TESIS
IC997
S83

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Universidad Católica Andrés Bello
BIBLIOTECA
Caracas

INCIDENTES EN LAS PRESAS DE VENEZUELA PROBLEMAS, SOLUCIONES Y LECCIONES.

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: DIECINUEVE PUNTOS

JURADO EXAMINADOR

Firma:	Firma:	Firma:
Nombre: LUIS M. SUAREZ	Nombre: FRANCISCO BARRONE	Nombre: MARTIN RODRIGUEZ

REALIZADO POR	**Br. Diego Suárez Barrera.** **Br. José Luis Vethencourt.**
PROFESOR GUIA	**Ing. Luis Miguel Suárez V.**
FECHA	**16 de Octubre de 1.997**

A mamá, Gonzalo,
Rodrigo, Tita, Abuelo Balbino
y en especial a mi padre
por sus conocimientos y paciencia.

Diego

A mis Padres,
a mis hermanos y panas,
a Melissa por siempre estar allí,
y a Ricardo por sus sabios consejos.

José Luis

AGRADECIMENTOS

A los Ingenieros Killian de Fries, Diego Ferrer, Gustavo Rivas.

A los Geólogos Roque García y Gustavo Vásquez.

A los Ingenieros Arturo Marcano y Triana Mantelini de EDELCA.

Al Ingeniero Pascuale Molinaro en la Gerencia Técnica de HIDROVEN.

Finalmente, al Ingeniero Luis Miguel Suárez ya que además de ser un excelente guía y tutor nos facilitó gran cantidad de material, ideas y conocimientos para la realización de este Trabajo Especial de Grado.

ÍNDICE

SINOPSIS.....i

INTRODUCCIÓN.....ii

OBJETIVOS Y ALCANCES.....1

PRESAS

Agua Viva.....2

Aracay.....5

Atarigua.....7

Barrancas.....9

Canoabo.....13

Chirache.....17

El Cigarrón.....18

El Corozo.....21

El Cují.....23

El Guapo.....27

El Isiro.....32

El Zamuro.....34

Guatamare.....35

Complejo Hidroeléctrico Raúl Leoni (GURI).....37

Hueque.....42

Lagartijo.....43

Las Majaguas.....47

Pao La Balsa.....50

Pedregal.....53

San Francisco de Macanao.....57

Siburúa.....59

Las Tinas.....60

Tulé..... 61
Turimiquire..... 64
Vista Alegre..... 67
CONCLUSIONES..... 70
REFERENCIAS..... 72

SINOPSIS

Dada la importancia de las presas para un país, es necesario disponer de una recopilación actualizada de los incidentes que se han suscitado en dichas obras y de las soluciones que han tenido.

Los objetivos de este trabajo, además del mencionado anteriormente, es tener un documento de consulta y referencia para que el profesional pueda guiarse en eventos similares.

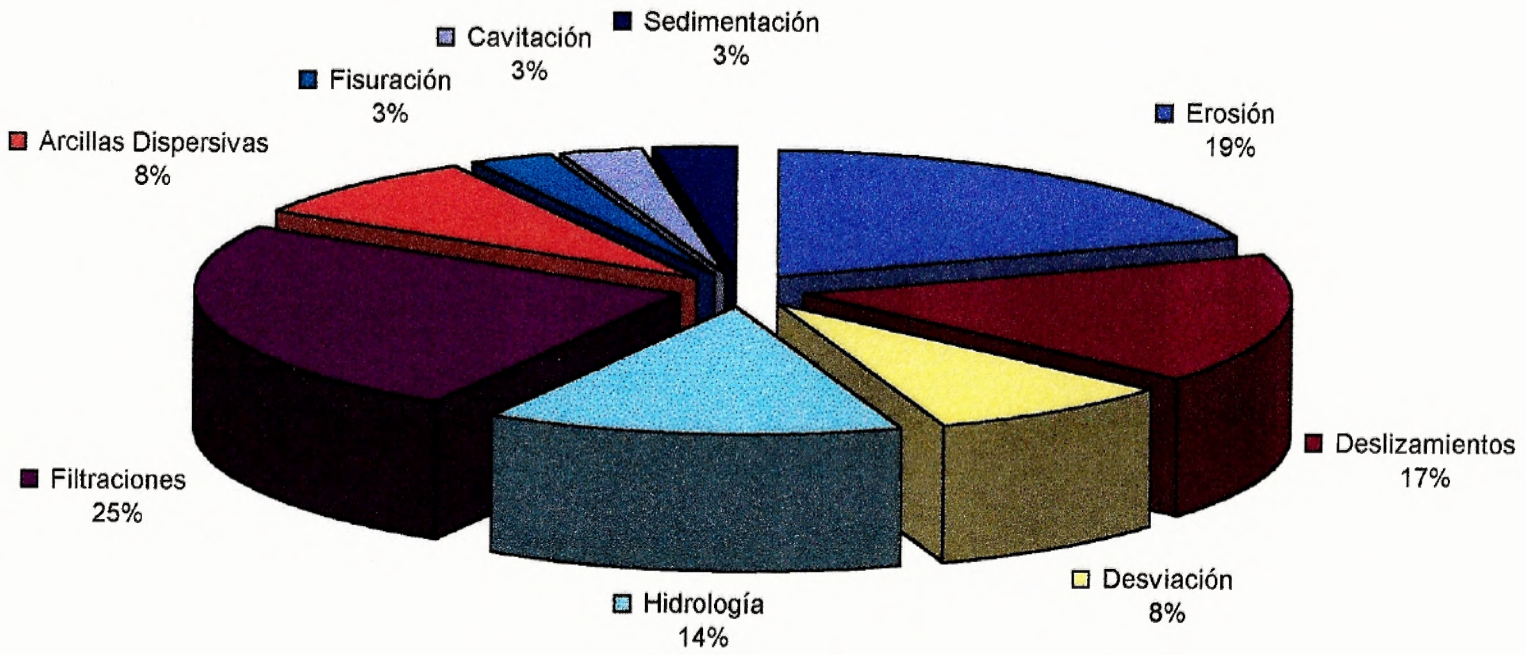
Se inició el trabajo mediante la búsqueda y recopilación de la información en diferentes oficinas de Ingeniería, así como entrevistas con Ingenieros que han participado en las obras.

Realizado esto, se procedió a resumir toda la información para posteriormente llegar a las conclusiones que se encuentran al final de este trabajo, así como al cuadro y gráfico resumen que se presentan a continuación, donde se observa que el incidente predominante en Venezuela son las filtraciones.

CUADRO RESUMEN DE LOS INCIDENTES AGRUPADOS POR CATEGORIAS

PRESAS	INCIDENTE								
	Erosión	Deslizamientos	Desviación	Hidrología	Filtraciones	Arcillas Dispersivas	Fisuración	Cavitación	Sedimentación
Agua Viva	χ								
Aracay	χ								
Atarigua		χ							
Barrancas	χ								
Canoabo				χ	χ				
Chirache					χ				
El Cigarrón	χ		χ	χ					
El Corozo						χ			
El Cuji	χ	χ		χ	χ				
El Guapo				χ	χ				
El Isiro							χ		
El Zamuro					χ				
Guatamare					χ				
Guri			χ					χ	
Hueque	χ		χ						
Lagartijo		χ							
Las Majaguas						χ			
Pao La Balsa		χ							
Pedregal				χ					χ
San Fco. de Macanao					χ				
Siburua		χ							
Las Tinas						χ			
Tulé		χ			χ				
Turimiquire					χ				
Vista Alegre	χ								

RESUMEN DE INCIDENTES POR PORCENTAJE DE OCURRENCIA



INTRODUCCIÓN

Las presas son obras de vital importancia para la comunidad. Es imprescindible contar con una documentación actualizada y ordenada de los incidentes ocurridos en las diferentes presas y sus obras complementarias, donde se pueda investigar tanto los problemas ocurridos como las acciones adoptadas para su solución, y así contar con un legado que permita obtener experiencias utilizables en contingencias futuras.

La mayoría de los paises desarrollados del mundo cuentan con publicaciones que contienen el inventario de las presas y los incidentes registrados en las mismas.

Dada la cantidad de presas que existen en Venezuela (aproximadamente 90), se considera que la realización del presente Trabajo Especial de Grado aportara al país una documentación de interés y utilidad.

Por otra parte, en los últimos años han ocurrido varios incidentes importantes no documentados cuya inclusión en esta investigación es indispensable.

Las fotografías y figuras que aparecen en cada uno de los casos documentados, fueron tomadas de las referencias que se citan en los mismos.

OBJETIVOS Y ALCANCES

OBJETIVOS

- Tener una referencia escrita que documente los incidentes y soluciones en las presas de Venezuela y en sus obras anexas.
- Que cualquier persona u organismo interesado en investigar estos incidentes tenga un documento que reúna todos los elementos de la documentación existente de cada problema, sin que sea necesario recurrir a la recopilación de una bibliografía dispersa y en algunos casos inexistente.
- Que sirva como orientación para solucionar problemas futuros en aquellos casos en que las características, tanto de la obra como del problema, sean similares a alguno de los documentados.

ALCANCES

- Recopilación y análisis de la información existente en diferentes bibliotecas y planotecas de oficinas públicas y privadas: obtención de artículos técnicos, informes, planos, fotografías, etc.
- Entrevistas con Ingenieros que tuvieron la oportunidad de estar presentes en los diferentes incidentes reseñados.
- Clasificación de los incidentes según su naturaleza.
- Revisión y análisis de cada uno de los incidentes. Elaboración de la memoria correspondiente a cada uno de ellos utilizando en la medida de lo posible gráficos y fotografías.

AGUA VIVA

Características Principales.

Situación: En el estado Trujillo, a 30 km. aproximadamente de la ciudad de Valera, sobre el río Motatán.

Propósito: Incremento de la superficie a regar en el Sistema de Riego el Cenizo.

Embalse: Volumen total: $156{,}40 \times 10^6$ m^3.
Área inundada: 1.582,00 ha.
Nivel de aguas normales: 233,00 msnm.

Presa: Tipo: De tierra zonificada.
Cota de la cresta: 237,00 msnm.
Altura de la Presa: 35,00 m.

Aliviadero: Tipo: Recto, de descarga libre.
Ancho: 50,00 m.
Caudal de diseño: 254,00 m^3/seg.

Desvío y Toma: Diámetro del túnel principal: 5,40 m.
Longitud del túnel principal: 441,81 m.
Diámetro del túnel secundario: 4,00 m.
Longitud del túnel secundario: 192,58 m.

Cronología y Problemas en los Túneles.

Las características antes mencionadas corresponden a la primera etapa de la obra. La segunda etapa contempla la elevación de la presa hasta una altura de 70 m y la construcción de un nuevo aliviadero de 20 m de ancho. Dicha segunda etapa no ha sido construida.

Los primeros estudios para la construcción de esta obra fueron realizados en el año 1945, y prosiguieron de manera discontinua hasta 1992, cuando se puso en servicio la primera etapa del embalse. El Río Motatán fue desviado por los túneles en 1972 y se mantuvo desviado ininterrumpidamente hasta 1991, es decir, por casi 20 años.

El túnel principal de 5,4 m de diámetro se bifurca en la progresiva 243,11; dando origen al denominado túnel secundario, de 4 m de diámetro, cuya finalidad es aumentar la capacidad de descarga durante la etapa de desvío. Concluido el desvío, el túnel secundario fue clausurado y sirve actualmente de acceso a la cámara de compuertas, Figura 1.

Por diferentes razones, el túnel que estaba diseñado para desviar al río durante aproximadamente 3 años, lo hizo por casi 20 años, durante los cuales pasaron por su interior millones de toneladas de arena, grava y peñones, que constituyen el acarreo de fondo del río Motatán.

Las soleras de concreto armado, tanto del túnel principal como del secundario, fueron seriamente dañadas por efecto de la abrasión. Los daños alcanzaron su máxima expresión en el tramo del túnel principal situado aguas abajo de la cámara de compuertas, debido a que en el mismo la pendiente es mayor que en el resto de la obra. El túnel principal tiene un espesor de concreto armado de 70 cm, el cual desapareció completamente en la solera. El acero de refuerzo del concreto fue cortado íntegramente por la abrasión quedando los restos de las barras dobladas hacia aguas abajo y afiladas como verdaderas puntas de lanza. Los daños por abrasión no se limitaron a la destrucción del concreto de la solera del túnel; debajo del concreto se formó una especie de cárcava longitudinal que erosionó la roca de fundación del túnel, formada por estratos alternados de lutitas y areniscas. La cárcava alcanzó una profundidad de 3 metros aproximadamente, Figura 2.

En el túnel secundario los daños fueron del mismo tipo pero de menor magnitud, debido a que por estar a una cota más elevada que la del principal, operaba con menos frecuencia.

Aguas abajo de los portales de ambos túneles la abrasión corto completamente las losas de fondo de los dos rápidos y las de los disipadores de energía, Figura 3. La parte final del túnel secundario era en realidad un conducto enterrado, construido a cielo abierto. En esta zona se formo una gran socavación bajo el conducto, causada por el agua que fluía a

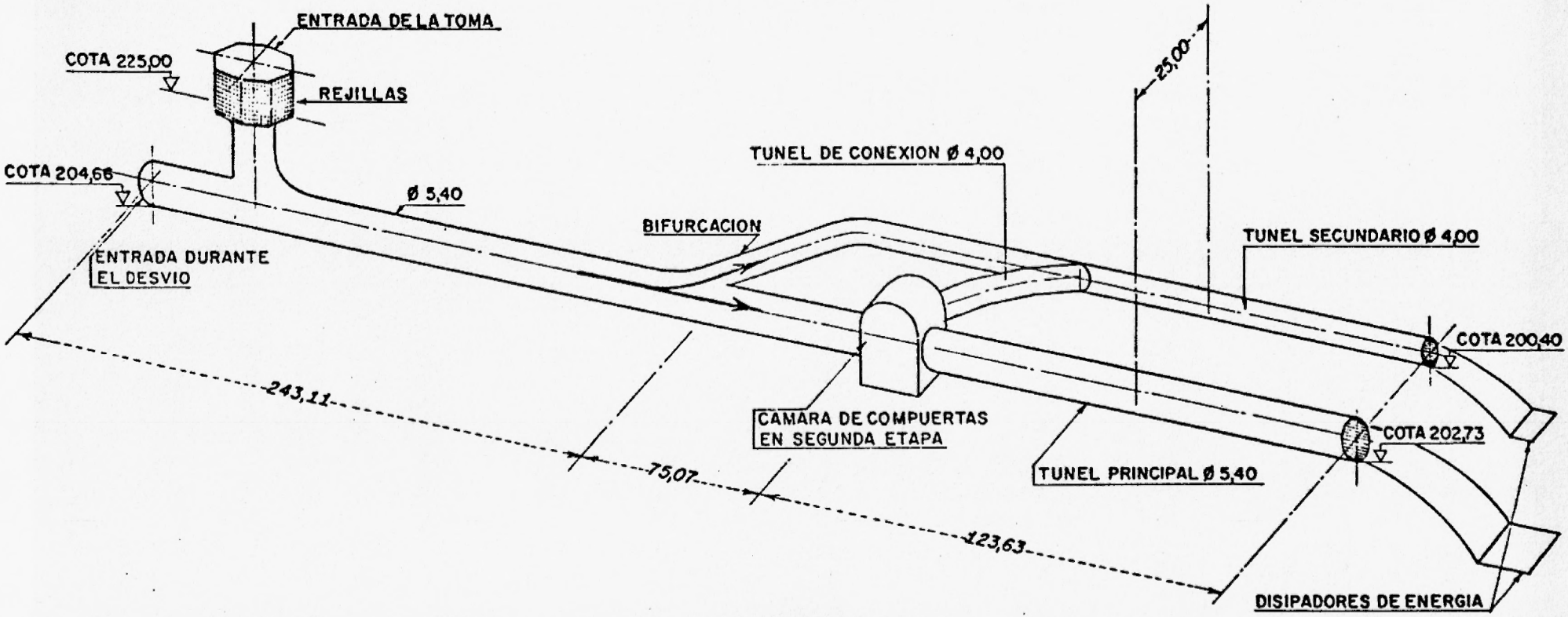


FIGURA 1

AGUA VIVA

Perspectiva de los túneles.



FIGURA 2
AGUA VIVA
Erosión del fondo de concreto del túnel principal. La cárcava alcanza 3 m de profundidad.

FIGURA 3
AGUA VIVA
Losa de fondo del disipador de energía del túnel principal cortada longitudinalmente por la erosión del concreto.



través de la rotura longitudinal de su fondo, siendo posible caminar bajo esta estructura. Por el efecto de la socavación el conducto quedó durante varios años trabajando como una viga apoyada en sus extremos, Figura 4. También quedó al descubierto el tablestacado de los portales de salida de los túneles.

Reparación de los Daños.

En 1990 los daños eran tan graves que se temía el colapso total de los tramos finales de ambos túneles, por lo que se decidió que la desviación del Río Motatán no podía continuar. Se procedió entonces a la ejecución de las obras necesarias para cerrar la desviación, transformar los túneles en obras de toma y poner en funcionamiento la primera etapa del embalse.

Se colocó una compuerta temporal en la entrada del túnel y se dio inicio a los trabajos de reparación. Las superficies dañadas del concreto y del acero fueron limpiadas y libradas de fragmentos sueltos, óxido, barro, etc. Se vacío nuevamente concreto el cual fue vibrado cuidadosamente. Se coloco una malla de acero de refuerzo superficial, solapada con las barras del acero de refuerzo existente.

Los daños producidos en las partes laterales de los túneles fueron reparados utilizando concreto proyectado reforzado con fibras de acero corrugadas, tipo XOREX.

Se dejaron juntas de construcción coincidiendo con las existentes. En estas juntas se complementaron los sellos de goma faltantes (destruidos por la abrasión), con bandas hidroexpansivas bentoníticas.

El disipador de energía del túnel secundario fue parcialmente demolido y enterrado, para construir el acceso a la cámara de compuertas del túnel principal.

El disipador de energía del túnel principal fue reparado y continúa operando satisfactoriamente.

(Para mayor información ver referencias 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9).

ARACAY

Características Principales.

Situación: Sobre el Río Aracay, 3 km aguas arriba del embalse Santo Domingo, Estado Mérida.

Propósito: Retener los sólidos que transporta el río Aracay, principal aportador de sedimentos al Embalse Santo Domingo.

Presa: Tipo: De grava y arena, revestida en ambos taludes con roca volcada de cantera.
Altura: 14,00 m.
Longitud de la cresta: 115,00 m.
Cota de la Cresta: 1.892,00 msnm.

Cronología y Problemas en la Presa.

La presa fue puesta en servicio en febrero de 1983 con la única finalidad de retener los sedimentos que transporta el Río Aracay hacia el Embalse Santo Domingo, el cual a su vez abastece a la central del Complejo Hidroeléctrico José Antonio Páez, donde habían venido ocurriendo problemas de abrasión en los alabes de las turbinas.

El terraplén de la presa fue diseñado para permitir el alivio de las crecientes del Río Aracay, tanto a través de él, como sobre su cresta. Para cumplir esta doble función, en ambos taludes y en la cresta de la presa se colocó un enrocado de cantera, volcado, con tamaños de bloques calculados para resistir el arrastre por parte del flujo, protegiendo así de la erosión al cuerpo central del terraplén, formado por gravas y arenas, Figura 6.

El 21 de agosto de 1986 , después de más de siete años de operación satisfactoria, y como consecuencia de intensas lluvias en la cuenca del Río Aracay, se produjo una creciente importante, con un caudal máximo de aproximadamente 200 m^3/seg., similar al caudal de diseño del enrocado del talud aguas abajo de la presa. Esta creciente desbordó a lo largo de toda la cresta de la presa, con una altura máxima de 1,2 metros, y produjo el colapso de la mitad izquierda de la presa entre las 10 a.m. y las 12:15 p.m., Figura 5.

Como consecuencia de la falla de la presa se produjo una ola conformada por el agua y los sedimentos acumulados en el embalse, cuyo caudal máximo se estimó en 700 m^3/seg. Esta ola destruyó a su paso el puente ubicado inmediatamente aguas abajo de la presa, causó una serie de daños en el Complejo Hidroeléctrico José Antonio Páez, destruyó aproximadamente 600 metros de la carretera Las Piedras - Aracay y dañó otro puente en las inmediaciones de la población de Altamira de Cáceres, cerca de la central hidroeléctrica.

Aproximadamente la mitad de la longitud del terraplén de la presa, situada hacia el estribo izquierdo, desapareció del sitio como consecuencia de la situación antes descrita. La otra mitad de la presa, situada hacia el estribo derecho, no sufrió daños, Figura 5.

La falla de esta obra se debió a la forma en que se diseñó el aliviadero y a las características de los materiales de fundación. El estribo derecho está formado por roca resistente a los efectos erosivos del flujo. El estribo izquierdo es una terraza aluvial, constituida por arena, grava, algunos cantos rodados y finos, materiales que hacen que el mismo sea muy poco resistente a la erosión.

El caudal que se infiltraba a través de la presa era de poca magnitud, lo que hizo que al ocurrir una creciente importante, la mayor parte del aporte de la misma vertiera por encima de la presa . Como la cresta se extendía de estribo a estribo el flujo que vertía sobre ella lo hizo en contacto con ambos estribos, no solo a nivel de la cresta, sino a lo largo del talud aguas abajo de la presa, donde por la forma de la topografía, el ancho de la misma se iba reduciendo en el sentido del flujo, concentrándolo gradualmente.

Cuando ocurrió la creciente del 21 de agosto de 1986, la lamina de agua comenzó a verter en contacto con el estribo izquierdo, es decir , sobre el material aluvial con baja resistencia a la erosión que lo constituye. Este material comenzó a ser arrastrado, tanto a nivel de la cresta, como hacia la parte inferior del talud aguas abajo de la presa, donde el flujo derramado alcanzaba las mayores velocidades, produciendo una erosión regresiva intensificada por la forma convergente del estribo, hasta que la presa perdió apoyo y colapsó.



FIGURA 4 - AGUA VIVA
Socavación del túnel secundario. Trabaja como una viga apoyada en sus extremos.



FIGURA 5 - ARACAY
Colapso del estribo izquierdo de la presa. Estribo derecho en buen estado.

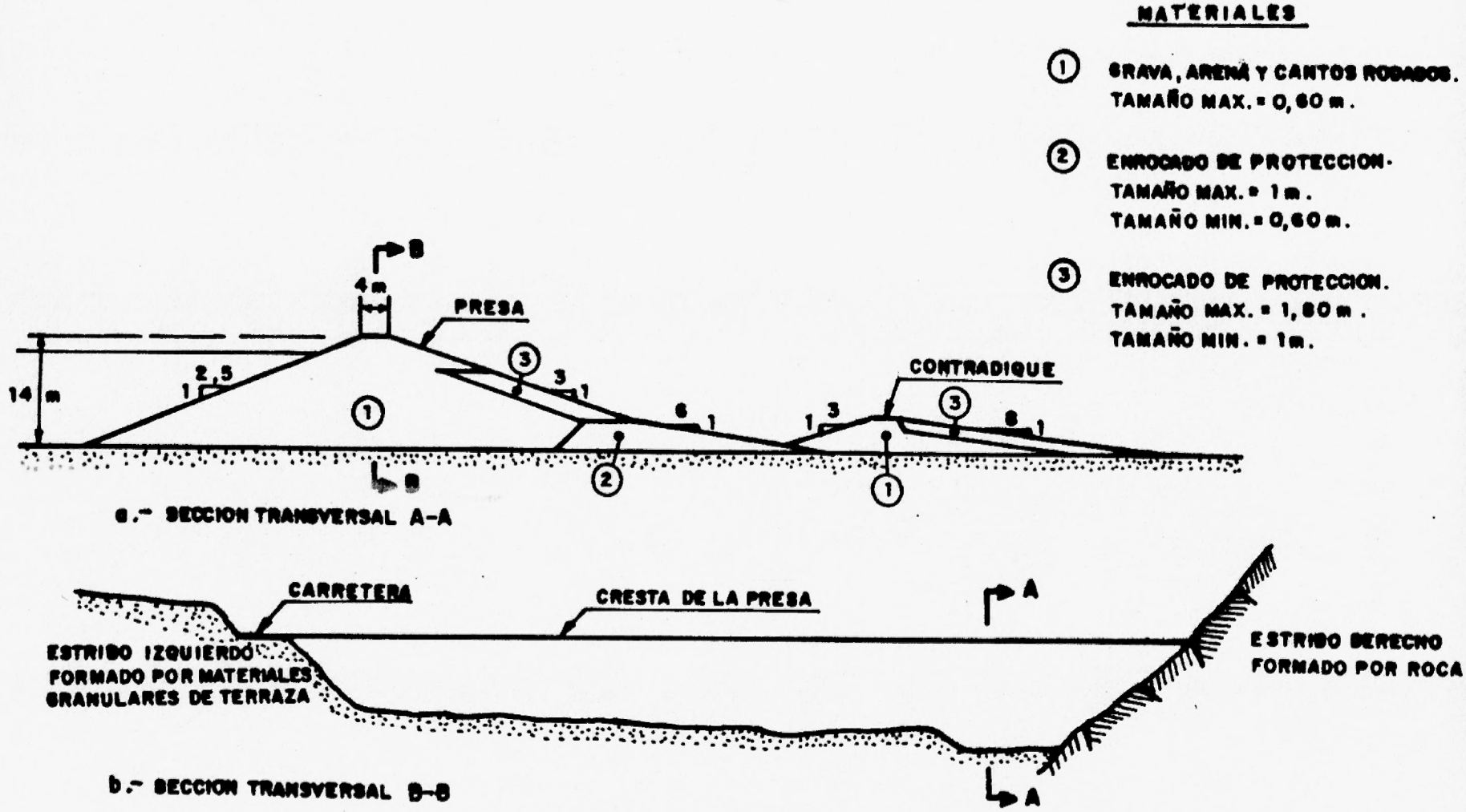


FIGURA 6

PRESA ARACAY, ANTES DE LA FALLA

Rehabilitación de la Presa.

El colapso de la presa se debió a la baja resistencia a la erosión de los materiales de la terraza aluvial del estribo izquierdo y al hecho de haber permitido que el flujo derramara a lo largo de toda la cresta de la presa en contacto con esos materiales. Con la finalidad de aprovechar la mitad derecha de la obra que no sufrió daños, se elaboró un proyecto de rehabilitación de la presa, consistente en su reconstrucción de acuerdo al proyecto inicial, pero limitando el vertido sobre la cresta a su parte central, mediante la construcción de sendos muros de gaviones que contienen el flujo derramado y evitan que entre en contacto con los estribos. Este proyecto de rehabilitación no ha sido construido y la presa se encuentra fuera de servicio desde que ocurrió la falla.

(Para mayor información ver referencias 10 y 11).

ATARIGUA

Características Principales.

Situación: Sobre el Río Tocuyo, 50 km al oeste de Barquisimeto, Estado Lara.

Propósitos: Riego, abastecimiento de agua potable de Carora y poblaciones vecinas, control de inundaciones y recreación.

Embalse: Capacidad total: 420,00 x 10^6 m^3.
Área inundada: 2.025,00 ha.

Presa: Tipo: De tierra zonificada.
Altura máxima: 59,00 m.
Longitud de la cresta: 255,00 m.

Aliviadero: Tipo: Canal trapecial subcrítico, situado a varios km de la presa, en una depresión que vierte hacia la Quebrada Los Tanques.
Longitud de cresta: 14,00 m.

Rehabilitación de la Presa.

El colapso de la presa se debió a la baja resistencia a la erosión de los materiales de la terraza aluvial del estribo izquierdo y al hecho de haber permitido que el flujo derramara a lo largo de toda la cresta de la presa en contacto con esos materiales. Con la finalidad de aprovechar la mitad derecha de la obra que no sufrió daños, se elaboró un proyecto de rehabilitación de la presa, consistente en su reconstrucción de acuerdo al proyecto inicial, pero limitando el vertido sobre la cresta a su parte central, mediante la construcción de sendos muros de gaviones que contienen el flujo derramado y evitan que entre en contacto con los estribos. Este proyecto de rehabilitación no ha sido construido y la presa se encuentra fuera de servicio desde que ocurrió la falla.

(Para mayor información ver referencias 10 y 11).

ATARIGUA

Características Principales.

Situación: Sobre el Río Tocuyo, 50 km al oeste de Barquisimeto, Estado Lara.

Propósitos: Riego, abastecimiento de agua potable de Carora y poblaciones vecinas, control de inundaciones y recreación.

Embalse: Capacidad total: 420,00 x 10^6 m^3.
Área inundada: 2.025,00 ha.

Presa: Tipo: De tierra zonificada.
Altura máxima: 59,00 m.
Longitud de la cresta: 255,00 m.

Aliviadero: Tipo: Canal rapecial subcrítico, alejado de la presa.
Longitud de cresta: 14,00 m.

Descarga máxima: 285,00 m^3/seg.

Desvío y Toma: Túnel en el estribo izquierdo, con un nivel único de captación a cota del cauce.

Cronología y Problemas en el Túnel.

Las obras de desviación y toma consisten en un túnel de 3,50 m de diámetro, construido en el estribo izquierdo. En la entrada del túnel, a nivel del cauce, está ubicada la cámara de compuertas, a la cual se accede a través de una estructura en forma de cajón de concreto armado adosada a la ladera del estribo, mediante una escalera construida en su interior. En la cámara se instalaron dos compuertas deslizantes idénticas, para el control del flujo, la de aguas arriba es de emergencia y la de aguas abajo de regulación. El túnel descarga libremente al cauce del Río Tocuyo, aguas abajo del portal de salida. Los dos taludes laterales adyacentes a la estructura inclinada de acceso a la toma fueron protegidos con concreto proyectado y anclajes pasivos cortos.

En 1978, aproximadamente un año después de la puesta en servicio del embalse se produjo la falla de las obras de protección del talud situado a la izquierda de la toma. La falla se debió a que la roca se encontraba muy fracturada y a que aparentemente se produjo un descenso rápido del nivel del agua en el embalse. Esta falla originó un deslizamiento de suelos y fragmentos de la roca del talud que cayeron en la entrada del túnel y fueron arrastrados por el flujo, llenando la sección de éste hasta aproximadamente la mitad de su altura, en toda su longitud, Figura 7. El deslizamiento terminó por obstruir completamente la entrada del túnel, cubriéndola con un espesor de escombros de aproximadamente 10 metros, Figura 8.

Las autoridades del MARNR, propietario de la obra, contrataron a una empresa de buzos la cual comenzó a extraer el material depositado en la entrada del túnel utilizando una aspiradora submarina. Para garantizar la seguridad de los buzos ante un súbito destape eventual del túnel se decidió cerrar las compuertas situadas en su entrada. Los buzos trabajaron durante varios meses succionando material sin lograr avances importantes.



FIGURA 7
ATARIGUA
Fragmentos de roca llenando la mitad de la altura del túnel en toda su longitud.



FIGURA 8
ATARIGUA
Obstrucción de la entrada del túnel.

A finales de 1978 tomaron posesión en el MARNR nuevas autoridades, las cuales decidieron retirar los buzos y abrir las compuertas. Al principio nada ocurrió, pensándose que esta operación había fracasado. Aproximadamente cuatro horas después de abrir las compuertas el túnel se destapó y comenzó a descargar a sección completa un flujo de gran energía.

El proceso que explica el proceso de destape del túnel es el siguiente: Al abrir las compuertas comenzó la infiltración del agua embalsada a través de los escombros hacia la mitad superior libre del túnel. A aflorar las filtraciones en el túnel se inició un proceso de erosión regresiva o tubificación que terminó por alcanzar el embalse, produciéndose entonces un flujo de alta energía que arrastró los escombros y despejó totalmente el túnel.

El embalse fue vaciado, se inspeccionó la entrada del túnel y las compuertas, observándose que se encontraban en buen estado.

Los taludes del estribo, a ambos lados de la estructura de toma, fueron excavados eliminando todo el material suelto y roca intensamente fragmentada. Se construyeron muros de concreto proyectado, armado en las dos caras y anclajes profundos tensados, Figura 9. Entre cada cuatro anclajes se dejaron ventanas de drenaje para permitir la salida del agua del macizo al producirse un descenso rápido del nivel del embalse.

El embalse fue puesto en servicio en 1979 y ha operado satisfactoriamente hasta el presente.

(Para mayor información ver referencias 17, 45 y 52).

BARRANCAS

Características Principales.

Situación: Sobre el río Macoruca, al sur de Coro, Estado Falcón.

Propósito: Abastecimiento de agua potable de la ciudad de Coro y otras poblaciones del estado Falcón.

Embalse: Nivel de aguas normales: 254,80 msnm.

Capacidad a nivel normal: 141,00 x 10^6 m^3.

Área inundada a nivel normal: 620,00 ha.

Presa: Tipo: De enrocado con núcleo de arcilla.

Altura: 70,00 m.

Longitud de la cresta: 510,00 m.

Cota de la Cresta: 260,00 msnm.

Aliviadero Original: Tipo: Canal de flujo libre, sin cimacio, con disipador de energía de resalto hidráulico.

Ancho: 5,00 m.

Caudal de diseño: 6,04 m^3/seg.

Cota de aguas máximas: 255,64 m^3/seg.

Longitud total: 94,50 m.

Localización: Depresión en el estribo derecho a 1 km. de la presa.

Toma: Tipo: Torre-toma y túnel en el estribo izquierdo.

Diámetro del túnel: 3,50 m.

Cronología y Problemas en el Aliviadero.

El embalse fue puesto en servicio a finales de 1978, y en agosto de 1990 alivió por primera vez, produciéndose la destrucción casi total del aliviadero.

El aliviadero inicial era un canal rectangular de concreto armado, de 5 m de ancho, construido en una depresión en la fila de cerros del estribo derecho, lejos de la presa. El canal del aliviadero descargaba a una quebrada secundaria de fuerte pendiente, afluente del Río Macoruca unos dos kilómetros aguas abajo. El canal del aliviadero tenía una longitud de 94,50 metros y terminaba en un disipador de energía de resalto hidráulico US Bureau of Reclamation tipo II. La quebrada a la que descargaba el aliviadero tiene un cauce pequeño,

formado por suelos muy poco resistentes a la erosión, los cuales son el producto de la meteorización de las lutitas que forman el basamento rocoso de la zona.

Al entrar en funcionamiento el aliviadero por primera vez se produjo un proceso de erosión regresiva en el cauce de la quebrada, aguas abajo del disipador de energía, que llegó a alcanzar una profundidad estimada en 10 metros por debajo del fondo de la losa de fondo del disipador, Figura 10.

Los diferentes tramos del canal, comprendidos entre dos juntas transversales sucesivas quedaban temporalmente como un volado sobre la depresión causada por la socavación, por lo que al caer el flujo desde esa altura, erosionaba la base del talud, originando su falla y como consecuencia el colapso del tramo del canal. Este proceso se repetía sucesivamente en los paños siguientes aguas arriba, por lo que la erosión avanzaba hacia el embalse y si hubiera llegado a alcanzarlo se podrían haber producido consecuencias catastróficas.

Como se indica anteriormente, la falla se debió al proceso de degradación del cauce de la quebrada, por estar éste constituido por suelos residuales arcillosos, producto de la meteorización de la lutita, roca predominante en la zona, los cuales son muy poco resistentes a la erosión. Antes de la puesta en servicio del aliviadero la quebrada se encontraba en equilibrio y no se producía erosión, pues los caudales que transitaban por el cauce eran pequeños, ya que el área de la cuenca contribuyente es muy reducida. Al producirse el primer funcionamiento del aliviadero ocurrió un desequilibrio general en el cauce de la quebrada, ya que los caudales que empezaron a ser descargados por el embalse superaron ampliamente a los caudales naturales que aportaba la cuenca. La fuerza tractiva del flujo sobrepasó la resistencia al arrastre de los suelos y rocas blandas, lo que originó el proceso erosivo. El hecho de que el aliviadero descargara agua limpia (sin sedimentos) contribuyó a la erosión, ya que el agua clara tiene mayor poder erosivo que el agua turbia cargada de sedimentos.

La degradación del cauce se originó aguas abajo del disipador de energía, ya que aguas arriba el lecho estaba canalizado con concreto por lo que no era posible que ocurriera la erosión. Cabe destacar que el canal de concreto solo protegía un tramo corto del cauce (94,50 m), y el resto de la quebrada no poseía protección alguna contra la erosión.

Operando la válvula de descarga de la toma a su máxima capacidad se logró finalmente bajar el nivel del agua en el embalse, con lo que el aliviadero dejó de funcionar. Se procedió seguidamente a demoler y retirar la parte aguas arriba del canal que no fue destruida por la socavación, pero que se encontraba afectada por la misma: algunos muros desplazados y las juntas transversales abiertas.

Se construyó un nuevo aliviadero en el mismo emplazamiento, ya que, después de analizar diferentes alternativas de obras de alivio, se llegó a la conclusión de que el emplazamiento del aliviadero original es el único adecuado, dadas las condiciones topográficas de la periferia del embalse. En el proyecto del nuevo aliviadero se incorporaron varios componentes diseñados para mejorar su comportamiento, como son: Cimacio en la entrada del canal provisto de tres perforaciones de 50 cm de diámetro para reducir el caudal descargado, Figura 11. Mayor longitud del canal de concreto, Figura 12. Mayor separación entre las juntas transversales para lograr una estructura más monolítica. Colocación de dos filas de anclajes a todo lo largo del canal. Construcción de dos presas escalonadas de gaviones aguas abajo del disipador de energía, para vencer parte del desnivel existente, y previsión de construir presas adicionales si se requieren en el futuro.

Sin embargo, aún con todas las mejoras incorporadas al nuevo aliviadero, se prevé que el mismo podría sufrir daños importantes al entrar en operación, debido a la bajísima resistencia a la erosión del lecho de la quebrada a la que descarga. La única solución que garantizaría un comportamiento totalmente satisfactorio de esta obra, sería la prolongación del canal de concreto hasta la confluencia con el cauce del Río Macoruca, pero el costo sería muy importante.

La recomendación final es evitar en la medida de lo posible que el aliviadero funcione, lo cual equivale a considerarlo como un órgano de descarga de seguridad ante la ocurrencia de eventos hidrológicos extremos. Operando adecuadamente la válvula de descarga de la toma del embalse se podrá evitar que el aliviadero entre en operación, ya que dicha válvula tiene una capacidad de descarga superior a la del aliviadero.

(Para mayor información ver referencias 12 y 13).

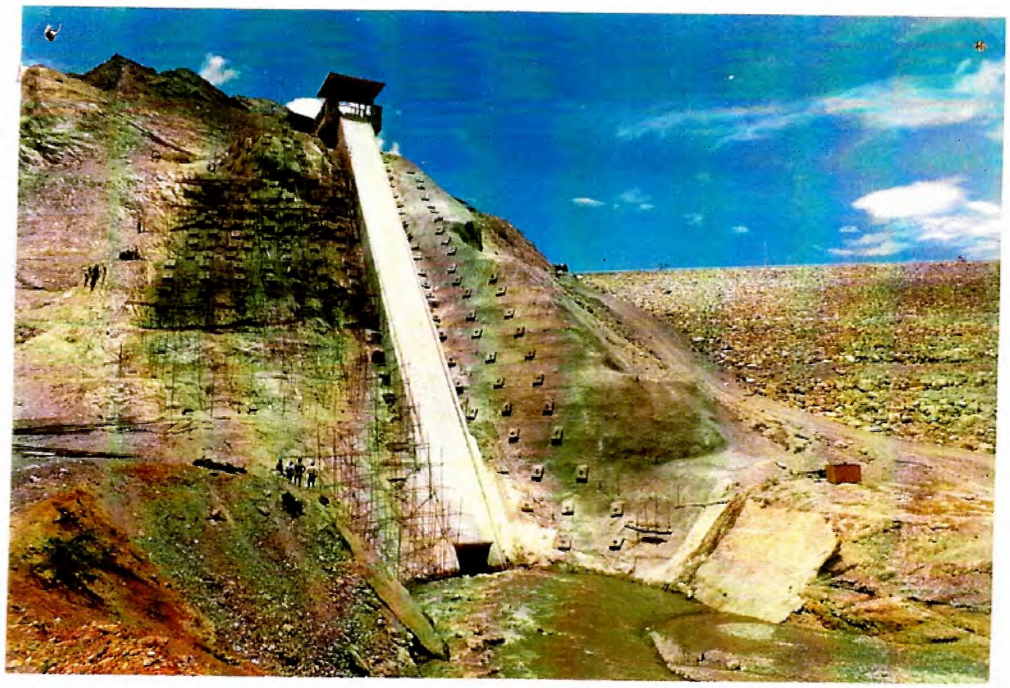


FIGURA 9 - ATARIGUA
Entrada del túnel en buen estado. Estribo izquierdo estabilizado con anclajes profundos tensados.



FIGURA 10 - BARRANCAS
Colapso de la parte final del canal del aliviadero y erosión regresiva en el cauce de la quebrada. La profundidad debajo de la losa del canal es de aproximadamente 10 m.



FIGURA 11 - BARRANCAS
Cimacio en la entrada con tres perforaciones de 50 cm de diámetro.



FIGURA 12 - BARRANCAS
Canal del aliviadero en la actualidad. Posee una mayor longitud.

CANOABO

Características Principales.

Situación: Sobre el río Canoabo, en el Estado Carabobo, aproximadamente unos 27 km al suroeste de la ciudad de Morón.

Propósito: Abastecimiento de agua potable de Morón, la Petroquímica, Puerto Cabello y zonas industriales.

Embalse:
Nivel de aguas normales: 277,00 msnm.
Capacidad a nivel normal: 64,30 x 10^6 m^3.
Área del embalse a nivel normal: 534,00 ha.

Presa:
Tipo: De enrocado, con pantalla de concreto en el talud aguas arriba.
Altura: 55,00 m.
Longitud de la cresta: 333,00 m.
Pendiente de ambos taludes: 1,5 : 1

Aliviadero:
Tipo: Canal rectangular, con vertedero de descarga libre.
Ubicación: Sobre la parte central de la presa.
Longitud de cresta: 10,00 m.
Caudal máximo: 130,00 m^3/seg.
Estructura terminal: Lanzador de fondo circular.

Toma:
Tipo: Torre-toma circular de concreto y túnel.
Ubicación: Estribo derecho.
Altura de la torre-toma: 51,00 m.

Número de compuertas en la torre: 5, más la descarga de fondo.

Cronología y Problemas en la Presa.

La construcción de las obras se inició en 1976 y concluyó en 1980. Desde la puesta en servicio del embalse se ha venido observando que la presa no retiene el volumen de agua previsto en el proyecto, siendo el almacenamiento observado hasta el presente, muy pequeño en comparación con la capacidad del embalse.

Fueron investigadas las siguientes posibles causas del deficiente comportamiento del embalse:

- Las filtraciones que tienen lugar a través de las numerosas juntas de dilatación de la losa de concreto construida en el talud aguas arriba de la presa, las cuales fluyen a través del pedraplén y afloran en la parte inferior del talud aguas abajo del mismo.
- Eventuales filtraciones que podrían existir a través de los estribos y del valle, en torno a la presa.
- Posibles fugas de agua por formaciones kársticas, si las mismas existiesen en alguna zona del fondo del embalse o en sus laderas.
- Sobreestimación a nivel de proyecto, del rendimiento hidrológico de la cuenca.
- La combinación de varias o todas las causas anteriores.

La información sobre esta obra, a excepción de algunos planos del proyecto, es muy escasa.

Se realizo un reconocimiento Geológico-Geotécnico del sitio de presa, túnel, estribos y vaso de almacenamiento, con la finalidad de determinar si en realidad existían formaciones kársticas, por donde pudiera estarse fugando el agua embalsada. El resultado de dicho reconocimento fue que no existen condiciones geológicas en los lugares antes mencionados, que propicien fugas de agua que influyan en el almacenamiento.

Se efectuó un nuevo estudio hidrológico de la cuenca del río Canoabo, con el propósito de determinar el rendimiento de la misma. Es importante destacar que el nuevo estudio se basó en 31 años de registros (1963-1993), mientras que para la elaboración del proyecto original se dispuso de 8 años de información. El caudal medio anual del Río

Canoabo en el sitio de presa resultó ser igual a 505,35 lps. En el proyecto original efectuado en 1973, el caudal medio del río determinado resultó ser de 960,00 lps, por lo que el nuevo caudal representa aproximadamente el 53% del anterior. Este resultado explica porqué el embalse no se llena y su nivel de agua permanece siempre a una cota muy por debajo del nivel de aguas normales.

Con los datos proporcionados por el nuevo estudio hidrológico se realizaron numerosos movimientos de embalse para simular su comportamiento. Los resultados, para un caudal máximo constante extraído del embalse, igual al caudal medio del río (505,35 lps), fueron los siguientes:

- Con las obras tal como fueron construidas el embalse nunca llega a aliviar. Se confirma lo que se ha venido observando desde la puesta en servicio de la presa.
- Con un nivel de aguas normales 8 metros por debajo del actual, no se producirían alivios en el embalse. Esta conclusión indica que la presa esta sobrediseñada ya que sería posible regular el caudal medio del río con una obra de 8 metros menos de altura.

Otro factor que afecta el almacenamiento en el embalse son las juntas de dilatación en la pantalla de concreto armado en el talud aguas arriba de la presa, Figura 13. Esta pantalla es el único elemento impermeable de la presa. La pantalla tiene un espesor de 30 cm en la cresta, el cual aumenta hasta 50 cm a nivel del cauce del río. Las juntas de dilatación son verticales, horizontales e inclinadas y dividen a la losa en un conjunto de paños independientes, articulados entre si, ya que el acero de refuerzo se interrumpe en las mismas. La pantalla se apoya en todo su perímetro, en un bloque de concreto anclado a la roca de fundación. A través de este bloque se realizaron inyecciones de cemento para la impermeabilización de las fisuras de la roca. La pantalla esta ligada al bloque de anclaje a través de una junta perimetral de dilatación.

De acuerdo a los planos de proyecto las juntas están provistas en el centro de su espesor de un sello de goma de 9" con bulbo central de gran deformación. La abertura de las juntas es de 2,5 cm y están rellenas en su mitad interior con neoprene, goma dura o cartón alquitranado. En los 5 cm exteriores del espesor se coloco un relleno asfáltico como sellador. Dicho asfalto se encuentra endurecido, rígido y ha perdido su elasticidad,

encontrándose desprendido de las superficies de las juntas y creando un espacio abierto por donde circula el agua, Figura 14.

En el talud aguas abajo de la presa, a nivel del cauce del río, se observa un flujo continuo de filtraciones, aflorando a través del enrocado, Figura 15. Se realizo un aforo de dichas filtraciones, obteniéndose un caudal de 43,00 lps. Simultáneamente se efectuó otro aforo en el Río Canoabo, aguas arriba del embalse, obteniéndose un caudal igual a 190,00 lps. Es decir, se estaba filtrando aproximadamente el 23% del caudal que el río aporta al embalse.

Solución.

El problema detectado en relación al rendimiento de la cuenca no tiene solución, ya que depende de las condiciones climatológicas y en consecuencia, no puede ser incrementado.

Para corregir el problema de las filtraciones en las juntas, se elaboró un proyecto consistente en vaciar el embalse, remover el material asfaltico existente en los últimos 5 cm de espesor de la losa de concreto, limpiar las superficies de las juntas mediante la aplicación de chorro de arena, secar dichas superficies y rellenar las aberturas con un sellador elástico permanente.

Para efectuar los trabajos de reparación indicados se requiere la construcción de una ataguía en el espacio comprendido entre el pié aguas arriba de la presa y la torre toma. Adicionalmente, se proyectó una berma impermeabilizante adosada a la parte inferior del talud aguas arriba de la presa. Esta berma se construirá con un material areno-arcilloso cuya granulometría ha sido seleccionada de forma tal que, si en un futuro llegasen a existir filtraciones importantes en las juntas, el material de la berma seria arrastrado por el flujo, pero retenido por el enrocado de transición, de manera de producir así un auto sellado de las filtraciones.

Hasta el presente las obras indicadas no han sido construidas.

(Para mayor información ver referencia 14).



FIGURA 13
CANOABO
Talud aguas arriba de la presa. Se observan numerosas juntas de dilatación, asi como la marca del nivel máximo que ha alcanzado el agua en el embalse.

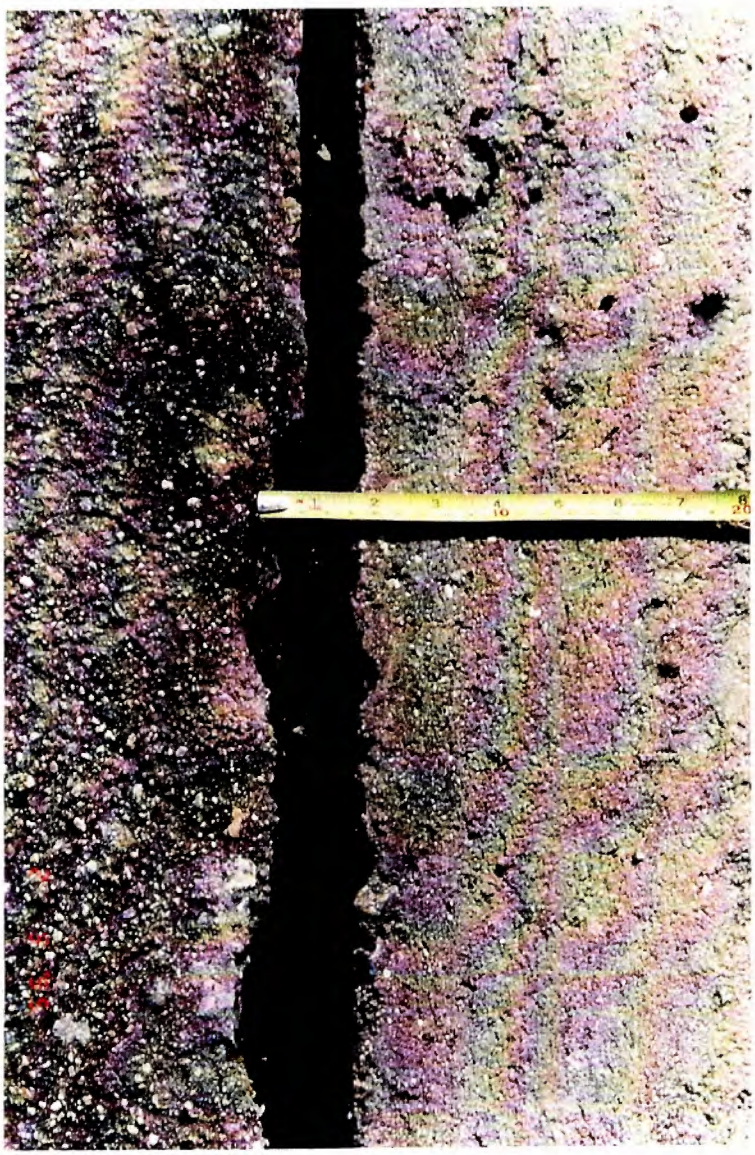


FIGURA 14
CANOABO
Espacio abierto en la junta por donde circula el agua.

CHIRACHE

Características Principales.

Situación: Cerca de Pueblo Nuevo, en la península de Paraguaná, sobre el curso de una pequeña quebrada..

Propósito: Reserva de agua para el consumo humano, y abrevadero de animales.

Embalse: Volumen: 800.000 m^3.

Presa: Tipo: Homogénea, de arcilla.
Altura máxima: 12,00 m.

Cronología y Problemas de Filtraciones.

Esta obra fue construida en los años 70 con el propósito de mantener una reserva permanente de agua para ser utilizada por los habitantes de la zona, principalmente como abrevadero de chivos y ganado, dada la aridez de la Península de Paraguaná.

Las laderas del embalse son muy suaves y están constituidas por calizas blancas del Plioceno con oquedades, mezcladas con arcillas.

Este embalse es incapaz de retener las aguas por más de dos meses, ya que las mismas se pierden por infiltración. Se ha pensado colocar una carpeta de arcilla cubriendo el vaso de almacenamiento para reducir las perdidas, pero esta solución tendría un costo superior al de la propia presa. La presencia de calizas en los embalses siempre debe ser examinada detalladamente ya que estas rocas solubles suelen presentar con mucha frecuencia, cavernas, grietas abiertas y oquedades que constituyen una potencial vía de escape del agua embalsada.

(Para mayor información ver referencia 15).

EL CIGARRÓN

Características Principales.

Situación: Sobre el río Tamanaco, 26 km al oeste de Zaraza en el Estado Guárico.

Propósito: Abastecimiento de agua potable, riego y control de inundaciones.

Embalse: Capacidad: 246 x 10^6 m^3.
Área inundada: 5.080 ha

Presa: Tipo: De tierra homogénea.
Altura: 20,00 m.
Longitud de cresta: 435,00 m.
Volumen del terraplén: 600.000,00 m^3.

Aliviadero: Tipo: Canal rectangular de descarga libre.
Longitud de cresta: 25,00 m.
Descarga máxima: 221,50 m^3/seg.
Carga sobre el vertedero: 2,50 m.

Toma: Tipo : Rejilla de captación a un solo nivel y conducto de concreto enterrado bajo la presa.
Diámetro del conducto: 2,60 m.
Longitud del conducto: 59,00 m.

Cronología y Problemas Registrados.

Desde incluso antes de la puesta en servicio de este embalse, las violentas crecientes del Río Tamanaco han causado varios inconvenientes importantes que han afectado seriamente a diferentes componentes de las obras de embalse.

El conducto para la desviación del río y posterior uso como toma es una estructura de concreto armado de 2,6 metros de diámetro y 59 metros de longitud, que pasa bajo el terraplén de la presa, hacia el estribo izquierdo. El conducto se comenzó a construir durante el verano de 1976, época en la cual el río tenía caudales muy pequeños o estaba totalmente seco. Para poder trabajar en el conducto se construyó una ataguía aguas arriba de la entrada del mismo, de estribo a estribo, constituida por un dique de arcilla sin compactar, lo que permitía realizar los vaciados de concreto del conducto en seco, durante los meses de verano.

El lunes 5 de julio de 1976, coincidiendo con un fin de semana largo a causa de la fecha patria, las labores de trabajo en la obra fueron suspendidas, quedando la misma por 3 días sin personal. El azar hizo que justamente en esos días cayera en la cuenca una lluvia excepcional que produjo una creciente, la cual fue estimada en unos 300,00 m^3/seg de gasto pico; lo que corresponde a un período de retorno de aproximadamente 10 años. La ataguía provisional no tenía la capacidad suficiente para almacenar la creciente y el agua comenzó a derramar sobre ella, estimándose que el caudal máximo de desbordamiento sobre la cresta fue de unos 150,00 m^3/seg.

El material arcilloso sin compactar no ofreció resistencia a la erosión y la ataguía fallo, saliendo a través de ella toda el agua embalsada. El caudal máximo en el momento de la rotura fue estimado en 550,00 m^3/seg, y la gran energía del flujo produjo la socavación del conducto de desvío y toma, el cual colapsó tal como se muestra en la Figura 16.

Los distintos tramos del conducto fueron desplazados de sus posiciones originales por la corriente y arrastrados aguas abajo. El conducto estaba fundado sobre lutita arenosa meteorizada blanda.

Este es un caso en el que coincidieron varias circunstancias excepcionales, que a pesar de tener una probabilidad baja de ocurrencia, sucedieron en forma simultánea: Justamente en un fin de semana largo, en el que no se contaba con personal en la obra para tomar las medidas urgentes necesarias, se produjeron las lluvias más intensas caídas en muchos años y la ataguía no había sido retirada. Este caso es digno de ser tomado en cuenta en futuras obras.

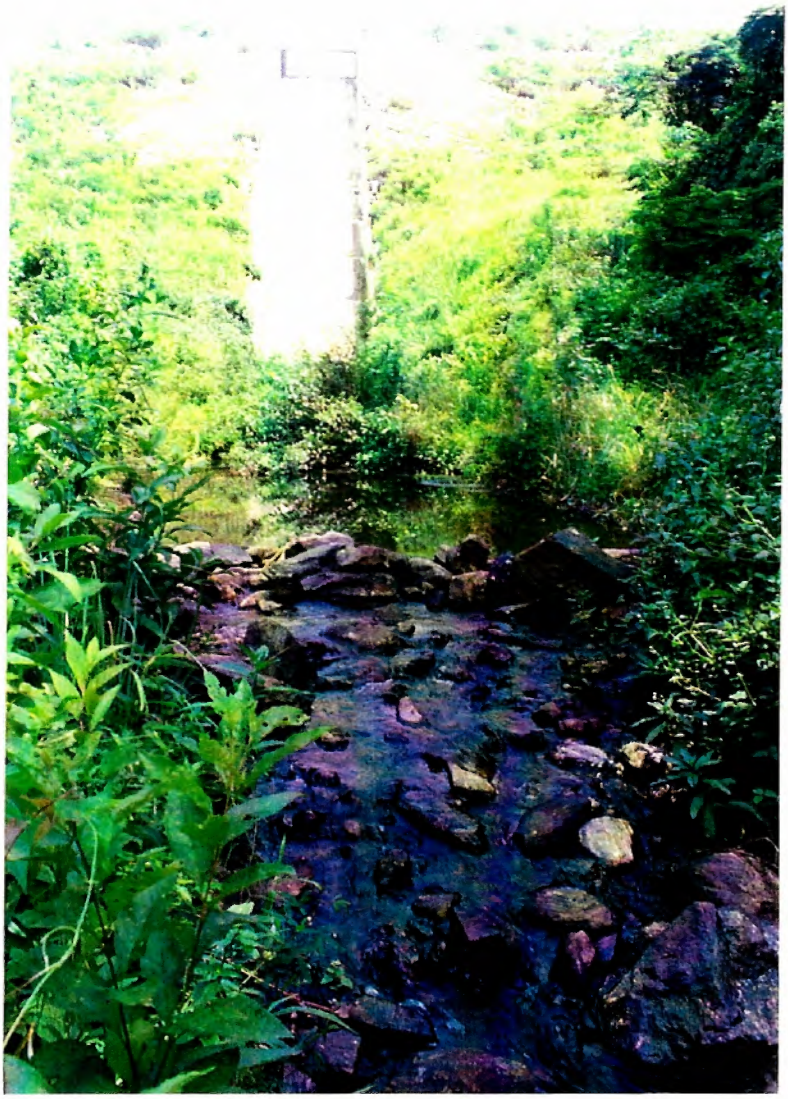
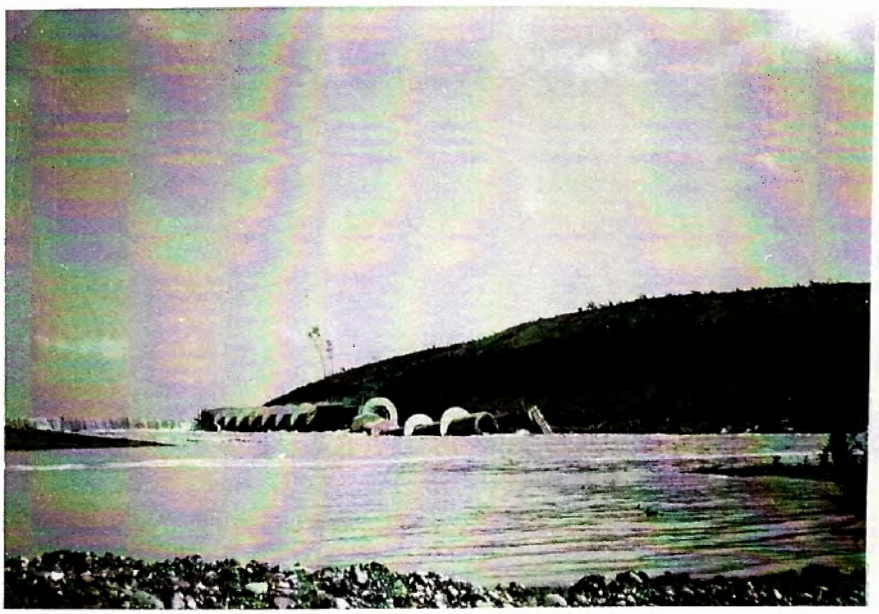


FIGURA 15
CANOABO
Aguas abajo de la presa
se observa el flujo continuo de
filtraciones.

FIGURA 16
EL CIGARRÓN
Colapso del conducto de
desvío y toma.



El 31 de julio de 1979, ocho meses después de la puesta en servicio del embalse, ocurrió una creciente que produjo el desbordamiento de agua del embalse por una depresión existente en la fila de cerros de la margen derecha de la periferia del lago, en la divisoria que da origen a la quebrada Jabillal. El flujo se precipito por dicha divisoria causando una erosión regresiva que ampliaba continuamente la brecha, amenazando con producir el vaciado total del embalse y una ola incontrolable aguas abajo. Esta situación tuvo amplia cobertura en los medios noticiosos a nivel nacional y causó gran alarma entre los habitantes de la zona. Después de un intenso trabajo la brecha pudo ser cerrada mediante la construcción de una tapón de tierra, lo que evito daños mayores.

El embalse del Cigarrón ha sufrido en otras oportunidades (aparte de la del 31/07/79), elevaciones importantes del nivel de sus aguas, lo que llevo en 1995 a la realización de un nuevo estudio hidrológico de las crecientes del río Tamanaco en el sitio de presa. Cabe destacar que en la época en que se elaboro el proyecto de la obra las crecientes se maximizaban solamente en relación a sus picos, y no por picos y volúmenes como se hace en la actualidad. Esto daba como resultado la obtención de hidrogramas que no representaban en general los períodos de retorno asignados y en consecuencia no constituían los casos más desfavorables para la seguridad de las obras. Por otra parte, se observó a lo largo de los años que cuando el aliviadero funciona con caudales importantes (como durante la creciente del 31/07/79), la parte final del rápido así como el disipador de energía quedan completamente sumergidos, no siendo visibles los muros de estas estructuras, Figuras 17 y 18. Al rebosar el flujo los muros del disipador, parte del resalto hidráulico se forma fuera del canal del aliviadero, a ambos lados del mismo. Esto ha producido con el paso de los años una erosión que parece haberse estabilizado al alcanzar estratos con cierta resistencia a este proceso.

En 1995 se efectuaron diferentes estudios (nueva hidrología, tránsitos de creciente, etc.), que permitieron llegar a la conclusión de que las crecientes del río Tamanaco superan ampliamente los valores correspondientes determinados en la época en que se efectuó el proyecto del embalse. El aliviadero existente tiene capacidad para evacuar la creciente con un período de retorno de 118 años aproximadamente, el cual es muy bajo para este tipo de obras.



FIGURA 17
EL CIGARRÓN
Disipador de energía totalmente sumergido por el resalto hidráulico. Se observa la erosión en la margen izquierda.



FIGURA 18
EL CIGARRÓN
Disipador de energía totalmente sumergido. Vista aguas abajo. Se observa la erosión en la margen derecha.

Después de analizar diversas opciones, se determino que la más económica consiste en ampliar la capacidad del aliviadero actual, permitiendo el vertido del flujo sobre los muros laterales de entrada (rebajados a la cota 74,00 msnm), hacia dos nuevos canales laterales paralelos revestidos en concreto, de 15 m de ancho cada uno. Las obras de ampliación del aliviadero fueron diseñadas para la creciente milenaria, dando como resultado un caudal máximo de salida igual a 497,80 m^3/seg (el caudal de diseño del proyecto original era de 221,50 m^3/seg.), y dejando un borde libre en la presa para esta situación extrema, de 0,78 m.

(Para mayor información ver referencias 16, 17, 18 y 19).

EL COROZO

Características Principales.

Situación: Sobre la quebrada El Corozo, en la periferia de la ciudad de valle de Pascua, Estado Guárico.

Propósito: Abastecimiento de agua potable de Valle de la Pascua.

Embalse: Capacidad original: 5,10 x 10^6 m^3.
Nivel de aguas normales: 149,50 msnm.
Área inundada: 272 ha.

Presa: Tipo: De tierra, homogénea.
Altura máxima: 6,00 m.
Longitud de la cresta: 500,00 m.

Aliviadero: Tipo: Canal en tierra con dos caídas libres verticales de concreto.
Longitud de la cresta: 25,00 m.
Caudal de diseño: 38,00 m^3/seg.

Toma: Tipo: Torre-toma octogonal de concreto y conducto enterrado bajo la presa.
Altura de la torre-toma: 8,42 m.

Cronología y Problemas del Aliviadero.

La construcción de esta obra se llevo a cabo en el período 1945-1946. La función del embalse era la de suplir agua potable a Valle de la Pascua. En la actualidad el embalse está en desuso y dicho abastecimiento se realiza desde el Embalse Tamanaco.

El aliviadero consta de dos caídas, las cuales fueron construidas para vencer el desnivel del canal y para evitar la formación de un proceso de erosión regresiva.

La Caída N°1 constituye el vertedero propiamente dicho. Esta formada por un muro vertical de 2,58 m de altura, seguido de un disipador de energía tipo estanque de 4 m de longitud y 0,5 m de profundidad. Esta caída se encuentra totalmente destruida, Figura 19. Los muros y losas que la conforman han colapsado y el agua fluye por debajo de los restos de concreto.

La Caída N°2 se encuentra 410 m aguas abajo de la Caída N°1 y es similar a esta, con la diferencia que su altura es de 5,75 m. Esta estructura no ha colapsado pero se encuentra bastante agrietada ya que ha sido socavada por el flujo, el cual no vierte sobre ella, sino que la ha rodeado y pasa por su margen derecha.

Las causas de la falla de estas estructuras no ha sido investigada en detalle, pero lo más probable es que estarían fundadas sobre suelos muy poco resistentes a la erosión y con indicios de estar constituidos por arcillas dispersivas. Aparentemente se habría producido un proceso de tubificación bajo la losa de fondo de la Caída N°1 que al comunicarse con el embalse terminó por causar su colapso.

Es necesario destacar que en la época en que se construyeron estas obras (1945-1946), no se conocía este tipo de arcillas. En los alrededores del aliviadero y en el talud aguas abajo de la presa se observa la presencia de huecos profundos, muy característicos de la erosión en las arcillas dispersivas (Figura 20), las cuales, por otra parte, han sido reportadas en diversos sitios de la región. En el talud aguas arriba de la presa no se ven



FIGURA 19 - EL COROZO
Caída N° 1 totalmente destruida.



FIGURA 20 - EL COROZO
Huecos característicos de las arcillas dispersivas.

estos huecos ya que el talud está cubierto por una losa de concreto que sirve de protección contra la erosión.

(Para mayor información ver referencia 20).

EL CUJÍ

Características Principales.

Situación: Sobre la Quebrada Taquima, al noroeste de Onoto, Estado Anzoátegui.

Propósito: Abastecimiento de agua potable de la población de Onoto, control de crecientes y riego.

Embalse: Nivel de aguas normales: 32.00 msnm.
Capacidad a nivel normal: 49,07x 10^6 m^3.
Área inundada a nivel normal: 1.257,90 ha.

Presa: Tipo: De tierra, homogénea.
Altura: 16,00 m.
Longitud de la cresta: 510,00 m.
Cota de la cresta: 34,00 msnm.

Aliviadero Original: Tipo: Frontal recto de descarga libre, con disipador de energía de resalto hidráulico.
Longitud de cresta: 8,00 m.
Caudal de diseño: 14,00 m^3/seg.
Cota de aguas máximas: 33,00 msnm.
Longitud total: 274,95 m.
Localización: Depresión en el estribo izquierdo de la presa.

Toma: Tipo: Sumergida, situada al pie del estribo derecho.
Diámetro del conducto enterrado: 0,91 m..

Cronología y Problemas en la Presa.

La presa El Cují fue construida entre los años 1978 y 1980. Poco tiempo después de su puesta en servicio se produjeron una serie de problemas graves: Deslizamiento en el contacto del talud aguas abajo de la presa con el estribo derecho. Fuerte erosión regresiva en el canal de descarga de la toma. Colapso del rápido y del disipador de energía del aliviadero.

Deslizamiento en el Contacto del Talud Aguas Abajo con el Estribo Derecho.

En diciembre de 1980 se produjo el deslizamiento antes mencionado. La causa de este problema fue una filtración en forma de un pequeño manantial que afloraba en la base del mismo. La filtración pudo proceder tanto directamente del embalse como del conducto de la toma. Lo más probable es que la filtración que causó el deslizamiento tuviera su origen en el conducto de toma.

La toma está formada por un cajón de rejillas en el fondo del embalse, situado al pié del estribo derecho, y por un conducto enterrado bajo la presa, construido con alcantarillas de metal corrugado, galvanizado, del mismo tipo utilizado en el drenaje vial. Las alcantarillas, de 91 cm de diámetro, están revestidas exteriormente con concreto. Las válvulas que controlan el caudal están instaladas en el extremo aguas abajo del conducto, lo que hace que al estar cerradas se tenga dentro de él un presión hidrostática máxima igual a la carga hidráulica del embalse. Los tubos corrugados están formados por planchas unidas entre si por tornillos y tuercas, por lo que no son impermeables y presentan fugas de agua al funcionar a presión. Seguramente esto fue lo que sucedió, alcanzando la saturación la zona de contacto entre el talud aguas abajo de la presa y el estribo derecho, en las inmediaciones del conducto de la toma, hasta producir el colapso.

Los trabajos para corregir esta situación consistieron en interceptar el flujo y conducirlo hacia el exterior del macizo. Las filtraciones se canalizaron por un sistema de

drenes, de manera que no se genere presión de poro como para producir un deslizamiento. Los últimos 20 m del conducto de toma fueron excavados y rodeados por un dren envolvente, de manera de interceptar y descargar cualquier filtración que se escape del conducto en este tramo. En el extremo aguas arriba del dren envolvente se diseñó un dren pantalla, cuya finalidad es interceptar cualquier filtración proveniente del conducto aguas arriba. El dren pantalla se prolongó por el estribo derecho de manera de interceptar y descargar cualquier filtración existente en el mismo.

Todas las descargas llegan a una zanja rellena de grava gruesa y piedra picada, dentro de la cual va una tubería perforada de concreto, de 20 cm de diámetro, que descarga las filtraciones aguas abajo del disipador de impacto de la toma.

Erosión Regresiva en el Canal de Descarga de la Toma.

La toma antes descrita, termina aguas abajo de las válvulas para el control del caudal, en un disipador de impacto. De este disipador sale un canal que conduce el flujo al cauce de la Quebrada Taquima aguas abajo de la presa. La pendiente media con que fue diseñado el canal de salida (S = 0,019) era excesiva para el material arenoso en el cual estaba excavado el mismo, debido a que el disipador de energía de la toma fue ubicado muy por encima de la cota del cauce de la quebrada, existiendo un desnivel de 5,37 metros entre ambos. Por esta razón se produjo una erosión regresiva al operar la toma, que fue destruyendo el canal de salida, avanzando hacia el disipador que amenazaba con alcanzar y destruir.

Para evitar la destrucción del disipador por socavación se construyó aguas abajo de éste una caída, formada por una tubería de acero soldado de 0,75 m de diámetro, enterrada en toda su longitud, Figura 21. La estructura de entrada a la caída consiste en un canal trapecial revestido en concreto, el cual termina en una tanquilla donde se inicia la tubería que vence el desnivel de 5,37 metros. En el extremo aguas abajo de la tubería se construyó un disipador de impacto similar al existente en la salida de la toma.

Colapso del Rápido y Disipador de Energía del Aliviadero.

El aliviadero está ubicado en una depresión topográfica del estribo izquierdo de la presa, cerca de ésta. Para adaptar el trazado del aliviadero a la topografía del

emplazamiento seleccionado, el canal del rápido tiene una curva en planta de 71°. El canal de concreto del aliviadero comenzaba en sección rectangular en la zona del vertedero, con 8 m de ancho. Aguas abajo del cimacio pasaba a sección trapecial, de 5 m de ancho y taludes 1:1, mediante una transición tipo cuña. El rápido en sección trapecial terminaba en una prolongación horizontal del canal a modo de disipador de energía para alojar el resalto hidráulico.

Al entrar en operación el aliviadero ocurrieron daños al final del rápido y comienzo del disipador de energía. Estos daños se debieron a que el resalto hidráulico que se forma en el disipador, tenía una altura superior a la de los taludes revestidos en concreto del mismo. Los daños más importantes se produjeron en la intersección del rápido con el canal horizontal del disipador, donde el flujo desbordó los muros, socavó la estructura y produjo su colapso.

Cuando se procedió a demoler el concreto para efectuar las reparaciones, se descubrió una caverna bajo el rápido. Esta caverna tenía un ancho medio de 4 m, una altura de 2 m, una longitud de 50 m (Figuras 22 y 23), y fue causada por un proceso de tubificación en torno al sistema de subdrenaje del aliviadero, principalmente en torno al dren longitudinal existente en el centro de la losa de fondo del rápido, y lo largo de la misma, Figura 24.

El material que constituye la fundación del aliviadero es una arena fina a media, limosa, típica de toda la cuenca del río Unare, con muy baja resistencia a la erosión. Al sobreelevarse el flujo en la parte exterior de la curva horizontal peraltada del rápido, se introdujo a presión por los orificios laterales del sistema de subdrenaje del rápido, entrando en forma excesiva. Por encontrarse la salida del sistema de subdrenaje en el extremo aguas abajo del rápido, totalmente socavada y desprotegida a causa del desbordamiento del disipador, comenzó allí el proceso de erosión regresiva, el cual avanzó aguas arriba en torno al dren longitudinal, formando la caverna.

Cabe destacar que el caudal descargado que causó los daños en el aliviadero fue estimado en 10 m^3/seg, y la memoria del proyecto establece que el caudal de diseño es de 14 m^3/seg, correspondiente a una creciente con un periodo de retorno de 100 años.



FIGURA 21
EL CUJÍ
Construcción de la caída.
Se observa la tubería de acero
soldado de 3/8" de espesor
y 0,75 m de diámetro.

FIGURA 22
EL CUJÍ
Final del rápido. Se observa la
caverna debajo de la losa de
fondo del canal del aliviadero.



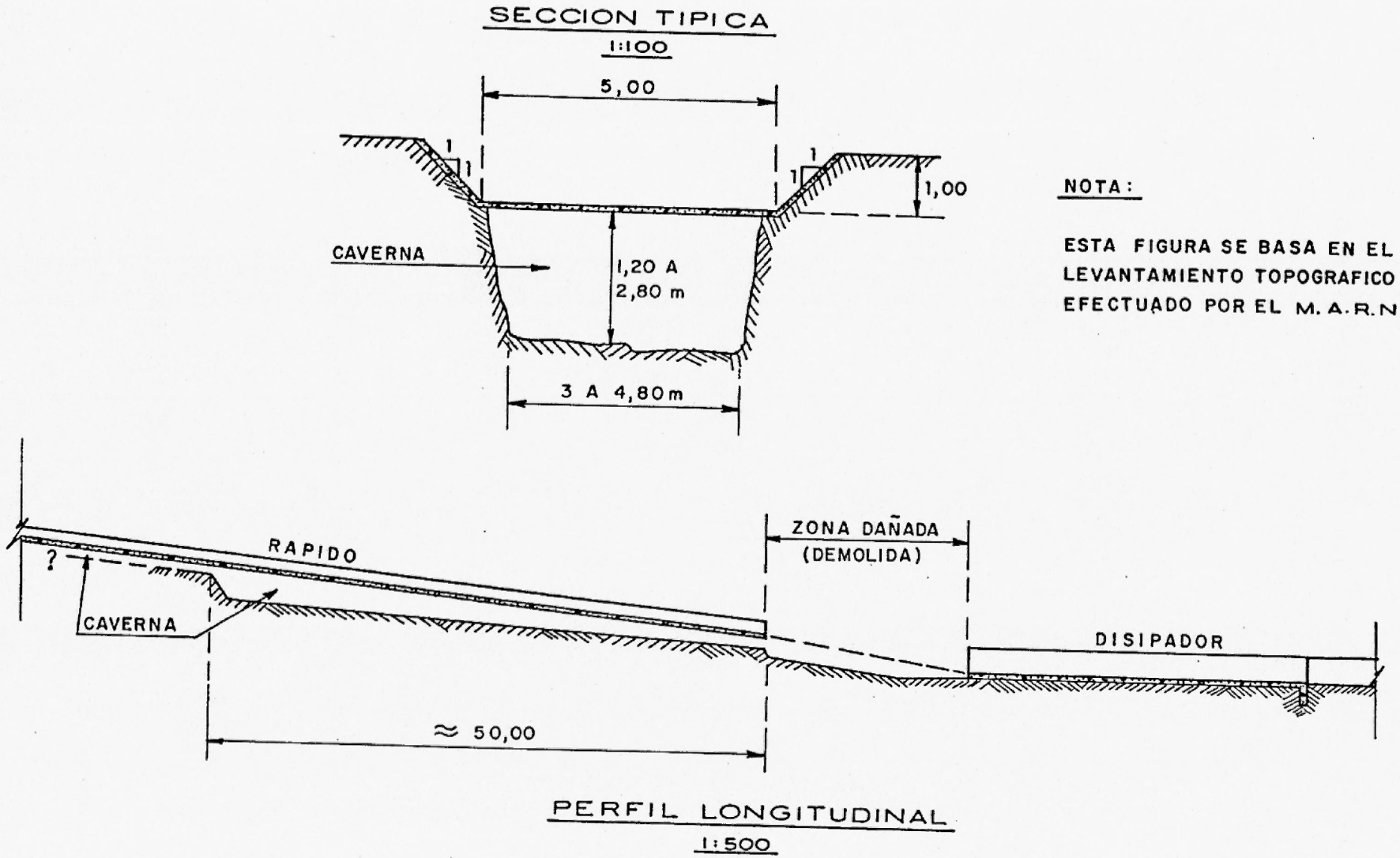


FIGURA 23
EL CUJÍ



FIGURA 24
EL CUJÍ
Caverna debajo de la losa de fondo del aliviadero. Se observa el sistema de subdrenaje.



FIGURA 25
EL CUJÍ
Aliviadero reconstruido en sección rectangular.
Se observan restos del viejo aliviadero en sección trapecial.

Cota de la cresta: 107,00 msnm.

Aliviadero en Canal: Tipo: Recto, de descarga libre.
Ancho: 12,00 m.
Longitud: 282,00 m.
Caudal de diseño: 101,80 m^3/seg.
Cota de cresta: 101,00 msnm.

Aliviadero en Túnel: Sección: Herradura (H=3,00m ; B=3,00m)
Longitud: 400,00 m.
Cota de entrada: 95,00 msnm.
Control de flujo en la entrada: Compuerta radial de H=6,00 m x B=3,00 m.

Toma: Tipo: Selectiva inclinada, túnel y tubería de acero.
Altura: 60,00 m.
Inclinación: 45°.
Número de compuertas: 3.
Diámetro del túnel: 3,50 m.
Longitud del túnel: 221,00 m.

Cronología y Problemas en el Aliviadero.

La obra se comenzó a construir en 1975. En el año 1979 la construcción se paralizó por un año aproximadamente. El embalse entro en servicio en el segundo semestre de 1980.

En abril de 1981, cuando la construcción del aliviadero estaba en su fase final, faltando únicamente el vaciado de los muros del disipador de energía, ocurrió una creciente que produjo una sobreelevación del agua en el embalse hasta alcanzar la cota 106 msnm el día 21 de abril, es decir, faltó solamente un metro para rebasar las cresta de la presa (cota 107 msnm). El flujo desbordó los muros del rápido y causó una serie de problemas

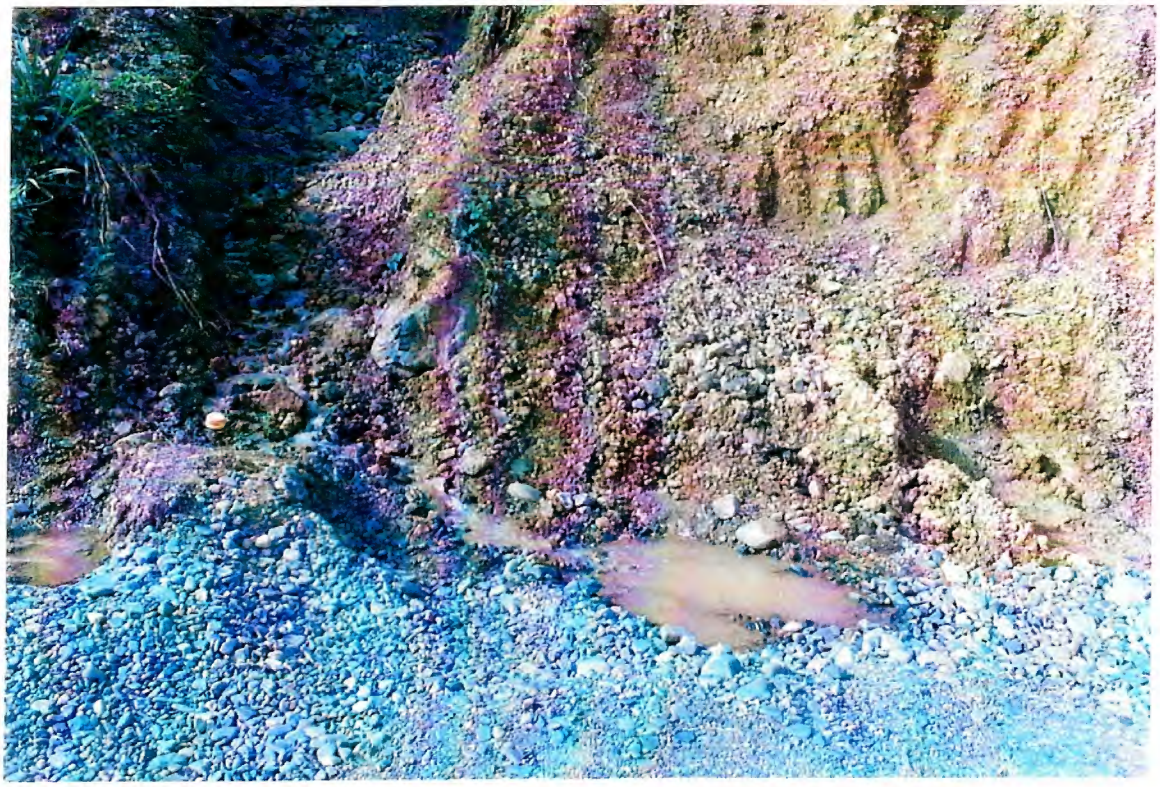


FIGURA 31
EL GUAPO
Filtraciones en el contacto con el estribo derecho.



FIGURA 32
EL GUAPO
Construcción del espaldón de grava para incrementar el factor de seguridad de estabilidad de la presa.

EL ISIRO

Características Principales.

Situación: Sobre el río Coro , a 7 km de Coro, Estado Falcón.

Propósito: Abastecimiento de agua potable a las ciudades de Coro, La Vela y Península de Paraguaná.

Embalse: Nivel de aguas normales: 65,00 msnm.
Capacidad a nivel normal: 157,5 x 10^6 m^3.
Área inundada a nivel normal: 1.900,00 ha.

Presa Principal: Tipo: De tierra, zonificada con núcleo de arcilla y espaldones de grava arcillosa. Eje curvo
Altura: 35,00 m.
Longitud de la cresta: 460,00 m.
Cota de la Cresta: 69,00 msnm.

Aliviadero: Tipo: Frontal recto, con disipador de energía de resalto hidráulico.
Ancho: 30,00 m.
Capacidad máxima: 180,00 m^3/seg.
Localización: Estribo izquierdo a 1 km de la presa principal.

Toma: Tipo: Torre abierta para bombeo y conducto enterrado de hierro fundido.
Diámetro del conducto: 30 ".

Cronología y Problemas en la Presa.

El embalse está formado por la Presa Principal, el Tapón Angoleta y los Tapones Sur I y Sur II. La presa Principal y el Tapón Angoleta están separados por un pequeño cerro, por lo que se encuentran prácticamente contiguos.

Las secciones transversales de la Presa Principal y del Tapón Angoleta son similares. Ambas están formadas por un núcleo central de arcilla impermeable y sendos espaldones de gravas areno arcillosas. Los taludes están protegidos contra la erosión mediante enrocado volcado sobre los espaldones de grava. La presa principal tiene un eje curvo con centro aguas abajo.

Por problemas de tipo hidrológico la presa fue construida en una carrera contra el tiempo. El núcleo de la presa se construyó con arcilla compactada a una humedad cercana a la óptima. Los espaldones se construyeron utilizando grava areno-arcillosa , compactada sin ningún tipo de humedecimiento, mediante seis pasadas de un equipo de cauchos, de 50 toneladas. Pruebas efectuadas posteriormente indicaron que la humedad media de los espaldones de grava era de aproximadamente 4%, mientras que la humedad óptima del material, según el ensayo Proctor Standard, estaba comprendida entre el 9% y el 11%.

En el año de 1965, casi dos años después de la terminación de la obra, al saturarse el espaldón de aguas arriba, con el primer llenado del embalse, se produjo un gran asentamiento en el mismo, originando que el núcleo impermeable se deflectara en dirección aguas arriba. El espaldón aguas abajo permaneció seco y debido a su rigidez no pudo seguir el desplazamiento del núcleo hacia aguas arriba. Esto hizo que se formara una grieta longitudinal en la parte superior del talud aguas abajo de la Presa Principal, Figura 33. La grieta tenia una longitud de unos 90 m y unos 50 cm de ancho superficial, que disminuía gradualmente hasta una profundidad de 2 m donde desaparecía. Al humedecerse el talud aguas abajo por efecto de las lluvias, también sufrió asentamientos importantes.

En el Tapón Angoleta no se produjeron grietas ni deformaciones apreciables, posiblemente debido a su menor altura y a que su eje es recto.

Para la reparación de los daños se procedió a rellenar la grieta con material similar al del espaldón, pero con una humedad ligeramente superior a la óptima, Figura 34. También se efectuaron inyecciones de cemento a presión para sellar las fisuras internas que pudieran



FIGURA 33
EL ISIRO
Grieta longitudinal en la parte superior del talud aguas abajo de la presa principal.

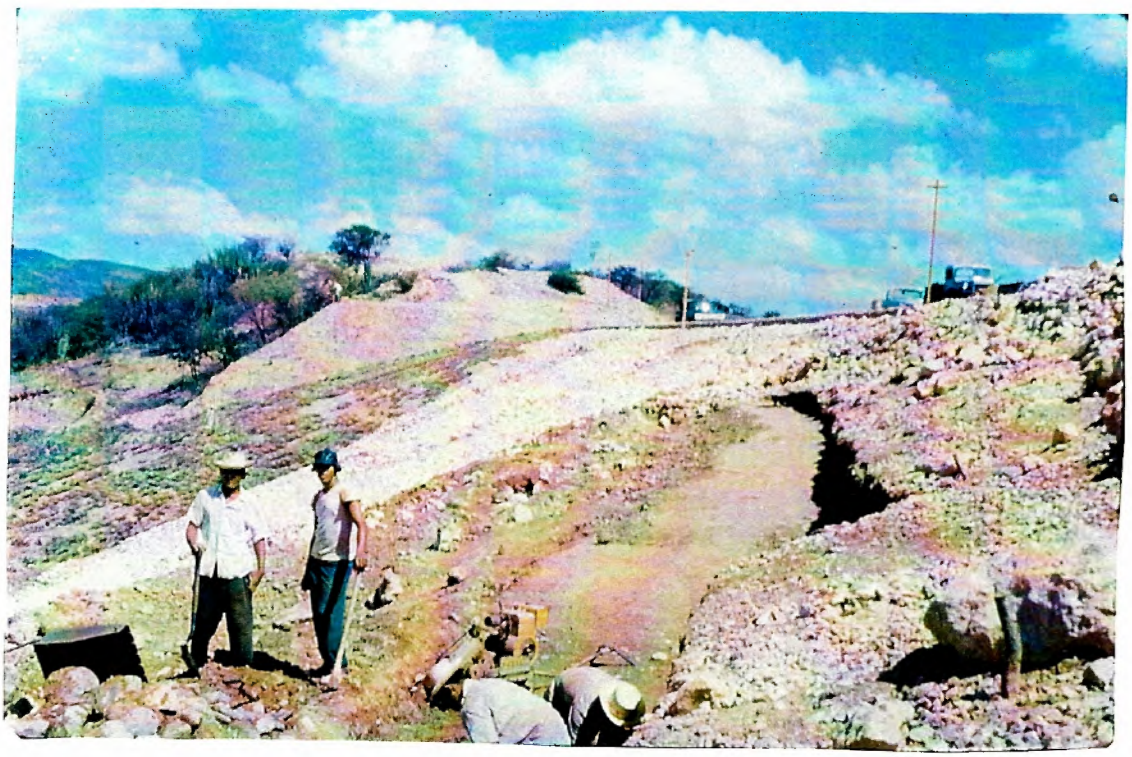


FIGURA 34
EL ISIRO
Reparación de la grieta mediante un relleno de material similar al del espaldón.

existir en el núcleo de la presa. Las inyecciones tuvieron lugar principalmente en los contactos de la presa con los estribos.

Se instaló una serie de instrumentos para hacer un seguimiento al comportamiento del terraplén: inclinómetros, piezómetros, testigos de asentamiento. Adicionalmente se hicieron perforaciones de drenaje en los estribos, pozos de alivio a lo largo del pié aguas abajo de la Presa Principal y se instalaron medidores del caudal infiltrado. Los trabajos de reparación e instrumentación de las presas concluyeron en 1966 y desde entonces hasta la fecha no se han reportado nuevos inconvenientes.

(Para mayor información ver referencias 36 y 37).

EL ZAMURO

Características Principales.

Situación:	Sobre la quebrada La Fundación, 6 km al Oeste de la población de Bobare, en el Estado Lara.
Propósito:	- Abastecimiento de agua a la población de Bobare. - Riego - Control de crecientes. - Zona recreacional de Barquisimeto y Bobare.
Presa:	Tipo: De tierra homogénea. Altura máxima: 15,50 m. Longitud de la cresta: 536,00 m. Cota de la cresta: 680,50 msnm.
Embalse:	Volumen: $15{,}00 \times 10^6$ m^3. Área inundada: 370,00 ha.
Aliviadero:	Tipo: Canal trapecial en tierra.

Ancho: 50 m.

Capacidad máxima: 95,00 m^3/seg.

Cota de la cresta: 677,00 msnm.

Cronología y Problemas en la Presa.

La presa se empezó a construir en 1969 y se terminó el 15 de Abril de 1971. Desde el principio el embalse presento problemas de filtración a través de cavernas (formaciones kársticas) en el estribo derecho y en otras zonas del vaso de almacenamiento. Existen en la ribera occidental del embalse, tres fugas importantes, donde el agua esta en contacto con capas de caliza que forman una especie de entrante en el embalse, con rumbo de N10°E y buzamiento de 38°W que es hacia fuera del embalse. La distancia entre las fugas 1 y 2 es de unos 150 metros, mientras que entre la fuga 2 y 3 es de aproximadamente 200 metros. Las cavernas más importantes fueron tratadas mediante rellenos de concreto e inyecciones, y cubiertas con material impermeable.

A pesar de los trabajos de impermeabilización efectuados las fugas persisten y el embalse sólo es capaz de almacenar un volumen de agua muy inferior al proyectado, Figura 35. Las aguas almacenadas son utilizadas por los agricultores locales para el riego, succionándola directamente del embalse mediante motobombas y conduciendo el flujo al área de riego, que comienza prácticamente al pié de la presa, utilizando para ello tuberías de aluminio, Figura 36. También existen incorporaciones clandestinas a la tubería de la toma para extraer agua del embalse.

(Para mayor información ver referencias 15 y 33).

GUATAMARE

Características Principales.

Situación: Sobre el río Grande, al sureste del Valle del Espíritu Santo, en el Estado Nueva Esparta.

Propósito: Abastecimiento de la población de Porlamar.

importantes en el pozo disipador, el cual todavía se encontraba en construcción; y en el canal de salida.

Ante este suceso, quedo en evidencia la poca capacidad de descarga del aliviadero. Se efectuó un nuevo estudio hidrológico que dio como resultado un caudal de diseño muy superior al utilizado en el proyecto original, por lo que se decidió construir un aliviadero adicional en forma de túnel, con sección en herradura de 3 m de ancho por 3 m de altura, ubicado en el estribo izquierdo de la presa, a unos 250 metros del aliviadero inicial.

El nuevo aliviadero fue puesto en servicio a finales de 1985. Su entrada está a la cota 95,00 msnm, es decir, 6 metros por debajo de la cresta del vertedero inicial, y está controlado en su entrada por una compuerta radial de 6 m de altura por 3 m de ancho. La salida del túnel tiene lugar sobre una quebrada afluente al río Guapo.

Problemas en la Presa.

La presa esta formada por un núcleo central impermeable de arcilla y dos espaldones permeables de grava arenosa. Ambos taludes poseen un enrocado de protección. La fundación consiste en aluviones formados por gravas arenosas permeables hasta una profundidad de más de 20 metros. Para cortar las filtraciones bajo la presa, a través del aluvión, se construyó una pantalla elastoplástica hasta la roca subyacente en toda la longitud de la presa a nivel del cauce, Figura 26.

Desde la puesta en servicio de la presa se observaron filtraciones importantes tanto al pie de la misma como en el contacto del talud aguas abajo con ambos estribos, Figura 31. Posteriormente, cuando se hicieron los trabajos de estabilización de la presa (los cuales se describen más adelante), a medida que se iba retirando el enrocado del talud aguas abajo se observaba que las filtraciones afloraban también en él, hasta una altura de más de 20 metros. Al analizar las lecturas de los piezómetros instalados en el terraplén y en la fundación se encontró lo siguiente:

- Distribución anómala de las presiones de poro en el núcleo de la presa, caracterizadas por valores muy altos. Esta condición es indicativa de la existencia de fisuras u otros defectos en el núcleo de la presa. Las perforaciones realizadas durante la investigación reportaron la presencia de agua a presión en el contacto aguas abajo núcleo-espaldon.

Según esto, el núcleo no esta cumpliendo con su función de impermeabilizar y se registraron presiones que no deberían existir en el mismo. La Figura 27 ilustra las líneas equipotenciales detectadas en el núcleo de la presa y en el contacto aguas abajo núcleo-espaldon. Por lo tanto, la única parte del núcleo que se comporta como impermeable es su contacto aguas abajo con el espaldón de grava. La Figura 28 muestra la línea de saturación esperada en una presa de este tipo y la registrada en la Presa El Guapo. Se observa que dicha línea experimenta una caída o perdida de energía al atravesar el núcleo, similar a la que tiene a través de los espaldones de grava. En otras palabras: *Desde el punto de vista de las filtraciones es como si todo el terraplén de la presa estuviese formado por un solo material con una permeabilidad del mismo orden que la de los espaldones de grava.* Las explicaciones a esta situación serían que el núcleo está fisurado, mal compactado, o construido con materiales inadecuados. De la interpretación de las lecturas piezométricas se observa también una fuga concentrada de agua en el contacto del núcleo de la presa con la pantalla elastoplástica, lo que indicaría un empotramiento deficiente, o una rotura en dicha pantalla.

- Subpresiones importantes en la fundación de la presa, específicamente aguas abajo de la pantalla impermeable, en las proximidades del estribo izquierdo. Para controlar la elevada subpresión en el aluvión se construyeron 13 pozos de alivio aguas abajo de la presa.
- Filtraciones importantes, tanto en el contacto entre la presa y el estribo izquierdo, como en el propio pie de presa. El caudal de dichas filtraciones fue estimado por varios ingenieros en diferentes fechas. El valor promedio de esas estimaciones es de aproximadamente 60 lps.

Inicialmente se pensó que los piezómetros podrían estar averiados, pero si esto fuera cierto las presiones que ellos indicarían serian muy bajas, caso opuesto a lo que estaba ocurriendo.

Dados estos problemas, se decidió revisar la estabilidad de la presa con la línea de saturación real detectada. Al analizar una gran cantidad de superficies potenciales de falla, el factor de seguridad mínimo obtenido resultó igual a 1, correspondiendo a un círculo profundo que intercepta el espaldón aguas arriba, el núcleo, el espaldón aguas abajo y parte

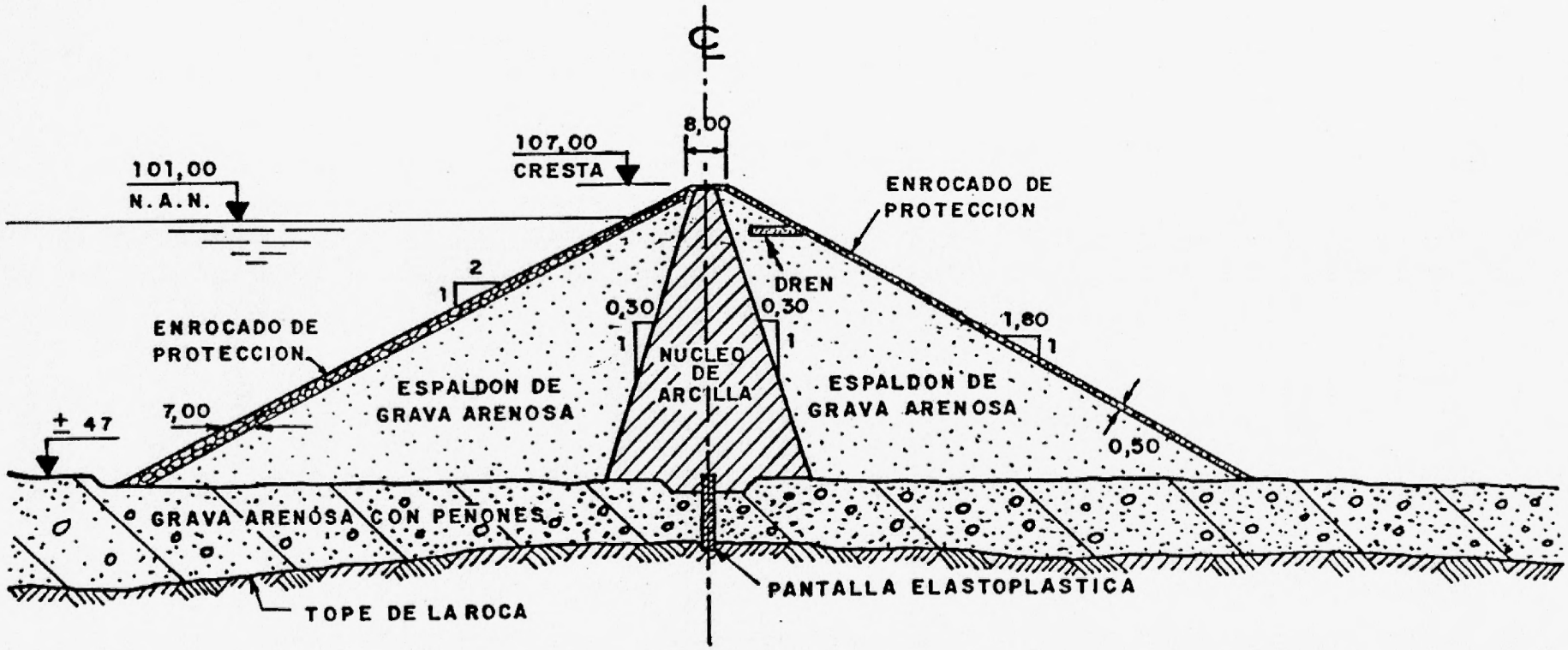


FIGURA 26
EL GUAPO

SECCION TRANSVERSAL DE LA PRESA

1 : 1.250

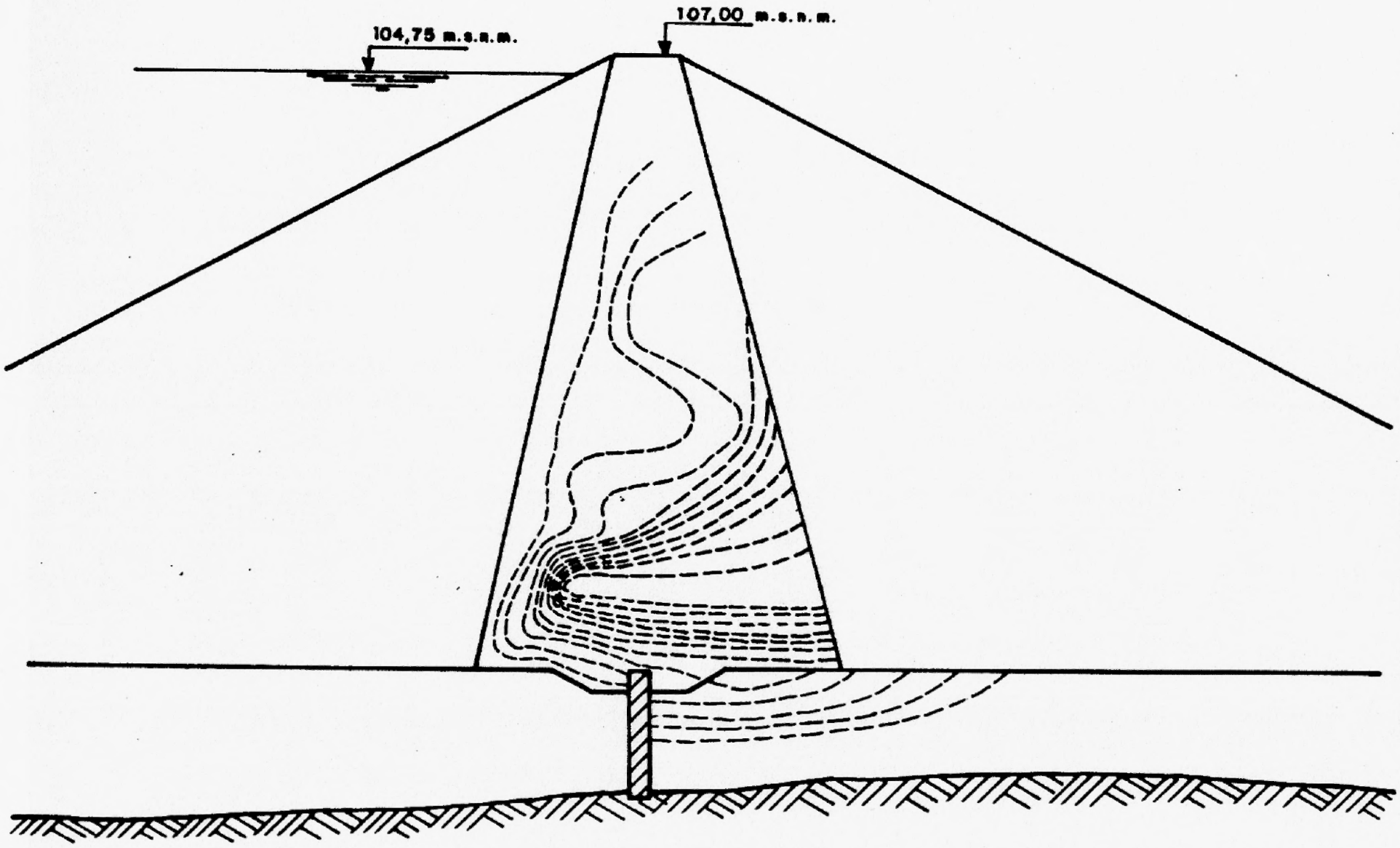


FIGURA 27

PRESA EL GUAPO
LINEAS EQUIPOTENCIALES
(TORASSA, 1.982)

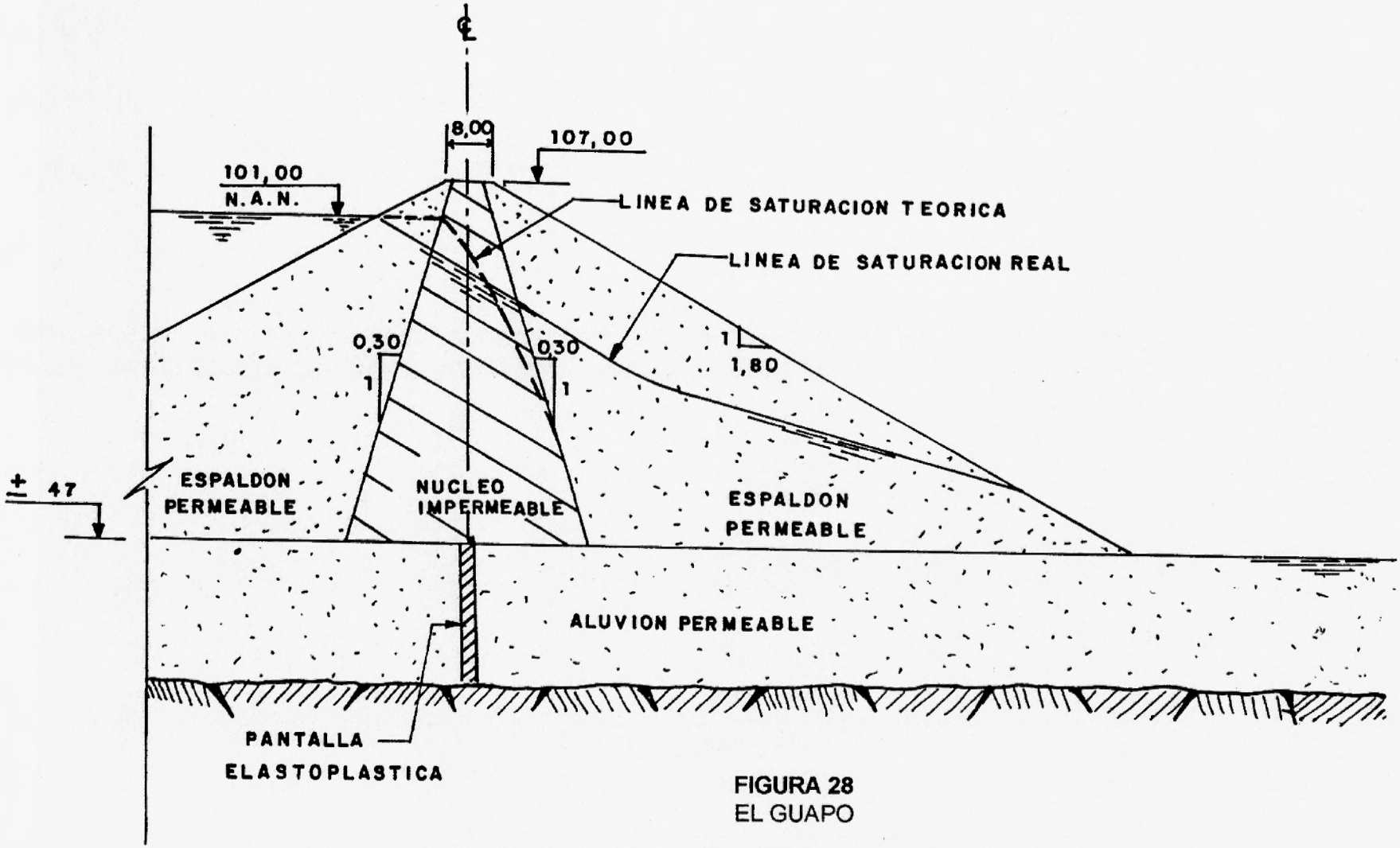


FIGURA 28
EL GUAPO

LINEA DE SATURACION DETECTADA EN LOS PIEZOMETROS

1·100

del aluvión del cauce, Figura 29. Un factor de seguridad igual a 1 es inaceptable en una presa de este tipo, ya que indica que la misma está en el límite de la ocurrencia de una falla masiva inminente, mas aún, si se considera que este factor de seguridad se podría reducir si se da el caso de un evento sísmico o la ocurrencia de lluvias persistentes que pudiesen aumentar la saturación del terraplén, ocasionando una perdida de resistencia en los materiales que lo conforman.

Ante estos resultados se tomó la decisión de bajar el nivel del embalse, manteniéndolo en todo momento a una cota menor o igual a la del segundo aliviadero, es decir, unos 6 metros como mínimo por debajo del nivel normal.

Solución.

La solución al problema de la estabilidad de la presa consistió en adosarle al talud aguas abajo un espaldón de grava, según las dimensiones y detalles que aparecen en las Figuras 30 y 32. Con la construcción de este espaldón el factor de seguridad de la presa se incrementó a 1,52, valor aceptable para este tipo de obras, Figura 30.

En el contacto del espaldón estabilizante y el talud inicial aguas abajo de la presa, se coloco un dren inclinado, formado por grava procesada de drenaje libre, el cual cubre toda el área de dicho talud. Este dren continua en forma horizontal sobre el aluvión del cauce y con una inclinación lateral para recubrir la parte inferior de los estribos. La función del dren es captar las filtraciones y descargarlas aguas abajo, evitando que la saturación se propague al nuevo espaldón estabilizante.

Al iniciarse la construcción del espaldón, se observo que al retirar el enrocado de protección del talud aguas abajo de la presa las filtraciones seguían aflorando hasta la cota 83 msnm, es decir 36 m por encima del pié de la presa, lo que indica que la situación del núcleo es aún peor a la estimada. Ante esta situación se decidió prolongar el dren hasta prácticamente la cota de la cresta de la presa.

(Para mayor información ver referencias 19, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31 y 32).

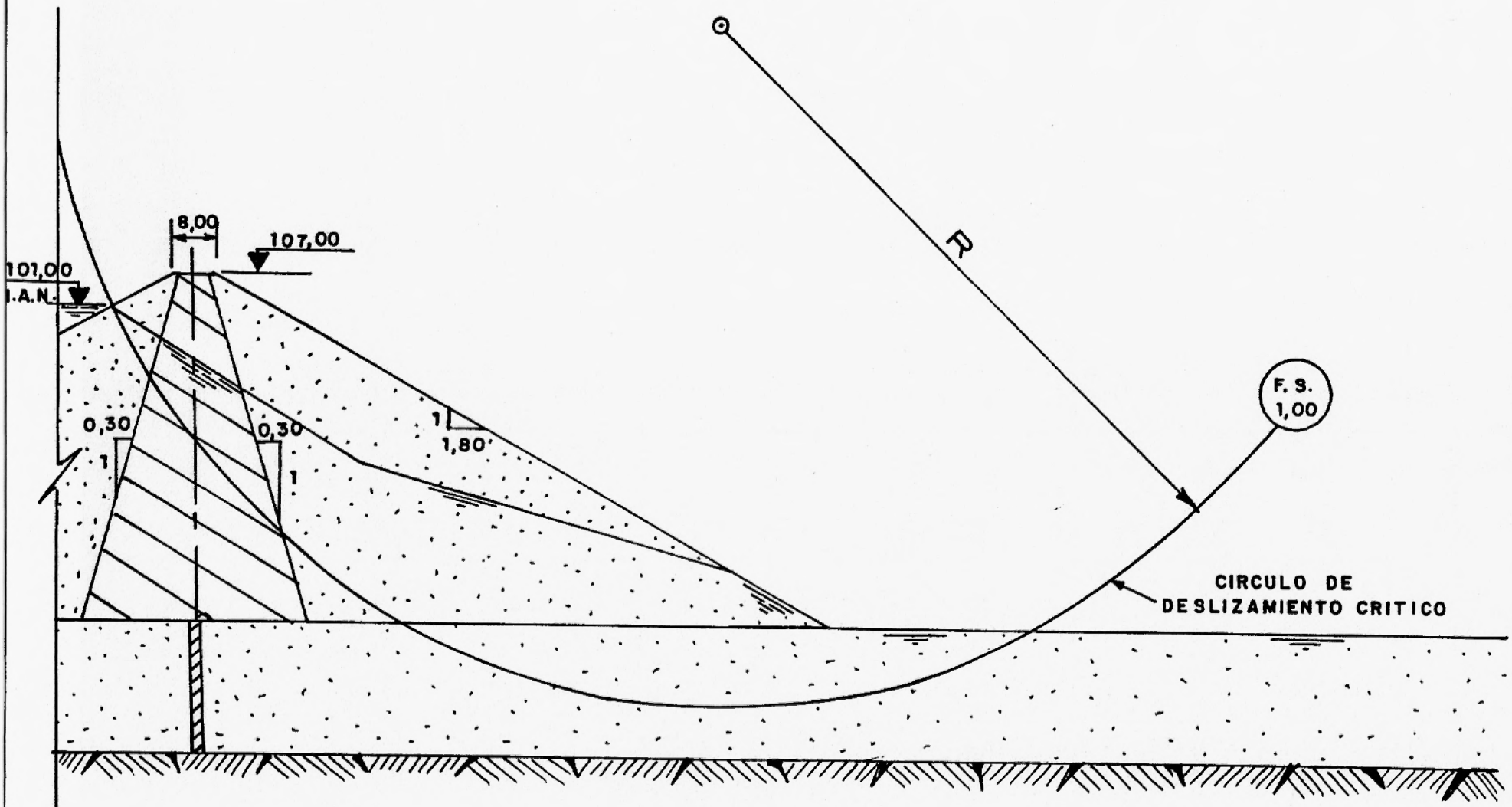


FIGURA 29
EL GUAPO

PRESA EN SU ESTADO ACTUAL
SUPERFICIE CRITICA DE DESLIZAMIENTO

1 · 100

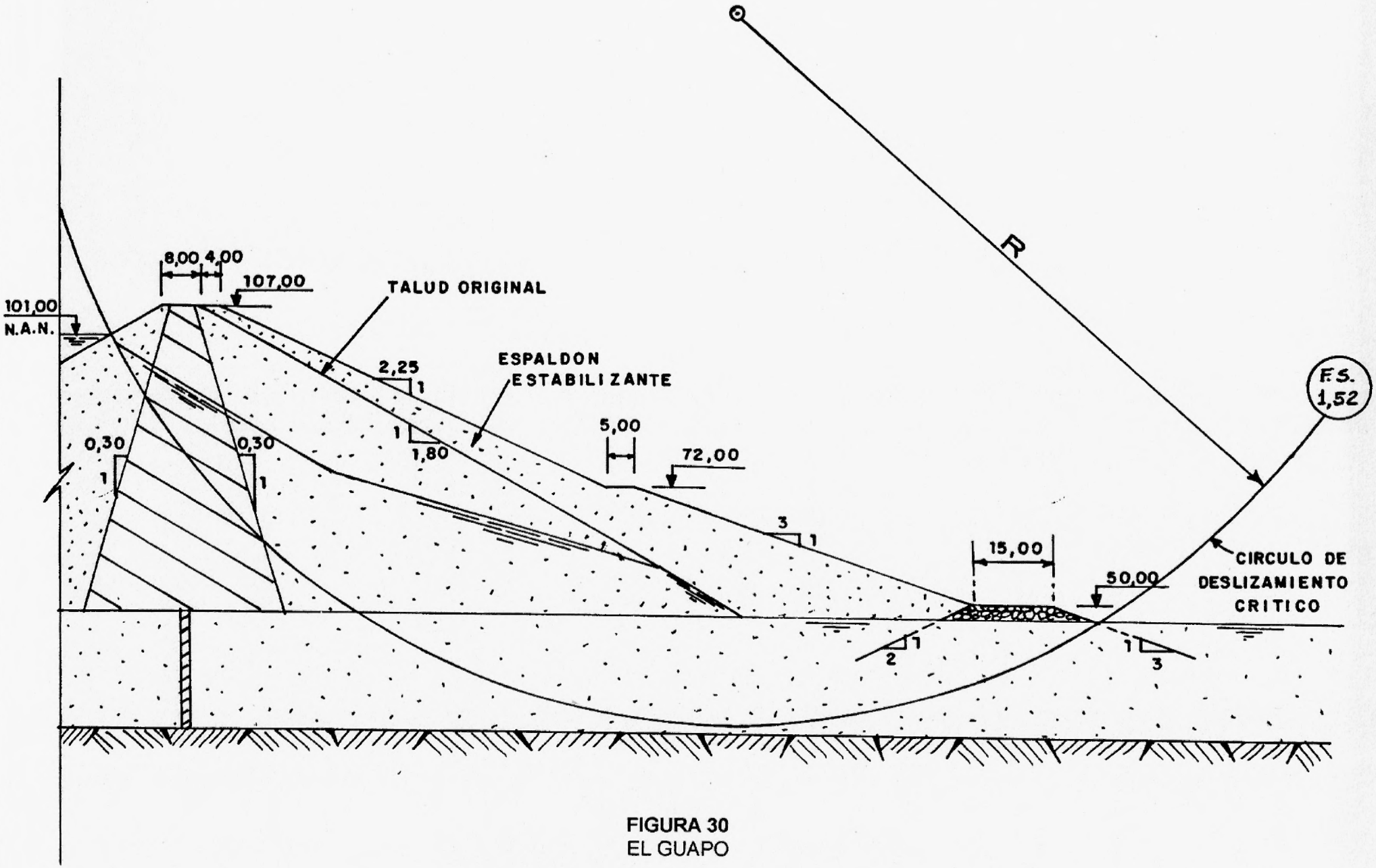


FIGURA 30
EL GUAPO

ESPALDON ESTABILIZANTE ADOPTADO

SUPERFICIE CRITICA DE DESLIZAMIENTO

1:100

Para solucionar el problema del aliviadero se realizaron los siguientes trabajos: Se conservó la sección rectangular del aliviadero existente hasta el comienzo de la transición a sección trapecial. Cabe destacar que sección trapecial no es la mas recomendable en régimen supercrítico, a causa de las ondas que se forman en el flujo, las cuales son dificiles de evaluar por métodos analíticos. Se demolió todo el resto del rápido en sección trapecial. Se rediseñó el rápido del aliviadero en sección rectangular (Figura 25), para una caudal de diseño de 23 m3/seg, correspondiente al pico de la creciente milenaria. Se construyó en el extremo aguas abajo del rápido un disipador de energía tipo USBR III.

Después de construir las obras antes indicadas, no han ocurrido mas problemas y el embalse opera satisfactoriamente.

(Para mayor información ver referencias 21, 22 y 23).

EL GUAPO

Características Principales.

Situación: Sobre el río Guapo, unos 4,50 km al sur de El Guapo, Estado Miranda.

Propósito: Abastecimiento de la región de Barlovento, control de crecientes, riego, mantenimiento de las condiciones ecológicas de la Laguna de Tacarigua.

Embalse: Volumen: 141,00 x 10^6 m^3.
Área inundada: 600,00 ha.
Nivel de aguas normales: 101,00 msnm.

Presa: Tipo: De tierra zonificada.
Altura máxima: 60,00 m.
Ancho de la cresta: 8,00 m.
Longitud de la cresta: 524,00 m.



FIGURA 35
EL ZAMURO
Embalse en la actualidad. Retiene un pequeño volumen de agua.



FIGURA 36
EL ZAMURO
Se aprecian a la izquierda (talud aguas arriba), las motobombas y las tuberías de conducción para el riego.

Embalse: Volumen: 660.000,00 m^3.
Área inundada: 9,25 ha.

Presa: Tipo: 2 presas homogéneas de arcilla.
Altura máxima: 20,50 m.
Longitud de cresta: 510,00 m.
Cota de la cresta: 62,00 m.

Aliviadero: Tipo: De concreto, frontal, en forma de abanico.
Capacidad máxima: 20,00 m^3/seg.
Cota de la cresta: 59,00 m.

Cronología y Problemas de la Presa.

La fundación de ambas presas consiste en esquistos y calizas marmolinas con frecuentes grietas y cavernas. La construcción de la presa comenzó en 1955. En 2 oportunidades durante el período de construcción, ocurrieron fugas a través de cavernas en el estribo derecho de la Presa N°2. En la primera fuga no se observaron indicios de salida en la superficie. Se produjo la socavación del sitio de la fundación de la torre-toma, pues el paso del agua a través de los sedimentos que cubren la roca fue fácil y con buena velocidad aún con poca carga. Esto obligo a que se modificara la estructura de la torre-toma, las cavernas fueron rellenadas con concreto pobre y se extendió el terraplén de la Presa N°1 para cubrir la zona afectada. El segundo de estos incidentes ocurrió en julio de 1955, cuando la obra estaba casi concluida y se había almacenado un volumen importante de agua, se presento una fuga violenta, a través de las cavernas; la cual origino un hundimientos en la margen Este del embalse, al pié de la ladera. El agua brotó a la superficie 200 metros aguas abajo de la Presa N°2 con gran intensidad.

Estos hechos obligaron a la construcción de una pantalla de pilotes secantes al pié de la margen Este del embalse, en una longitud de 300 metros, se descubrieron las cavernas y se cubrió la superficie con material impermeable. En el año 1970 se observaron filtraciones

que tenían su salida sobre el canal del aliviadero, a través de las juntas del concreto de su revestimiento. Se realizaron inyecciones de cemento y las filtraciones disminuyeron pero quedo un 30% de la filtración original. Exploraciones geológicas revelaron la existencia de un lecho aluvional filtrante de 12 a 20 m de profundidad y de 2 a 8 m de ancho que se penso sellar con pilotes secantes de bentonita-cemento o con un muro colado de pared delgada, pero por el alto costo de estas soluciones se optó por esperar a que se lograra un auto-sellado de la filtración con los propios sedimentos del embalse. El comportamiento posterior del embalse fue satisfactorio.

(Para mayor información ver referencias 15 y 33).

COMPLEJO HIDROELÉCTRICO RAÚL LEONI (GURI)

Características Principales.

Situación: Sobre el río Caroní, a 90 km de Puerto Ordaz en el Edo. Bolívar.

Propósito: Generación hidroeléctrica. Control de crecientes.

Embalse: Volumen: 135.000,00 x 10^6 m^3.
Área inundada: 4.250,00 km^2.

Presa Principal: Tipo: de concreto a gravedad.
Altura máxima: 160,00 m.
Longitud de la cresta: 1.242,00 m.
Volumen de concreto: 5.280.000,00 m^3.

Aliviadero: Tipo: 9 canales controlados con compuertas radiales.
Longitud total de la cresta: 183,76 m.
Tamaño de las compuertas: 15,24 x 20,76 m.
Caudal de diseño: 27.000,00 m^3/seg.

Turbinas: Número: 10

Tipo: Francis.

Potencia Instalada: 10.000,00 Mw.

Cronología y Problemas Durante la Desviación del Río.

La presa de Guri se comenzó a construir en 1963, la casa de maquinas se encuentra al pie de la presa y el aliviadero se sitúa en el contacto de la presa con el estribo izquierdo. El río Caroní tiene un caudal medio aproximado de 5.000,00 m^3/seg. Durante la construcción de la presa fue medido un caudal de 17.000,00 m^3/seg.

Aprovechando la existencia de una isla en el centro del cauce, se desvío el río por un canal excavado hacia la margen derecha, protegiéndose la parte izquierda del canal con ataguías celulares de tablestacas, para soportar sin daños las altas velocidades de la corriente. Para poder desviar el río hacia el canal fue necesario construir una serie de ataguías de tierra y roca que alcanzaron en algunos puntos alturas de 44 m. Una vez desviado el río, se procedió a la construcción de la presa en la zona protegida por las ataguías. En la presa de gravedad construida en la primera etapa, se dejaron 7 aberturas de fondo de 10 m de ancho por 12 m de altura, con la entrada en forma de dos conductos separados por una pila central, cada uno de 5 m de ancho por 12 m de altura. Las entradas de los conductos tienen forma abocinada y están previstas de compuertas para el control del flujo, las cuales tienen dimensiones de 6,65 m de ancho por 17,33 m de altura y son en total 14.

Una vez construida la presa de gravedad hasta una altura suficiente para no ser sobrepasada por las crecientes del río, se eliminaron las ataguías de tierra y roca y se permitió el paso del flujo a través de las aberturas de fondo dejadas en la presa, para lo cual se construyeron diques de cierre en la entrada y salida del canal de desvío. Realizado esto, se procedió a completar el cierre del cauce mediante una presa de tierra.

Una vez terminada la etapa de desviación del río, al proceder al cierre de las compuertas en las aberturas de fondo, surgieron problemas. Las compuertas son de tipo

tractor (montadas sobre orugas), con un peso aproximado de 100 toneladas y fueron diseñadas para cerrar por su propio peso.

En julio de 1968, cuando estaba previsto el cierre definitivo del desvío, se produjo la rotura de varios de los rodillos de rodamiento de las compuertas, apreciándose que muchos habían desaparecido, otros estaban fuera de sus asientos, los rieles de guía se encontraban doblados y en ciertos tramos, perdidos, Figura 37.

Se efectuaron numerosos intentos para cerrar las compuertas:

- Utilización de teflón para reducir la fricción de las mismas contra las guías.
- Dos martillos vibratorios con los que se golpeó sobre vigas de acero soldadas en la parte superior de las compuertas para ayudar al desplazamiento vertical de las mismas.
- Se agregó peso mediante la colocación de pesados perfiles de acero.

Para el 11 de Noviembre de 1968, se logro el cierre completo de 8 compuertas, quedando 6 parcialmente abiertas que no cedieron a todos los intentos descritos anteriormente. Estas 6 compuertas quedaron con las siguientes aberturas: 2,95 m, 0,60 m, 1,36 m, 0,45 m, 6,5 m, y 1,3 m. El caudal estimado que pasaba por las aberturas de fondo era de 1.650,00 m^3/seg., correspondiente a una carga hidráulica de 72 m para el conducto más bajo. Las velocidades eran aproximadamente de 36,00 m/seg.

Comenzaron otra serie de intentos, pero esta vez para obstruir las entradas de los conductos con distintos elementos como:

- Vigas de acero soldadas, Figura 38.
- Jaulas de acero.
- Rejillas constituidas por elementos estructurales de acero soldados.
- Rocas de gran tamaño unidas entre si por cables, redes de acero y a veces ligadas a vagones de gran tamaño.
- Lanzas formadas por estructuras de acero.

En definitiva, el desvío pudo ser clausurado varios meses después. Las diferentes estructuras metálicas (jaulas, lanzas, etc.), constituyeron la primera barrera, bastante permeable, al paso del agua. Ella sirvió de apoyo a los elementos de impermeabilización que se arrojaron posteriormente, ellos fueron:

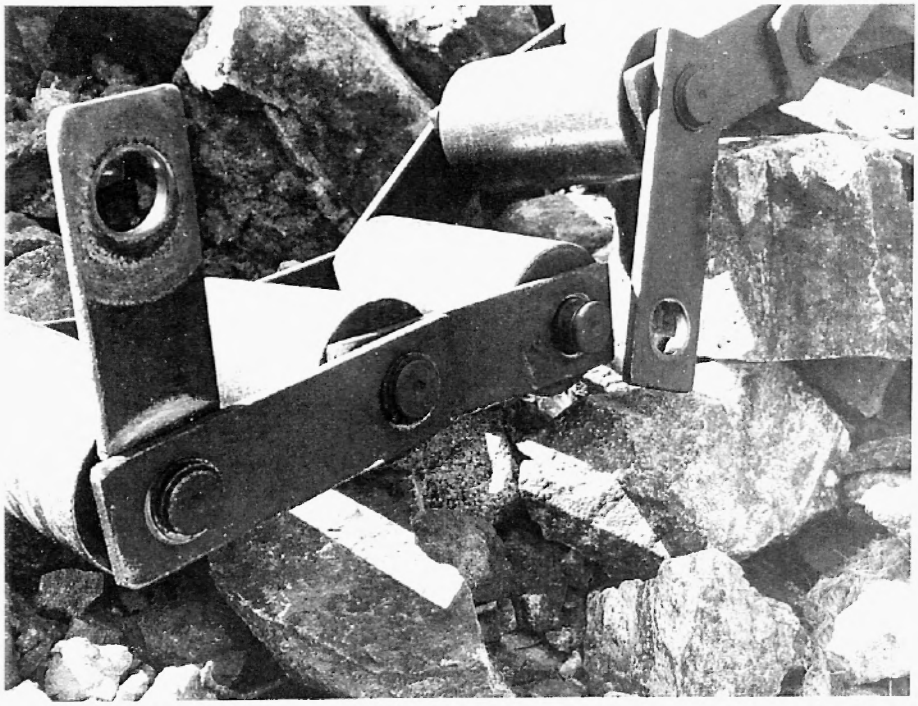


FIGURA 37
GURI
Rodillos en estado inservible.

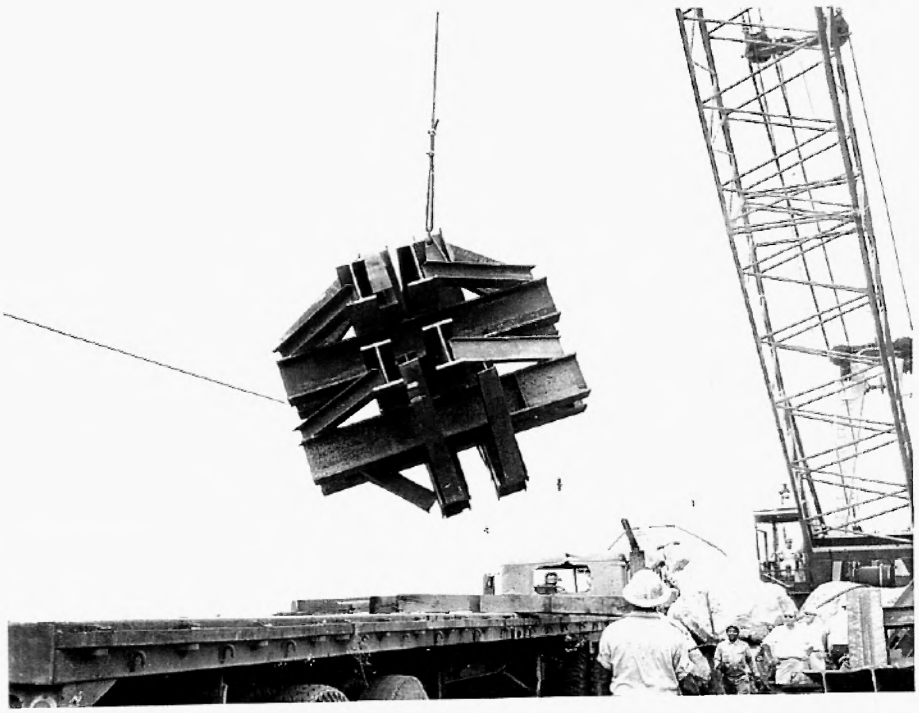


FIGURA 38
GURI
Vigas de acero soldadas.

- Rocas de gran tamaño, unidas con cables de acero, Figura 39.
- Rocas sueltas.
- Roca limpia de gran tamaño.
- Roca de pequeño tamaño.
- Roca muy contaminada con finos.

Con estos elementos volcados se elimino prácticamente todo el flujo por las aberturas de desvío de la presa. Posteriormente, se procedió a vaciar concreto y mortero a presión por el lado aguas abajo de los conductos para el sellado definitivo de los mismos.

Es importante mencionar que cuando se procedió a la revisión de los conductos se observaron severos daños en el concreto originados por la cavitación que causo la corriente de alta velocidad. Las cavidades que se formaron en el concreto alcanzaron en algunos puntos varios metros de profundidad, Figura 40.

Cavitación en el Aliviadero.

Los primeros alivios sucedieron en el año 1969. Inspecciones realizadas a la estructura del aliviadero indicaron la presencia de una erosión significativa en el concreto de los lanzadores y en los muros.

Se procedió a reparar las zonas erosionadas con concreto epóxico. Las reparaciones fueron realizadas en 1970, antes del invierno. A finales de 1970 se inspecciono nuevamente la estructura y se pudo apreciar que los daños eran inclusive mayores que los del año 1969. Se concluyo entonces que los daños eran debido a cavitación.

Los daños fueron reparados nuevamente. El Aliviadero N°2 presento los mayores problemas en la reparación debido a la gran erosión en sus muros. Nuevamente, en 1978 dicho aliviadero volvió a presentar grandes problemas de erosión, ello fue debido a que el concreto utilizado en la reparación no pudo resistir las fuerzas hidráulicas al descargar caudales que excedían los 16.000,00 m^3/seg., los cuales eran los caudales normales de alivio. Los Aliviaderos N° 1 y N° 3 no operaron a toda su capacidad sino hasta 1977. Para minimizar los daños, el caudal de descarga en el Aliviadero N° 2 fue reducido a 2.000,00 m^3/seg.



FIGURA 39
GURI
Rocas de gran tamaño unidas entre si por cables de acero.

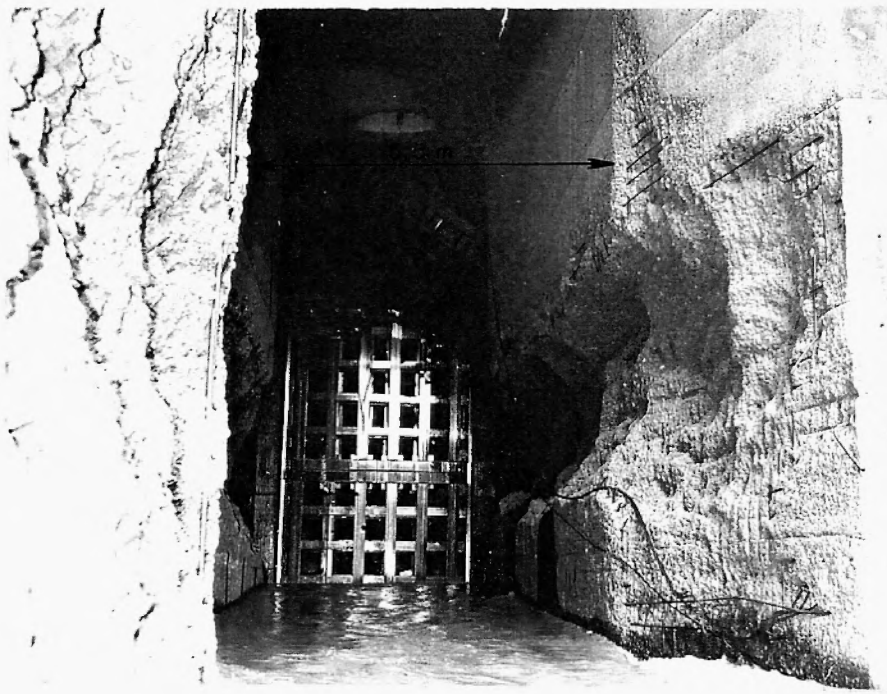


FIGURA 40
GURI
Conducto de desvío. Se observan los daños en el concreto por cavitación.

Pero los problemas continuaron. En Diciembre de 1978, el lanzador del Aliviadero N° 2 prácticamente había desaparecido y ocurrió una fuerte erosión en su fundación la cual alcanzo aproximadamente 15 m. También se produjeron erosiones de unos 15 cm en el concreto del Aliviadero N° 3, quedando expuesto el acero de refuerzo, Figura 41.

Investigaciones detectaron que existe una falla inactiva que atraviesa los Aliviaderos N° 2 y N° 3. Es por ello que ocurrió una gran erosión en la fundación del Aliviadero N° 2 y parte del N° 3, ya que la falla esta constituida por material poco resistente a la erosión (esquistos micáceos y arcilla).

Como solución a estos problemas y por razones geológicas (erosión en la fundación) e hidráulicas, se decidió elevar las cotas de los lanzadores y la construcción de dos dispositivos de aireación para eliminar los problemas de cavitación.

La altura de los escalones de los dispositivos aireadores construidos en el Aliviadero N° 3 era de 15 cm. Este aliviadero entro en servicio, con el aireador, el 28 de mayo de 1982 y después de 190 horas de operación con una descarga de 2.000,00 m^3/seg. , se observaron daños de cavitación en el área justamente después del escalón de cada aireador, Figura 42. Después de hacer inspecciones y mediciones, se determino que la altura del escalón era menor a la requerida y que el alineamiento de la rampa era muy irregular. Por ello, la adición de aire no era suficiente y su distribución transversal no era constante, existiendo espacios con presencia de agua en el aireador; lo que origino una interferencia que impedía llevar a cabo la aireación deseable.

Como solución, se construyo un nuevo escalón de 40 cm de altura, con un ángulo de 7°, y se mejoraron las entradas de aire bajo las rampas. Con estas modificaciones el aliviadero ha operado satisfactoriamente hasta el presente.

(Para mayor información ver referencias 17, 18, 34 y 35).

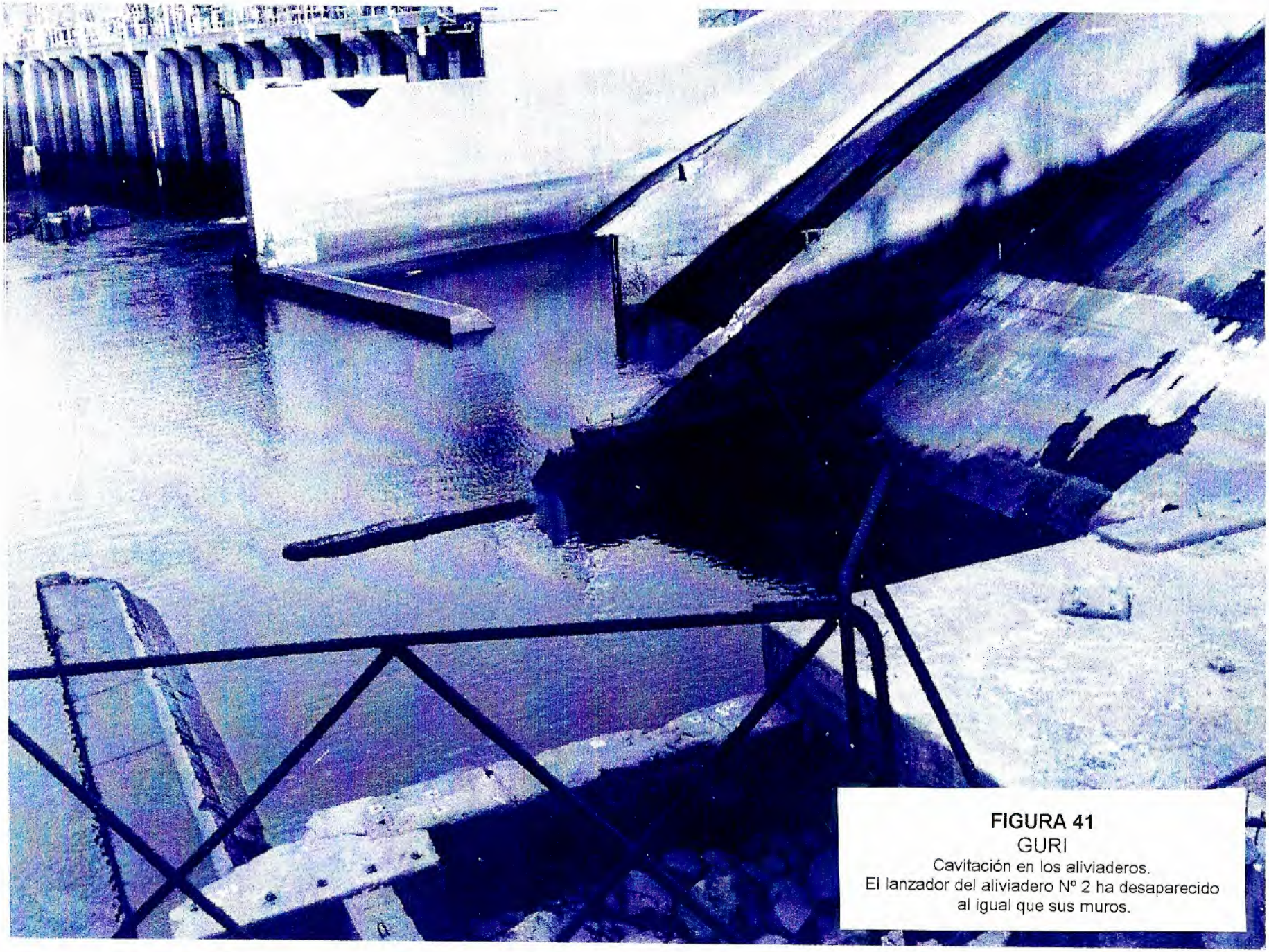


FIGURA 41
GURI
Cavitación en los aliviaderos.
El lanzador del aliviadero Nº 2 ha desaparecido
al igual que sus muros.



FIGURA 42

GURI

Escalón inicialmente construido no tenía la altura suficiente para una adecuada aireación, lo cual se manifiesta en la erosión que se observa aguas abajo.

HUEQUE

Características Principales.

Situación: Sobre el Río Hueque, 35 km al sur de Coro, Estado Falcón.

Propósito: Abastecimiento de agua potable al Sistema Falconiano.

Embalse:
Volumen total: $74{,}88 \times 10^6$ m^3
Área inundada: 586,00 ha
Nivel de aguas normales: 214,60 msnm

Presa:
Tipo: De tierra y roca, zonificada.
Cota de la cresta: 218,50 msnm
Altura de la Presa: 43,50 m

Aliviadero:
Tipo: Recto, de descarga libre.
Longitud de la cresta: 15,00 m.
Caudal de diseño: 123,00 m^3/seg.

Desvío y Toma:
Tipo: Torre-toma sumergida con captación a un solo nivel y conducto enterrado bajo la presa.
Longitud del conducto: 238,00 m.
Diámetro del conducto: 2,00 m.

Cronología y Problemas Durante la Desviación.

La presa está formada por un núcleo central de arcilla residual de alta plasticidad, con taludes 1:1, confinado entre sendos espaldones de enrocado. Entre los espaldones y el núcleo se construyeron filtros formados por dos zonas con diferentes granulometrías.

La desviación del río durante la construcción de la presa se hizo utilizando el conducto de toma, dejando para ello un abertura en la base de la torre-toma que

posteriormente fue sellada al iniciarse el llenado del embalse. Debido a que el Río Hueque mantiene durante los meses de verano caudales mínimos e inclusos nulos, el esquema de desviación contemplaba construir la presa hasta la mayor altura posible el primer verano después de desviado el río por el conducto, de manera de alcanzar con el terraplén la cota necesaria para evitar que la creciente con un período de retorno de 10 años, no derramara sobre la obra en construcción.

Para el 26 de diciembre de 1991 el terraplén de la presa había sido construido hasta la cota 192,50 msnm, por lo que tenía una altura de unos 18 metros, es decir, 1,50 m por encima de la cota 191,00 msnm que supuestamente podrían alcanzar las aguas en la zona del embalse con la creciente de 10 años de frecuencia (conocida como cota de seguridad de la etapa de desviación). Se produjo entonces una creciente que sobrepasó la capacidad del conducto y derramó sobre el terraplén en construcción durante los días 26 y 27.

El flujo derramado se concentró hacia las inmediaciones del estribo derecho y produjo el arrastre por erosión regresiva de todo el material del espaldón en ese sector, incluyendo los filtros, Figura 43. El volumen de material de espaldón y filtros arrastrado por la creciente fue estimado en 25.000 m^3.

El núcleo de la presa no sufrió ningún daño; su talud aguas abajo quedó en perfectas condiciones, tal como se aprecia en la Figura 44. El espaldón de enrocado de aguas arriba tampoco sufrió daño alguno.

La parte erosionada del espaldón aguas abajo fue reconstruida y la presa se terminó y puso en servicio sin posteriores inconvenientes a finales de 1992.

(Para mayor información ver referencia 53).

LAGARTIJO

Características Principales.

Situación: Sobre el río Lagartijo, a 4 km de San Francisco de Yare, Estado Miranda.

Propósito: Abastecimiento de agua potable a la ciudad de Caracas.



FIGURA 43
HUEQUE
Desaparición del material del espaldón aguas abajo por erosión regresiva.



FIGURA 44
HUEQUE
Talud aguas abajo del núcleo en perfecto estado.

Embalse: Nivel de aguas normales: 189,75 msnm.
Capacidad a nivel normal: 80,00 x 10^6 m^3.
Área inundada a nivel normal: 451,00 ha.

Presa: Los Lavanderos, constituida a su vez por dos presas adyacentes denominadas Nº 1 y Nº 2.

Presa Nº 1: Tipo: De tierra zonificada.
Altura: 35,15 m.
Longitud de la cresta: 262,50 m.
Cota de la Cresta: 194,65 msnm.

Presa Nº 2: Tipo: De tierra homogénea.
Altura: 24,65 m.
Longitud de la cresta: 135,50 m.
Cota de la cresta : 194,65 msnm.

Aliviadero: Tipo: Frontal de cimacio recto y descarga libre, con disipador de energía de resalto hidráulico.
Ancho: 20,00 m.
Caudal de diseño: 1.200,00 m^3/seg.
Cota de aguas máximas: 192,85 msnm.
Localización: Estribo derecho de la presa Los Lavanderos.

Toma: Tipo: Torre-toma sumergida de un nivel de captación y túnel por el estribo izquierdo de la Presa Principal.
Diámetro del conducto: 2,50 m.

Cronología y Problemas en las Presas.

El embalse Lagartijo fue construido entre los años de 1960 y 1962 con el propósito fundamental de abastecer de agua potable a la Zona Metropolitana de Caracas. Las obras que forman el embalse constan, además de la presa principal ubicada sobre el cauce del río Lagartijo, de tres presas auxiliares de cierre del vaso de almacenamiento, situadas en filas divisorias, denominadas: Los Lavanderos, La Juana y Alto Mamonal.

La Presa Los Lavanderos está constituida por dos partes separadas (no totalmente) por un cerro intermedio. La presa aledaña al aliviadero se identifica como N° 1 y la mas alejada como N° 2.

En el talud aguas arriba de la presa Los Lavanderos N° 2 se habían venido observando síntomas de inestabilidad desde hacía varios años. Estos síntomas consistían en la presencia de un escalón visible en la parte media-superior del enrocado, a unos 25 m de distancia del borde aguas arriba de la cresta de la presa, junto con una protuberancia o abultamiento hacia la parte inferior del talud, visible solo cuando el embalse se encontraba a niveles bajos de operación.

En el mes de abril de 1993 ocurrió un deslizamiento de grandes proporciones que comprometía seriamente la estabilidad de la presa. Una gran masa de material arcilloso del cuerpo de la Presa N° 2 se deslizó siguiendo un patrón aproximadamente circular, típico de las fallas de los suelos arcillosos saturados, Figura 45. La Presa N° 2 está constituida por una arcilla de baja plasticidad, protegida en su talud aguas arriba contra la erosión por una capa de grava de río de 25 cm de espesor, seguida de un enrocado de cantera de 75 cm de espesor.

El talud aguas arriba de la presa tiene una pendiente 3:1, la cual, según los parámetros de resistencia al corte de la arcilla compactada, corresponde al valor límite estable para una sección homogénea, sujeta a vaciado rápido.

En la Presa No.1 también se observaron síntomas de un deslizamiento incipiente, manifestado por dos escalones visibles en el enrocado de protección del talud aguas arriba, pero el deslizamiento masivo no llegó a producirse como en el caso de la Presa N° 2.

El Embalse Lagartijo ha venido siendo utilizado cada vez con mayor intensidad para el abastecimiento de agua de la Zona Metropolitana de Caracas. Esto ha ocasionado que, salvo en circunstancias muy especiales, todos los años el embalse se llena en el transcurso de la época de invierno y se vacía casi totalmente al final del verano, esta forma de operación ha ocasionado vaciados cada vez mas rápidos. En las ultimas semanas antes de la falla masiva de la Presa N° 2 la tasa de descenso del nivel del agua embalsada superó los 16 cm/día, valor que se considera vaciado rápido en relación a las condiciones de estabilidad del talud aguas arriba de la obra.

Cuando una presa homogénea como ésta alcanza su condición de saturación final (tal como sucedió en Los Lavanderos después de 30 años de operación) y se produce un descenso rápido del embalse, el agua intersticial existente en los poros de la arcilla no puede drenar a la misma velocidad a la que baja el nivel del embalse, debido a la baja permeabilidad del material. Esto produce un desequilibrio de las presiones asociadas al agua que actúan sobre el terraplén: Por una parte existe la presión del agua en los poros, la cual tiende a separar las partículas sólidas y a inducir un deslizamiento; por el otro, actúa la presión hidrostática del embalse que tiende a mantener la estabilidad del talud. En condiciones normales ambas presiones se equilibran, pero al ocurrir un vaciado rápido del embalse la última desaparece, originando así un deslizamiento del talud. No cabe duda de que la causa del deslizamiento se debió al mecanismo descrito y constituye un caso típico de falla del talud aguas arriba de una presa por vaciado rápido del embalse.

El mecanismo de falla del talud, en estos casos, es de tipo progresivo. Estos deslizamientos sucesivos tienden a alcanzar una pendiente final estable, pero a costa del debilitamiento estructural del terraplén y de la perdida del borde libre del mismo.

Para la estabilización ambas presas en Los Lavanderos fue necesario construir, adosados a sus taludes de aguas arriba, sendos espaldones de enrocado permeable de cantera, de drenaje libre, estable ante los vaciados rápidos a los cuales estaría sujeto el embalse, Figura 46.

Para la construcción de este espaldón fue necesario intensificar el bombeo continuo hacia Caracas y la ejecución de dos ataguías de tierra, de modo de disminuir el nivel del agua en el embalse y mantener seco el lugar que serviría de fundación para los espaldones.



FIGURA 45
LAGARTIJO
Deslizamiento en el talud aguas arriba de la presa No.2. Esta falla es típica de los suelos arcillosos saturados.



FIGURA 46
LAGARTIJO
Talud aguas arriba ya estabilizado con un espaldón de material permeable.

En el caso de la Presa Nº 2, debido al deslizamiento en masa, fue necesario excavar todo el material derrumbado, cortando la zona aguas arriba de la presa mediante un talud con pendiente 1,5:1.

Para fundar el espaldón de enrocado se excavó el suelo hasta encontrar una roca meteorizada dura.

En el contacto del enrocado con el cuerpo impermeable de la presa se colocó un filtro, constituido por una membrana geotextil permeable, no tejida, cuya función es la de evitar el arrastre de partículas de la arcilla provenientes del terraplén de la presa.

Se colocaron dos carpetas de roca procesada para asegurar el drenaje libre del agua intersticial por el enrocado, esto debido a que durante la construcción del pedraplén se observó que la roca contenía una cantidad de finos mayor a la prevista.

En el caso de la Presa Nº 1 no fue necesario excavar el talud de la presa, sino que el enrocado estabilizante fue construido adosándolo directamente al enrocado existente. En este caso no fue necesaria la colocación de la membrana geotextil ya que el enrocado existente y su capa base hacen la función de filtro.

(Para mayor información ver referencia 38).

LAS MAJAGUAS

Características Principales.

Situación: A 2 km de San Rafael de Onoto, Estado Portuguesa.

Propósito: Riego, control de inundaciones, recreación y piscicultura.

Embalse: Nivel de aguas normales: 252,75 msnm.
Capacidad a nivel normal: 301,63 x 10^6 m^3.
Área inundada a nivel normal: 3.881,51 ha.

Presa Nº 5: Tipo: De tierra, homogénea.
Altura: 16,00 m.

Longitud de la cresta: 430 m.

Cota de la cresta: 255,35 msnm.

Aliviadero: Tipo: Vertedero controlado con compuertas.

Longitud de cresta: 27,00 m.

Caudal de diseño: 60,00 m^3/seg.

Localización: Estribo izquierdo de la Presa N° 6.

Toma: Tipo: Sumergida, una en la Presa N° 7 y dos en la Presa N° 5.

Diámetro de los conductos: 3,50 m.

Cronología y Problemas en la Presa N° 5.

Las siete presas que integran el Embalse Las Majaguas fueron construidas entre los años 1958 y 1961. Estas presas han tenido algunos inconvenientes a lo largo de su historia, en particular, la Presa N° 5 es la que ha presentado los problemas mas importantes.

La Presa N° 5 es de tierra, homogénea, constituida por una arcilla limosa, de color amarillento, con un cierto contenido de grava y arena. La fundación está formada en el valle por limos arenosos, limos arcillosos, y arenas finas limosas, y por filitas cuarzosas en los estribos.

En el año de 1977 se detectó una filtración en las proximidades del estribo izquierdo, en la parte inferior del talud aguas abajo de la Presa N° 6, en la cual se observó arrastre de partículas. También se descubrió la rotura del concreto en el conducto de la toma N° 3, de la Presa N° 5, unos 5 m aguas abajo de la compuerta de regulación.

En el año de 1984 se produjo un hundimiento en forma de cráter en la cresta de la Presa N° 5, hacia el estribo izquierdo, cerca de la caseta de toma. El hundimiento tenia 1,50 m de diámetro, 30 - 40 cm de profundidad, y estaba acompañando de una serie de oquedades y hundimientos en el talud aguas abajo de la presa.

Debido a los problemas señalados en el punto anterior, en el año de 1987, se procedió a realizar trabajos de reparación de los daños observados. La reparación consistió

en la excavación del material superficial del talud aguas abajo de la Presa N° 5, en forma terraceada y la colocación de material compactado de características iguales al excavado. El material compactado fue recubierto con una capa de grava gruesa y cantos rodados.

En el año de 1988 los problemas anteriormente ocurridos volvieron a aparecer. Se detectó la presencia de un cráter de 3 m de diámetro y 1 m de profundidad en las inmediaciones de la caseta de acceso a la cámara de compuertas de la toma N° 3, en el contacto de la cresta de la presa con el talud aguas abajo, Figura 47. Para el año de 1989, la situación se había agravado, el cráter que se encontraba adyacente a la caseta de operación de las compuertas de la toma N° 3, ya tenia 2,85 m de profundidad. También, hacia la parte media e inferior del talud aguas abajo, en la misma zona en que se encontraba el cráter, se observó la presencia de varias cavernas de 10 a 20 cm de diámetro, las cuales penetraban de forma casi horizontal, en profundidad, en el material arcillo-limoso. En cada una de las cavernas se observó salida del material al pie de la presa en el talud aguas abajo, Figura 48.

En vista de los problemas presentados, se procedió a realizar una toma de muestras del material que constituye el espaldón aguas abajo de la presa, así como en los sitios de préstamo utilizados para su construcción y posteriores reparaciones. Esos materiales fueron transportados al laboratorio e investigados. Los resultados de los ensayos indicaron que prácticamente todo el material que constituye el espaldón aguas abajo de la presa, está formado por suelos dispersivos en mayor o menor grado.

Las arcillas dispersivas se caracterizan por poseer sodio en su estructura molecular, el cual reacciona con el agua, produciendo una desintegración casi inmediata del suelo, formando cavernas que se agrandan continuamente por erosión interna. En este proceso el agua de lluvia contribuye en mayor grado, ya que como no contiene sales disueltas, o su contenido es muy bajo, posee un mayor poder de disolución que el agua del embalse.

El patrón erosivo de los suelos dispersivos coincide con las observaciones realizadas en el talud aguas abajo de la presa. Hacia la parte superior del talud se produce la infiltración del agua de lluvia, la cual crea una serie de conductos o cavidades, en el interior del espaldón, en forma de túneles curvos que afloran hacia la parte baja del mismo, observándose la salida del suelo amarillento que constituye el material de la presa, Figura 49.



FIGURA 47
LAS MAJAGUAS
Cráter de 3 m de diámetro y 1 m de profundidad en el contacto de la cresta con el talud aguas abajo.



FIGURA 48
LAS MAJAGUAS
Cavernas al pié de la presa en el talud aguas abajo.

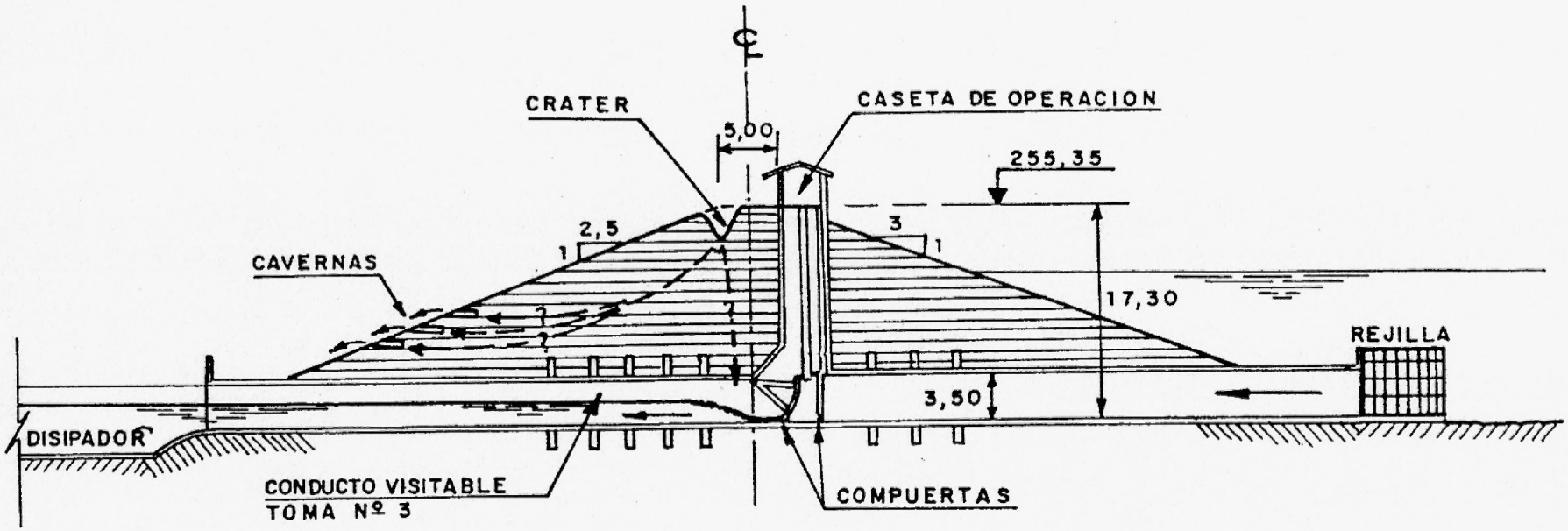


FIGURA 49
LAS MAJAGUAS

SECCION TRANSVERSAL POR LA PRESA Y TOMA N° 3

1 : 500

En la época en que se elaboró el proyecto y la construcción de las presas del Embalse Las Majaguas, se desconocían los suelos dispersivos, lo cual explica los problemas que han venido ocurriendo.

La alternativa escogida para la reparación del talud aguas abajo de la presa, consistió en la remoción de una capa del material del espaldón, de unos 5 m de espesor horizontal, y su sustitución por un material no dispersivo. Entre el material a colocar en el espaldón y el resto del cuerpo de la presa, se colocó un filtro geotextil permeable, que sirve de separación entre ambos materiales, y de filtro, evitando que las partículas del nuevo material emigren a través de eventuales cavernas o grietas que pudieran existir en el material que constituye el cuerpo de la presa.

Las presas que constituyen el Embalse Las Majaguas deben ser objeto de inspecciones periódicas, a fin de determinar la necesidad o no de extender los trabajos de protección, a otros sectores de la Presa Nº 5 o a otras presas del sistema. Después de efectuada la reparación antes descrita no se han presentado mas inconvenientes.

(Para mayor información ver referencias 39 y 40).

PAO LA BALSA

Características Principales.

Situación: Sobre el río Pao, en el estado Cojedes.

Propósito: Abastecimiento de agua potable a la región central del país a través del Acueducto Regional del Centro.

Embalse: Nivel de aguas normales: 131,00 msnm.
Volumen: 350,00x10^6 m^3.
Área inundada: 5.100,00 ha.
Caudal regulado: 9,80 m^3/seg.

Presa: Tipo: De tierra, homogénea.

Altura máxima: 27,00 m.

Longitud de la cresta: 250,00 m.

Cota de la cresta: 135,00 msnm.

Toma:

Tipo: Conducto doble enterrado bajo la presa.

Ubicación: Contacto de la presa con el estribo izquierdo.

Diámetro de ambos conductos: 2,00 m.

Longitud: 195,14 m.

Caudal máximo (Descarga de fondo): 60,00 m^3/seg.

Aliviadero:

Tipo: Canal con vertedero recto, frontal, de descarga libre.

Ubicación: Contacto de la presa con el estribo derecho.

Sección: Rectangular.

Ancho: 15,00 m.

Caudal de diseño (creciente milenaria): 60,00 m^3/seg.

Cronología y Problemas en la Presa.

El embalse Pao La Balsa fue puesto en servicio a finales de 1978. La presa es de tierra, homogénea y está constituida por arcilla de baja plasticidad. El drenaje interno de las filtraciones a través del cuerpo de la presa es captado por un dren tipo L, construido con una mezcla de arena limpia permeable y grava fina, Figura 50. Dicho dren fue construido de estribo a estribo, por lo que también cumple la función de drenar la roca de las laderas. La parte horizontal del dren descarga las filtraciones captadas del cuerpo de la presa y de los estribos en el pié del talud aguas abajo de la misma. Para proteger la descarga del dren se construyo un enrocado permeable, en forma de una berma de 3 m de ancho, a la cota 114,00 msnm. La protección contra la erosión del talud aguas arriba de la presa es mediante un losa monolítica de concreto armado de 10 cm de espesor, mientras que el talud aguas abajo esta protegido por medio de pastos sembrados en una capa de tierra vegetal.

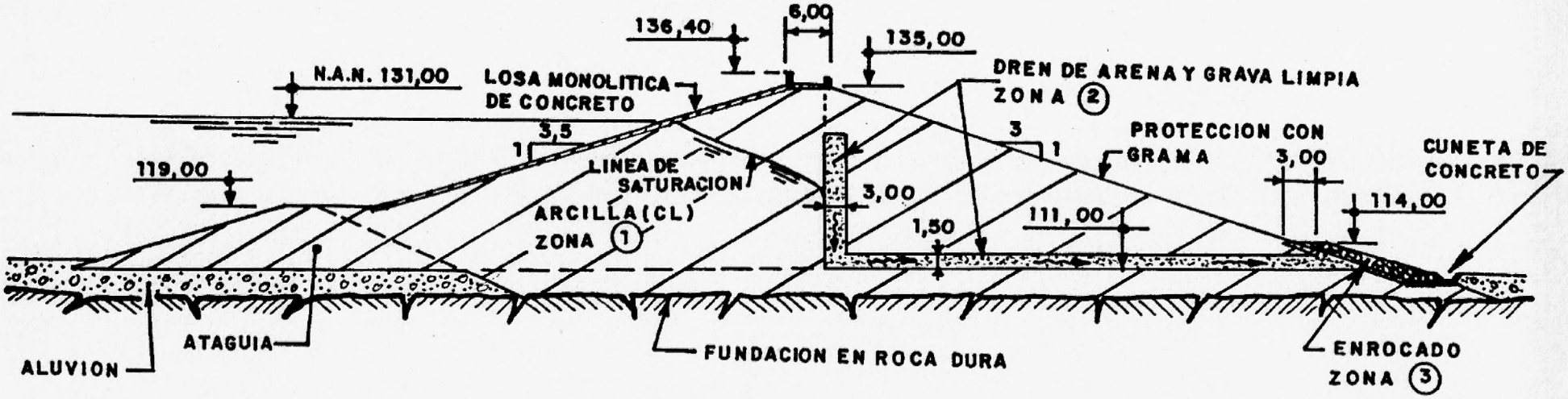


FIGURA 50
PAO LA BALSA

SECCION TRANSVERSAL TIPICA DE LA PRESA
DE ACUERDO AL PROYECTO

El domingo 11 de agosto de 1996 se produjo un deslizamiento en la parte inferior central del talud aguas abajo de la presa. El deslizamiento tenía forma de concha o cascarón circular, típico de las arcillas saturadas, Figura 52. La escarpa de falla en la parte superior del deslizamiento presentaba un escalón de 1,5 m de altura, que posteriormente se fue incrementando. El deslizamiento comprendió una longitud de aproximadamente 40 m en el sentido paralelo al eje de la presa, y afectó al talud hasta una altura de 7 m.

Toda la parte inferior del talud aguas abajo de la presa en contacto con la carretera de acceso a la Estación de Bombeo N°1 del Acueducto Regional del Centro, presentaba filtraciones las cuales fueron estimadas en aproximadamente 1 lps.

La causa del deslizamiento se debió a la construcción de una carretera adosada a la parte inferior del talud aguas abajo de la presa, para el acceso a la Estación de Bombeo N°1 del Acueducto Regional del Centro. El terraplén de la carretera esta constituido por arcilla impermeable, la cual cubrió completamente el enrocado existente que servía de descarga al dren interno, imposibilitando la salida de las filtraciones del terraplén de la presa y de los estribos. Al quedar bloqueada la descarga del dren por el terraplén impermeable de la carretera se produjo lentamente un remanso de la línea de saturación dentro del terraplén de la presa, hasta alcanzar una altura como la indicada en la Figura 51. Se originó así un incremento gradual en las presiones de poro en el terraplén de la presa, además de perdida de la cohesión del material con la consiguiente disminución de su resistencia al corte, hasta que se alcanzó un estado crítico que causó el deslizamiento.

Para solucionar este inconveniente se elaboró un proyecto consistente en la construcción a lo largo del pié de la presa de una tubería perforada o dren colector, rodeado de arena permeable en una zanja, bajo el terraplén de la carretera. El dren está provisto de varias tuberías perpendiculares a él, para la descarga del caudal infiltrado, y varias bocas de visita para su inspección y mantenimiento. Esta solución se adoptó para no tener que eliminar la carretera, la cual tiene importancia en la actualidad por ser la única vía de acceso a la estación de bombeo.

Es evidente que el deslizamiento ocurrido en esta presa se debió a falta de coordinación entre diferentes organismos que ejecutan obras públicas. Si el ente responsable de la ejecución de la carretera, antes de construirla adosada al talud aguas abajo

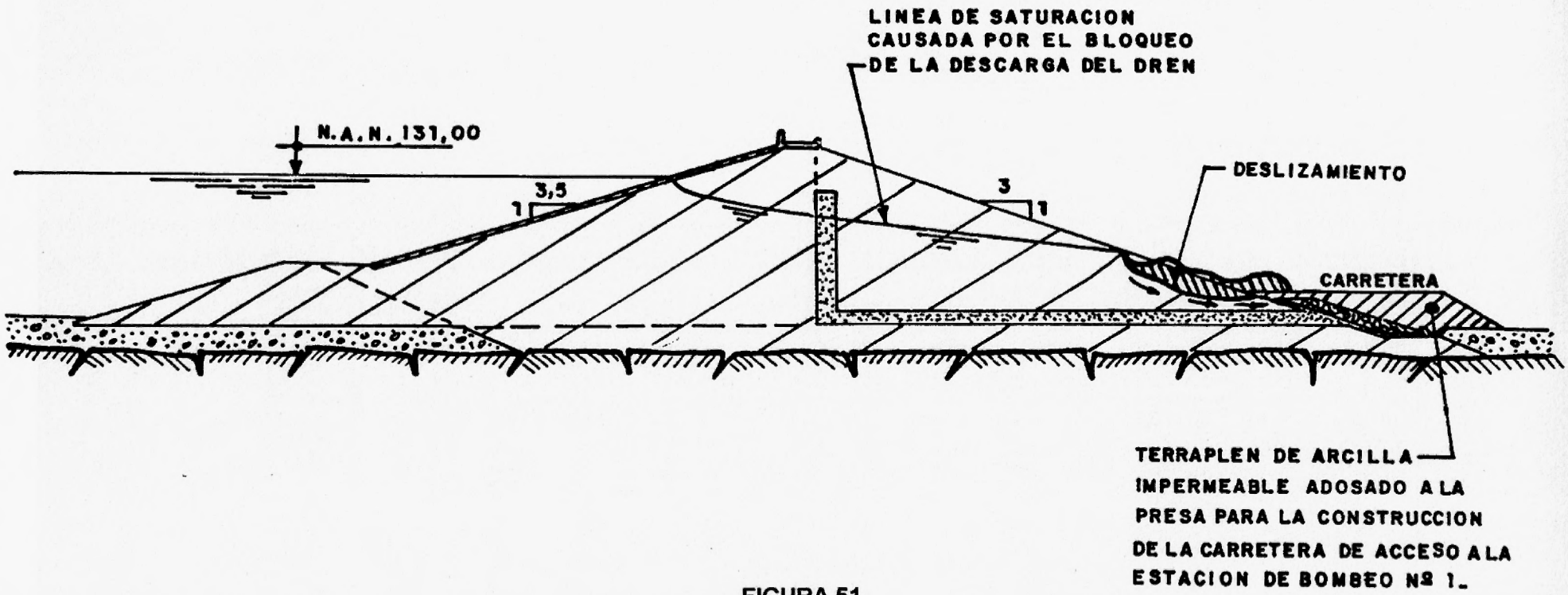


FIGURA 51
PAO LA BALSA

SECCION TRANSVERSAL TIPICA DE LA PRESA
INDICANDO LA CARRETERA CONSTRUIDA A SU PIE
Y SUS EFECTOS

de la presa, hubiese consultado con el organismo propietario de la misma, seguramente no hubiera sido permitida dicha construcción, que afectó la estabilidad de una obra que durante 18 años se comportó satisfactoriamente.

(Para mayor información ver referencia 41).

PEDREGAL

Características Principales.

Situación: Sobre el río Pedregal, en el Distrito Democracia del Estado Falcón.

Propósito:
- Abastecimiento de agua potable a las poblaciones de Pedregal, Urumaco y caseríos vecinos.
- Control de inundaciones en la población de Pedregal.
- Riego de unas 2.000 ha. ubicadas aguas abajo de la presa.

Embalse:
Área de la cuenca: 1.270,00 km^2.
Precipitación media anual en la cuenca: 589,00 mm.
Volumen: 142,50 x 10^6 m^3.
Área inundada: 1.215,00 ha.
Nivel de aguas normales: 298,00 msnm.

Presa:
Tipo: De tierra zonificada.
Longitud de la cresta: 250,00 m.
Cota de aguas normales: 310,00 msnm.
Altura máxima: 40,00 m.

Aliviadero: Tipo: Frontal, rectangular, de descarga libre.

Toma: Tipo: Selectiva, tipo OBHIDRA.

Descarga de fondo: Tipo: Conducto enterrado.
Diámetro interno: 1,85 m.
Longitud: 350,00 m.
Caudal máximo: 26,00 m^3/seg.
Tipo de control: 1 válvula de emergencia tipo Mariposa y una válvula de regulación Howell-Bunger de 1,50 m de diámetro, ambas en el extremo aguas abajo.

Cronología y Problemas en la Presa.

Etapa de Desviación del Río.

El Río Pedregal fue desviado a mediados de 1977 por un conducto de 1,85 m de diámetro, construido hacia la margen izquierda del cauce, para dar inicio a la construcción de la presa. Este conducto se utilizó posteriormente como descarga de fondo del embalse. La desviación del río se hizo mediante la construcción de una ataguía de 22 m de altura que posteriormente formó parte del terraplén de la presa. El sistema de desviación conducto-ataguía fue diseñado para una creciente de 15 años de período de retorno. Considerando que el tiempo necesario para la construcción de la obra fue estimado en 1,5 años, existía una seguridad del 90% de que la capacidad de las obras de desvío no fuesen excedidas por ninguna creciente durante el período de construcción de la presa.

El 30 de noviembre de 1977 la entrada del conducto se bloqueo completamente con palos y sedimentos durante una creciente y fue imposible destaparlo antes de que el agua se derramara por sobre la ataguía. El sedimento cohesivo envolvía a los palos y troncos, creando una especie de "barro armado".

El agua estuvo vertiendo sobre la ataguía durante 7 días, estimándose el caudal máximo que paso sobre ella en 150 m^3/seg, Figura 53. Para destapar el conducto se utilizaron cargas de profundidad colocadas mediante un helicóptero. El procedimiento de detonación demostró ser efectivo y a los pocos minutos el agua comenzó a fluir a sección plena y a gran velocidad (debido a una carga hidráulica de más de 20 m), arrastrando todos los materiales depositados que causaban la obstrucción, Figura 54.



FIGURA 52
PAO LA BALSA
Talud aguas abajo de la presa con el deslizamiento, tal como estaba el 13/08/96.



FIGURA 53
PEDREGAL
Agua vertiendo sobre la ataguía. El caudal máximo fue estimado en 150 m^3/seg.

La ataguía y la presa en construcción no sufrieron daños. La arcilla de baja plasticidad, compactada al 98% del Proctor Standard, resistió sin problemas el efecto erosivo del flujo desbordado. La entrada del conducto de desvío tampoco sufrió daños importantes, con la excepción de la destrucción de las rejillas por las voladuras.

Sedimentación del Embalse.

La presa Pedregal fue puesta en servicio a fines del año 1978, el tiempo total de construcción fue aproximadamente de 2 años.

Una particularidad del río Pedregal es que, en relación a su caudal, es uno de los ríos de mayor transporte de sedimentos en el país, además de poseer sus aguas una concentración elevada de sulfatos. Los sedimentos están constituidos principalmente por arcilla y limo en suspensión, habiéndose estimado durante la elaboración del proyecto un transporte total de 7×10^6 m^3/año. Es importante destacar que para la fecha que en se hizo el proyecto (1976-1977), no existía ningún registro de caudales del río, ni de transporte de sedimentos, por lo que el valor citado es netamente teórico y debe tomarse como una estimación.

Si se tiene este aporte de sedimentos al año y no se expulsa una parte de el mediante la operación de la descarga de fondo, los sólidos se irán depositando en el embalse y terminaran por llenarlo totalmente en un lapso aproximado de 20 años:

$$7 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año} \times 20 \text{ años} = 140 \times 10^6 \text{ m}^3 \text{ de sedimentos.}$$

Considerando que el embalse tenía una capacidad inicial de $142{,}50 \times 10^6$ m^3, el volumen antes calculado (140×10^6 m^3), implica en la práctica la total sedimentación del embalse en 20 años. Esto fue lo que finalmente ocurrió, pero en un lapso de 10 años.

La presa Pedregal tiene una descarga de fondo, provista de una válvula de emergencia tipo mariposa y de una válvula de cono fijo (Howell-Bunger) de regulación, ambas de 1,50 m de diámetro, instaladas en su extremo aguas abajo. En la etapa de proyecto se estimó que la vida útil del embalse podría extenderse en el tiempo con una correcta operación de la descarga de fondo, tal como se indica en el Manual de Operación del Embalse, que forma parte de la Memoria Técnica del Proyecto. La válvula de cono debería mantenerse descargando permanentemente un caudal de 3 m^3/seg. y abrirse

totalmente en forma periódica, aunque solo fuese por lapsos de 1 hora. Esta forma recomendada de operación se debe a que el Río Pedregal tiene un caudal medio anual de 5,2 m^3/seg., muy superior a la demanda, lo que hace que exista un gran excedente de agua que puede ser utilizado como vehículo para la expulsión de los sedimentos a través de la descarga de fondo.

La descarga de fondo consta en su extremo de aguas arriba de una rejilla de perfiles de acero soldados, y si permanece cerrada por un período de tiempo prolongado, se corre el peligro de que quede obstruida por los sedimentos y por los palos y troncos sumergidos que acarrea el río.

En los primeros años de operación del embalse, la descarga de fondo fue manejada correctamente y los resultados de esta operación se tradujeron en una descarga de sedimentos muy importante, Figura 55. Posteriormente, por razones que se desconocen, se ordeno el cierre de la válvula de cono. Esta válvula permaneció cerrada por un año aproximadamente, pero debido a la presión ejercida por los regantes de la zona aguas abajo de la presa, se procedió a abrir la válvula, pero tan solo 1". Inicialmente salió un barro espeso y luego el flujo cesó, quedando obstruida de forma permanente, Figura 56.

Se hicieron varios intentos por destapar la descarga de fondo, excavando el sedimento de su interior, haciendo voladuras en la estructura de rejillas, pero todo fue inútil. Para finales de 1988 el embalse se llenó totalmente de sedimentos (Figura 57) y quedó fuera de servicio. La sedimentación total del embalse se produjo en aproximadamente la mitad del tiempo estimado en la etapa de proyecto, lo que indica que la producción de sedimentos de la cuenca es aproximadamente el doble, es decir, unos 14×10^6 m^3/año. Esta experiencia resalta la importancia de hacer mediciones hidrológicas continuas en las diferentes cuencas del país y operar adecuadamente las obras.

Capacidad del Aliviadero.

El aliviadero de este embalse también tuvo problemas. Tal como se indicó anteriormente la información hidrológica existente del Río Pedregal, cuando se hizo el proyecto era prácticamente nula, por lo que la mayoría de los datos fueron tomados de cuencas cercanas con características similares.

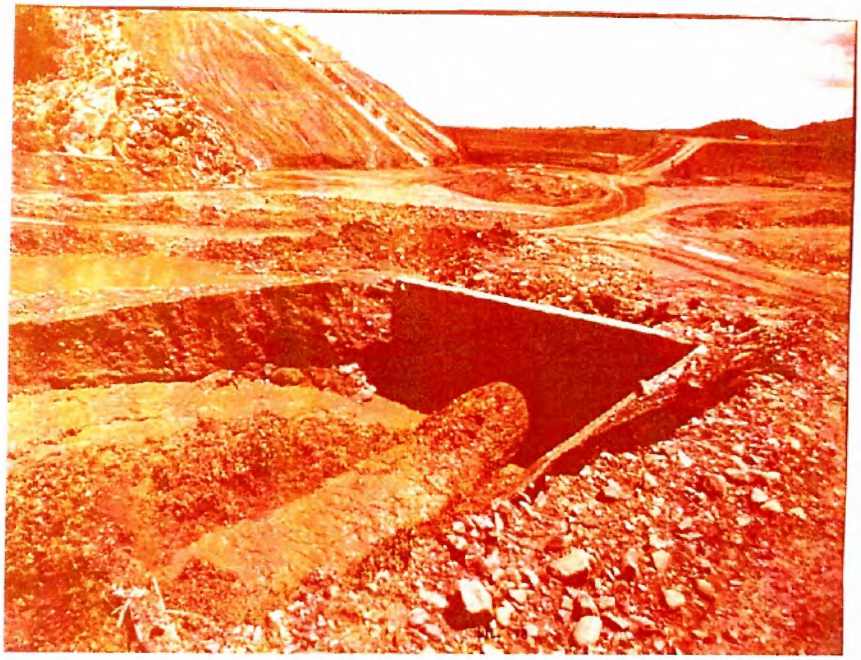


FIGURA 54
PEDREGAL
Conducto trabajando a sección plena después de destapado con cargas de profundidad.



FIGURA 55
PEDREGAL
Descarga de fondo en operación. Se observa la elevada concentración de sedimentos en el flujo.



FIGURA 56
PEDREGAL
Válvula Howell-Bunger
totalmente obstruida
por el sedimento.

FIGURA 57
PEDREGAL
Embalse totalmente
sedimentado.



El aliviadero fue proyectado como una estructura convencional de concreto con un vertedero en su entrada de 10 m de longitud de cresta. Debido a la falta de datos hidrológicos y como medida de seguridad, la entrada del aliviadero se proyectó proporcionando al muro derecho, situado hacia el estribo rocoso de la presa, una altura 1,50 m menor que la del muro izquierdo, el cual limita directamente con el terraplén de la presa, Figura 58. El criterio utilizado en aquella oportunidad fue que la capacidad del aliviadero era suficiente para dar salida a la creciente milenaria sin desbordamiento sobre los muros de su entrada. Pero conscientes los proyectistas de la imprecisión de la hidrología utilizada, si llegase a ocurrir una creciente mayor que la milenaria, el flujo desbordaría sobre el muro derecho, hacia el estribo rocoso y no sobre el muro izquierdo en contacto con la presa. Con esta finalidad se dejó un canal excavado, sin revestir, de 15 metros de ancho, detrás del muro derecho y a todo lo largo del aliviadero.

Aproximadamente 2 años después de la puesta en servicio del embalse ocurrió una creciente excepcional que rebaso el muro derecho en 30 cm aproximadamente. Como consecuencia del desbordamiento se produjo el arrastre del material del relleno posterior del muro, pero la naturaleza rocosa de la ladera evitó la ocurrencia de daños más importantes. El muro propiamente dicho no sufrió daños, Figura 59.

El canal del aliviadero revestido en concreto fue ampliado en 15 metros, llevándose su ancho total a 25 metros. No se han presentado otros inconvenientes hasta el presente.

(Para mayor información ver referencias 19, 42, 43 y 44).

SAN FRANCISCO DE MACANAO

Características Principales.

Situación: Sobre el río San Francisco, 2 km al norte de la población de San Francisco, en la parte central de la Península de Macanao, Estado Nueva Esparta.

Propósito:
- Abastecimiento de poblaciones.
- Riego.



FIGURA 58
PEDREGAL
Muro derecho del aliviadero 1,5 m menor que el muro izquierdo.



FIGURA 59
PEDREGAL
Flujo desbordado por la parte posterior del muro derecho del aliviadero, con erosión del material de relleno.

Embalse:	Capacidad a nivel normal: 790,00 x 10^3 m^3.
	Área inundada: 21,50 ha.
Presa:	Tipo: De tierra zonificada, con núcleo central impermeable.
	Altura máxima: 12,11 m.
	Longitud de la cresta: 372,00 m.
	Cota de la cresta: 35,00 m.
	Volumen del terraplén: 324,30 x 10^3 m^3.
Aliviadero:	Tipo: Canal horizontal.
	Descarga máxima: 16,00 m^3/seg.
Toma:	Conducto de 12" de diámetro, enterrado bajo la presa.

Cronología y Problemas en la Presa.

La presa se comenzó a construir el 3 de Septiembre de 1973 y se terminó el 25 de Abril de 1974. Desde la puesta en servicio de la obra se observó que la misma no retiene el agua, Figuras 60 y 61. Informaciones suministrada por los habitantes de la zona indican que cuando se produce alguna creciente en el río, se almacena agua en el embalse, alcanzando varios metros de profundidad, pero seguidamente su cota comienza a descender y en el transcurso de algunas horas se seca totalmente. Lo anterior se evidencia por las marcas de agua que se observan en el talud aguas arriba de la presa.

Los estudios geológicos hechos para el proyecto indican que los estribos de la presa están formados por esquistos micáceos de color gris amarillento, ferruginosos, con vetas de cuarzo. En la zona del valle existen aluviones formados por arenas, gravas y limos, con una profundidad máxima de 6 metros, por debajo de los cuales subyacería la roca antes indicada. Las filtraciones a través de estos aluviones fueron interceptadas mediante un dentellón de arcilla impermeable, construido como prolongación del núcleo de la presa.



FIGURA 60
SAN FRANCISCO DE MACANAO
Se observa la presa sin ningún almacenamiento de agua.



FIGURA 61
SAN FRANCISCO DE MACANAO
Presa sin almacenamiento de agua.

El comportamiento de esta presa y las evidencias antes señaladas parecen indicar que su deficiente funcionamiento se debería a filtraciones a través de cavernas en la fundación. Los estudios geológicos efectuados en la etapa de proyecto no mencionan la presencia de formaciones constituidas por calizas kársticas, pero es sabido que estas rocas son abundantes en la Isla de Margarita y que han ha sido la causa de inconvenientes en otras presas de dicha isla, por lo que su posible existencia en la fundación de esta presa no debería ser descartada.

A pesar de que la obra fue terminada en 1974 y no ha podido prestar los servicios para los que fue proyectada, sin embargo, hasta el presente no se han investigado las causas de esta situación y la obra está abandonada.

(Para mayor información ver referencia 46).

SIBURÚA

Características Principales.

Situación:	Al sur de Coro, al pié de la Sierra de San Luis, en las inmediaciones de la población de Meachiche, Estado Falcón.
Propósito:	Abastecimiento de agua a la industria petrolera en la Península de Paraguaná.
Presa:	Tipo: Zonificada en su sector de mayor altura y homogénea en las zonas próximas a los estribos. Altura máxima: 16,00 m. Talud aguas arriba: 2,5:1 a 3: 1 Talud aguas abajo: 2:1

Cronología y Problemas en la Presa.

Esta obra fue construida con el propósito de crear un pequeño almacenamiento de agua para ser utilizada por la industria petrolera en la Península de Paraguaná. La presa no está construida sobre un río, sino que describe en planta un trazado semicircular, terminando ambos extremos del terraplén contra la ladera norte de la Serranía de San Luis, Figura 62. La alimentación del embalse se hacía por gravedad a través de una tubería de acero que captaba el agua de unos manantiales situados a gran altura en la sierra y la conducía hacia el embalse, Figura 63. Otra tubería de acero enterrada bajo la presa, servía de toma del agua embalsada, para ser conducida hacia la Península de Paraguaná. La presa fue construida en el período 1956-1957 y su proyecto fue efectuado en el exterior.

Durante el año 1959 ocurrió un deslizamiento en el talud aguas arriba durante el descenso rápido del nivel del embalse, y en 1964 se produjo un deslizamiento profundo en el talud aguas abajo de la presa en un sector de sección homogénea cercano a la ladera. El embalse se encontraba lleno, lo que obligo a efectuar el vaciado total del mismo.

Estudios de laboratorio sobre muestras inalteradas del terraplén de la presa, y análisis de estabilidad realizados en 1969, evidenciaron el carácter frágil de las arcillas de mediana plasticidad utilizadas en la construcción de la obra y justificaron analíticamente los deslizamientos.

Con motivo de la puesta en servicio del Embalse El Isiro en 1963, el cual almacena un volumen muy superior al de esta pequeña obra, el Embalse Siburúa fue abandonado y desde entonces está fuera de servicio.

(Para mayor información ver referencia 15).

LAS TINAS

Características Principales.

Situación: Se encuentra cerca de San Antonio de Tamanaco, en el Estado Guárico.

Propósito: Abastecimiento rural.



FIGURA 62
SIBURÚA
Vista del talud aguas arriba de la presa en trazado semicircular.



FIGURA 63
SIBURÚA
Tubería de acero que alimenta por gravedad al embalse.

Embalse: Volumen: 36.000,00 m^3.

Presa: Tipo: Homogénea de arcilla.
Altura máxima: 13,00 m.

Cronología y Problemas de la Presa.

En 1965, esta presa construida por el Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, falló por la formación de un túnel en el terraplén, originando la inundación de un caserío aguas abajo y lesiones a una persona, Figuras 64 y 65.

Varios años después, el Ministerio de Obras Publicas, investigó la causa de la falla (formación del túnel), se tomaron muestras del terraplén homogéneo de arcilla y al analizarlas se pudo comprobar que las mismas correspondían a un suelo altamente dispersivo.

La presa fue reconstruida utilizando arcillas no dispersivas, Figura 66.

(Para mayor información ver referencia 15).

TULÉ

Características Principales.

Situación: Sobre el río Cachirí, 80 km al noroeste de Maracaibo, Estado Zulia.

Propósito: Abastecimiento de agua potable a la ciudad de Maracaibo y al Complejo Petroquímico El Tablazo, control de inundaciones.

Embalse: Nivel de aguas normales: 33,40 msnm.
Capacidad a nivel normal: 217,80 x 10^6 m^3.
Área inundada a nivel normal: 5.171,88 ha.

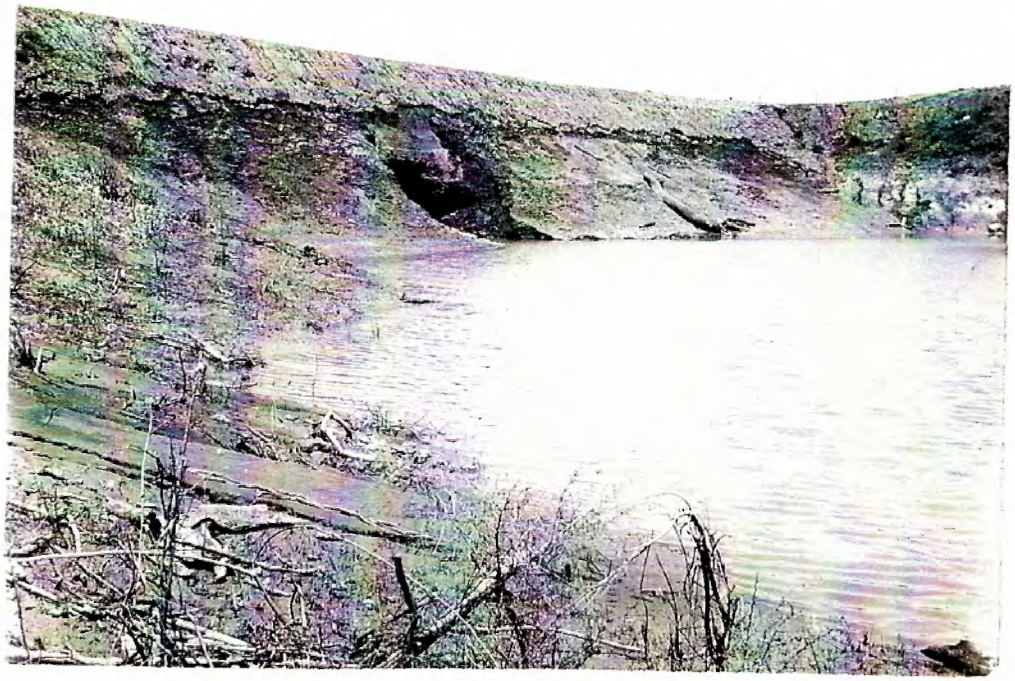


FIGURA 64
LAS TINAS
Se observa el túnel formado en el terraplén de la presa por las arcillas dispersivas.



FIGURA 65
LAS TINAS
Túnel en el terraplén de la presa formado por las arcillas dispersivas.

Presa: Tipo: De tierra, homogénea.
Altura: 18,75 m.
Longitud de la cresta: 5.315,00 m.
Cota de la Cresta: 37,00 msnm.

Aliviadero: Tipo: Abanico de descarga libre.
Caudal de diseño: 116,50 m^3/seg.

Toma: Tipo: Dos torre-tomas para riego y una toma inclinada para acueducto. Tres conductos enterrados en la presa.

Cronología y Problemas en la Presa.

La construcción de la presa de Tulé se inició en el año de 1964 y fue puesta en servicio en el año de 1971. Originalmente la presa era de tipo homogéneo con pendiente 2:1 en ambos taludes. El proyecto incluía un dren tipo L a todo lo largo de la presa para captar las filtraciones y descargarlas aguas abajo.

Durante el primer llenado del embalse en el año 1968, se presentaron una serie de deslizamientos en el talud aguas arriba. En esta época el nivel del agua en el embalse era de unos 9 m por debajo de la cresta de la presa. A pesar de que según el proyecto el espaldón no se encontraba en la condición crítica de diseño, respecto al deslizamiento, su saturación por efecto de las lluvias, aunado al control deficiente de la granulometría de los materiales de construcción del enrocado y la capa base del mismo, fueron las causas de lo ocurrido. Se tomó la decisión de bajar el nivel del embalse y reparar los daños en el terraplén. A principios del año de 1969 los daños continuaban y los deslizamientos cubrían un total de unos 300 m.

Debido a la dificultad para bajar el nivel del embalse, ya que las obras de descarga estaban inconclusas, el nivel de agua alcanzó la cota 32,7 msnm, algunos piezómetros instalados al pie aguas abajo de la presa llegaron a registrar niveles de hasta cuatro metros por encima de la cota del terreno. Como producto de esta fuerte subpresión, se originó una serie de filtraciones que afloraban a unos 11 m del pie de la presa con arrastre de material,

Figura 67. Este fenómeno es conocido como "boiling". Cabe destacar que la presa no está fundada sobre roca, sino sobre diversos tipos de suelos con diferentes características a lo largo de los 5 km de longitud que tiene la obra. En algunos sitios de la fundación se detectaron lentes y bolsones de materiales permeables.

Para efectuar las reparaciones del talud aguas arriba fue necesario cortar la presa y vaciarla, Figura 68. El corte de la presa fue aprovechado también para construir la tercera toma, a ser utilizada para acueducto. Se observó que los drenes tipo L para captar las filtraciones y descargarlas aguas abajo no tenían ni la granulometría ni los espesores especificados en el proyecto, y en algunos tramos no se había construido su rama vertical, o no se había alcanzando la cota indicada en el proyecto, Figura 68. Los análisis realizados a las muestras de suelo proveniente de la presa, indicaron también que a nivel de proyecto se había hecho una sobre-estimación en los parámetros de resistencia al corte de los materiales del terraplén, lo que explicaba su inestabilidad. Los estudios y análisis de estabilidad que se realizaron, basados en los nuevos parámetros, llevaron a la conclusión que seria necesario tender el talud aguas arriba de 2:1 a 3,25:1.

La presa originalmente era de tipo homogéneo, constituida por un material limo-arcilloso. Debido a las modificaciones pasó a ser zonificada, el espaldón aguas arriba está ahora constituido por una berma de arcilla de unos 4 m de altura; sobre ésta hasta la cresta de la presa el espaldón está constituido por materiales areno-limosos y areno-gravosos. La protección del talud aguas arriba se hizo por medio de un enrocado de 70 cm de espesor, y la del talud aguas abajo lo constituye una capa de ripio de cantera de 60 cm de espesor. Las deficiencias encontradas en la construcción de la parte vertical del dren en L, o su ausencia en algunos tramos, fueron subsanadas parcialmente haciendo una serie de perforaciones desde la cresta de la presa con una máquina de pilotaje, hasta interceptar el dren horizontal, o la parte construida del vertical y rellenando las perforaciones con arena permeable.

Para controlar la subpresión aguas abajo de la presa se construyó un total de 83 pozos de alivio, distanciados unos 50 m. Además, se construyó una berma en esa zona para dar peso a la fundación.



FIGURA 66
LAS TINAS
Presa reconstruida.

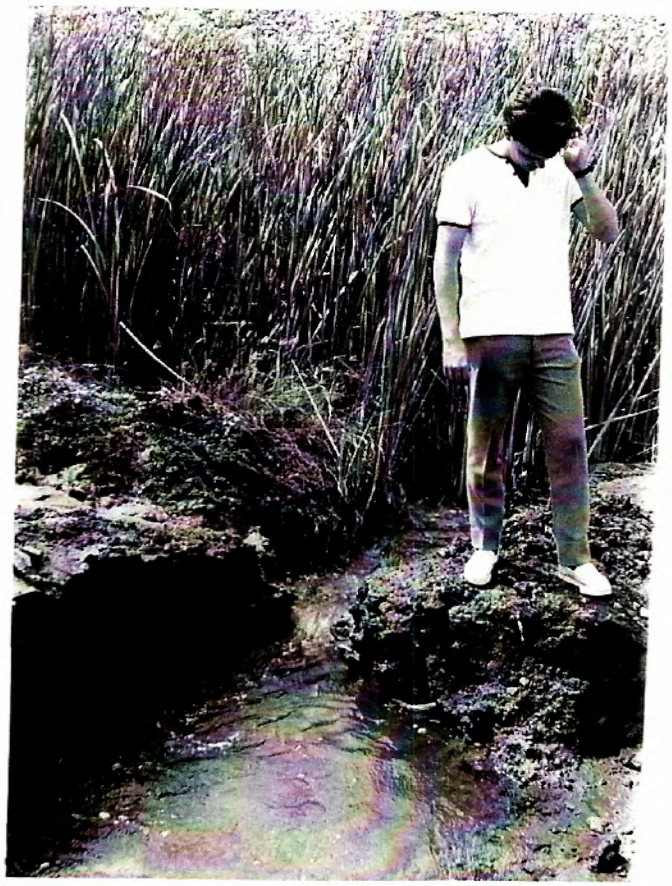


FIGURA 67
TULÉ
Filtraciones aflorando
al pié de la presa

Todos las obras de estabilización y drenaje construidas para resolver los problemas detectados desde la puesta en servicio de esta presa, han tenido tan solo un éxito limitado. Actualmente el embalse se opera manteniéndolo varios metros por debajo del nivel normal de proyecto, ya que se observa que si se permite que alcance dicha cota, reaparecen las filtraciones y el arrastre de partículas.

(Para mayor información ver referencia 47).

SISTEMA TURIMIQUIRE

Características Principales.

Situación: Sobre el río Neverí, en el Estado Sucre.

Propósito: Abastecimiento de agua potable a las ciudades de Barcelona, Puerto la Cruz, Guanta, Cumaná y la Isla de Margarita.

Presas: Tipo: Enrocado con pantalla impermeable de concreto.
Altura máxima: 113,00 m.

Embalse: Cota de aguas normales: 328,80 msnm.
Cota de la cresta de la presa: 336,00 msnm.
Volumen: 550,00x10^6 m^3.
Área inundada: 1.287,00 ha.

Aliviadero: Tipo: Canal trapecial de concreto, con lanzador final.
Longitud: 400,00m.
Descarga máxima: 600,00 m^3/seg.

Toma: Tipo: Torre-toma de concreto postensado.
Niveles de captación: seis válvulas mariposa.

Diámetro interior: 7,40 m.

Altura: 111,00 m.

Cronología y Problemas en la Presa.

La presa principal se termino de construir a finales de 1980, pero fue puesta en servicio a finales de 1988 cuando se concluyó la construcción de la presa auxiliar de Los Algarrobos. Desde la puesta en funcionamiento de la obra, se evidenciaron fugas que alcanzaron hasta los 300 lps. Estas filtraciones afloraban en la parte inferior del talud aguas abajo de la presa y tenían lugar de estribo a estribo. A partir de enero de 1994 las fugas comenzaron a aumentar hasta alcanzar unos 2.500 lps. en el mes de mayo del mismo año. Posteriormente se realizo un aforo en octubre de 1994, donde el caudal de las filtraciones fue estimado en 5.200 lps.

Se procedió a la investigación del porque de dichas filtraciones. La fundación de la presa esta constituida por caliza carbonácea-arcillosa, bien cementada, dura y maciza. Durante la construcción se pudo evidenciar las excelentes características mecánicas de dicha roca, así como también la baja permeabilidad de los estratos subyacentes. Además se construyó una cortina de inyecciones de cemento para impermeabilizar la fundación. Esto permitió descartar un posible mecanismo de filtración a través de la fundación de la presa.

Se estudiaron las condiciones de la losa impermeable de concreto sobre el talud aguas arriba de la presa. Dicha losa solo posee una junta de dilatación en su periferia (estribos, fundación), en la unión con el bloque de anclaje a la roca. La superficie de la losa solo tiene juntas de construcción entre los diferentes paños verticales de 15 metros de ancho, pero el acero de refuerzo es continuo en toda la losa, ya que pasa a través de estas juntas. Esto permite que la losa actúe monolíticamente.

En toda la línea de contacto de la losa con la roca de los estribos y la fundación, existe un bloque de concreto fuertemente armado, inyectado y anclado a la roca, el cual se conoce como bloque de anclaje. Este bloque está unido a la losa mediante una junta perimetral de dilatación, en la cual el acero de refuerzo está interrumpido, y está provista de un sello de goma y un sellador elástico. En el proyecto se especifico que esta junta perimetral debería quedar cubierta por una berma de material areno-arcilloso sin compactar,

de manera que si por alguna circunstancia los diferentes sellos de la junta se rompiesen y el agua comenzara a fugarse a través de la abertura de la junta, el material de la berma seria arrastrado y se produciría un auto sellado. Esta berma nunca fue construida.

Debido a la gran profundidad del agua en el embalse y a la dificultad para vaciarlo, se decidió hacer una exploración submarina de la losa. Para ello se utilizaron cámaras de televisión, fotografías submarinas e inspección sónica. Por medio de la inspección sónica y utilizando posicionadores por satélite (GPS), se determino una zona con altos niveles de ruido, atribuido al paso concentrado del flujo por una rotura en la periferia de la losa, Figura 70. Al inspeccionar con las cámaras de televisión dicha zona, se observaron grietas y roturas de hasta 20 cm de espesor, Figura 69. Las grietas no tienen un alineamiento predominante, son más bien de trayectoria errática. La longitud promedio de las grietas es de 5 m.

La falla de la losa de concreto pudo originarse por alguna de las causas siguientes:

- Efecto de la temperatura.
- Fallas en el vaciado del concreto.
- Fallas en la compactación del pedraplén donde se apoya la losa.
- Migración del material de apoyo de la losa por tener una granulometría inadecuada.

Independientemente de la magnitud de estas filtraciones, el comportamiento estructural de la presa ha estado dentro de los valores normales esperados.

El problema del agrietamiento de las losas de concreto armado construidas en las presas de enrocado y/o la abertura anormal de la junta perimetral ha ocurrido con cierta frecuencia en diferentes presas de este tipo en todo el mundo. La solución casi siempre ha consistido en volcar sobre la zona fracturada y/o las cavidades de la losa una mezcla de material semipermeable, bien gradado formado por grava, arena y arcilla. Este material es arrastrado por el flujo de las filtraciones, penetrando en los vacíos, los cuales va rellenando gradualmente, hasta quedar enrasado con la superficie de concreto de la losa. Una vez logrado esto se procede a cubrir la zona afectada con una membrana impermeable gruesa, la cual actúa como un sello final al ser presionada por el agua contra el paramento de aguas arriba de la presa recién rellenado y contra la propia losa de concreto.



FIGURA 68
TULÉ
Corte de la presa. No se observa la presencia del dren tipo "L".

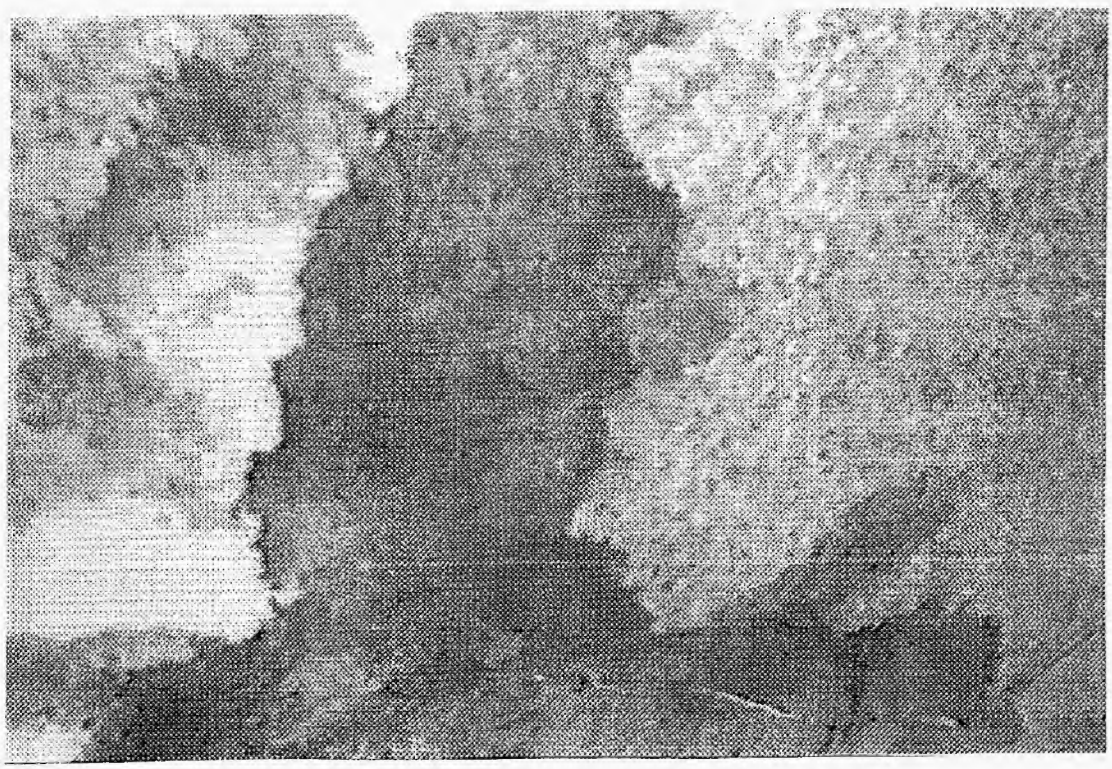


FIGURA 69
TURIMIQUIRE
Grietas en la pantalla de concreto.

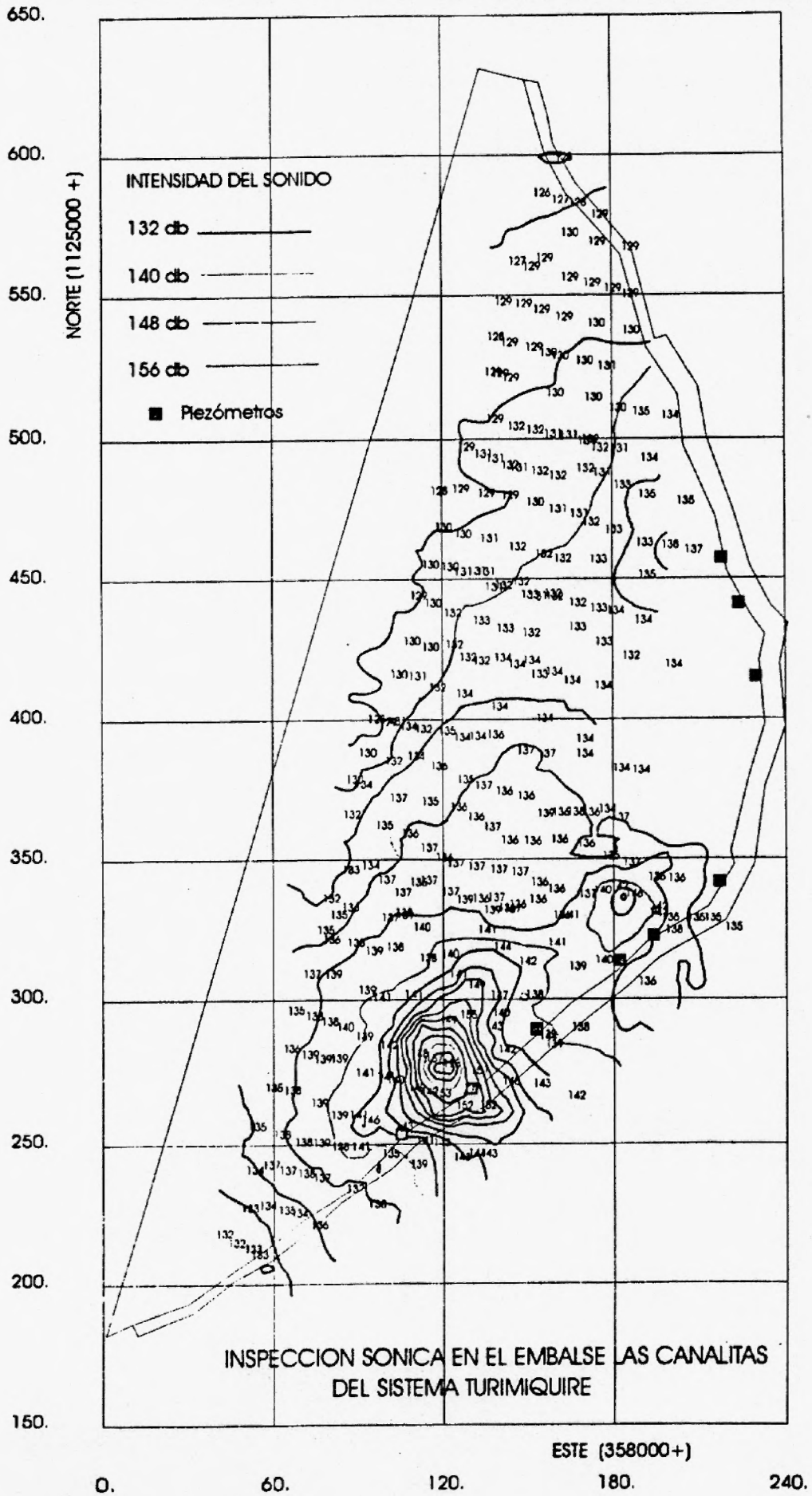


FIGURA 70
TURIMIQUIRE
Se observa la zona donde se concentran altos niveles de ruido en la pantalla de concreto.

En 1990 se hizo el trabajo antes indicado en la zona fracturada de la losa, pero solo parcialmente. Por falta de recursos no se terminó de rellenar la zona de cavidades ni se colocó la membrana impermeable. Sin embargo las filtraciones lograron ser reducidas a menos de 100 lps.

Posteriormente, con el paso de los años las filtraciones se fueron incrementando, alcanzando a finales de 1994 los 5.200 lps, Figura 71. En el primer semestre de 1995 se volcó nuevamente material en la zona agrietada, desde una gabarra en el embalse, mediante conductos que permitían dirigir el material a la zona dañada. De esta forma se logró disminuir la filtración a unos 1.400 lps (Figura 73), y así se mantiene en la actualidad. Nuevamente, por falta de recursos económicos el trabajo se hizo solo parcialmente, no habiéndose colocado la membrana impermeable.

(Para mayor información ver referencias 48, 49 y 50).

VISTA ALEGRE

Características Principales.

Situación: 10,5 km al suroeste de El Chaparro, y a 50 km de Zaraza, Estado Anzoátegui.

Propósitos:
- Control de crecientes.
- Abastecimiento de agua potable para El Chaparro.
- Saneamiento de tierras agrícolas.

Presa: Tipo: De tierra, homogénea.
Altura máxima: 19,21 m.
Longitud de cresta: 1.368,80 m.

Embalse: Volumen total: 49,04 x 10^6 m^3.
Área inundada: 972,50 ha.

Aliviadero: Tipo: Vertedero recto de cresta libre.
Longitud de cresta: 20,00 m.
Descarga máxima: 94,42 m^3/seg.

Toma: Tipo: Sumergida, jaula con rejillas a un solo nivel.
Conducto a presión enterrado bajo la presa.

Cronología y Problemas en la Obra.

Aliviadero.

El embalse fue construido entre 1976 y 1978. El proyecto original contemplaba un aliviadero convencional de concreto con un vertedero, rápido y disipador de energía de resalto hidráulico. Por razones de economía, cuando la presa estaba en construcción, se cambió el proyecto del aliviadero por un canal trapecial en tierra, de 50 m de ancho, sin revestimiento, Figura 72. Dicho canal estaba provisto en su parte media de un dentellón de concreto, de unos 2 metros de profundidad, cuya función era fijar el nivel de aguas normales del embalse.

Al funcionar por primera vez este aliviadero, a mediados de 1980, se produjo la destrucción total del mismo por un proceso de erosión regresiva (Figura 74), originando una emergencia en el embalse ya que se temía que la erosión pudiera alcanzarlo. La erosión regresiva paso por debajo del dentellón de concreto, quedando éste prácticamente como un puente sobre el cauce así formado, Figura 75. La situación pudo ser controlada construyendo un dique de tierra en la entrada del canal. El aliviadero fue clausurado definitivamente y se construyó una nueva obra de alivio en otro sitio, formada por un canal rectangular de concreto en forma de rápido dentado.

Disipador de Energía de la Toma.

La toma del embalse está formada por un cajón de rejillas en el fondo del mismo; un conducto enterrado bajo la presa; una sala de válvulas para el control del flujo situada al final del conducto, aguas abajo de la presa; un disipador de energía tipo impacto; y un canal de salida que restituye al caudal al cauce del Río Unare.

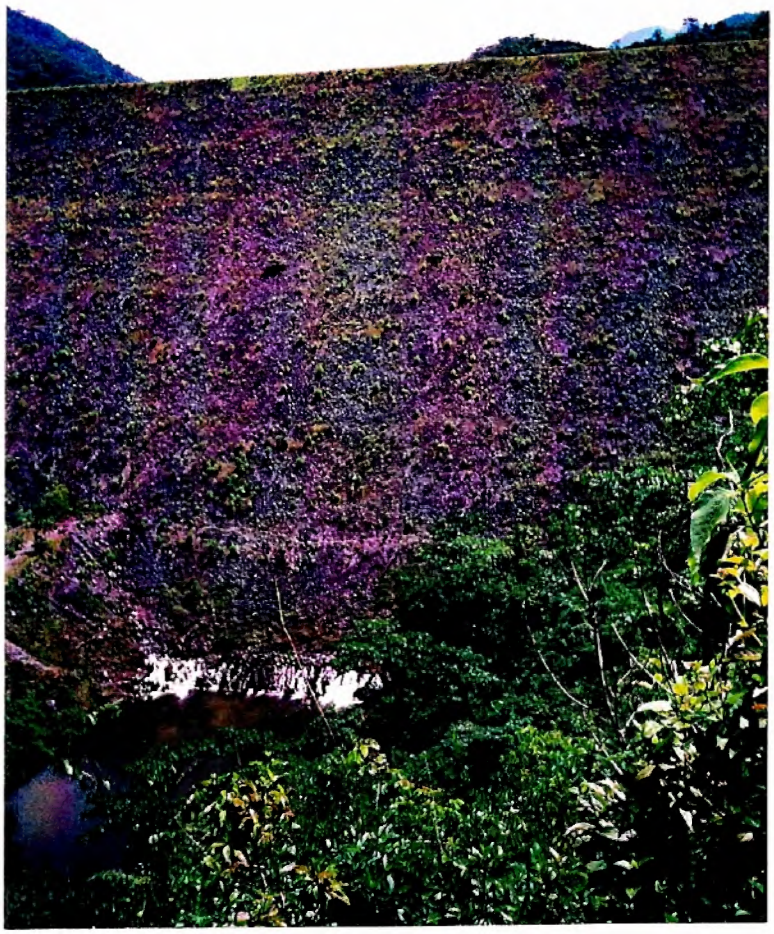
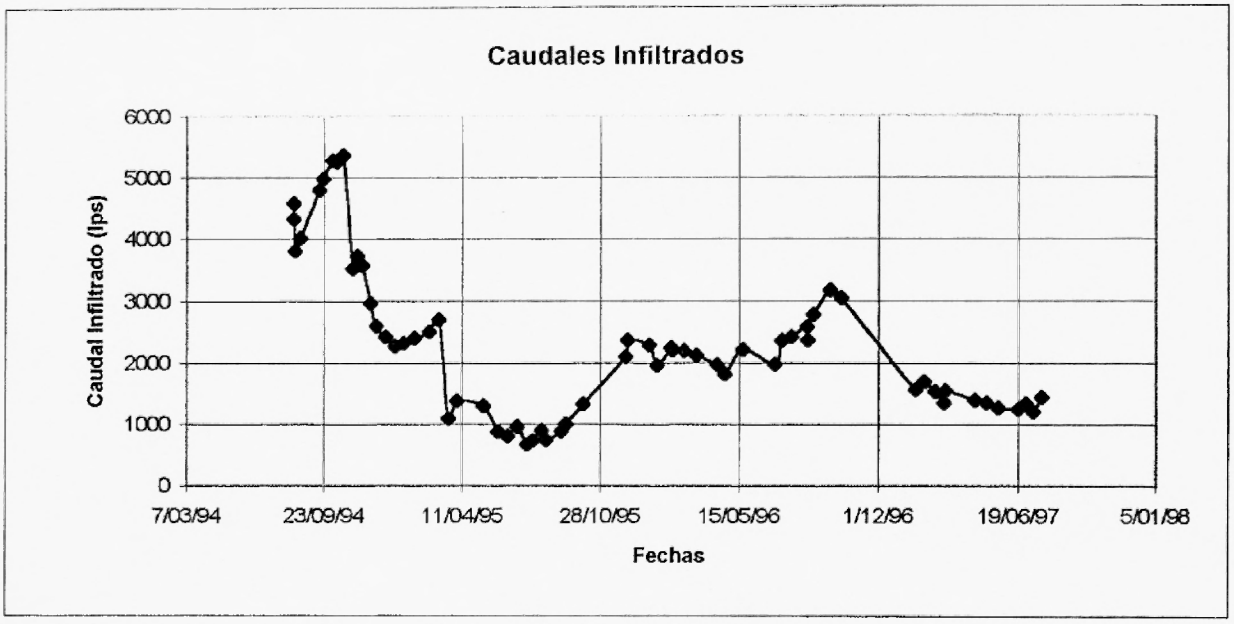


FIGURA 71
TURIMIQUIRE
Filtraciones al pié de la presa.
El caudal estimado fue
de 5.200 lps.

FIGURA 72
VISTA ALEGRE
Vista del canal trapecial
del aliviadero en tierra.





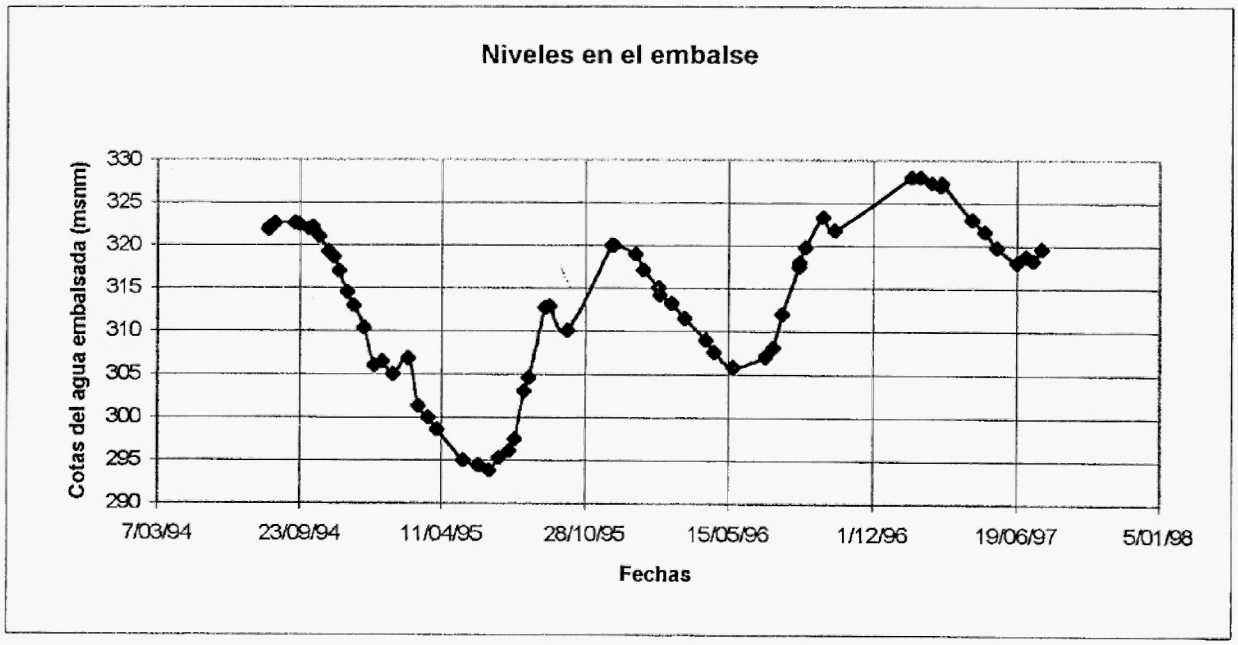


FIGURA 73
TURIMIQUIRE
Gráficas de Caudales infiltrados y Cotas del agua embalsada.



FIGURA 74
VISTA ALEGRE
Proceso de erosión regresiva en el aliviadero al funcionar por primera vez.



FIGURA 75
VISTA ALEGRE
Se observa el dentellón y el canal del aliviadero totalmente destruido.

El disipador de energía, tipo impacto, fue fundado 2,20 m por encima de la cota de fondo del río Unare. Esto hizo que el canal de salida quedara con una pendiente excesiva, lo que dio origen a una erosión regresiva que alcanzo al disipador, causando su falla estructural. El material del lecho del canal de salida, esta formado por arena limosa muy poco resistente a la erosión, al igual que la mayor parte de los suelos de la Cuenca del Unare. Adicionalmente, el disipador estaba subdiseñado en cuanto a su capacidad hidráulica y por ello no disipaba la energía totalmente.

Se demolió el disipador y se reemplazó por otro del mismo tipo, dimensionado de acuerdo a las condiciones de operación para el caudal máximo de la toma de fondo y fundado a cota del lecho del río Unare.

Las obras se han comportado adecuadamente desde entonces.

(Para mayor información ver referencia 52).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las presas son grandes obras de la Ingeniería Civil, que aportan importantes beneficios a la comunidad. El elevado costo de estas estructuras hace indispensable llevar a cabo regularmente trabajos de control y mantenimiento preventivo, de manera de garantizar un comportamiento satisfactorio y evitar daños mayores.

Es necesario que las autoridades competentes se aboquen a la tarea de preservar y mantener las obras construidas, ya que en la mayoría de los casos el mantenimiento y la vigilancia son deficientes. Prueba de ello es el estado de descuido en que se encuentran muchas de estas obras, además del frecuente robo y vandalización de equipos indispensables para su control y buen funcionamiento.

En el siguiente cuadro, tomado del resumen incluido al principio del presente trabajo, se sintetizan los incidentes registrados, agrupados en orden de ocurrencia.

INCIDENTE	% DE OCURRENCIA
Filtraciones	25
Erosión	19
Deslizamientos	17
Hidrología	14
Arcillas Dispersivas	8
Desviación	8
Fisuración	3
Cavitación	3
Sedimentación	3

Como se puede apreciar el incidente de mayor ocurrencia es el correspondiente a las filtraciones. Siguen en orden de importancia: erosión, deslizamientos e hidrología. Los demás tipos de incidentes son menos frecuentes.

Otro aspecto importante de resaltar, es que en el país existen los proyectos de reparación para casi todas las presas que han tenido problemas; en unos casos se han puesto en marcha los trabajos previstos, en otros no. En vista de la importancia que representan las presas para la comunidad, es impostergable llevar a cabo los trabajos de reparación necesarios, dado el peligro que representa no hacerlo.

Cuando se analizan los incidentes en las presas de Venezuela, y se comparan con los ocurridos en los países industrializados, se encuentra que a pesar de los inconvenientes detectados, en nuestro país nunca se han reportado bajas en la población causadas por un problema en una presa, lo cual si ha ocurrido en el caso de fallas de presas en países del denominado primer mundo.

Finalmente, se aspira que este trabajo de recopilación y síntesis pueda servir de referencia a aquellas personas que tengan la tarea de proyectar y construir presas, de manera de obtener el máximo provecho de las experiencias descritas, evitando así su repetición.

REFERENCIAS

1) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse Agua Viva, Río Motatán, Edo. Trujillo, Informe de la visita efectuada el 29 de Abril de 1987.- M.A.R.N.R.

2) KOSCHEWNIKOW, A.; SUÁREZ, L.M.- Memoria Técnica de la Toma de la Presa Agua Viva.- MOP.- Enero 1971.

3) SUÁREZ, L.M.- Embalse Agua Viva, Edo. Trujillo, Acciones a tomar para la puesta en operación de la Obra.- M.A.R.N.R.- Mayo 1984.

4) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse Agua Viva, Río Motatán, Edo. Trujillo, Informe de la visita efectuada el 15 de Noviembre de 1987.- M.A.R.N.R.

5) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse Agua Viva, Edo. Trujillo, Informe de reparación del túnel secundario.- M.A.R.N.R.- 19 de Junio de 1992.

6) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse Agua Viva, Edo. Trujillo, Informe de trabajos de reparación del túnel principal aguas abajo de la camara de compuertas.- M.A.R.N.R.- 30 de Junio de 1992.

7) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse Agua Viva, Río Motatán, Edo. Trujillo, Informe de la visita efectuada el 17 de Octubre de 1989.- M.A.R.N.R.

8) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse Agua Viva, Inspección de los Túneles de Desviación.- M.A.R.N.R.- 19 de Febrero de 1990.

9) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Cierre del Desvío. Presa Agua Viva. Edo. Trujillo.- (PT) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/298.- M.A.R.N.R.- Caracas, Marzo 1988.

10) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Rehabilitación, Presa Aracay, Río Aracay, Edo. Mérida.- (PT) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/261.- MA.R.N.R.- Caracas, Mayo 1987.

11) SUÁREZ, L.M.- La Falla de la Presa de Retención de Sedimentos en el Río Aracay, Edo. Mérida.- M.A.R.N.R.- Octubre de 1986.

12) SUÁREZ, L.M.- Embalse Barrancas, Edo. Falcón, Situación del Aliviadero.- M.A.R.N.R.- Agosto 1990.

13) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Estabilización del Aliviadero. Presa Barrancas. Edo. Falcón.- (PT) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/441.- M.A.R.N.R.- Caracas, Agosto 1992.

14) SUÁREZ, L.M.- Trabajos requeridos para la reparación de fugas de la Presa Canoabo, Río Canoabo, Edo. Carabobo.- (PT) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/492.- M.A.R.N.R.- Caracas, Noviembre 1995.

15) DE FRIES, K.; CALCAÑO FLORES, C.- Incidentes en Presas de Tierra y Enrocado en Venezuela.- Congreso Venezolano de Geotécnia.- Caracas, 1983.

16) SUÁREZ, L.M.- Estudio de alternativas para aumentar la capacidad de alivio del Embalse El Cigarrón, Río Tamanaco, Edo. Guárico.- (PT) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/490.- M.A.R.N.R.- Caracas, Septiembre 1995.

17) M.A.R.N.R.- Revista El Agua, Tomo I, Edición Especial, Grandes Presas Venezuela.- 1995.

18) SUÁREZ, L.M.- Ingeniería de Presas, Obras de Toma, Descarga y Desviación.- Ediciones Vega.- Caracas 1982.

19) SUÁREZ, L.M.- Algunas Experiencias Recientes en Problemas de Desvío de Ríos Para la Construcción de Presas.

20) SUÁREZ, L.M.- Informe de la visita de inspección al Embalse El Corozo, Qda. El Corozo, Valle de la Pascua, Edo. Guárico.- M.A.R.N.R.- Marzo 1996.

21) SUÁREZ, L.M.- Obras de Embalse El Cují, Quebrada Taquima, Edo. Anzoátegui, Informe de la visita efectuada el 30 de Enero de 1971.- M.A.R.N.R.

22) SUÁREZ, L.M.- Embalse El Cují, Edo. Anzoátegui, Proyecto de Reparaciones de la Toma y el Deslizamiento del Estribo Derecho. Proyecto de una Caída en el Canal de Descarga de la Toma.- M.A.R.N.R.- Marzo 1981.

23) SUÁREZ, L.M.- Embalse El Cují, Edo. Anzoátegui, Revisión del Comportamiento del Aliviadero Existente. Modificaciones al Aliviadero.- M.A.R.N.R.- Abril 1983.

24) Oficina de Ingeniería De Fries.- Diagnostico Geotécnico - Presa El Guapo. Programa de Instrumentación.

25) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de obras de estabilización de la Presa El Guapo, Edo. Miranda.- HIDROCAPITAL.- Junio 1994.

26) Oficina de Ingeniería De Fries.- Obras de refuerzo para la Presa El Guapo, Edo. Miranda.- Octubre de 1987.

27) SUÁREZ, L.M.- Informe: Filtraciones y Estabilidad de la Presa El Guapo, Edo. Miranda.- HIDROCAPITAL- Abril 1995.

28) SUÁREZ, L.M.- Inspección de Campo y Recomendaciones para la Operación y Mantenimiento, Embalse El Guapo, Edo. Miranda.- HIDROCAPITAL.- Junio 1993.

29) MACIPE, A.- Proyecto del Túnel Aliviadero de la Presa sobre el Río Guapo, Edo. Miranda.- INOS.- Agosto 1983.

30) Oficina de Ingeniería De Fries.- Informe de Avance, Programa de Instrumentación de la Presa "El Guapo", Edo. Miranda.- Abril 1981.

31) INOS-GIMSA.- Embalse Río Guapo, Estudio Geotécnico, Informes y Planos.- Junio 1975.

32) CARBONELL ISAVA, M.- Proyecto Embalse Río Guapo, Edo. Miranda, Informes y Planos.- Octubre 1975.

33) MOP.- Revista El Agua. Número Especial. Grandes Presas en Venezuela.- 1973.

34) MARCANO, A.; PATIÑO, A.- Cavitation Damage at Chute #3 Stage II of Guri Spillway and Solution to the Problem. Congresso Internacional sobre Casos e Acidentes em Sistemas Fluidos, SÃO Paulo/Brasil.- 6-10 Marzo, 1989.

35) PRUZCA, Z.- Design and Construction Measures to Avoid Cavitation in a Large Spillway.- Commission Internationale Des Grands Barrages. Dix-huitiéme Congrés des Grands Barrages.- Durban 1994.

36) SUÁREZ, L.M.- Informe: Revisión del Estado Actual de la Presa El Isiro, Coro, Edo. Falcón.- SOLESTUDIOS C.A.- Octubre 1995.

37) HIRSCHFELD-POULOS, Editors.- Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volumen.- Wiley-Interscience.- 1973.

38) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Emergencia para la Estabilización de la Presa Los Lavanderos, Embalse Lagartijo, Edo. Miranda.- HIDROCAPITAL.- Octubre 1993.

39) SUÁREZ, L.M.- Embalse Las Majaguas, Edo. Portuguesa. Inspección de la Presa #5.- M.A.R.N.R.- 23 de Junio de 1989.

40) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Reparación del Talud Aguas Abajo del Embalse Las Majaguas, Presa #5, Edo. Portuguesa.- (PT) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/374.- M.A.R.N.R.- Caracas, Mayo 1990.

41) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Reparación y Drenaje Interno del Talud Aguas Abajo de la Presa Pao La Balsa, Río Pao, Edo. Cojedes.- M.A.R.N.R.- Octubre 1996.

42) I.N.O.S. (OBHIDRA).- Proyecto Obras de Embalse Pedregal.- Marzo 1978.

43) SUÁREZ, L.M.- Proyecto de Modificación de la Descarga de Fondo. Embalse Pedregal, Edo. Falcón.- I.N.O.S.- Julio 1985.

44) SUÁREZ, L.M.- Informe de la Situación Actual de la Presa Pedregal, Edo. Falcón, Acciones a tomar.- M.A.R.N.R.- Agosto 1983.

45) SUÁREZ, L.M.- Informe: Visita de Inspección Efectuada a la Presa Atarigua, Edo. Lara, El día 31 de Julio de 1980.- M.A.R.N.R.- Caracas, 4 de Agosto de 1980.

46) MOP.- Dirección General de Recursos Hidráulicos, 40° Aniversario.- Revista El Agua. Número Especial. Grandes Presas en Venezuela.- 1976.

47) OLMOS CASTRO, R. M.; FERRERO KAYS, G.- Accidentes, Incidentes y Fallas de las Presas de Tierra en Venezuela.- Trabajo Especial de Grado para Optar por el Título de Ingeniero Civil, U.C.A.B.- Mayo 1985.

48) GÓMEZ AUGUSTO, J.- Inspección, Análisis y Proyecto de Reparaciones de Fugas en la Presa Las Canalitas del Sistema Turimiquire.- HIDROVEN.- Noviembre 1994.

49) PALAVICINI, I.- Informe de Inspección. Obra: Reparación de la Torre-Toma y la Placa de Concreto de la Represa Turimiquire.- HIDROVEN.- 1 de Septiembre de 1995.

50) SUÁREZ, L.M.- Informe: Visita a la Presa Turimiquire, Río Neverí, Edo. Anzoátegui.- M.A.R.N.R.- Septiembre 1994.

51) SUÁREZ, L.M.- Informe: Visita de Inspección Efectuada a las Presas Los Quediches y Atarigua, Edo. Lara, El día 11 de Mayo de 1980.- M.A.R.N.R.- Caracas, 25 de Junio de 1980.

52) SUÁREZ, L.M.- Embalse Vista Alegre - Estado Anzoátegui. Proyecto de un Nuevo Disipador de Energía para la Toma.- M.A.R.N.R.- Septiembre, 1982.

53) CARRERO Y ASOCIADOS, Estudios y Proyectos Civiles.- Proyecto Embalse Hueque III, Distrito Petit, Estado Falcón, Volumen II, Memoria Descriptiva - Planos.- (P.T.) Serie Informes Técnicos - D.G.I./IT/276.- M.A.R.N.R.-Caracas, Octubre 1987.