



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

EL PROBLEMA DEL DERRUMBE N°5 DE TABLACHACA

Pedro Repetto Peirano

Profesor Principal , Departamento de Ingeniería

Exposición presentada en el XI Congreso Internacional
de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.
San Francisco , Agosto 1985

Area de Mecánica de Suelos
Publicación DI - 86 - 01
Diciembre 1986



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

EL PROBLEMA DEL DERRUMBE N°5 DE TABLACHACA

Pedro Repetto Peirano

Profesor Principal , Departamento de Ingeniería

Exposición presentada en el XI Congreso Internacional
de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.
San Francisco , Agosto 1985

Area de Mecánica de Suelos

Publicación DI - 86 - 01

Diciembre 1986

PRESENTACION

El Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú tiene como política, la divulgación de los trabajos técnicos de los miembros de su plana de profesores.

El Derrumbe No. 5 de la presa de Tablachaca es un tema cuya importancia ha trascendido el ámbito nacional y que ha sido motivo de una invitación para exponer sobre el tema en un foro internacional de primera categoría, como es el Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, que organiza cada cuatro años la Sociedad Internacional respectiva.

Por estas razones el Departamento de Ingeniería ha querido reproducir la versión en Castellano de la exposición efectuada por el Ing. Pedro Repetto en Agosto de 1985, en San Francisco, EE.UU. de Norteamérica, durante el XI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.

EL PROBLEMA DEL DERRUMBE N° 5 DE TABLACHACA

RESUMEN

El Derrumbe N° 5 es un antiguo deslizamiento de aproximadamente 13 millones de m³, ubicado en el Perú aguas arriba de la presa de Tablachaca, estructura principal de la Central Hidroeléctrica del Mantaro, cuya potencia instalada constituye el 50% de la total del país. En Febrero de 1982 los movimientos del derrumbe se aceleraron alarmantemente, por lo que ELECTROPERU decidió ejecutar obras de estabilización de emergencia paralelamente a los estudios e investigaciones complementarios. Las obras de emergencia consisten en: un contrafuerte de relleno al pie del derrumbe; tratamiento de los sedimentos del embalse que constituyen la cimentación del contrafuerte; anclajes pretensados en un tramo adyacente a la presa, en el que se tuvo que reducir el tamaño del contrafuerte; drenaje subterráneo y superficial; y excavación de una protuberancia rocosa en la curva del río aguas arriba del derrumbe. A la fecha los movimientos del derrumbe han disminuido considerablemente, lo que es indicativo de la efectividad de las obras de estabilización, por lo que éste sería el deslizamiento más grande del mundo cuya caída ha sido evitada por acción humana.

INTRODUCCION

Esta conferencia tiene como objetivo describir las obras de emergencia construidas para evitar la caída del Derrumbe N° 5, así como el difícil proceso de toma de decisiones relacionado con su diseño y construcción. Estas obras tuvieron que ser diseñadas y su construcción iniciada, contando sólo con información preliminar acerca de la geología del lugar, las características del subsuelo y la naturaleza de los movimientos del derrumbe. Debido a limitaciones de espacio, no se incluyen en este documento detalles acerca de las investigaciones de campo y mediciones instrumentales realizadas, la geología del lugar, ni los métodos de análisis utilizados.

El Derrumbe N° 5 es un deslizamiento de tierra y roca de aproximadamente 13 millones de m³, ubicado en el Perú en la cadena oriental de los Andes, a 300 km de Lima. Se ubica sobre el estribo derecho e inmediatamente aguas arriba de la presa de Tablachaca. Esta presa fue construida entre 1968 y 1972 sobre el río Mantaro, en un área donde ha sido erosionado un cañón profundo. La coronación de la presa está a la cota 2697 m sobre el nivel del mar.

La presa de Tablachaca es de concreto, del tipo arco-gravedad y tiene 72 m de alto. Su objetivo es derivar las aguas del río Mantaro mediante un túnel a presión de 20 km de longitud, hasta la caída en la central hidroeléctrica Santiago Antúnez de Mayolo, cuya capacidad instalada es de 798 Mw. Desde allí las aguas turbinadas son conducidas por otro túnel hasta una segunda caída donde está

ubicada la central hidroeléctrica de Restitución, cuya capacidad es de 216 Mw. Estas dos centrales son propiedad de la empresa estatal ELECTROPERU y representan, actualmente, el 50% de la potencia hidroeléctrica total instalada en el Perú y aproximadamente el 55% de la correspondiente a la zona interconectada Centro-Norte del país, donde está ubicada Lima.

El embalse de Tablachaca proporciona un volumen útil de almacenamiento para regulación semanal, de 2 a 3 millones de m^3 ; para mantener este volumen útil y debido a que el río Mantaro acarrea un volumen muy elevado de sólidos (más de 4 millones de m^3 al año), el embalse ha sido provisto de un sistema de evacuación de los sólidos depositados. La eliminación de los sedimentos se efectúa bajando el nivel del embalse cuando el caudal es apropiado. Esta operación se realiza mediante cuatro compuertas de purga ubicadas en el cuerpo de la presa. Una de estas compuertas (A-1) influyó significativamente en el diseño de las obras de estabilización del Derrumbe N° 5, por estar ubicada al lado derecho de la presa, muy cerca de la ladera afectada, y ser muy importante para la eliminación de los sedimentos del embalse. Por esta razón, fue necesario tener en cuenta en el diseño de las obras de estabilización, que la operación de esta compuerta no resultase afectada.

Los niveles máximo y mínimo de operación del embalse son las cotas 2695 y 2676 m respectivamente. Dado que el fondo del río está aproximadamente en la cota 2630 m, durante los primeros años de operación se depositó en el embalse un volumen considerable de sedimentos, que alcanzó más de 40 m de profundidad frente al Derrumbe N° 5. Posteriormente el nivel de los sedimentos se mantuvo constante, gracias a la operación permanente de las compuertas de purga. En las inmediaciones de la presa el nivel de los sedimentos desciende hacia las compuertas de purga, formando los denominados "conos de llamada". La presencia de estos sedimentos también obligó a consideraciones especiales en el diseño de las obras de estabilización.

El Derrumbe N° 5 fue detectado por primera vez en los estudios geológicos efectuados antes de decidir la ubicación de la presa; en aquellos estudios se identificaron ocho antiguos deslizamientos que resultarían comprometidos por el embalse (Electroconsult, 1962, 1964 y 1971).

El Derrumbe N° 5 tiene una longitud de aproximadamente 300 m a lo largo del embalse. Se inicia inmediatamente aguas arriba de la presa, y abarca desde la cota 2660 m hasta la cota 3200 m, con una inclinación promedio de 37° a 40°. La Figura 1 muestra la forma y dimensiones del derrumbe en planta, junto con las estructuras de toma de la central hidroeléctrica, y la Figura 2 muestra una vista panorámica.

El Derrumbe N° 5 consiste de dos partes, denominadas partes baja y alta. La parte baja es la más activa, su volumen es del orden de 3 millones de m^3 y está comprendida entre las cotas 2660 y 2850 m aproximadamente. La parte alta tiene un volumen de unos 10 millones de m^3 , llega hasta la cota 3200 m y fue inferida inactiva inicialmente. El deslizamiento se originó posiblemente por acción sísmica, cuando en su etapa de erosión el valle se encontraba alrededor de la cota 2800 m. En una etapa posterior, al continuar el proceso de erosión que profundizó el valle hasta su nivel actual, el material de la parte alta del derrumbe fue desplazándose hacia abajo, cubriendo el talud de roca de la parte baja del valle y

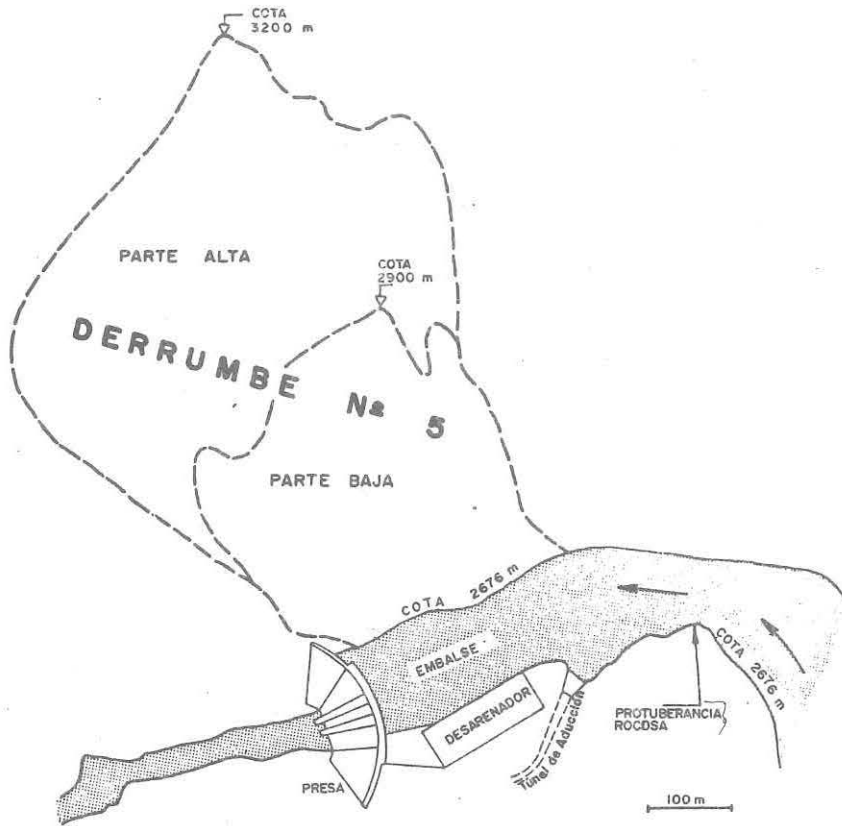


Fig. 1 Instalaciones de Tablachaca y el Derrumbe N° 5

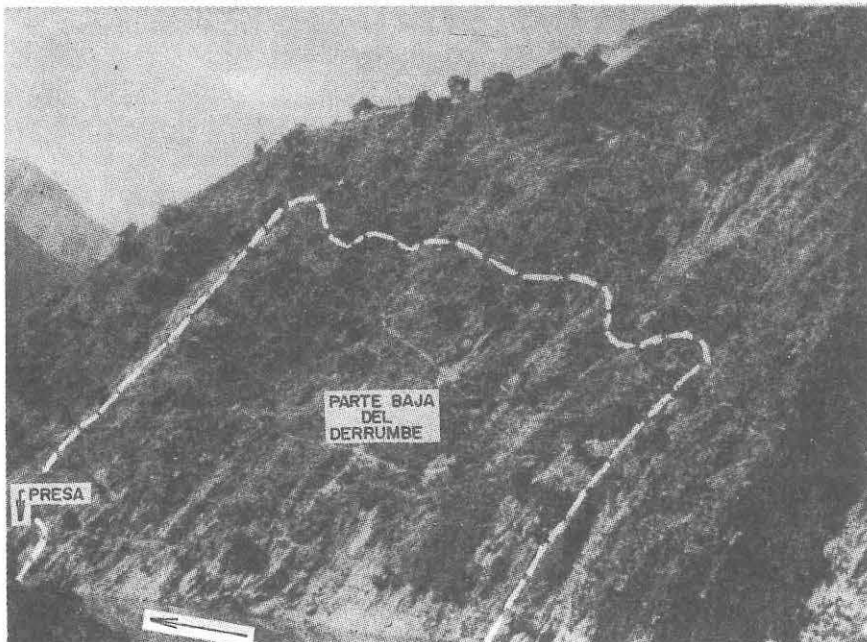


Fig. 2 Derrumbe N° 5

las terrazas aluviales del cauce; se formó así la parte baja actual. En la Figura 3 se observa una sección transversal del valle, en la que se indican las partes alta y baja del derrumbe.

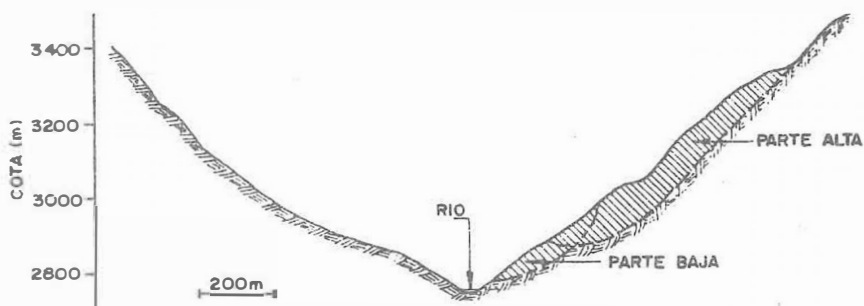


Fig. 3 El Valle del Mantaro y el Derrumbe N° 5 .

Después de construída la presa y poco antes de iniciarse el llenado del embalse, se observaron grietas indicativas de la reactivación del derrumbe. Luego, al iniciarse el llenado en Setiembre de 1972, el derrumbe sufrió desplazamientos de varios metros y cayeron al embalse aproximadamente $65,000 \text{ m}^3$ de material. En este período los movimientos alcanzaron velocidades de hasta 50 cm/día y continuaron así durante varios meses (Electroconsult, 1972 y 1973).

INVESTIGACIONES PREVIAS

Entre 1973 y 1979 no se efectuaron mediciones sistemáticas de los movimientos del derrumbe; sin embargo, dado que las observaciones indicaban que éstos continuaban, en 1978 ELECTROPERU contrató a la firma Polytechna de Checoslovaquia para efectuar una prospección geofísica de la parte baja del derrumbe. Estas mediciones permitieron estimar que el derrumbe alcanzaba una profundidad del orden de 50 m (Polytechna, 1979). Se recomendó ejecutar investigaciones adicionales e instalar instrumentación, para confirmar la profundidad del derrumbe y establecer sus demás características y su grado de peligrosidad.

En el período comprendido entre Enero de 1980 y Abril de 1982, se efectuaron investigaciones y se instaló instrumentación en la parte baja del derrumbe, con la participación del grupo asesor checoslovaco. Se ejecutaron 19 perforaciones exploratorias, que fueron utilizadas también como piezómetros de tubo abierto. En 5 perforaciones se instalaron forros inclinométricos ranurados, mientras que en otras 11 se instalaron forros lisos en los que se efectuaron mediciones con "pasadómetro" (esta técnica consiste en introducir colgando de un cable barras de acero de distinta longitud, para detectar la profundidad en la que los movimientos han deformado el forro, impidiendo el paso de las barras). Se instaló también una red de 34 hitos para el control topográfico de los desplazamientos superficiales y, en el perímetro de la parte baja del derrumbe, se instalaron puntos para efectuar mediciones con extensómetro de cinta. Adicionalmente, se inició la excavación de un túnel a través de la roca detrás del derrumbe, que confirmó la naturaleza profunda de éste y la presencia de agua subterránea. Se inició también la construcción de canaletas de drenaje y el sellado de grietas en la superficie del talud.

En los períodos de lluvias (Enero a Marzo) de 1980, 1981 y 1982, los movimientos se incrementaron progresivamente, confirmando que el grado de actividad del derrumbe tenía relación directa con las precipitaciones de la región y con las variaciones del nivel del embalse. Debido a esto, a partir de 1981 se restringió la operación del embalse, manteniéndolo en su nivel mínimo. En base a las diferentes velocidades de los movimientos superficiales, se estableció una zonificación preliminar del área del derrumbe y se definió la existencia de una zona en la que los movimientos eran mucho mayores que en el resto. Esta zona constituye el tercio de aguas abajo del derrumbe (adyacente a la presa) y por el elevado riesgo que representaba se le denominó "zona crítica" (ELECTROPERU, 1983).

En Febrero de 1982 los movimientos se aceleraron, llegando a alcanzar velocidades superficiales de hasta 5 cm/día, perfectamente correlacionados con movimientos profundos registrados hasta a 50 m de profundidad; esto evidenció que se trataba de un deslizamiento profundo que representaba un grave peligro para las instalaciones de la central hidroeléctrica. En estas circunstancias, en Abril de 1982 ELECTROPERU decidió ejecutar obras de estabilización de emergencia y, simultáneamente, proseguir los estudios e investigaciones requeridos para determinar la geometría y características del derrumbe; esto permitiría efectuar los ajustes que pudiesen resultar necesarios en el diseño de las obras de emergencia y posteriormente diseñar las obras de estabilización definitiva.

CONCEPCION DE LAS OBRAS DE EMERGENCIA

Consideraciones Básicas

Dada la urgencia del caso, ELECTROPERU, con la colaboración de asesores y especialistas, procedió de inmediato a contratar por concurso firmas especializadas, para diseñar las obras de estabilización. Se requirió preparar en el menor tiempo posible un plan de acción que permitiese la iniciación inmediata de las obras, cuya primera prioridad era conseguir una mejora inmediata en la estabilidad del derrumbe. En la elaboración de dicho plan se consideró necesario que las obras de emergencia cumpliesen con los siguientes requisitos básicos: (1) que fuesen capaces de deformarse junto con el talud sin sufrir daños, ya que el derrumbe continuaría moviéndose durante su construcción; (2) que pudiesen ser iniciadas de inmediato; (3) que formasen parte de un programa total de obras de estabilización, de manera que no se ejecutasen obras provisionales que tuviesen que ser reemplazadas posteriormente; (4) que sus dimensiones fuesen susceptibles de ser modificadas durante la construcción, ya que su diseño estaría basado en información preliminar; y (5) que no perjudicasen la operación del embalse.

Para la selección del programa de obras de estabilización, se consideraron diversas alternativas y combinaciones de elementos estabilizadores, que incluyeron: (a) contrafuerte de relleno al pie del talud; (b) estructuras de contención rígidas al pie del talud, constituidas por pilotes, muros o tablestacas; (c) anclajes pretensados fijados a la roca detrás de la masa del derrumbe; (d) drenaje subterráneo y superficial; (e) estabilización por medio de inyección de sustancias químicas o de cemento; (f) excavación de descarga en el extremo superior de la parte baja del derrumbe, para reducir las fuerzas activas; y (g) remoción de la masa del derrumbe.

Los elementos de contención rígidos ubicados al pie del derrumbe fueron descartados, ya que por su rigidez podían resultar dañados conforme eran construidos, como consecuencia de los desplazamientos del derrumbe. Se descartó también la ejecución de cualquier tipo de excavación de descarga, ya que la información disponible sobre la profundidad y características del derrumbe era insuficiente para asegurar que no se desestabilizaría la parte alta (los estudios posteriores han demostrado que debido a la profundidad considerable del derrumbe, hubiera sido económicamente imposible reemplazar el efecto de contención de la parte baja con respecto a la parte alta del derrumbe, la cual hubiera resultado desestabilizada). Igualmente se descartó el uso de inyecciones químicas o de cemento, por la gran extensión del derrumbe y la poca información disponible sobre los materiales que lo forman.

Finalmente, luego de evaluar desde el punto de vista geotécnico la efectividad de los diferentes tipos de obras y considerar su facilidad de construcción, costo y cronograma, en Junio de 1982 se concluyó la preparación del programa de obras de emergencia (WCC/MK, 1982a), el cual incluyó como elementos de estabilización fundamentales una fuerza pasiva no rígida en el pie del derrumbe y el drenaje.

Programa de Obras

Como fuerza pasiva estabilizadora se compararon anclajes pretensados fijados a la roca y un contrafuerte de relleno a todo lo largo del pie del derrumbe, apoyado sobre los sedimentos del embalse previamente compactados. Se tuvo en cuenta que tanto los anclajes como el contrafuerte son estructuras suficientemente flexibles y no serían dañadas por los movimientos del derrumbe. Se efectuó un análisis paramétrico para comparar la relación efectividad-costo de ambos tipos de elemento estabilizador, llegándose a la conclusión de que para lograr el mismo incremento en el factor de seguridad, el costo requerido utilizando un contrafuerte de relleno resultaba aproximadamente igual a la sexta parte del que correspondería a los anclajes. Por esta razón, después de evaluar las implicancias hidráulicas de su construcción en el embalse, se eligió un contrafuerte como el elemento pasivo principal de estabilización. El contrafuerte proporciona un contrapeso contra deslizamientos rotacionales y una resistencia pasiva contra deslizamientos traslacionales.

Dado que el contrafuerte se apoyaría sobre los sedimentos del embalse - los cuales se estimó que serían arenosos y sueltos y, por lo tanto, susceptibles a licuefactar durante sismos - fue necesario incluir su densificación en el programa de obras. De acuerdo a las características estimadas de los sedimentos, se consideró como el sistema más adecuado al de vibroflotación desde chatas flotantes. Adicionalmente, como la parte del contrafuerte comprendida entre su base (cota 2672 m) y el nivel máximo del embalse (cota 2695 m) no sería compactada y estaría sujeta a inmersión, se decidió construirla con grava tamizada de tamaño mayor de 1 1/2 pulgada, para que drenase libremente y evitar así que fuese susceptible a licuefactar. Además, para proteger el contrafuerte de la erosión que podrían ocasionarle el flujo del río y las fluctuaciones del nivel del embalse, se previó colocar una capa de enrocado en su cara exterior.

Para evitar que el material del contrafuerte obstruyese la compuerta de purga A-1, lo que hubiese afectado seriamente la operación hidráulica del embalse, se decidió no extender el contrafuerte con sección transversal constante hasta la

presa, si no más bien reducir paulatinamente la sección transversal cerca de ésta. Para complementar el menor efecto estabilizador del contrafuerte, en ese tramo coincidente con la "zona crítica" del derrumbe, el programa de obras incluyó anclajes pretensados, los cuales proporcionarían una fuerza pasiva adicional en la parte baja del derrumbe.

Las obras de drenaje consistieron en túneles excavados en la roca por detrás del derrumbe y socavones de drenaje transversales a éstos, drenes radiales perforados desde el interior de los túneles y socavones, y drenes sub-horizontales perforados desde la superficie del derrumbe; adicionalmente, se decidió incrementar el número de canaletas para evacuar el agua de escorrentía superficial y continuar el sellado de grietas para reducir la infiltración del agua de lluvia dentro de la masa del derrumbe.

El programa antes indicado fue complementado con el corte de la protuberancia rocosa existente en la margen izquierda del río, en la curva situada inmediatamente aguas arriba del derrumbe. El objeto de este corte es lograr un buen alineamiento del flujo del río al aproximarse a la presa. Adicionalmente, se programó la construcción de un modelo hidráulico, para verificar el efecto del corte de la protuberancia y analizar la adecuada operación del embalse con las obras de estabilización, estableciendo las normas para la futura operación de las compuertas de purga.

En la Figura 4 se muestra en planta el programa de obras de emergencia y en las Figuras 5 y 6 dos secciones transversales; la sección K cerca de la presa (en el tramo con anclajes y sección reducida del contrafuerte) y la sección T más

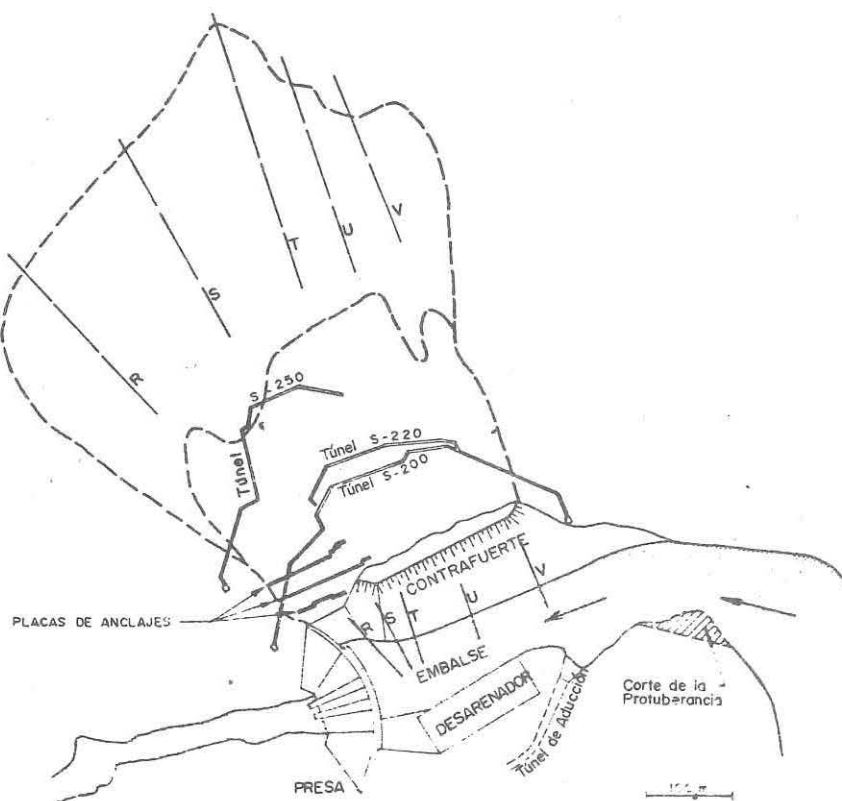


Fig. 4 Obras de Estabilización de Emergencia - Planta

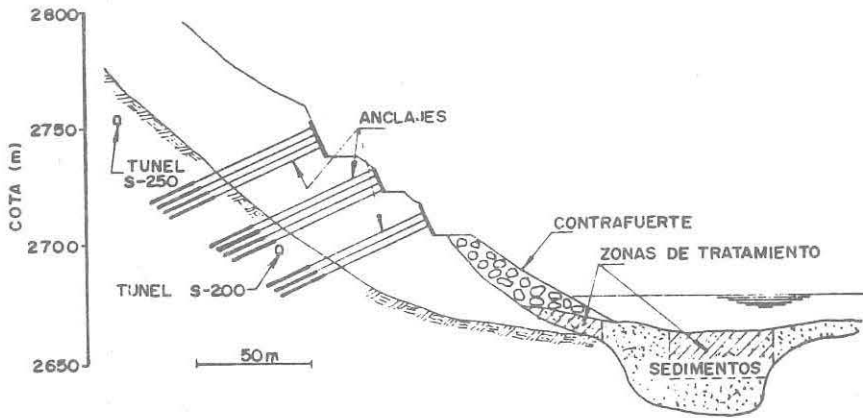


Fig. 5 Obras de Estabilización de Emergencia - Sección R

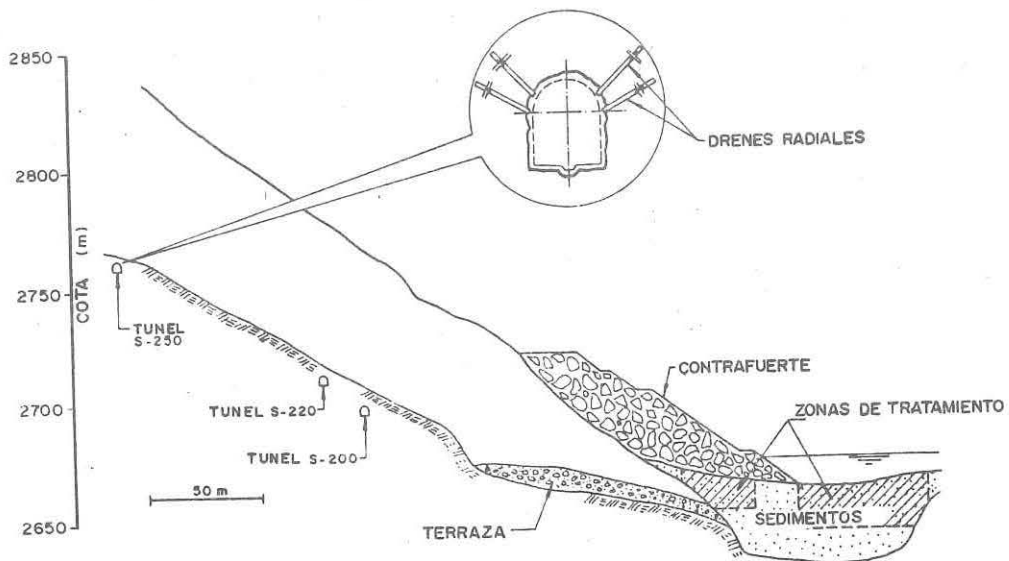


Fig. 6 Obras de Estabilización de Emergencia - Sección T

alejada (en el tramo con sección plena del contrafuerte). En estas figuras aparecen el contrafuerte, las placas de anclajes, los túneles de drenaje, las zonas de tratamiento de los sedimentos y el corte de la protuberancia.

El programa de obras de emergencia incluyó también investigaciones de campo y mediciones instrumentales para mejorar el conocimiento de las características del derrumbe, registrar sus movimientos y las variaciones de los diferentes agentes externos que lo afectan (agua subterránea, precipitaciones, nivel del embalse), así como para evaluar la eficacia de las obras de estabilización.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DE EMERGENCIA

Inmediatamente después de aprobado el programa de obras de emergencia y mientras se efectuaba su contratación, se dió inicio a la construcción de los accesos y a los estudios e investigaciones.

Investigación de los Sedimentos del Embalse

Entre Junio y Agosto de 1982 se llevó a cabo una investigación de los sedimentos del embalse, para determinar sus características físicas y mecánicas (MK, 1982). Dicha investigación se efectuó desde una plataforma con patas izables (Ver Figura 7) e incluyó perforaciones con ensayos estándar de penetración y

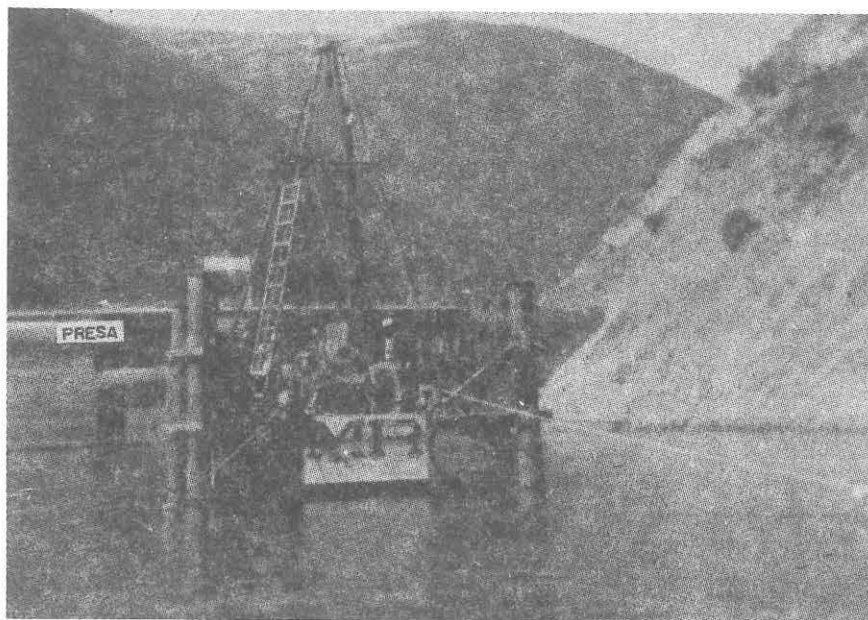


Fig. 7 Investigación de los Sedimentos

auscultaciones con cono dinámico. Sus resultados indicaron que los sedimentos eran predominantemente arenosos y sueltos como se había estimado, con valores de N en los 15 m superiores comprendidos generalmente entre 2 y 15; sin embargo, se encontraron también zonas en las que las arenas presentan un alto contenido de finos, así como capas intercaladas de arcilla blanda; la resistencia al corte estático no drenado de las arcillas se consideró insuficiente para proporcionar un factor de seguridad adecuado durante la construcción rápida del contrafuerte.

Debido a la presencia de arenas con alto contenido de finos y capas de arcilla en los sedimentos, se descartó el método de vibroflotación previsto inicialmente para el tratamiento de los sedimentos y, en su lugar, se eligió el método de columnas de grava compactada intruidas por la técnica Franki (pilotes Franki de grava para compactación). Las columnas de grava se instalarían desde una plataforma de relleno construída hasta 2 m por encima del nivel mínimo del embalse, la misma que constituiría la parte inferior del contrafuerte.

Materiales para el Contrafuerte

Simultáneamente se efectuaron las investigaciones geológicas para ubicar las canteras de los materiales requeridos para la construcción del contrafuerte (WCC/MK, 1982b). Para la obtención de la grava que constituye la mayor parte del contrafuerte, se escogió una terraza del río Mantaro, ubicada inmediatamente aguas abajo de la presa, lugar donde se instaló una zaranda. Como cantera de enrocado se eligió un afloramiento de arenisca ubicado a 16 km del derrumbe.

Análisis de Estabilidad

Entre Junio y Noviembre de 1982 se realizaron análisis de estabilidad estática para definir el dimensionamiento de las obras de emergencia (WCC/MR, 1983e). Dichos análisis se efectuaron por el método retrogresivo, utilizando dos secciones transversales del derrumbe: una propuesta por Hutchinson (1982) que incluye la sección plena del contrafuerte y la otra aguas abajo, en el tramo con anclajes y sección reducida del contrafuerte, coincidente con la zona crítica. Como condición inicial del análisis retrogresivo (factor de seguridad 1.0), se consideró el embalse cerca de su nivel mínimo y condiciones del agua subterránea correspondientes a época seca. En estos análisis se evaluó la variación del factor de seguridad del derrumbe para distintos volúmenes de obras de estabilización (contrafuerte, anclajes y descarga), mejoramiento de la resistencia al corte de los sedimentos por la instalación de columnas de grava, distintas hipótesis acerca de la depresión del nivel del agua subterránea que se podría lograr con las obras de drenaje, diferentes niveles y vaciado rápido del embalse, y excavación parcial de los sedimentos del embalse.

Se efectuó también el análisis de estabilidad estática de la cimentación del contrafuerte (WCC/MR, 1983e), lo que permitió plantear distintas alternativas para su construcción por etapas. Este método constructivo sería utilizado en caso que la instrumentación indicase que estaban ocurriendo deformaciones o sobrepresión de poros excesivas en la cimentación del contrafuerte.

Paralelamente a los análisis de estabilidad estática, se efectuaron análisis sísmicos; para obtener la información básica para estos análisis, se efectuó un estudio de sismicidad (WCC/MR, 1983a) y se determinaron las características de las vibraciones del terreno (WCC/MR, 1983d). En base a estos estudios se adoptó para el diseño una aceleración pico del terreno de 0.15g. Se evaluó el potencial de licuefacción de los sedimentos del embalse (WCC/MR, 1982c), verificándose que éstos eran susceptibles a licuefactar con la aceleración de diseño. Asimismo, se evaluó la estabilidad sísmica del derrumbe y contrafuerte (WCC/MR, 1983f), mediante la estimación de los desplazamientos sísmicamente inducidos. Se verificó que, con las obras programadas, los desplazamientos del derrumbe se encontrarían dentro de límites razonables; mientras que para mantener los desplazamientos del contrafuerte dentro de límites aceptables, se confirmó la necesidad de densificar los sedimentos del embalse, tanto en el área del contrafuerte como frente a éste (Ver Figuras 5 y 6).

Adicionalmente, se estableció que el sismo de diseño produciría la licuefacción de los sedimentos del embalse en su estado natural y, consecuentemente, el flujo de los mismos hacia los conos de llamada de las compuertas de purga. Esto ocasionaría la acumulación de sedimentos contra la presa y la obstrucción de las compuertas de purga. Esta condición prevista, de la presa con empuje de los sedimentos contra su paramento de aguas arriba, se utilizó para calcular las sollicitaciones que ocurrirían en esta estructura (WCC/MR, 1983g); estos análisis indicaron que aquellas sollicitaciones excederían los valores permisibles de diseño, por lo que el tratamiento de los sedimentos resulta necesario independientemente de los requerimientos de estabilidad del contrafuerte.

Modelo hidráulico

Entre Julio de 1982 y Febrero de 1983 se llevaron a cabo los estudios en el modelo hidráulico del embalse; éste se construyó a escala 1:60 y con fondo móvil. El modelo representó, además de las estructuras involucradas, 2.5 km del cauce del río. Los ensayos tuvieron por objeto estudiar la adecuada operación del embalse con el contrafuerte, el alineamiento óptimo del corte de la protuberancia, la erosión prevista de los sedimentos al pie del contrafuerte, el tamaño del enrocado de protección y el comportamiento del contrafuerte en caso de que ocurriese una avenida extraordinaria durante su etapa constructiva inicial; en base a estos estudios se prepararon normas para la operación futura de las compuertas de purga (WCC/MR, 1983j). En la Figura 8 se muestra el modelo hidráulico durante uno de los ensayos efectuados para establecer el alineamiento del corte de la protuberancia.

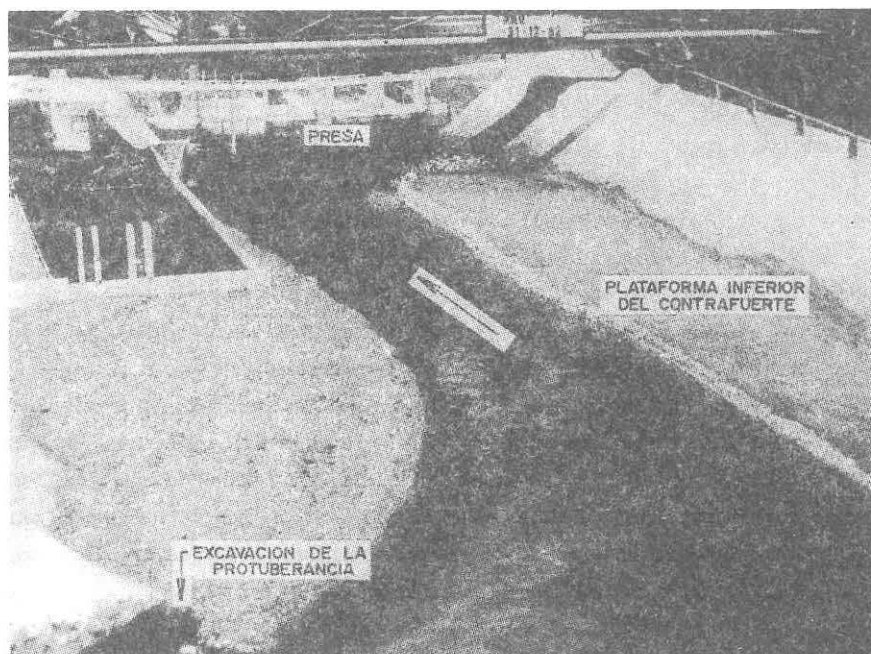


Fig. 8 Modelo Hidráulico

Investigaciones en el Derrumbe

En Octubre de 1982 se iniciaron las investigaciones complementarias en el derrumbe, las cuales permitieron ir conociendo paulatinamente sus características y efectuar ajustes en el diseño de las obras en los casos en los que era necesario. Estas investigaciones comprendieron levantamientos geológicos, perforaciones exploratorias, ensayos in-situ y de laboratorio, instalación de instrumentación, prospección geofísica (Arce, 1983) y mediciones de caudal y presión en drenes (WCC, 1983).

Durante el curso de las investigaciones se determinó que el basamento rocoso está conformado por rocas metamórficas, predominantemente filita graffítica de color negro, la cual se presenta en las tres cuartas partes de aguas arriba del derrumbe; esta roca presenta una foliación muy delgada con buzamiento entre 45° y subvertical. En la cuarta parte de aguas abajo, el basamento está constituido por

filita cuarcítica. La masa del derrumbe es muy heterogénea y está constituida por fragmentos de la roca madre embebidos dentro de una matriz de detritos provenientes de la misma roca, conformados por una mezcla de grava, arena y limo.

La masa del derrumbe está atravesada por múltiples superficies de deslizamiento, asociadas con zonas de cizallamiento arcillosas; algunas de ellas están situadas en la base del derrumbe, mientras que otras son poco profundas o de profundidad media. Algunas de estas superficies se inician en el extremo superior de la parte alta del derrumbe y otras a alturas intermedias formando grietas o escarpas. En su extremo inferior las superficies de deslizamiento afloran ya sea a alturas intermedias o al pie del derrumbe. Uno de los objetivos principales del estudio del derrumbe, es la determinación de la geometría y actividad de las diversas superficies de deslizamiento.

Debido a que las investigaciones de campo no pudieron ser concluidas en la fecha prevista y dado que era necesario verificar el diseño de las obras de estabilización, se preparó un modelo geológico basado en la información disponible hasta Junio de 1983. Dicho modelo se representó por medio de cinco secciones transversales del derrumbe (WCC/MR, 1983h), denominadas R, S, T, U y V (Ver Figura 4), en las cuales se graficaron el basamento de roca, el nivel del agua subterránea y las superficies de deslizamiento inferidas.

La ejecución de perforaciones y la instalación de instrumentación se concluyeron en Setiembre de 1984. Se ejecutaron 39 perforaciones en el área del derrumbe, con un metrado total de 3,230 m.l. y profundidades de hasta 145.5 m; en 28 de ellas se instalaron forros inclinométricos ranurados y, en las otras 11, se instalaron 24 piezómetros eléctricos. Asimismo en el piso de uno de los túneles de drenaje se instalaron 3 piezómetros de tubo abierto. Adicionalmente, se amplió la red de hitos topográficos y de puntos para mediciones extensométricas. Se instalaron también puntos para mediciones extensométricas dentro de los túneles, en tramos que cruzan la superficie de deslizamiento basal.

Como resultado de las investigaciones se determinó que el derrumbe es más profundo que lo estimado inicialmente, alcanzando profundidades de hasta 80 m en la parte baja y 120 m en la parte alta.

Diseño y Construcción

En Agosto de 1982 se culminó el diseño del contrafuerte, cuyas dimensiones son: 48 m de altura, 300 m de largo, 60 m de ancho en la base y 22 m de ancho en la cresta ($467,000 \text{ m}^3$); estas dimensiones permitirían alcanzar, para el embalse a nivel máximo, un factor de seguridad del orden de 1.12 a 1.20, dependiendo de la depresión del nivel freático que se lograra con el drenaje y que no era posible prever con certeza.

Inmediatamente se inició la construcción del contrafuerte, mediante un camino de bajada al embalse construido en relleno. Primero se construyó la plataforma inferior del contrafuerte, la misma que llegó hasta 2 m por encima del nivel mínimo del embalse y desde la cual se efectuó el tratamiento de los sedimentos; en la figura 9 se observa dicha plataforma y el camino de bajada al embalse.

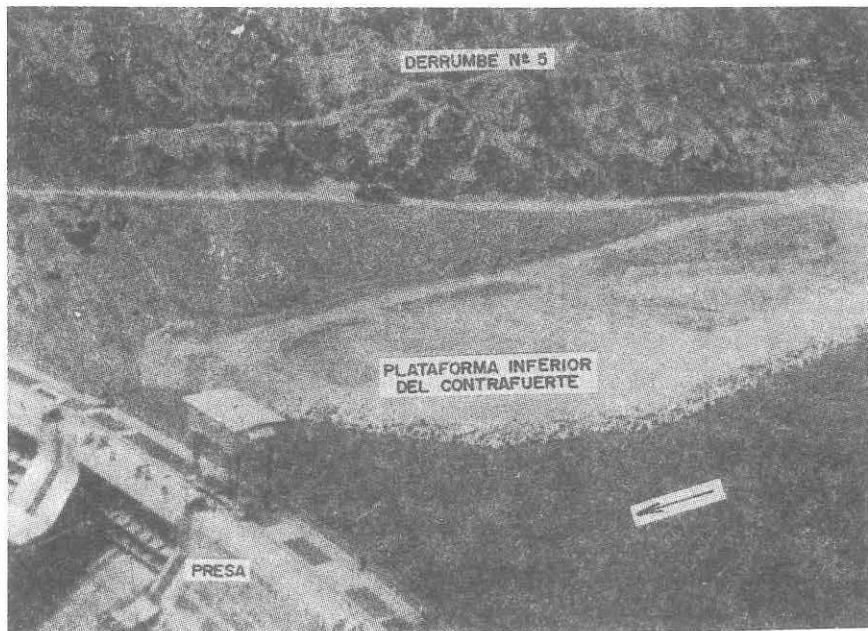


Fig. 9 Plataforma Inferior del Contrafuerte y Camino de Acceso

Para determinar con mayor precisión las características de los sedimentos y controlar su comportamiento tanto durante su tratamiento como durante la construcción posterior del contrafuerte, se ejecutaron perforaciones de investigación en las cuales se efectuaron ensayos estándar de penetración, ensayos con cono estático y ensayos con presiómetro Menard; se obtuvieron también muestras inalteradas en las que se estudió la microestratigrafía de los sedimentos. Estas investigaciones confirmaron las características de los sedimentos descritas anteriormente (WCC/MK, 1983i). En esas perforaciones se instalaron luego inclinómetros y piezómetros.

El tratamiento de los sedimentos tuvo que prolongarse durante la temporada de lluvias de 1983, a pesar de que durante esa época no existía seguridad de poder mantener el embalse a su nivel mínimo. Si hubiesen ocurrido caudales elevados ese año, en exceso de la capacidad de alivio de las compuertas de purga, el nivel del embalse habría subido varios metros por encima de la plataforma. En previsión de esta situación, se preparó un plan de evacuación del personal y del equipo, y se estudiaron en el modelo hidráulico los efectos que produciría la inundación. Afortunadamente 1983 fue un año seco y fue posible mantener el embalse al nivel mínimo.

Adicionalmente, cabe señalar que aguas arriba de Tablachaca existen ciudades que arrojan basura a las orillas del río Mantaro, originando que al inicio de cada temporada de lluvias, el río arrastre gran cantidad de bolsas de plástico y otros materiales. Para evitar que estos desechos obstruyan el ingreso al túnel, cada año se cierran las compuertas de purga y se eleva el nivel del embalse, de manera que todos los sólidos flotantes pasen por encima de los vertederos de la presa. En 1983 no era posible elevar el nivel del embalse mientras las obras se encontraban en ejecución, por lo que ese año fue necesario llevar a cabo la eliminación de más de 100 Ton de basura a lo largo de varios cientos de kilómetros aguas arriba de Tablachaca, antes del inicio de las lluvias.

Para acelerar los trabajos de tratamiento de los sedimentos, la técnica Franki fue complementada con la de vibroreemplazo en las áreas en las que los sedimentos son mayormente arenosos. En la Figura 10 se muestran tres equipos Franki y uno de vibroreemplazo operando en la plataforma inferior del contrafuerte. La técnica Franki utilizada consistió en hincar un forro de acero de 52 cm de diámetro y 22 m de longitud, a través de la plataforma de relleno y de los sedimentos, con un pisón de 4 Ton y 6 m de caída que golpeaba dentro del forro un tapón de grava formado en el fondo de éste. Una vez hincado el forro hasta el rechazo o en toda su longitud, se hacía salir el tapón y se empezaba a levantar el forro, añadiendo y compactando grava de modo de formar una columna de este material de un volumen igual al doble que el del forro. El espaciamiento entre las columnas de grava fue de 2.4 m entre centros. La técnica de vibroreemplazo utilizó un vibroflotador de 175 H.P., 2 Ton de peso y 35 cm de diámetro exterior, el cual penetraba a través de la plataforma de relleno y de los sedimentos, por efecto de la vibración y de chorros de agua. Luego, mientras se levantaba el vibroflotador, se introducía y compactaba la grava continuamente; el espaciamiento entre las columnas de grava fue de 2.3 m entre centros.

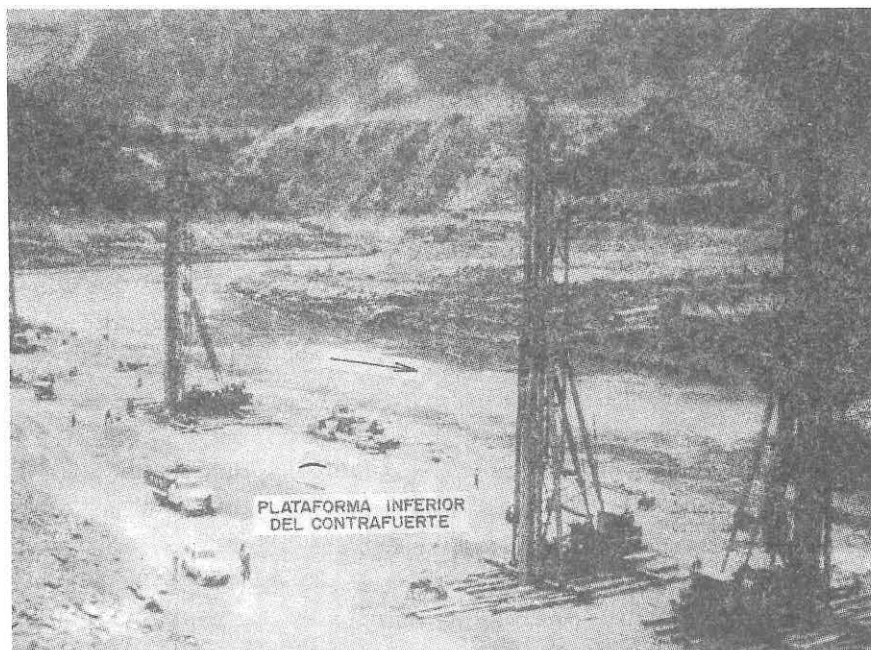


Fig. 10 Tratamiento de los Sedimentos - Equipos Franki y de Vibroreemplazo

Al inicio del tratamiento de los sedimentos, se efectuaron pruebas para comprobar la eficacia de los métodos utilizados (WCC/MR, 1983b y 1983c). Asimismo, los resultados del tratamiento fueron verificados permanentemente por medio de perforaciones, confirmando que las técnicas Franki y de vibroreemplazo proporcionaban resultados satisfactorios en la densificación de los sedimentos constituidos por arenas limpias o arenas con pocos finos. Se determinó también que la técnica Franki permitía adicionalmente densificar adecuadamente los sedimentos arenosos con alto contenido de finos e incrementar en corto plazo la resistencia al corte de las capas de arcilla. En la Figura 11 se muestran los resultados de los ensayos estándar de penetración efectuados en las perforaciones de verificación ejecutadas en el área tratada por la técnica Franki.

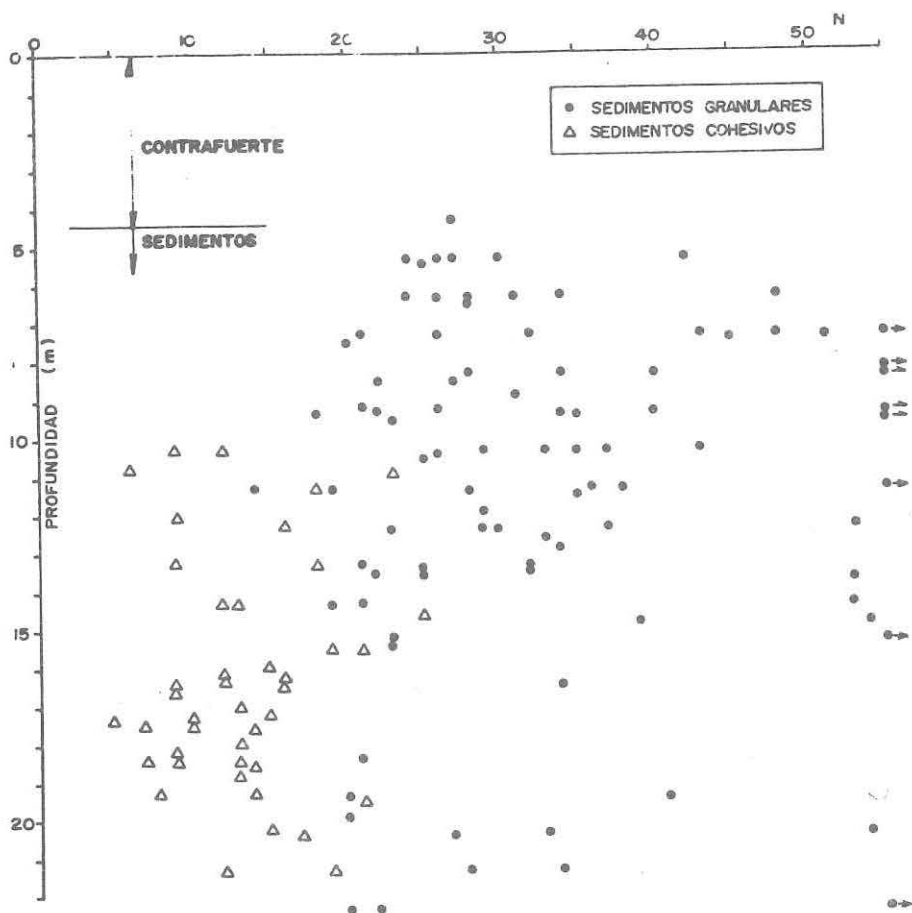


Fig. 11 Resultados del Tratamiento de los Sedimentos por la Técnica Franki

El tratamiento de los sedimentos en el área del contrafuerte fue concluido en Marzo de 1983; en total se instalaron 1,583 columnas de grava compactada de 22 m de profundidad, 882 por la técnica Franki y 701 por la de Vibroreemplazo, en un área total de $7,611 \text{ m}^2$; se efectuaron 25 perforaciones para verificar los resultados. El tratamiento de los sedimentos en el área del embalse frente al contrafuerte fue diferido por razones financieras y de plazo; su ejecución se requiere por consideraciones sísmicas.

La instrumentación instalada permitió medir una rápida disipación de la sobrepresión de poros, así como deformaciones de la cimentación del contrafuerte que no representaron ningún peligro para la estructura, tanto durante el tratamiento de los sedimentos como durante la posterior construcción del resto del contrafuerte. Por esto fue posible construir la totalidad del contrafuerte sin ninguna restricción en la velocidad de colocación del material, concluyéndose su construcción en Setiembre de 1983. La Figura 12 muestra el contrafuerte terminado; en la parte baja del mismo se observa el enrocado de protección, en la altura de fluctuación del nivel del embalse; se observan también varios caminos de acceso a los puntos de instrumentación

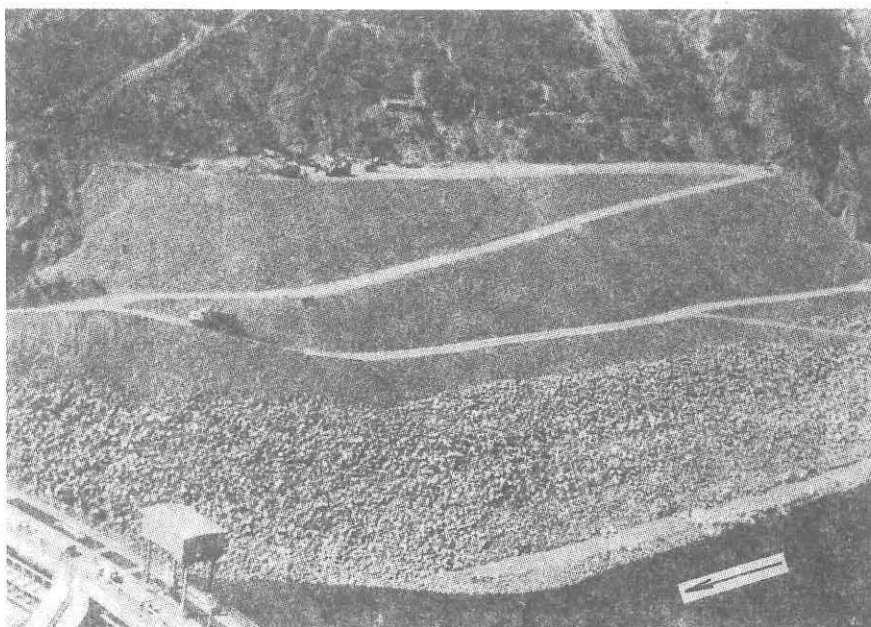


Fig. 12 Contrafuerte

En el tramo con sección reducida del contrafuerte, se decidió instalar 405 anclajes con carga de trabajo de 120 Ton c/u (549 Ton/m.l.). Con este número de anclajes se conseguiría en dicho tramo un factor de seguridad algo menor que en el resto del derrumbe; sin embargo, por razones de plazo de ejecución de la obra, no se consideró posible, en esa etapa, la instalación de un mayor número de anclajes.

Cada anclaje está constituido por 12 cables de acero de alta resistencia, de 1/2 pulg de diámetro, situados alrededor de un tubo plástico de 1 1/4 pulgada para inyección. Los anclajes fueron perforados a través de la masa del derrumbe y fijados a la roca detrás de éste por medio de un tramo fijo inyectado a alta presión; la longitud del tramo fijo varía de 20 m en la zona de filita graffítica a 15 m en la de filita cuarcítica. La reacción de los anclajes es transferida a la superficie del talud por medio de tres placas continuas de concreto armado, de 60 cm de espesor; en estas placas se ubicaron los anclajes formando de 3 a 5 filas, espaciadas verticalmente 2.5 m entre sí. En la Figura 13 se observa una de estas placas, y en la Figura 14 el conjunto de las tres placas ubicadas en el tramo del contrafuerte con sección reducida.

El tensado de los anclajes fue concluido en Abril de 1984. Como parte del procedimiento de tensado, el 10% de los anclajes fue ensayado hasta 180 Ton de carga, y todos los demás hasta 150 Ton; adicionalmente, en 20 anclajes se instalaron celdas de carga hidráulicas para controlar posteriormente su comportamiento. Cabe señalar que la longitud de los anclajes resultó bastante mayor que la prevista, debido a que el derrumbe es más profundo que lo estimado inicialmente. Los anclajes alcanzaron una longitud promedio del orden de 80 m y una máxima de más de 100 m, lo cual es excepcional a nivel mundial y constituyó un serio reto constructivo en la ladera empinada de Tablachaca. En la Figura 15 se observa en la ladera el transporte de los cables de un anclaje.

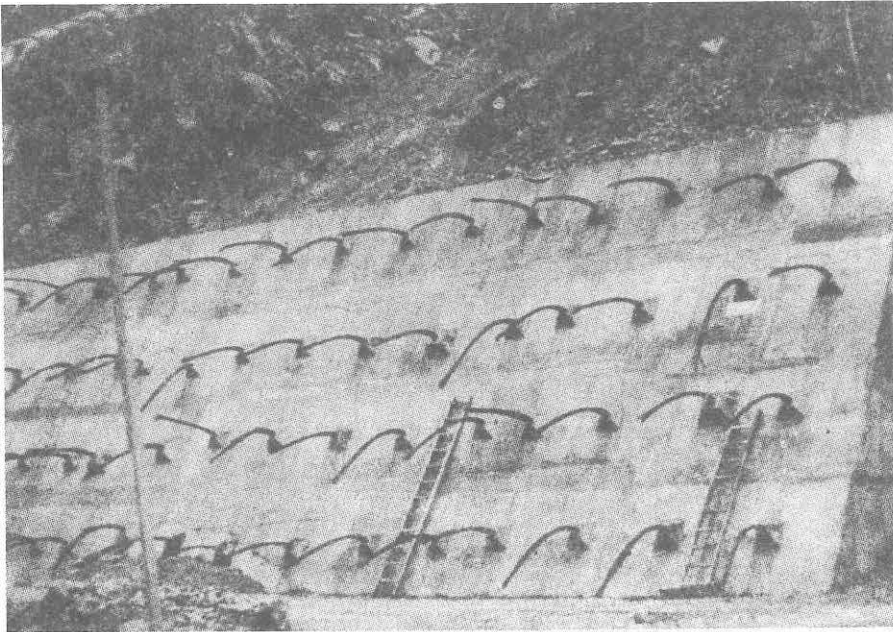


Fig. 13 Placa de Anclajes

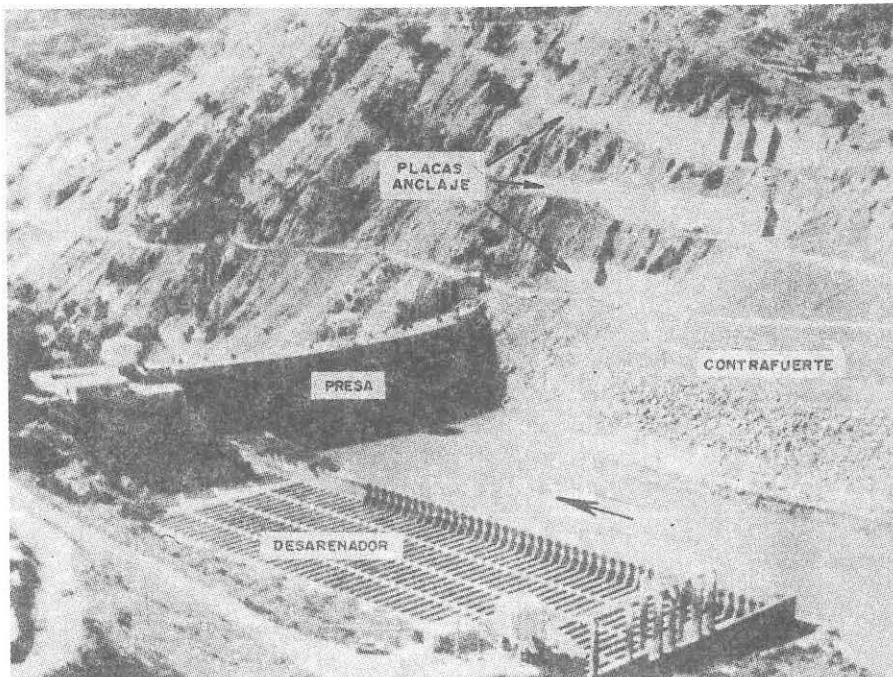


Fig. 14 Contrafuerte y Placas de Anclajes



Fig. 15 Transporte de Cables de Anclajes

Las obras de drenaje están constituidas por dos túneles principales (S-200 y S-250), ubicados a las cotas 2700 y 2750 m aproximadamente; los túneles han sido excavados a partir de portales ubicados en afloramientos rocosos fuera del área del derrumbe. Por tratarse de un sistema de drenaje permanente, se consideró necesario que los túneles estuvieran ubicados en el basamento de roca firme, detrás del derrumbe. Sin embargo, al iniciar su construcción no se conocía aún la posición del basamento, por lo que fue necesario tantear el alineamiento, cambiando de dirección cada vez que se intersectaba la base del derrumbe. Para incrementar el drenaje se excavaron socavones transversales en distintas ubicaciones a lo largo de los túneles, tanto dentro de la roca como en la masa del derrumbe. En total se excavaron 1,527 m.l. de túneles y socavones transversales, en los que se perforaron 190 drenes radiales con una longitud total de 3,290 m.l. En la Figura 16 se observa un túnel y un dren radial.

Simultáneamente se ejecutaron las demás obras incluidas en el programa, consistentes en 21 drenes sub-horizontales perforados desde la superficie del talud, con una longitud total de 1,282 m.l.; canaletas para drenaje superficial con una longitud total de 3,294 m.l.; y excavación de 68,487 m³ de la protuberancia rocosa existente en la curva del río aguas arriba del derrumbe (Ver Figura 17).

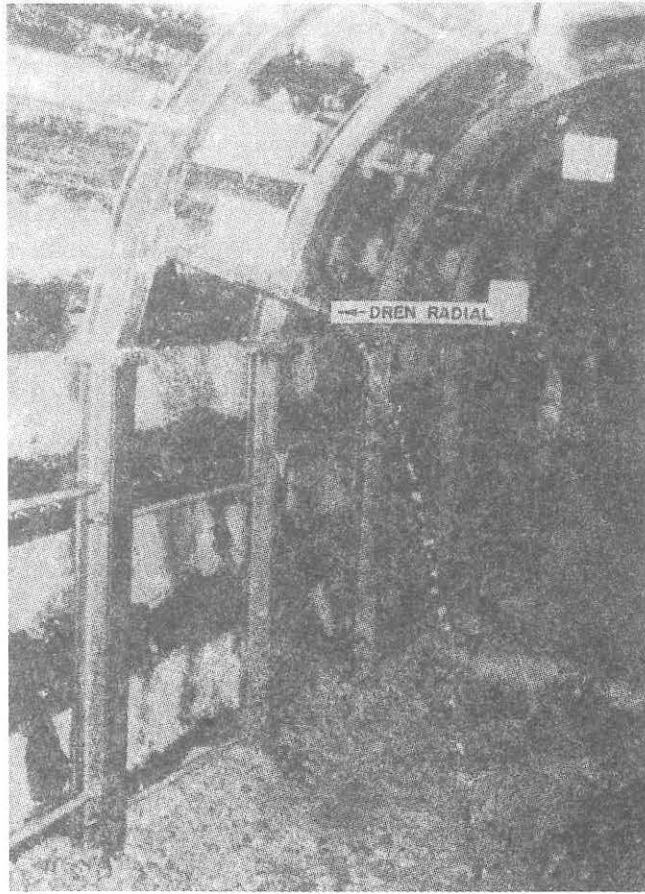


Fig. 16 Túnel y Dren Radial

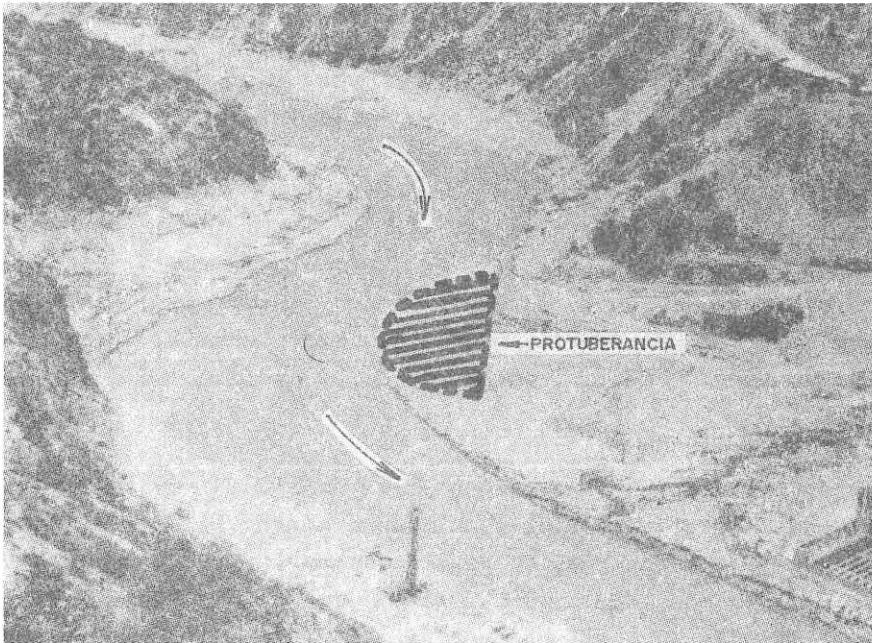


Fig. 17 Excavación de la Protuberancia

Resultados Obtenidos

Los registros de las mediciones instrumentales indican que los movimientos profundos del derrumbe se han reducido considerablemente en la mayoría de los casos y en otros muy pocos se mantienen mas o menos constantes; en ningún caso ha ocurrido aceleración de los movimientos. Igualmente, los movimientos superficiales muestran también reducciones considerables; en las Figuras 18 y 19 se muestra la variación de los movimientos en algunas superficies de deslizamiento profundas y en algunos hitos superficiales. Sin embargo, en las tres últimas temporadas de lluvias

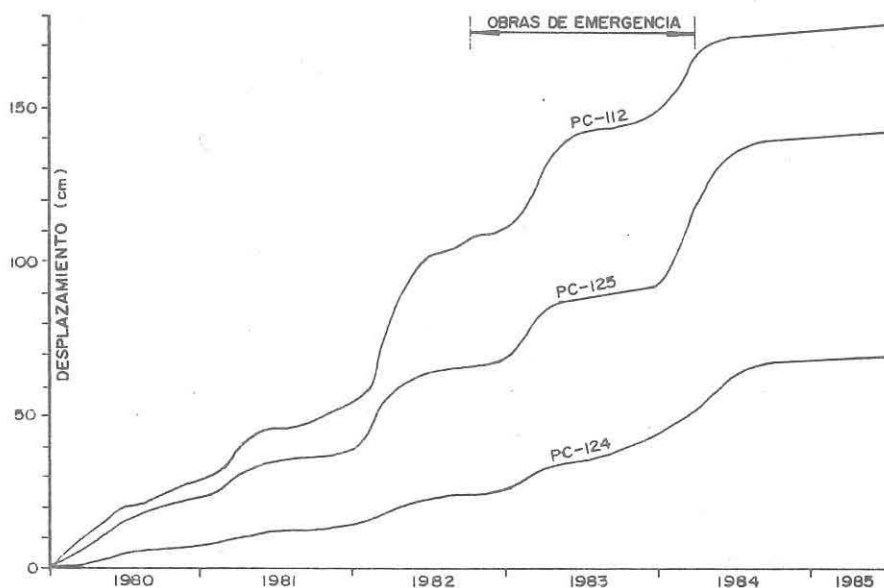


Fig. 18 Desplazamientos Superficiales

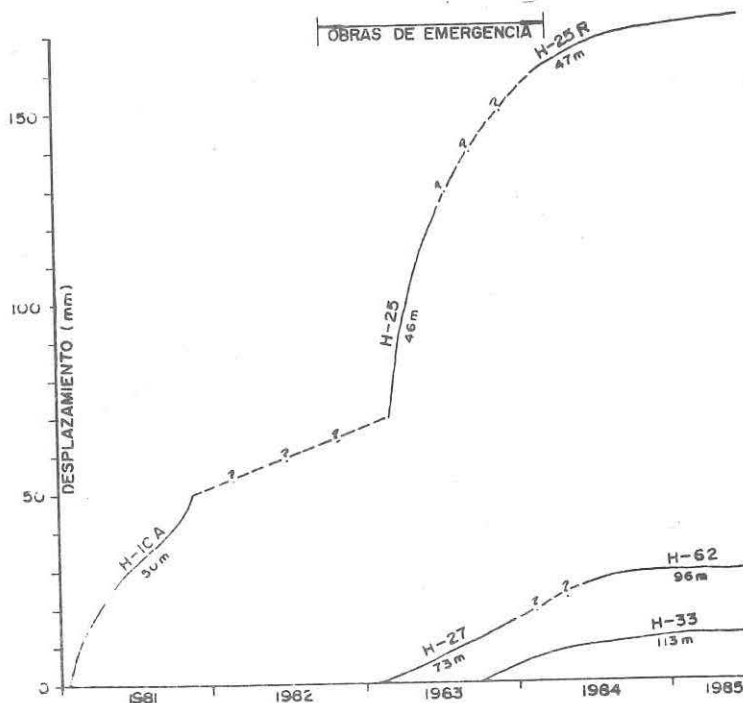


Fig. 19 Desplazamientos en Superficies de Deslizamiento Profundas

(1983, 1984 y 1985) las precipitaciones fueron menores que en los años anteriores, por lo que se considera necesario contar con mediciones durante un período mayor que incluya lluvias más intensas, para confirmar esta tendencia.

Los análisis de estabilidad más recientes fueron efectuados con el modelo geológico preparado con la información disponible hasta Junio de 1983. Estos análisis indican que con las obras de emergencia ejecutadas se han alcanzado los siguientes factores de seguridad estáticos (para nivel máximo del embalse):

<u>Perfil</u>	<u>FS</u>
R	1.12
S	1.18
T	1.21
U	1.26
V	1.11

Cabe señalar que estos análisis fueron efectuados antes de concluir las obras de emergencia, por lo que la posición del nivel deprimido del agua subterránea fue estimada. Las mediciones posteriores indican que la depresión ocurrida ha sido mayor que la estimada, por lo que los factores de seguridad resultarían algo mayores que los antes indicados. Sin embargo, es necesario también esperar a contar con mediciones durante períodos más lluviosos, para confirmar la depresión alcanzada en el nivel de agua subterránea.

Estos resultados iniciales son indicativos de la eficacia de las obras de emergencia ejecutadas y han permitido reducir las restricciones impuestas a la operación del embalse.

DISEÑO DE LAS OBRAS DEFINITIVAS

Utilizando el modelo geológico preparado con la información disponible hasta Junio de 1983, se efectuaron los análisis de estabilidad estáticos y sísmicos requeridos para el diseño de las obras de estabilización definitiva. Si bien resultaba claro que dicho diseño podría requerir de algunas modificaciones cuando se concluyesen las investigaciones, se adoptó este procedimiento para que ELECTROPERU pudiese conocer el costo de dichas obras. Entre Julio y Noviembre de 1983 se efectuaron análisis detallados de estabilidad estática y sísmica y, en Noviembre 1983, se concluyó el proyecto de estabilización definitiva (WCC/MR,1983k).

Los análisis de estabilidad estática fueron efectuados utilizando el método retrogresivo, considerando como condición inicial el embalse a su nivel mínimo y el nivel del agua subterránea correspondiente a la temporada seca. Los análisis se efectuaron por el método de Lowe y Karafiath (1960) y consideraron distintas condiciones para el nivel del agua subterránea y para el nivel del embalse. Se analizaron los efectos del vaciado rápido del embalse, de la saturación de la masa del derrumbe, de las obras de emergencia en construcción y de distintas alternativas de obras adicionales.

Los análisis de estabilidad sísmica fueron efectuados por el método de Newmark (1965), utilizando las aceleraciones de fluencia determinadas por Makdisi y Seed (1977), y también curvas similares desarrolladas específicamente para un sismo peruano representativo del movimiento en materiales rígidos similares a los del derrumbe. En base a estos análisis, se obtuvieron los desplazamientos probables sísmicamente inducidos del derrumbe y del contrafuerte, que podrían ocurrir para distintas condiciones de nivel del embalse y del agua subterránea, saturación de la masa del derrumbe y distintos volúmenes de obras de estabilización.

El proyecto de estabilización definitiva se preparó teniendo como meta elevar el factor de seguridad estático a 1.2 en todas las secciones del derrumbe; así como limitar los desplazamientos sísmicamente inducidos a 0.4 m en las zonas con anclajes y a 1 m en aquellas sin anclajes. El diseño incluye las siguientes obras principales, adicionales a las ya construidas: (1) anclajes adicionales en la zona adyacente a la presa; (2) anclajes en otras zonas del derrumbe, para estabilizar las superficies de deslizamiento que afloran por encima del contrafuerte; y (3) tratamiento de los sedimentos del embalse frente al contrafuerte.

Con posterioridad a la ejecución de los análisis de estabilidad y al diseño de las obras definitivas mencionados líneas arriba, en Setiembre de 1984 se concluyeron las investigaciones de campo e instalación de la instrumentación. A partir de éstas se ha obtenido cierta información adicional, en base a la cual se preparó un modelo geológico actualizado (ELECTROPERU - WCC/MR, 1984). Este modelo se representó también por medio de cinco secciones transversales del derrumbe. En la Figura 20 se muestra la sección R, representativa de la "zona crítica", en la cual se observan los anclajes y la sección reducida del contrafuerte. En la Figura 21 se muestra el perfil T, representativo de la parte central del derrumbe, en la que aparece el contrafuerte en sección completa.

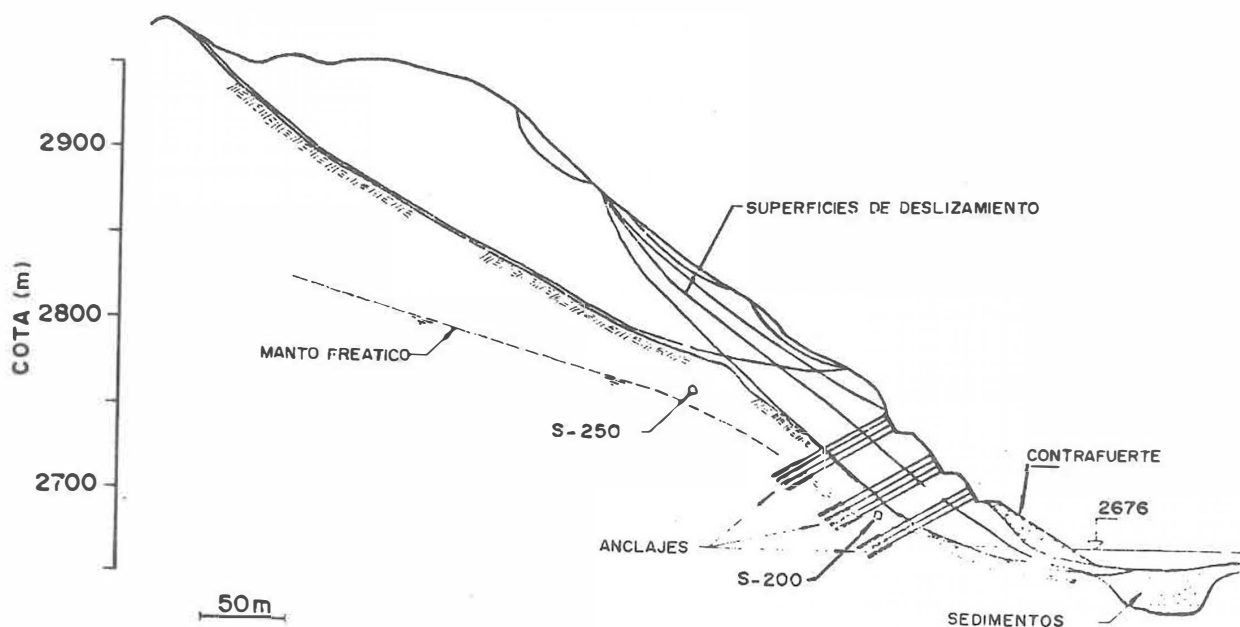


Fig. 20 Sección R

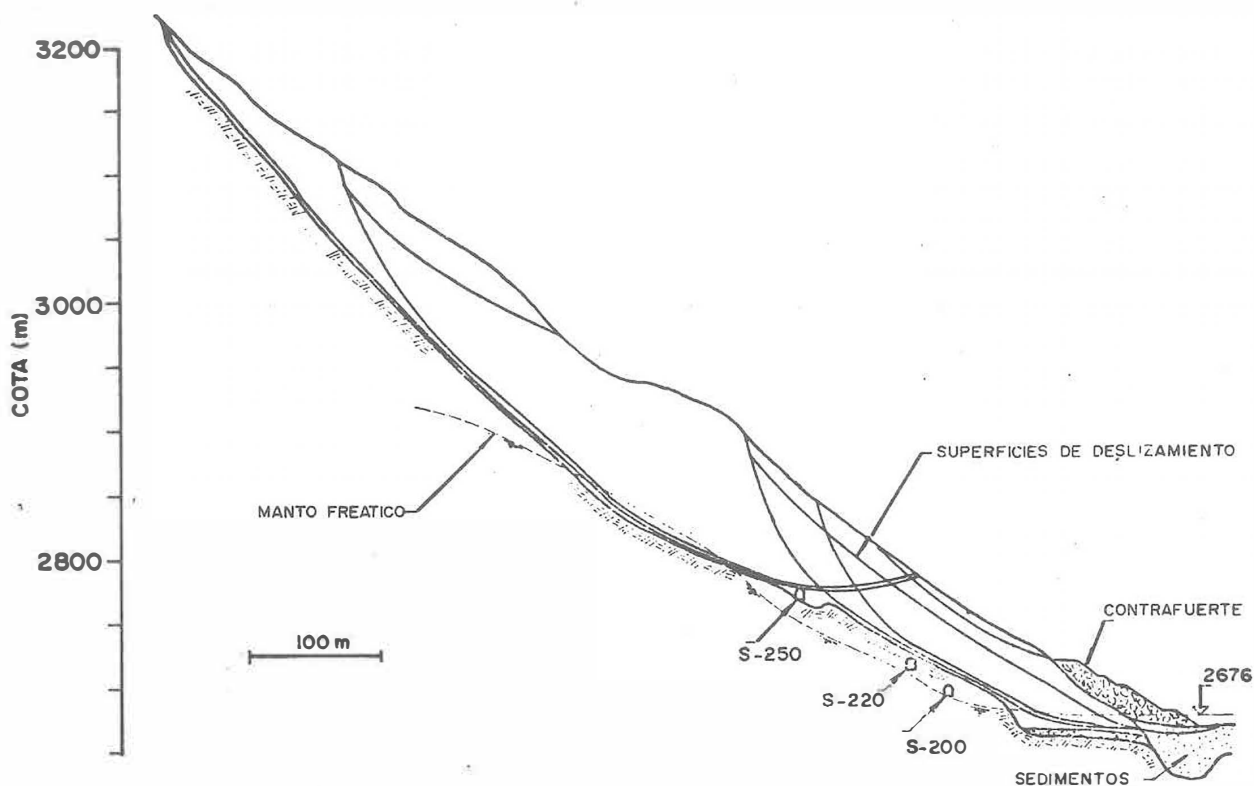


Fig. 21 Sección T

En la actualidad se están efectuando nuevos análisis de estabilidad, utilizando como base el modelo geológico actualizado. Los resultados de dichos análisis permitirán conocer con mayor certeza el grado de seguridad alcanzado con las obras de emergencia y revisar el diseño de las obras de estabilización definitiva.

AGRADECIMIENTO

El propietario de la Central Hidroeléctrica del Mantaro es la empresa estatal ELECTROPERU (Empresa de Electricidad del Perú S.A.). Los estudios y el diseño de las obras fueron efectuadas por la asociación de las firmas Woodward-Clyde Consultants (USA) y Michelena, Repetto y Asociados S.A. (Perú) (WCC/MR). La construcción estuvo a cargo del consorcio de las firmas Geotécnica S.A. (Brasil), Construcciones Villasol S.A. (Perú) y Graña y Montero S.A. (Perú). La supervisión de la construcción fue efectuada por el personal del Proyecto Especial Tablachaca de ELECTROPERU, con asesoría de WCC/MR.

El autor desea expresar su agradecimiento a ELECTROPERU por el apoyo recibido y por la autorización para la presentación de esta conferencia. En especial mi agradecimiento al Ing. Benjamín Morales Arnao, Jefe del Proyecto, y al Ing. Jorge Bustamante, por sus valiosas contribuciones en todas las fases del proyecto.

REFERENCIAS

- Arce, J. (1983). "Perfiles de refracción sísmica - Deslizamiento N° 5 - Zona alta".
- Electroconsult (1962). "Anexos al informe preliminar - Volumen 1: Geología".
- Electroconsult (1964). "Geología - Informe general".
- Electroconsult (1971). "Geología - Informe final".
- Electroconsult (1972) (Vinci, A. y F. Ramos). "Situación laderas vaso de Tablachaca al 17 de Octubre de 1972".
- Electroconsult (1973) (Vinci, A. y A.B. Cleaves). "Embalse de Tablachaca. Estabilidad de laderas. Misión de los geólogos consultores".
- ElectroPerú (1983) (Eustamante, J., S. Novosad y J. Kopic). "Estudio de estabilización del deslizamiento denominado Derrumbe N° 5 - Condiciones de estabilidad".
- ElectroPerú - WCC/MR (1984). "Interpretación geológica del Derrumbe N° 5 (al 30 de Setiembre de 1984)".
- Hutchinson, J.N. (1982). "Embalse Tablachaca - Report on Derrumbe N° 5".
- Lowe, J. III y L. Karafiath (1960). "Stability of earth dams upon drawdown", Proceedings of the First Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2.
- Makdisi, F.I. y H.B. Seed (1977). "A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments", Report N° UCB/EEERC-77/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Michelena, Repetto y Asociados (MR) (1982). "Investigación geotécnica subacuática de los sedimentos del embalse de la presa de Tablachaca".
- Newmark, N.M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique 15, N° 2.
- Polytechna, Stavebni Geologie, Geotest (1979) (Novosad, S., R. Votocek, J. Kopic y J. Knejzlik). "Investigaciones geofísicas, geoacústicas y geotécnicas".
- Woodward-Clyde Consultants (WCC) (1983). "Resultados de las mediciones hidrogeológicas de campo".
- WCC/MR (1982a). "Plan de obras para estabilización estática".
- WCC/MR (1982b). "Búsqueda de materiales para la construcción del contrafuerte".

WCC/MR (1982c). "Evaluación del potencial de licuefacción de los sedimentos arenosos del reservorio y de las deformaciones sísmicamente inducidas del contrafuerte de relleno".

WCC/MR (1983a). "Estudio de sismicidad".

WCC/MR (1983b). "Prueba de instalación de columnas de grava por el método de pilotes Franki de Compactación".

WCC/MR (1983c). "Prueba de instalación de columnas de grava por el método de vibro-reemplazo".

WCC/MR (1983d). "Selección de las características de las vibraciones sísmicas del terreno".

WCC/MR (1983e). "Análisis de estabilidad estática del deslizamiento activo y del contrafuerte".

WCC/MR (1983f). "Evaluación de la estabilidad sísmica del deslizamiento y contrafuerte".

WCC/MR (1983g). "Estimación del efecto sobre la presa de una masa de suelo".

WCC/MR (1983h). "Interpretación geológica del Derrumbe N° 5".

WCC/MR (1983i). "Resultados de las Investigaciones de campo".

WCC/MR (1983j). "Modelo hidráulico del embalse de Tablachaca".

WCC/MR (1983k). (Revisado Marzo 1964). "Análisis de estabilidad y concepción de las obras de estabilización definitiva".

Se terminó de imprimir en los
talleres de Editorial e Imprenta
DESA, General Varela 1577,
Lima 5, Perú.