocó enrocamiento en las partes exteriores de los espaldones y en los seis meses restantes de verano (Noviembre-Abril) se

construyó la parte central de la presa, o sea, el núcleo impermeable y únicamente los enrocamientos necesarios para confinarlo (el núcleo se construyó hasta la cota 1450 en el verano 1985-1986, hasta la cota 1535 en el verano 1986-1987 y hasta la cota 1590 en el verano 1987-1988, con interrupciones de seis meses entre cada periodo). En la construcción de los 50 metros superiores de la presa el Contratista redujó los rendimientos a un 25% de los iniciales y decidió colocar simultáneamente núcleo y enrocamientos (en parte por la reducción de áreas de trabajo), en la medida en que las lluvias lo permitieran y en vista de que los registros de densidad mínima se hicieron menos estrictos (90% del proctor modificado, en lugar del 95%); demoró cerca de un año en colocar el 4% superior del volumen de la presa.

Durante toda la época de construcción se controlaron la calidad de los materiales y sus propiedades después de compactados, desde la base hasta la cresta de la presa (Véase Figura 1 y 2). El núcleo de la presa quedó constituido por fragmentos de lutita (35%) en una matriz de arcilla limosa, de plasticidad media, con más de 30% de partículas que pasan tamiz No.200, con 14% de contenido de humedad para la fracción menor 3/4" en los 70 m inferiores del núcleo, con 15% entre los 70 y 190 m siguientes y algo más del 18% para los 50 m superiores; la densidad seca total promedio fue del orden de 2.0 ton/m³, correspondiente a un 95% de la máxima Proctor Modificado, en las partes media e inferior del núcleo. En la parte superior la densidad varió entre 1.8 y 2.0 ton/m³, correspondiente a un 91% de su máxima compactación. Los enrocamientos son cuarcitas, argilitas y calizas, algo meteorizadas y contaminadas en las partes exteriores de los espaldones pero sanas, frescas y limpias en la parte central de la presa que soporta el núcleo impermeable. La densidad total fue en general superior a 2.2 ton/m³.

Durante la época de construcción, especialmente después de alcanzar las dos terceras partes inferiores de la presa (sobre la cota 1570), el núcleo impermeable se deformó y destruyó la mayor parte de los cables de los instrumentos neumáticos y eléctricos instalados en él (piezómetros, sensores de asentamiento, extensómetros y celdas de presión). En el espaldón de aguas abajo la instrumentación continua operando satisfactoriamente. En total, cerca de un 50% de los instrumentos se dañaron durante construcción; después de ella no se han presentado pérdidas adicionales.

Por causa de otras obras del proyecto que no estaban terminadas, el primer llenado del embalse se inició el 1º de Febrero de 1992, dos y medio años después de terminada la presa. Este ascendió a una tasa promedio variable entre 1.0 y 1.5 m por día y llegó a su nivel máximo el 20 de Septiembre de 1992. A partir de esta fecha ha estado oscilando dentro de sus 15 m superiores (Veáanse Figuras 3 y 4).

4. COMPORTAMIENTO DE LA PRESA

El análisis permanente de las mediciones en los instrumentos instalados desde la fundación de la presa hasta la cresta permitió conocer su comportamiento durante las épocas de construcción (casi 5 años), la anterior al primer llenado (2.5 años), la del primer llenado (6 meses) y el primer periodo de operación del embalse (9 meses). En cada una de las épocas mencionadas la variación típica de las presiones de poro en el núcleo, de los esfuerzos totales en el espaldón de aguas abajo y de los movimientos internos y superficiales fue la siguiente:

A. Presiones de Poro en el Núcleo

Los piezómetros instalados en las elevaciones 1405, 1433 y 1463 sólo reaccionaron hasta después de tener cerca de 35 m de relleno sobre ellos (el grado de saturación promedio del material bajo estas elevaciones fue de 85%); fallaron al sobrepasar presiones de 3.0 Kg/cm^2 , por mala calidad de los cables de conducción del nitrógeno. Un ligero aumento (1 a 1.5%) en la humedad de compactación sobre la elevación 1470 elevó el grado de saturación del material a 94% en promedio y esto se reflejó en la reacción rápida de los piezómetros en las elevaciones 1500, 1523 y 1553 y en la magnitud de las elevaciones piezométricas, las cuales en general sobrepasaron el nivel del terreno.

Cuando el núcleo alcanzó las elevaciones 1572 y 1589 se suspendió por un tiempo su construcción por causa de una huelga de los trabajadores de construcción y de un periodo de lluvias intensas, respectivamente. En ambas elevaciones se presentaron grietas menores transversales y longitudinales en la superficie del núcleo, que pusieron de presente la deformación por plastificación del núcleo que se comenta en 4.C. Después de ella solo los cinco piezómetros instalados en la elevación 1523, cerca

de la frontera de aguas abajo del núcleo, cuyos cables pasaron directamente al espaldón de la presa en dicha elevación, quedaron funcionando.

Todos los piezómetros instalados en las elevaciones 1589 y 1615 fallaron por las deformaciones del núcleo ocurridas antes de terminar la construcción de la presa, registrando antes elevaciones piezométricas superiores al nivel del terreno e incrementos hasta del 90% de la carga impuesta (el grado de saturación del material fue superior al 94%).

En la Figura 3 se observa que las elevaciones piezométricas máximas alcanzadas se presentaron a finales de 1988, nueve meses antes de la terminación total de la presa; a partir de esta fecha, en todos los piezómetros se registró disipación de la presión de poros, hasta llegar a un 50% de su mayor valor antes del primer llenado del embalse. En el sentido del eje de la presa, las presiones de poro eran mayores en el sector central del núcleo y muy cerca a los estribos tendían a disminuir hasta un 20%.

Al llegar el embalse a su nivel máximo, los piezómetros registraron elevaciones comprendidas entre las cotas 1590 y 1610, que en promedio corresponden a un 70% de la carga hidrostática sobre los aparatos. Durante la operación del embalse, las presiones han variado según la oscilación del embalse, pero registrando cierta disipación.

B. Esfuerzos Verticales Totales

Para ilustrar la variación de los esfuerzos totales verticales en el núcleo y en el espaldón de aguas abajo de la presa se presentan los registros de las celdas ubicadas en el fondo del cañón (elevación 1405), en la parte media (elevación 1523) y en la parte superior de la presa (elevación 1589).

1) En la base de la Presa (el.1405)

En el fondo del cañón se instalaron celdas en la base del núcleo y del epaldón de aguas abajo, en el centro de la presa (Veáse Figura 4). Durante construcción los esfuerzos verticales medidos y teóricos (σ_v) en el espaldón de aguas abajo son muy similares y por ello la transferencia de carga a los estribos fué prácticamente nula. En la base del núcleo se observa cerca de

la frontera de aguas arriba, en el centro y cerca de la frontera de aguas abajo una reducción en los esfuerzos medidos mayor a medida que se acerca a su frontera de aguas abajo (85%, 76% y 67%). Al no medirse arqueamiento en la base del espaldón es claro que la reducción de esfuerzos mencionada se debe a una transferencia de carga del núcleo hacia el espaldón de aguas abajo. Los esfuerzos horizontales en el núcleo fueron del 56% de los esfuerzos verticales medidos al final de la construcción.

Después de la construcción y antes del llenado del embalse se registró en el núcleo una reducción en los esfuerzos verticales del orden de 15% de su valor máximo, atribuible al proceso de consolidación del núcleo. Durante el llenado del embalse el incremento en los esfuerzos verticales en el núcleo fue mayor en las celdas de aguas arriba por su proximidad al embalse (49, 40 y 31% de la carga hidrostática).

2) En la mitad de la Presa (el.1523)

En la mitad de la presa y en el centro del cañón se instalaron celdas en el núcleo y en las zonas 3A, 3B y 3C del espaldón de la presa (Veáse Figura 4). La variación de los esfuerzos verticales medidos y teóricos (σ_v) indica una interacción similar al de la base del cañón. Mientras que en el núcleo el máximo esfuerzo medido corresponde a un 70% de σ_v , en la zona de transición 3A el esfuerzo es similar, en la zona 3B es del 90% y cerca del talud de aguas abajo son del 150%. En esta parte de la presa el núcleo transfiere algo de su carga al espaldón de aguas abajo, en cuyo contacto se nota un pequeño mayor esfuerzo del que le correspondería si la presa fuera homogénea; en la zona 3C, por efecto de la carga triangular, cerca del talud de aguas abajo, el esfuerzo medido es superior al teórico σ_v . Los esfuerzos horizontales en el núcleo son casi del 90% de los esfuerzos verticales, lo cual se debe al alto grado de saturación del material.

Después de la construcción y antes del primer llenado la reducción de los esfuerzos verticales en el núcleo fue del 1% (menor que en la base). Durante el llenado del embalse los esfuerzos verticales en el núcleo se incrementaron en cerca de un 27% de la cabeza hidrostática sobre el nivel de las celdas y en solo un Kg/cm^2 en las zonas de transición 3A y de enrocamiento 3B (5% de su

valor máximo). En la zona 3C no se apreció ningún efecto del llenado del embalse.

3) En la parte Superior de la Presa (el.1589)

En la parte superior de la presa se cuenta con celdas en el núcleo y en las zonas 3A y 3C del espaldón de aguas abajo (Veáse Figura 4). Las celdas instaladas en el núcleo, por su daño, aportaron información únicamente durante el periodo de construcción; registraron esfuerzos similares a los teóricos σ_h hasta el momento de su falla. Los esfuerzos medidos en la zona de transición son un 35% superiores a σ_h , pero por lo anterior esto no es debido a una transferencia de carga del núcleo. En la zona 3C, los esfuerzos medidos son ligeramente superiores a σ_h , por el efecto de la carga triangular.

Los esfuerzos verticales en el espaldón permanecieron constantes durante la época posterior a la construcción, durante el primer llenado y la operación del embalse.

C. Movimientos

1) Movimientos Internos

El relleno de la presa alcanzó en Abril de 1987 la elevación 1535, sin movimientos diferenciales entre el núcleo y la zona 3A. Los instrumentos de la elevación 1500 registraban asentamientos de 1.7 m en la zona 3C y de 1.1 m en el núcleo y la zona 3A, correspondientes a 1.5% de la altura del relleno. Entre Abril y Octubre de 1987 se suspendió la construcción del núcleo pero se construyó la parte exterior del talud de aguas arriba entre cotas 1460 y 1550.

Entre Octubre de 1987 y Febrero de 1988 el núcleo avanzó entre cotas 1535 a 1572 y entre mediados de Abril y Agosto de 1988, entre cotas 1572 y 1600. En el primer periodo los movimientos mencionados se duplicaron rápidamente y el segundo periodo en el núcleo algunos llegaron casi a triplicarse y otros a registrar valores muy altos, no confiables.

En la elevación 1523 los asentamientos en la sección máxima de la presa, cuando el relleno alcanzó la cota 1600, fueron en la zona 3C de 310 cm, en la zona 3B de 330 cm, en la zona 3A de 290 cm, en la frontera de aguas abajo del núcleo de 380 cm y en el centro del núcleo, extrapolando la última lectura del aparato, del orden de

4.50 m. Se registró entonces un asentamiento diferencial entre el núcleo y el espaldón de 90 cm. El desplazamiento horizontal hacia aguas abajo muy cerca del núcleo, medido en el RMH-1 (el.1531) fue de 35 cm. (Veáse Figura 5).

El fenómeno descrito se analizó mediante elementos finitos en dos dimensiones y se concluyó que el núcleo entre las elevaciones mencionadas alcanzó un estado plástico y se abombó hacia aguas arriba y aguas abajo, produciendo un asentamiento rápido a volumen constante (no se midió disipación de la presión de poro y el grado de saturación era superior a 95%). El abombamiento hacia el espaldón de aguas abajo se verificó con el RMH-1 y hacia el espaldón de aguas arriba se evidenció en los agrietamientos longitudinales y transversales cercanos a los estribos en la superficie del núcleo y en los movimientos superficiales registrados en el talud de aguas arriba, en los cuales el desplazamiento horizontal fue de la misma magnitud que los asentamientos ; la construcción acelerada del espaldón de aguas arriba durante el invierno de 1987 debió contribuir al movimiento hacia aguas arriba y explica la ocurrencia de asentamientos en el núcleo hasta de 40 cm y el incremento de las presiones de poro en la elevación 1500, sin haberse elevado su relleno.

En las Figuras 4 y 5 se presenta la distribución de los movimientos en sentido paralelo y normal al eje de la presa y en la Tabla 1 se resumen los movimientos finales al término de cada una de las etapas de construcción y operación del embalse.

2) Movimientos Superficiales

Los mojones en la superficie de la presa fueron instalados a medida que avanzaba la construcción de la presa, para obtener información de los movimientos superficiales antes de terminar la construcción de la presa. Al final de la construcción se concluyó lo siguiente: a) Los movimientos en el talud de aguas arriba son notablemente superiores a los del talud de aguas abajo, lo cual obedece a la existencia del núcleo en el espaldón de aguas arriba y a su apoyo en un talus granular que cubre parte del estribo derecho. b) En el talud de aguas arriba los movimientos horizontales son similares a los asentamientos en los dos tercios inferiores de la presa. En el tercio superior de este espaldón, los asentamientos son mayores que los desplazamientos hori-

zontales; los primeros son hasta de 2.35 m y los segundos son practicamente nulos cerca de la cresta de la presa.

TABLA 1
REGISTRO EN LOS PUNTOS DE MAXIMO MOVIMIENTO TOTAL
PARA DIFERENTES ETAPAS DE LA PRESA

ETAPA	MOVIMIENTOS INTERNOS (cm)				MOVIMIENTOS EXTERNOS (cm)					
	ASENTAMIENTOS	DESPLAZ.	CRESTA	ESPALD.A/ARR.	ESPALD.A/AB.	ESPALD.A/ARR.	ESPALD.A/AB.	ESPALD.A/ARR.	ESPALD.A/AB.	
CONSTRUCCION (agosto 89)	470	342	400	63	---	---	235	200	150	60
ANTES 1 ^o LLENADO (ene. 92)	500	354	429	71	82	28	246	205	167	62
PRIMER LLENADO (Oct. 92)	570	363	431	74	93	32	---	---	191	66
OPERACION (Jun. 93)	580	365	433	74	99	33	---	---	191	66

c) En el talud de aguas abajo, los asentamientos son siempre mayores que los desplazamientos horizontales, entre dos y tres veces.

Durante los dos y medio años anteriores al llenado del embalse, en el talud de aguas arriba y en el centro del cañon los asentamientos se incrementaron desde 4 cm cerca de la base hasta 61 cm cerca de la cresta, mientras que los desplazamientos horizontales fueron de 1 cm en la parte media inferior y practicamente nulos cerca de la cresta. En el talud de aguas abajo, los asentamientos variaron en la misma forma, pero fueron de menor magnitud, entre el 30% y 50%, de los registrados en el talud de aguas arriba; los desplazamientos horizontales fueron similares. En la cresta de la presa, se presento un asentamiento diferencial y en el sentido del rio, de 0.60 m entre las dos hileras de mojones, reflejo del mayor movimiento de el talud de aguas arriba. Esta

información no difiere de la Tabla 1 porque no corresponde a los puntos de máximo movimiento total.

Durante el primer llenado, los mayores movimientos se presentaron en la cresta de la presa y los desplazamientos horizontales, variaron primero hacia aguas arriba, durante la primera parte del llenado, y finalmente, con el embalse cerca de su nivel máximo, hacia aguas abajo. En el talud de aguas arriba no se registraron movimientos con excepción de los cercanos a la cresta de la presa. Durante los nueve meses de operación del embalse, los movimientos horizontales y verticales fueron máximos en la cresta de la presa.

5.COMENTARIOS AL COMPORTAMIENTO

La presa del Guavio fue construida en cinco años. Las tres cuartas partes inferiores centrales de la presa (190 m de altura) se construyeron rápidamente, en 32 meses (Enero,1985 - Agosto,1988), y la cuarta parte superior (60 m de altura) se construyó lentamente, en 11 meses (Septiembre 1988 - Julio,1989). El periodo total de construcción relativamente largo y luego el primer llenado del embalse iniciado 2.5 años después, hicieron que los movimientos durante el primer llenado fueran comparativamente menores que los de otras presas que iniciaron pronto su llenado, inclusive un poco antes de haberse terminado su construcción.

Un hecho relevante en el comportamiento de la presa del Guavio es el de haber registrado grandes asentamientos y desplazamientos horizontales en relación con presas de características similares, construidas en cañones estrechos, como es el caso de Chivor (Colombia) y Chicoasen (México) (Veáse Tabla 2), sin que estos hayan sido causa de un comportamiento inadecuado.

En la presa del Guavio el espaldón de aguas abajo tuvo un asentamiento máximo igual a 2.3% la altura del relleno en el sitio de medida. Debido a que numerosas celdas de esfuerzos instaladas en varios sitios y elevaciones indican que los esfuerzos medidos fueron siempre similares a los teóricos(σ_h), puede afirmarse que el cañón no redujo los esfuerzos en el espaldón como en las otras presas y ello contribuyó a la ocurrencia de mayores movimientos en sentido vertical y horizontal.

En la presa del Guavio también ocurrieron asentamientos considerables en su núcleo inclinado, más del doble de

lo reportado en el núcleo central de la presa Chicoasen.

TABLA 2

**PRESAS DE GRAN ALTURA CONSTRUIDAS EN CAÑONES ESTRECHOS
MOVIMIENTOS TOTALES HASTA UN AÑO DESPUES 1.ER LLENADO**

PRESA	LONG. CRESTA (ALTURA)	MOVIMIENTOS INTERNOS			MOVIMIENTOS EXTERNOS			
		ASENT.	DESPLAZ.H	CRESTA	ESPALE.A/AB	ASENT.	DESPLAZ.H	ESPALE.A/AB
(Núcleo)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
GUAVIO	$\frac{390}{247} = 1.58$	580	433	74	99	33	191	66
(Inclinado)	247							
CHIVOR	$\frac{290}{237} = 1.22$..	307	118	122	40	104	102
(Inclinado)	237							
CHICOASEN	$\frac{261}{261} = 1.00$	284	206	31	20	9	10	4
(CENTRAL)	261							

Sin tener en cuenta lo correspondiente a las características propias de los materiales, esto se relacionó inicialmente con el desplazamiento horizontal de los espaldones que le permitieron al núcleo abombarse a volumen constante, cuando todavía no disipaba presiones de poro; adicionalmente, con la baja transferencia de carga hacia los estribos, por el uso un de material mas fino, húmedo y plástico en su contacto, y con la baja transferencia de carga hacia el espaldón de aguas abajo, por la gran deformabilidad del material de núcleo (a pesar de haberse reducido por secado al aire su humedad en cerca de 4%), todo lo cual pudo verificarse por la similitud de los esfuerzos y la ocurrencia de asentamientos diferenciales acentuados en el núcleo y en la zona 3A de aguas abajo; y finalmente, con la consolidación propia del núcleo ante el peso del espaldón y la carga del embalse, al disipar más del 50% de la presión de poros máxima alcanzada durante construcción y el llenado del embalse.

Más del 90% de los movimientos en el espaldón de aguas abajo de la presa del Guavio ocurrieron durante construcción y, en el caso del núcleo, del 80%, por efecto de la carga del embalse. Esto explica la ausencia de deformaciones locales y agrietamientos en la superficie terminada de la presa, a pesar de los grandes movimientos ocurridos. La flexibilidad del material del núcleo, por su parte, permitió que este se adaptara a las altas deformaciones iniciales del núcleo. Antes del primer llenado del embalse el núcleo logró consolidarse dentro de los espaldones de la presa ya estabilizados.

La estabilidad del talud de aguas arriba al final de la época de construcción fue revisada en función del máximo desplazamiento horizontal registrado en el mojón M-8 y mediante un análisis de estabilidad convencional, asumiendo la resistencia al corte en el núcleo igual a cero. Se encontró que el desplazamiento horizontal de corte (1,4% de la altura del relleno bajo el mojón) y los factores de seguridad al desplazamiento estaban dentro de límites aceptables para la condición del embalse vacío. Por otra parte, el incremento del orden de 2^o en la fricción interna en el material del núcleo por consolidación durante el último año, deducido de las celdas de presión, indicó que para la época del llenado el incremento final podría compensar la reducción en la fricción del enrocamiento por inundación, garantizando así una estabilidad también aceptable durante el primer llenado. Esto fue corroborado posteriormente, por la pequeña deformación registrada durante el llenado.

Durante el período transcurrido entre la terminación de la presa y el primer llenado del embalse, ocurrió la mayor parte de la compresión secundaria de los enrocamientos y de la consolidación del núcleo generada por la construcción. Por esto, el efecto del embalse fue solo el de incrementar en 14% los movimientos verticales y horizontales registrados en la cresta hasta antes del llenado.

El comportamiento después de nueve meses de funcionamiento con embalse lleno es plenamente satisfactorio. En (2) se resume lo relacionado con la fundación y en cuanto al relleno compactado, este continúa sin registrar deformaciones o agrietamientos visibles en toda la superficie y se encuentra prácticamente estable antes de la carga impuesta por el embalse. Las filtraciones totales inferiores a 100 l/s corroboran también el buen comportamiento del relleno.

6. CONCLUSIONES

El comportamiento de la presa del Guavio permite apreciar como un cañón en V, con inclinaciones cercanas a 60° y con una relación ancho/altura cercana a 1.6, no fue causa de un fenómeno acentuado de transferencia de carga a la fundación. Así mismo, permite apreciar un núcleo inclinado puede resolver satisfactoriamente la interacción entre este y los espaldones de la presa, mientras aporte la resistencia requerida para asegurar la estabilidad del espaldón de aguas arriba y se adapte a las deformaciones que se originan al soportar el espaldón de aguas arriba. La magnitud de estas deformaciones puede ser alta y depende no solo de las características del mismo núcleo sino también de las deformaciones de los espaldones, especialmente del de aguas arriba; la forma como avance la construcción de este último puede influir significativamente en dicha magnitud, lo mismo que la época en que se lleve a cabo el primer llenado del embalse.

Los altos movimientos registrados durante construcción no comprometieron el buen comportamiento del núcleo por haber utilizado materiales flexibles, compactados del lado húmedo, que redujeron la posibilidad de agrietamiento y la transferencia de carga y permitieron movimientos diferenciales considerables. La utilización de filtros dobles apropiados es una garantía para la eventualidad de que se produzcan agrietamientos por condiciones locales difíciles, movimientos sísmicos fuertes, etc.

REFERENCIAS

A. Marulanda. F. Amaya. "Design and Construction of Colombia's Guavio Dam". Water Power and Dam Construction. December 1989.

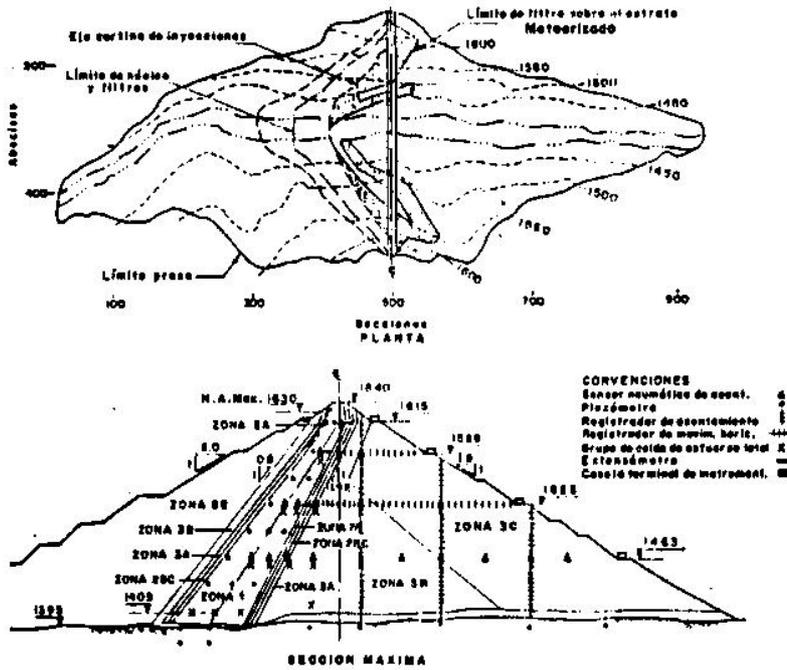
A. Marulanda. F. Amaya. "Foundation Treatment of the Guavio Dam. International Symposium on High Earth Rock-fill Dams. Pekin, September 1993.

TABLA 1
MEDIDAS EN PUNTOS DE MOVIMIENTO MAXIMO PARA DIFERENTES
ETAPAS DE LA PRESA

ETAPA	MOVIMIENTOS INTERNOS (cm)				MOVIMIENTOS EXTERNOS (cm)					
	ASENTAMIENTOS			DESPLAZAM. HORIZONTAL EJECUCADO	CRESTA		ESPALDON AGUAS ARRIBA		ESPALDON AGUAS ABAJO	
	Núcleo	Transición	Enroscado		Asentamiento	Desplazam.	Asentamiento	Desplazam.	Asentamiento	Desplazam.
CONSTRUCCION Agosto, 1969	470	342	400	63	-	-	235	200	150	60
ANTES DEL PRIMER LLENADO Enero, 1972	500	354	423	71	22	28	246	208	167	82
PRIMER LLENADO Octubre, 1972	570	363	431	74	23	32	-	-	191	66
OPERACION Junio, 1973	580	363	433	74	23	35	-	-	191	66

TABLA 2
GRANDES PRESAS EN CAÑONES ANGOSTOS - MOVIMIENTOS TOTALES
UN AÑO DESPUES DEL PRIMER LLENADO

PRESA NUCLEO	LONGITUD DE CRESTA (ALTURA)	MOVIMIENTOS INTERNOS			MOVIMIENTOS EXTERNOS			
		ASENTAMIENTO		DESPLAZAM. HORIZONTAL (cm)	CRESTA		ESPALDON AGUAS ABAJO	
		Núcleo (cm)	Espaldón Aguas Abajo (cm)		Asentamiento (cm)	Desplazamiento Horizontal (cm)	Asentamiento (cm)	Desplazamiento Horizontal (cm)
GUAVIO (Inclinado)	330 + 1.58 247	580	433	74	23	33	191	66
CHIVOR (Inclinado)	290 + 1.22 237	-	307	118	122	40	104	102
CHICDABEN	261 + 1.00 181	284	208	51	20	9	10	4



ZONA	FUNCION	VOLUMEN x 10 ³	REQUISITOS DE HUMEDAD	ESPESOR DE CAPA (cm)	NUMERO DE PASADAS	EQUIPO DE COMPACTACION VIBRATORIO	TAMANO MAXIMO (cm)
1	Núcleo	1009.3	Wopt 12-51%	20	8	10 tons	150
2A	Filtro	212.1	Ninguno	40	2	5 tons	150
2B	Filtro	253.5	Ninguno	40	2	5 tons	150
3A	Transición	871.4	Ninguno	40	2	5 tons	300
3B	Enroscado	3509.7	Compaction 500.0gus	120	4	10 tons	300
3C	Enroscado	1007.2	Ninguno	120	4	10 tons	1800

TOTAL 18477.2

Fig. 1. PRESA GUAVIO

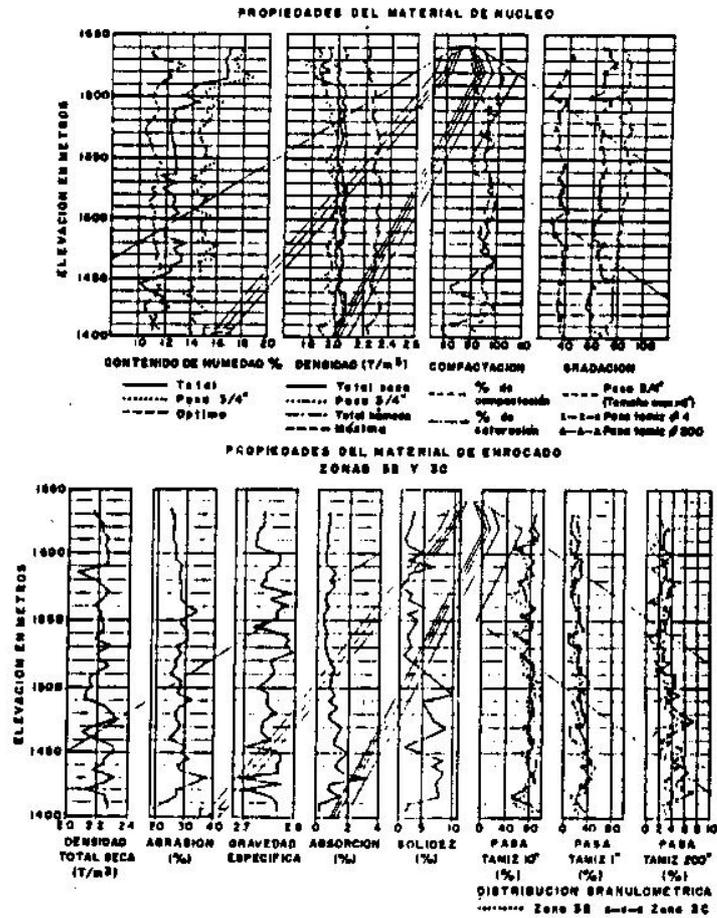


Fig. 2. PRESA GUAVIO. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

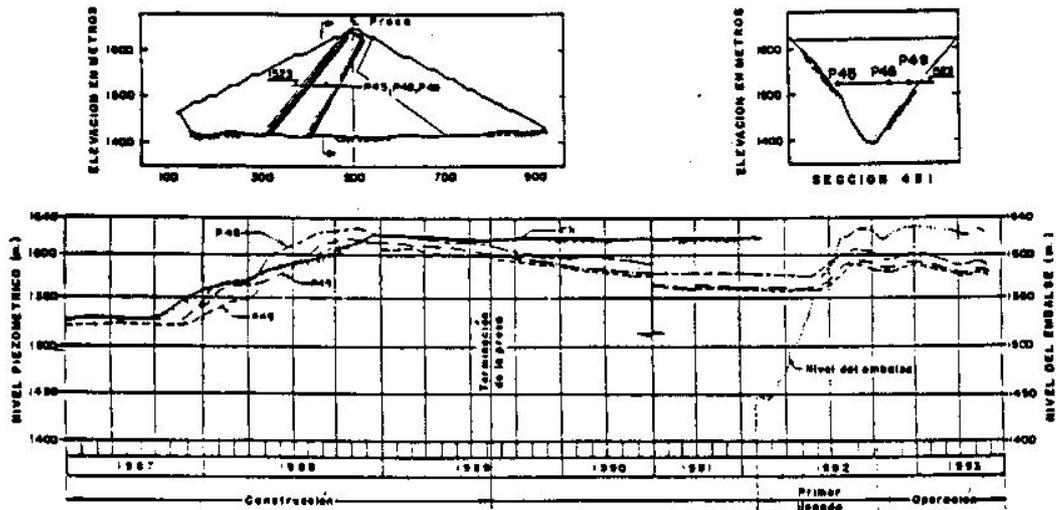
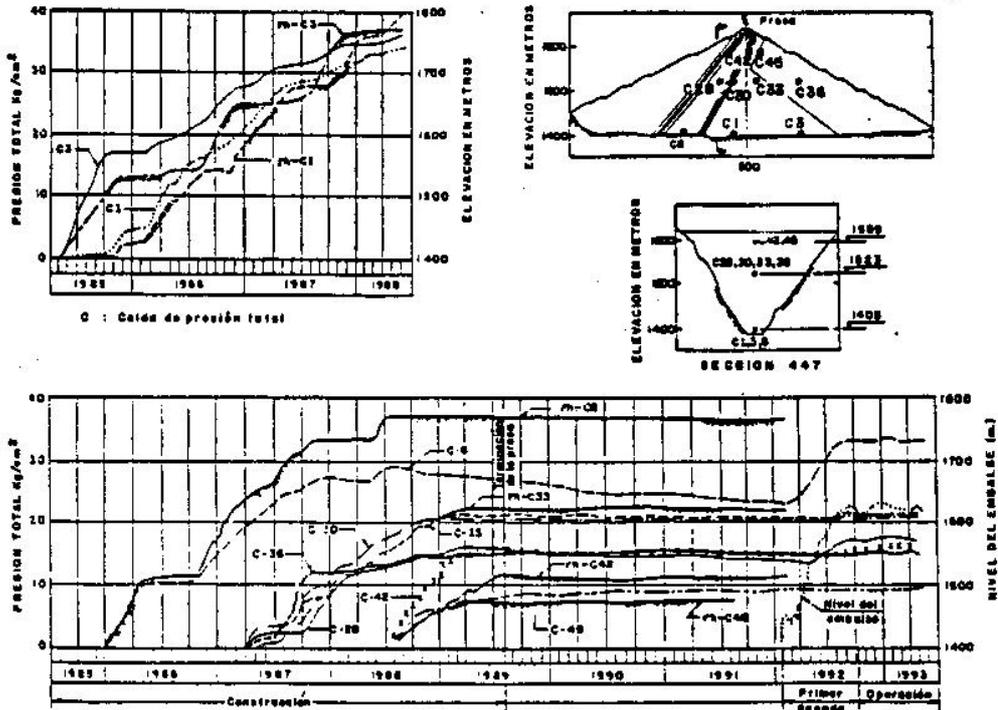


Fig. 3 PRESA GUAVIO. NIVELES PIEZOMETRICOS. EL 1523



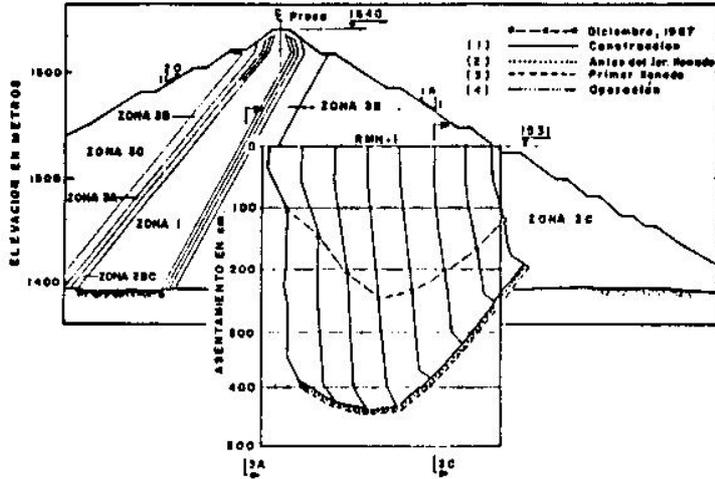
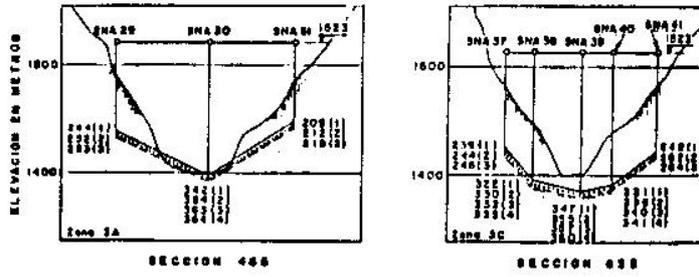
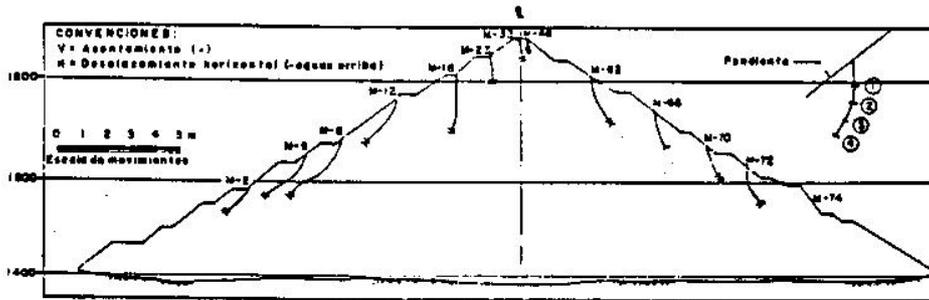


Fig. 6 PRESA GUAVIO. ASENTAMIENTOS EN EL ESPALDON DE AGUAS ABAJO. EL 1923



ETAPA	MOVIMIENTOS SUPERFICIALES TOTALES (cm.)													
	M-2	M-8	M-8 / M-12	M-10	M-23	M-23 / M-48	M-48	M-42	M-68	M-70	M-72	M-74		
1 CONSTRUCCION	V	-98	-170	-235	-190	-205	-61	-	-	-147	-20	-118	-140	-50
	H	-70	-150	-200	-100	0	-	-	50	60	50	60	25	
2 ANTES DEL PRIMER LLENADO	V	-88	-127	-248	-179	-248	-125	-82	-31	-167	-	-121	-144	-52
	H	-74	-157	-205	-112	-3	-	26	8	42	-	56	42	28
3 PRIMER LLENADO	V					-138	-85	-38	-171		-122	-145	-52	
	H					1	32	11	66		39	64	28	
4 OPERACION	V						-68	-43	-91			-148	-52	
	H						33	11	66			64	27	

Fig. 7. PROYECTO GUAVIO. MOVIMIENTOS SUPERFICIALES