Tesis
IC 2009
M3
V2.

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA – PAO LA BALSA ESTADO COJEDES ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

ANEXOS

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Realizado Por: **Br. HÉCTOR A. MÁRQUEZ GÓMEZ**

Profesor Guía: **Dr. DIEGO FERRER FERNÁNDEZ**

Caracas, Febrero de 2009

INDICE GENERAL - ANEXOS

***Anexo 1* – ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO EN CUANTO A LA MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ROMPIMIENTO DE PRESAS DE TIERRA Y LA CONDUCCIÓN DE FLUJO CON SUPERFICIE LIBRE**

1.1 Modelación numérica del rompimiento de presas de tierra *A1-1*
1.1.1 Análisis comparativo *A1-2*
1.1.2 Modelos paramétricos o analíticos *A1-2*
1.1.3 Modelos matemáticos físicamente basados *A1-2*
1.1.4 Ecuaciones de predicción *A1-5*
a. Ecuaciones de predicción para el desarrollo de la brecha *A1-6*
b. Ecuaciones de predicción para el caudal pico *A1-10*
2.2 Modelación numérica de la conducción de flujo con superficie libre *A1-11*
2.2.1 Esquemas unidimensionales *A1-12*
a. Régimen permanente *A1-12*
b. Régimen variable *A1-12*
2.2.2 Esquemas bidimensionales *A1-13*
2.2.3 Modelos Comerciales *A1-14*
2.3 Selección del Modelo *A1-14*

***Anexo 2* – MAPAS DE INUNDACIÓN**

Tránsito de la creciente centenaria *A2-1*
Falla del aliviadero *A2-2*
Sobrevertido de la presa *A2-3*
Tubificación o falla en día soleado *A2-4*

***Anexo 3* – PERFILES LONGITUDINALES DE LA LÁMINA DE AGUA**

Tránsito de la creciente centenaria *A3-1*
Falla del aliviadero *A3-2*
Sobrevertido de la presa *A3-3*
Tubificación o falla en día soleado *A3-4*

***Anexo 4* – SECCIONES TRANSVERSALES**

Falla del aliviadero *A4-1*
Sobrevertido de la presa *A4-2*
Tubificación o falla en día soleado *A4-2*

***Anexo 5* – INFORME TÉNICO DE LA VISITA DE INSPECCIÓN VISUAL DE LAS OBRAS – EL DÍA 20 DE AGOSTO DE 2.008**

Informe técnico *A5-1*
Registro fotográfico *A5-2*

ANEXO 1

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO EN CUANTO A LA MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ROMPIMIENTO DE PRESAS DE TIERRA Y LA CONDUCCIÓN DE FLUJO CON SUPERFICIE LIBRE

A.1 ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO EN CUANTO A LA MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ROMPIMIENTO DE PRESAS DE TIERRA Y LA CONDUCCIÓN DE FLUJO CON SUPERFICIE LIBRE

La predicción del hidrograma de descarga del embalse, producto de la falla de la presa, y el desplazamiento de ese hidrograma aguas abajo son los dos aspectos principales en el análisis del rompimiento de presas. En la actualidad, se disponen de modelos numéricos que ayudan a conseguir, en distintos niveles de aproximación, los parámetros y variables necesarias para predecir el comportamiento de la falla y, posteriormente, la conducción de la creciente generada por la descarga violenta del embalse sobre el valle fluvial ubicado aguas abajo del sitio de presa. A continuación, se resume en primer lugar, los diferentes métodos de análisis empleados para la simulación del rompimiento de presas y, en segundo lugar, algunos modelos utilizados para simular la conducción de flujo a superficie libre.

1.1 Modelación numérica del rompimiento de presas de tierra

Durante la falla de una presa de tierra se desarrolla un proceso dinámico, donde se involucran aspectos hidrológicos, hidráulicos, hidrodinámicos, geológicos y de mecánica del transporte de sedimentos. Los principales modos de falla han sido identificados como el sobrevertido y la tubificación, por lo tanto, la mayoría de los modelos numéricos desarrollados para predecir el comportamiento de la falla y dibujar los hidrogramas de rotura, se enfocan en el análisis de la formación de un conducto y/o brecha de descarga a través de la presa. El U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), agrupa los principales métodos de análisis de rompimiento de presas en las siguientes cuatro categorías:

1.1.1 Análisis comparativo

Si la presa en consideración es muy similar en tamaño y construcción a la presa de una falla bien documentada, los parámetros de la brecha y del caudal pico de descarga pueden determinarse por comparación. En general la base de datos de las fallas de presas bien documentadas es pequeña y contiene pocos ejemplos de presas muy altas o embalses de gran volumen de almacenamiento.

1.1.2 Modelos paramétricos o analíticos

La aplicación exitosa de este tipo de modelos, requiere la especificación de la geometría del embalse y de la presa, como por ejemplo; el volumen del embalse, el nivel del agua, el diámetro medio de las partículas que conforman la presa, la resistencia a la erosión, el ángulo de fricción interna, la cohesión y la porosidad. Uno de los aspectos más difíciles, sin embargo, es la definición del tamaño y la forma de la brecha inicial. Sin importar el nivel de desarrollo avanzado de algunos modelos, hay un grado de incertidumbre resultante del amplio rango de valores de los parámetros involucrados. Por esto, se justifica la posibilidad de reducir la complejidad matemática del problema sin sacrificar los principios conceptuales involucrados. En el caso de los modelos paramétricos se trata de utilizar la mínima cantidad de ecuaciones básicas introduciendo coeficientes, los cuales son calibrados con base en datos reales, dando así cierto carácter experimental a las ecuaciones simplificadas que se utilizan. La mayoría de estos modelos están basados en los principios de conservación de la masa, la hidráulica del vertedero de cresta ancha y la consideración de una tasa de erosión del suelo, función de la velocidad media del flujo.

1.1.3 Modelos matemáticos físicamente basados

En los últimos 40 años numerosos autores han propuesto y desarrollado modelos matemáticos físicamente basados, para la modelación del rompimiento de presas de tierra. Cristofano (1.965) propuso el primer modelo para el rompimiento de presas. Este modelo relaciona la tasa de erosión de la brecha con la tasa de flujo de

agua a través de la brecha, utilizando una ecuación que da describe el esfuerzo cortante en las partículas del suelo y las fuerzas del agua. El modelo considera una brecha trapezoidal de ancho constante en el fondo; las pendientes de los lados de la brecha se determinan por el ángulo de fricción del material y la pendiente de fondo del canal de la brecha es igual al ángulo de fricción interna del material. También hace uso de coeficientes empíricos.

Harris & Wagner (1.967) aplicaron la ecuación de transporte de sedimentos de Schoklitsch a los flujos de presa con brecha. Asumieron que la erosión de la brecha empezaba inmediatamente después del sobrevertido, y que seguía hasta que la brecha alcanzaba el fondo de la presa. Brown & Rogers (1977, 1981) presentaron un modelo, BRDAM, basado en el trabajo de Harris y Wagner que era aplicable a brechas inducidas por sobrevertido y por tubificación.

Lou (1.981) y Ponce & Tsivoglou (1981) presentaron un modelo que conjugaba la ecuación de transporte de sedimentos de Meyer–Peter y Müller con las ecuaciones diferenciales unidimensionales de flujo no permanente y de conservación de sedimentos. Las ecuaciones diferenciales eran solucionadas con un esquema implícito de diferencias finitas que era computacionalmente complejo y con tendencia a presentar problemas de inestabilidad numérica.

El modelo BEED (Breach Erosion of Embankment Dams) desarrollado por Singh & Scarlatos (1.985) es un modelo que simula el desarrollo de la brecha, el desplazamiento de la creciente y del sedimento. La erosión y el transporte de sedimentos son calculados utilizando las ecuaciones de Einstein-Brown y Bagnold.

El modelo BREACH (Fread, 1.993) es probablemente el modelo matemático más conocido. Es un modelo matemático basado en principios físicos de hidráulica, transporte de sedimentos y mecánica de suelos, para predecir las características del canal (tamaño y tiempo de formación) creado en el proceso de rompimiento de una presa debido a la erosión, así como para conocer el hidrograma de salida que se obtiene de tal rompimiento. El modelo utiliza las ecuaciones de continuidad de masa, de capacidad de transporte de sedimentos y de flujo uniforme. Utiliza las ecuaciones

de flujo sobre vertederos o a través de un orificio para simular el caudal a través de un canal o conducto que será erosionado gradualmente a través de la presa. La conservación de la masa, que tiene en cuenta el caudal entrante al embalse, el volumen almacenado en él y el caudal saliente (sobre la cresta, por el vertedero de descarga y por el canal de erosión), determina el nivel del agua en el embalse en función del tiempo que junto con el nivel del piso del canal de erosión predicho, define la cabeza que controla la descarga. El piso del canal de erosión se supone con una pendiente igual a la de la cara de aguas abajo de la presa.

Una relación de transporte de sedimentos, la ecuación de Meyer-Peter & Muller modificada para canales empinados se usa para predecir la capacidad de transporte del flujo del canal cuya profundidad se determina por una relación de flujo uniforme cuasi-permanente en la cual se aplica la ecuación de Manning durante un intervalo de tiempo Δt en cada paso del desarrollo del canal de erosión modelado. El ensanchamiento del canal (de supuesta forma trapecial) está gobernado por la tasa de erosión que es función de la pendiente del piso y de la profundidad del flujo y depende de las propiedades del material de presa (tamaño D_{50}, peso específico, ángulo de fricción interna, fuerza de cohesión). El coeficiente de rugosidad de Manning usado para calcular la profundidad del flujo en el canal de erosión, puede deducirse de acuerdo con el tamaño del material del canal mediante la ecuación de Strickler o las relaciones de Moody.

La *Tabla A-1.1* muestra un resumen los diferentes modelos matemáticos físicamente basados realizados a través del tiempo, el enfoque analítico y algunas características de cada uno de ellos.

MODELOS MATEMÁTICOS FÍSICAMENTE BASADOS PARA LA SIMULACIÓN DE FALLAS DE PRESAS DE TIERRA

Modelo y Año	Transporte de Sedimentos	Morfología de la Brecha	Parámetros	Otras Características
Cristofano	Formula empírica	Ancho de brecha constante	Angulo de reposo	-
Harris & Wagner (1967)	Fórmula de Schoklitsch	Forma de brecha parabólica	Dimensiones de brecha, sedimentos	-
BRDAM (Brown & Rogers, 1977) DAMBRK (Fread, 1977)	Erosión lineal predeterminada	Rectangular, triangular o trapezoidal	Dimensiones de brecha, otros	Efectos tailwater
Lou (1981) Ponce & Tsivouglou (1981)	Fórmulas de Meyer – Peter y Müller	Relación del tipo de régimen	Esfuerzo cortante crítico, sedimentos	Efectos tailwater
BEED (V. Singh & Scarlatos, 1985)	Fórmula de Einstein - Brown	Rectangular o trapezoidal	Sedimentos, otros	Efectos tailwater estabilidad de pendiente húmeda
FLOW SIM 1 FLOW SIM 2 (Bodine, undated)	Erosión lineal predeterminada; opción de fórmulas de Meyer-Peter y Müller	Rectangular, triangular o trapezoidal	Dimensiones de brecha, sedimentos	-
BREACH (Fread, 1.993)	Fórmulas de Meyer-Peter y Müller modificadas por Smart.	Rectangular, triangular o trapezoidal	Cortante crítico, sedimentos	Efectos tailwater, estabilidad de pendiente seca

Water Resources Research Laboratory 1.998
Prediction of Embankment Dam Breach Parameters.
Tabla A-1.1

1.1.4 Ecuaciones de predicción

El riesgo creado por la avenida resultante de la descarga rápida e incontrolada a través de la brecha formada en una presa, necesita ser evaluado para proporcionar unas medidas de seguridad adecuadas en el evento de que ocurra una falla catastrófica. El nivel de detalle de los análisis hidrológicos e hidráulicos que se necesitan para evaluar las consecuencias de la creciente, depende del peligro para la vida humana y la cantidad de daños ambientales y a la propiedad que podrían ocurrir. Si la pérdida de vidas humanas es improbable y el daño potencial de la propiedad es pequeño, un procedimiento simple puede proporcionar una descripción adecuada de la magnitud y el tiempo de llegada de la creciente resultante de la falla de la presa.

Fórmulas empíricas para estimar el desarrollo de la brecha y el caudal pico causado por una falla gradual de la presa han sido presentadas por Kirkpatrick (1.977), Hagen (1.982), K. Singh & Snorrason (1.982), MacDonald & Langridge-Monopolis (1.984), Costa (1985), Soil Conservation Service (1.981,1.985), Bureau of Reclamation (1.986), Evans (1.986), Von Thun & Gillette (1.990), Dewey & Gillette (1.993) y Froehlich (1.987, 1.995). La escasez de datos ha llevado a tener que utilizar estimaciones aproximadas de los caudales pico de salida a través de la brecha. Algunos de los caudales pico de salida utilizados para desarrollar las ecuaciones empíricas han sido medidos a una distancia considerable aguas abajo de la presa fallada, pudiendo ser significativamente menores que el caudal pico a la salida del embalse. Otros caudales pico han sido obtenidos mediante simulación numérica del rompimiento de la presa y no de mediciones.

a. Ecuaciones de predicción para el desarrollo de la brecha

K. Singh & Snorrason (1.982) proporcionaron una primera guía cuantitativa del ancho de la brecha. Relacionaron el ancho de la brecha con la altura de la presa para 20 casos de falla y encontraron que el ancho de la brecha estaba generalmente entre 2 y 5 veces la altura de la presa. También reconocieron que el tiempo de falla, desde el inicio de formación de la brecha hasta que se desarrolla por completo, estaba generalmente entre 15 minutos y 1 hora. Encontraron además que para las fallas por sobrevertido, la profundidad máxima sobre la cresta antes de la falla estaba entre 0.15 y 0.61 m.

MacDonald & Langridge–Monopolis (1.984) propusieron un factor de formación de brecha, definido como el producto del volumen del flujo descargado a través de la brecha y la profundidad del agua en la presa en el momento de la falla medida desde el piso de la brecha. Relacionaron con este factor el volumen del material de la presa removido. Además, concluyeron del análisis de los 42 casos estudiados que las pendientes de los lados de la brecha se podían asumir como 1h:2v y que la forma de la brecha era triangular y trapezoidal, dependiendo de si la brecha

alcanzaba la base de la presa. También se propuso una curva envolvente para el tiempo de formación de la brecha como una función del volumen del material erosionado.

Froehlich (1.987, 1.995) desarrolló ecuaciones de predicción adimensionales para estimar el ancho promedio de la brecha (B), un factor promedio para la pendiente de las paredes de la brecha (Z) y el tiempo de formación (t_f). Las predicciones estuvieron basadas en las características de la presa incluyendo el volumen del embalse, la altura del agua sobre el fondo de la presa, la profundidad de la brecha, el ancho de la cresta de la presa y el nivel del fondo de la brecha, teniendo en cuenta la falla por sobrevertido o por otra causa, y la presencia o ausencia de núcleo en la presa. Froehlich concluyó que siendo todos los demás factores iguales, las brechas provocadas por sobrevertido son más anchas y se erosionan lateralmente a una tasa más rápida que las brechas provocadas por otras causas.

U.S. Bureau of Reclamation (1.988) proporcionó una guía para seleccionar el ancho de brecha final y el tiempo de falla a ser utilizado en los casos de clasificación de amenaza usando el modelo SMPDBK (Simplified Dam Brake) (Fread & Wetmore, 1.983). Los valores sugeridos no pretenden producir predicciones precisas del caudal máximo de descarga a través de la brecha, sino un valor conservador. Para presas de tierra, el ancho de brecha recomendado es 3 veces la profundidad de la brecha, medido desde el nivel inicial de agua en el embalse hasta el nivel del fondo de la brecha, usualmente considerado en el piso del pie de la presa (h_w). El tiempo recomendado para la formación de la brecha (en horas) es 0.011 veces el ancho de la brecha (en metros).

Von Thun & Gillette (1.990) y Dewey & Gillette (1.993) usaron datos de Froehlich (1.987) y MacDonald & Langridge–monopolis (1.984) para desarrollar la guía para estimar las pendientes de los lados de la brecha, el ancho de la brecha a la altura media y el tiempo de falla. Propusieron que las pendientes de los lados de la brecha se adoptaran como 1h: 1v exceptuando las presas con pantallas cohesivas o con cuerpos muy cohesivos, donde las pendientes de 1h: 2v o 1h: 3v podían ser más

apropiadas. Von Thun & Gillette propusieron la siguiente relación para el ancho promedio de la brecha:

$$B = 2.5h_w + C_b \qquad (1.1)$$

Siendo h_w la profundidad del agua en la presa en el momento de la falla, medida desde el nivel del piso de la brecha, y C_b una función del almacenamiento en el embalse como se muestra en la *Tabla A-1.2*.

COEFICIENTE Cb SEGÚN LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE

Tamaño del Embalse ($10^6 m^3$)	Cb
< 1.23	6.1
1.23 a 6.17	18.3
6.18 a 12.3	42.7
> 12.3	54.9

Water Resources Research Laboratory 1.998
Prediction of Embankment Dam Breach Parameters.
Tabla A-1.2

También propusieron dos métodos para estimar el tiempo de formación de la brecha:

$$t_f = \frac{B}{4.h_w} \text{ (material resistente a la erosión)} \qquad (1.2)$$

$$t_f = \frac{B}{4.h_w + 61} \text{ (material altamente erosionable)} \qquad (1.3)$$

Con h_w y B dados en metros. La *Tabla A-1.3* resume las ecuaciones para los principales parámetros relacionados con la brecha.

ECUACIONES DE PREDICCIÓN PARA LA FORMACIÓN DE LA BRECHA

Autores	Nro de Casos Estudiados	Ecuacion Propuesta. Sistema Internacional de Unidades.
K. Singh & Anorrason (1.984)	20	$2.h_d \le B \le 5.h_d$; $0.15m \le d_{ovtop} \le 0.61m$ $0.25h \le t_f \le 1.0h$
MacDonal & Langridge-Monopolis (1.984)	42	$V_{er} = 0.0261.(V_{out}.h_w)^{0.769}$; $t_f = 0.0179.(V_{er})^{0.364}$
Froehlich (1.987)	43	$\bar{B}^* = 0.47.K_o.(S^*)^{0.25}$; $K_o = 1.4$ Sobrevertido; $K_o = 1.0$ otra forma. $Z = 0.75.K_c.(h_w^*)^{1.57}.(W^*)^{0.73}$; $K_c = 0.6$ con núcleo; $K_c = 1.0$ sin núcleo. $t_f = 79.(S^*)^{0.47}$
Reclamation (1.988)	-	$B = 3.h_w$; $t_f = 0.011.B$
V. Singh & Scarlatos (1.988)	52	$B_{superior}/B_{fondo\ promedio} = 1.29$
Von Thun & Gillette (1.990)	57	Véase Ecuaciones 2.78, 2.79, 2.80 .
Froehlich (1.995)	63	$\bar{B} = 0.1803.K_o.V_w^{0.32}.h_b^{0.19}$; $t_f = 0.00254.V_w^{0.53}.h_b^{-0.90}$ $K_o = 1.4$ Sobrevertido; $K_o = 1.0$ otro.

Water Resources Research Laboratory 1.998
Prediction of Embankment Dam Breach Parameters.
Tabla A-1.3

NOMENCLATURA DE LAS ECUACIONES DE PREDICCIÓN

B : ancho de la brecha	h_w : profundidad del flujo sobre el fondo de la brecha.	t_f : tiempo de formación de la brecha.
$\bar{B}$: ancho promedio de la brecha. $(B_{top} + B_{bottom})/2$	V_{er} : volumen de material de presa erosionado.	t_f^* : tiempo de formación de la brecha adimensional; $t_f / \sqrt{g.h_b}$
B^* : ancho de brecha adimensional. B / h_d	V_{out} : volumen de agua descargado a través de la brecha.	W^* : ancho promedio de la presa adimensional; $(W_{crest} + W_{bottom})/(2.h_b)$
d_{ovtop} : profundidad del flujo sobre la cresta de la presa.	V_w : volumen de agua almacenado en el embalse.	Z : factor de pendiente del talud de la brecha. (Z horizontal: 1vertical)
h_b : altura de la brecha.	S : capacidad del embalse.	
h_d : altura de la presa.	S^* : volumen adimensional; S / h_b^3	

Water Resources Research Laboratory 1.998
Prediction of Embankment Dam Breach Parameters.
Tabla A-1.4

b. Ecuaciones de predicción para el caudal pico

Entre las características del embalse que se pueden medir fácilmente y que tienen influencia en el caudal pico de una presa fallada están el volumen y la altura del agua en el embalse al comienzo de la formación de la brecha, ambas cantidades medidas desde la elevación del fondo de la brecha final.

Mac Donald and Langridge-Monopolis (1.984) presentan una relación para el caudal pico de presas falladas como una función de un factor de presa, que es aproximado por la siguiente ecuación:

$$Q_p = 1.154 \times (V_w . H_w)^{0.412} \qquad (1.4)$$

La *Ecuación 1.4* también está basada en los caudales pico de presas falladas de concreto y material suelto y por eso pueden sobrestimar los caudales pico de estas últimas.

Froehlich (1.995) recopiló datos de 22 fallas de presas de material suelto y realizó un análisis de regresión múltiple para obtener una nueva expresión empírica para la estimación rápida del caudal pico en la falla de una presa de material suelto. La nueva ecuación de predicción utiliza información fácilmente obtenible y también proporciona un medio para calcular los límites de predicción a partir de los cuales se pueden determinar los factores de seguridad apropiados a ser utilizados en la evaluación del potencial de amenaza por la creciente producida por la falla de la presa.

$$Q_p = 0.607 \times V_w^{0.295} . H_w^{1.24} \qquad (1.5)$$

Otras ecuaciones de predicción se presentan en la *Tabla A-1.5*

ECUACIONES DE PREDICCIÓN PARA EL CAUDAL PICO

Nombre (fecha), Variable independiente	Ecuación.	Nro. Casos aplicados.
Kirkpatrick (1.977), $f(H_w)$	$Qp=1.268(H_w+0.3)^{2.5}$	34
SCS (1.981), $f(H_w)$	$Qp=16.6(H_w)^{1.85}$	34
Reclamation (1.982), $f(H_w)$	$Qp=19.1(H_w)^{1.85}$	34
Froehlich (1.995), $f(Vw,H_w)$	$Qp=0.607(V_w^{0.295}H_w^{1.24})$	33
McDonald and Langridge-Monopolis (1.9849, $f(V_w,H_w)$	$Qp=1.154(V_w.H_w)^{0.412}$	33
Singh and Snorrason (1.984), $f(H_d)$	$Qp=13.4(H_d)^{1.89}$	37
Costa (1.985). $f(S,H_d)$	$Qp=0.981(S.H_d)^{0.42}$	36
Evans (1.986), $f(V_w)$	$Qp=0.72(V_w)^{0.53}$	37

Water Resources Research Laboratory 1.998
Prediction of Embankment Dam Breach Parameters.
Tabla A-1.5

2.2 Modelación numérica de la conducción de flujo con superficie libre

La modelación matemática del flujo en lámina libre ha evolucionado paralelamente a la capacidad de los computadores, al desarrollo del cálculo numérico en general y al desarrollo de la modelación numérica en áreas de conocimiento próximas. Para el estudio de los efectos de la propagación de crecidas en ríos, y en concreto, para la obtención de valores de velocidad y niveles de agua, se han usado en el pasado, y todavía se usan mayoritariamente en la actualidad, modelos unidimensionales en régimen permanente gradualmente variado con fondo fijo.

Este tipo de modelos se basan en esquemas numéricos relativamente simples pero eficaces, pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y con llanuras de inundación, y singularidades tales como derivaciones, puentes, pasos, etc. En el caso donde el flujo a estudiar es claramente no permanente se debe recurrir a las ecuaciones unidimensionales del régimen gradualmente variable o ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Para intentar resolver estas ecuaciones se han utilizado en el pasado gran cantidad de esquemas numéricos distintos, algunos de ellos con las ecuaciones completas y muchos otros con distintas

simplificaciones consistentes en despreciar los términos con menor contribución, dando lugar a los métodos conocidos como métodos hidrológicos, onda cinemática y onda difusiva. La razón para no utilizar las ecuaciones completas, es para poder reducir el tiempo de cálculo, aunque, tiene menos sentido actualmente que hace unos años.

2.2.1 Esquemas unidimensionales

a. Régimen permanente

Para el estudio de los niveles y velocidades de agua en ríos, la aproximación que, sin duda, se ha utilizado más es la de flujo unidimensional y régimen permanente gradualmente variado. Por sencillez de programación y de discretización del dominio, y a veces por falta de información en las condiciones de contorno en régimen no permanente (hidrogramas), ésta es la metodología que más se utiliza incluso hoy. Las hipótesis fundamentales para este tipo de aproximación son movimiento unidimensional, régimen permanente y fondo fijo.

La ecuación fundamental es la conservación de la energía entre dos secciones de río, aunque también se utiliza la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento para fenómenos locales, como pueden ser cambios de régimen, y otras ecuaciones más o menos empíricas para otros efectos locales como puentes, cajones, etc. En general estos esquemas de cálculo de curvas de remanso están del lado de la seguridad cuando el objetivo es conocer los niveles máximos en crecidas, ya que la lámina de agua que se obtiene con ellos suele estar por encima de la envolvente de calados máximos que se obtendrían con un modelo en régimen variable y un hidrograma cuyo caudal pico fuera el caudal utilizado en el cálculo en régimen permanente.

b. Régimen variable

El régimen variable se suele subdividir en régimen gradualmente variable, cuando las variaciones en calado y caudal se producen en tiempos prolongados y

distancias grandes (como la propagación de una avenida en un gran río en régimen lento), y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (resalto hidráulico en un río de montaña, frente de onda producido por una rotura de presa, etc.).

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión son las ecuaciones de Sain Venant, escritas por primera vez por Barré de Saint Venant en 1.871 y que sirven para describir tanto el régimen gradualmente variable, como el rápidamente variable. Estas ecuaciones no se pueden resolver para geometrías reales con métodos analíticos, mientras que el estudio de los fenómenos que describen mediante modelos físicos resulta enormemente complejo y costoso. Por todo ello, y gracias al desarrollo de la informática en las últimas décadas, los esfuerzos han ido encaminados hacia la resolución mediante modelos numéricos.

2.2.2 Esquemas bidimensionales

Para describir muchos fenómenos naturales como puede ser la inundación de una gran llanura, la confluencia de dos cauces, el cruce de dos corrientes de agua, el flujo en un cauce ancho e irregular, etc., la aproximación unidimensional deja de ser adecuada y por ello se desarrollaron primero los esquemas cuasi-bidimensionales, y luego los esquemas bidimensionales propiamente dichos.

Los esquemas cuasi-bidimensionales fueron los primeros intentos de modelar la inundación de una zona llana a partir del desbordamiento de cauces principales. En ellos se aplican las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales en un cauce principal, mientras que la llanura de inundación se representa mediante una serie de células de almacenaje. La modelación cuasi-bidimensional era la única que se podía pretender en un principio, debido a la poca capacidad y baja velocidad de los computadores antiguos. Hoy es posible utilizar esquemas numéricos más complejos. Para algunos problemas de inundaciones por desbordamiento de cauces, y especialmente si se dispone de poca información topográfica, los esquemas cuasi-

bidimensionales pueden representar todavía una aproximación práctica y de bajo coste, comparado con los esquemas verdaderamente bidimensionales.

Al igual que en el caso unidimensional, para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones se ha utilizado el método de las características, métodos en diferencias finitas, y métodos en elementos finitos, pero en el caso bidimensional además se ha utilizado la técnica de discretización en volúmenes finitos. Todas las aproximaciones pueden servir para obtener métodos de alta resolución, pero la técnica de los volúmenes finitos es la más adecuada.

2.2.3 Modelos Comerciales.

La familia de modelos comerciales que representan, sin duda, los más utilizados por su sencillez y amplia difusión, son aquellos que permiten estudiar cauces fluviales mediante la aproximación unidimensional en régimen variable. Entre ellos destacan los modelos del Hydraulic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers, modelos HEC-2 y HEC-RAS, junto con el modelo WSPRO del U.S. Federal Highway Administration. Estos modelos han ido evolucionando con el tiempo y aumentando sus capacidades, de manera que permiten representar ríos con cambios de régimen, secciones compuestas irregulares, puentes, pasos bajo vías, uniones, etc. A su vez, poseen cómodas interfaces gráficas para representar la geometría y ver los resultados, comparando distintas hipótesis de funcionamiento, y realizar informes.

2.3 Selección del Modelo.

La selección del tipo de modelo, en primer lugar, estará en función de la importancia del contexto ubicado inmediatamente después del sitio de presa, aguas abajo del embalse. En segundo lugar, estará en función varios factores, por ejemplo, en un valle abrupto sin llanuras de inundación un modelo unidimensional será adecuado. En cambio si tenemos zonas con un comportamiento claramente bidimensional (llanuras de inundación) deberemos de recurrir a modelos cuasi-bidimensionales o modelos bidimensionales. El primer caso requiere habilidad y

experiencia en este tipo de situaciones y el segundo requiere una topografía muy detallada para dar resultados confiables. Por otro lado estudios recientes (Soares & Alcrudo, 1.998; Soares & Testa, 1.999) han revelado que generalmente los modelos unidimensionales y cuasi-bidimensionales sobreestiman la velocidad del frente de onda, mientras que los bidimensionales la subestiman. Por tanto en este aspecto los unidimensionales estarían del lado de la seguridad.

Existe un estudio de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) sobre "Dam Break Flood Analysis", realizado por el Subcomité de "Analysis of dambreak flooding and related paremeters normally assumed", en el que se describen y evalúan 27 modelos existentes en la actualidad, de los cuales únicamente algunos están normalmente extendidos en la práctica y son accesibles comercialmente. HEC-RAS está incluido dentro de estos 27 modelos, por lo que es un modelo válido para modelar la rotura de presas según la ICOLD.

HEC-RAS, permite el cálculo en régimen variable y resuelve las ecuaciones de Saint Venant completas mediante el método de diferencias finitas implícitas utilizando el esquema de Preissmann. También permite la alternancia de régimen crítico y subcrítico en la misma simulación. Para ello utiliza el método LPI (Local Partial Inertia), que añade un término a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la unidad y por tanto habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad. Tiene la capacidad tanto de considerar llanuras de inundación mediante la creación de zonas "ineffective flow" (zonas donde el agua es almacenada pero no fluye) como de considerar aproximaciones quasi-bidimensionales mediante estructuras laterales ("lateral structure"), áreas de almacenamiento de agua ("storage areas") y conexiones entre éstas áreas ("storage area connection"). En cuanto al arrastre de sedimentos, no considera lecho móvil, esta capacidad no es necesaria, al menos tal como se encuentra hoy en día el desarrollo de los modelos que incorporan esta capacidad.

Se pueden combinar la rotura de diferentes presas en la misma simulación, incluso pueden situarse en cauces diferentes, establecer diferentes regímenes de

funcionamiento de compuertas y diferentes modalidades de rotura para cada una de las presas (según el nivel del agua, a una hora concreta o una combinación altura de agua durante cierto tiempo). En las distintas Guías Técnicas se propone la aplicación de las ecuaciones de predicción, comentadas anteriormente, y algunas formas y dimensiones de las brechas de rotura a considerar en la simulación de roturas de presas así como el tiempo en que éstas tardan en desarrollarse completamente. De forma implícita se está exigiendo que el modelo utilizado tenga la capacidad de simular distintas brechas y diferentes tiempos de rotura. HEC-RAS cumple con este requisito y es capaz de simular distintas geometrías de brecha y tiempos de rotura.

Finalmente, HEC-RAS es una herramienta bastante potente ya que su funcionamiento en entorno Windows lo hace muy amigable y facilita mucho todas las operaciones de introducción de datos. Si se combina la potencia de HEC-RAS con la de programas GIS (Sistemas de Información Geográfica) mediante la aplicación HEC-GeoRAS el tratamiento de datos, tanto de entrada como de salida del programa, resulta muy amigable e intuitivo, consiguiendo resultados con una alta calidad de presentación.

HEC-GeoRAS es una extensión para usar con ArcGIS específicamente diseñada para procesar datos georeferenciados para usar posteriormente con HEC-RAS. HEC-GeoRAS crea un archivo para importar a HEC-RAS datos de geometría del terreno incluyendo el cauce del río, secciones transversales, etc. Información sobre estructuras hidráulicas – puentes, etc; puede importarse desde ArcGIS. Posteriormente los resultados obtenidos de calados se exportan desde HEC-RAS a ArcGIS y pueden ser procesados para obtener mapas de inundación y riesgo.

ArcGIS, es el nombre de un conjunto de productos de software en el campo de los Sistemas de Información Geográfica o SIG. ArcGIS agrupa varias aplicaciones para la captura, edición, análisis, tratamiento, diseño, publicación e impresión de información geográfica. Estas aplicaciones se engloban en familias temáticas como ArcGIS Server, para la publicación y gestión web, o ArcGIS Móvil para la captura y gestión de información en campo.

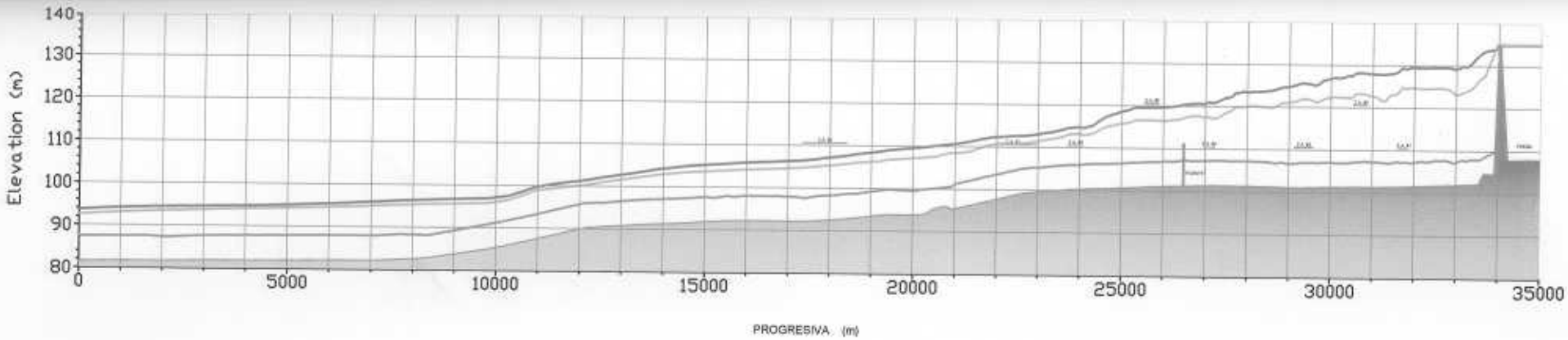
ANEXO 2

MAPAS DE INUNDACIÓN

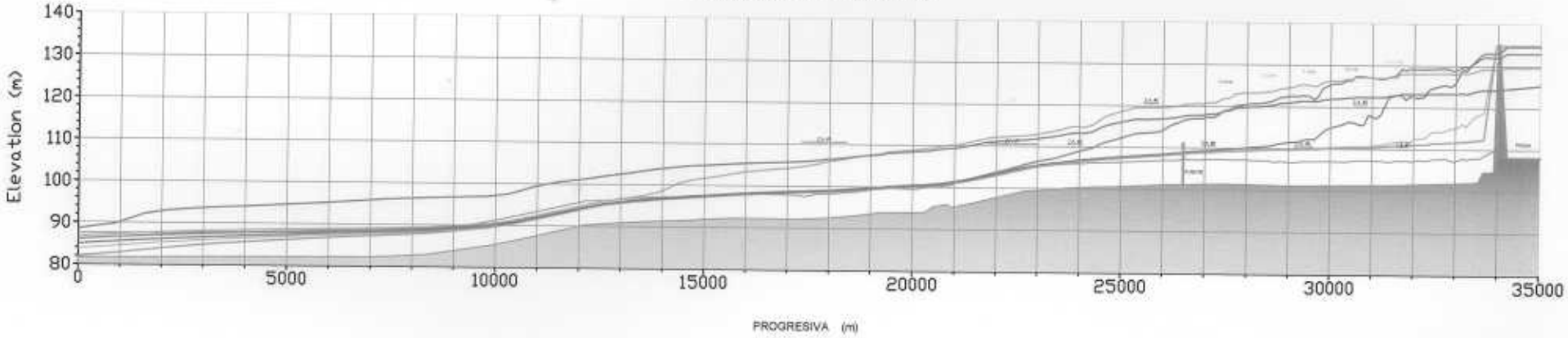
ANEXO 3

PERFILES LONGITUDINALES DE LA LÁMINA DE AGUA

FALLA DEL ALIVIADERO - ALTA MAGNITUD



FALLA DEL ALIVIADERO - ALTA MAGNITUD



OBSERVACIONES :

- FALLA DE BAJA MAGNITUD
- FALLA DE ALTA MAGNITUD

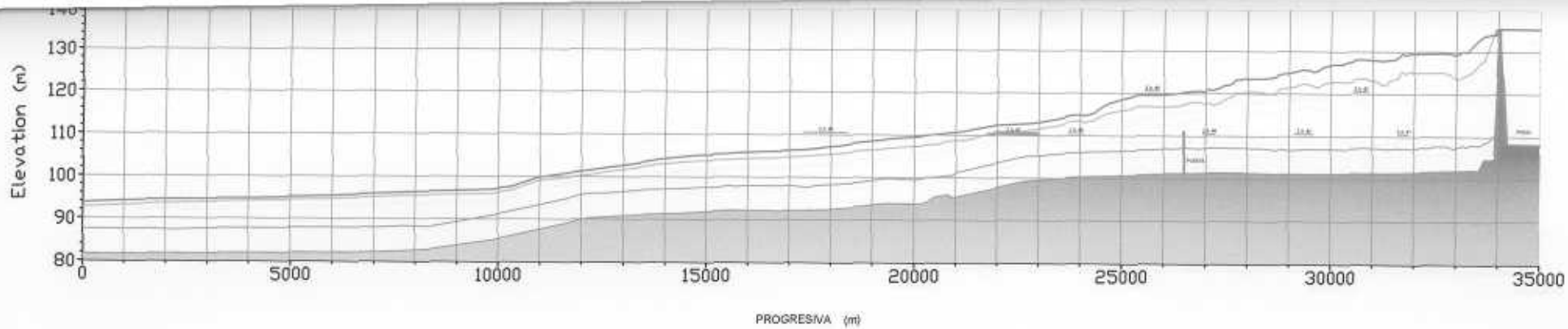
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

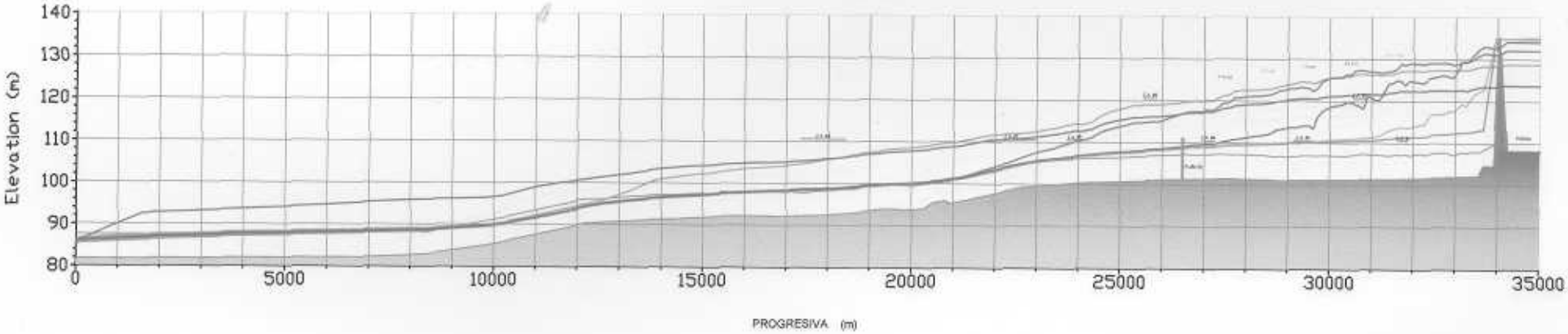
ANEXO 3 - PERFILES LONGITUDINALES DE LA LÁMINA DE AGUA DEBIDO A LA DESCARGA DEL EMBALSE POR LA ROTURA DE LA PRESA DEL PAO LA BALSA

ELABORADO POR: HÉCTOR A. MARQUEZ GÓMEZ
FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2.009

HOJA N°: 1



SOBREVERTIDO - ALTA MAGNITUD



OBSERVACIONES :

- FALLA DE BAJA MAGNITUD
- FALLA DE ALTA MAGNITUD

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

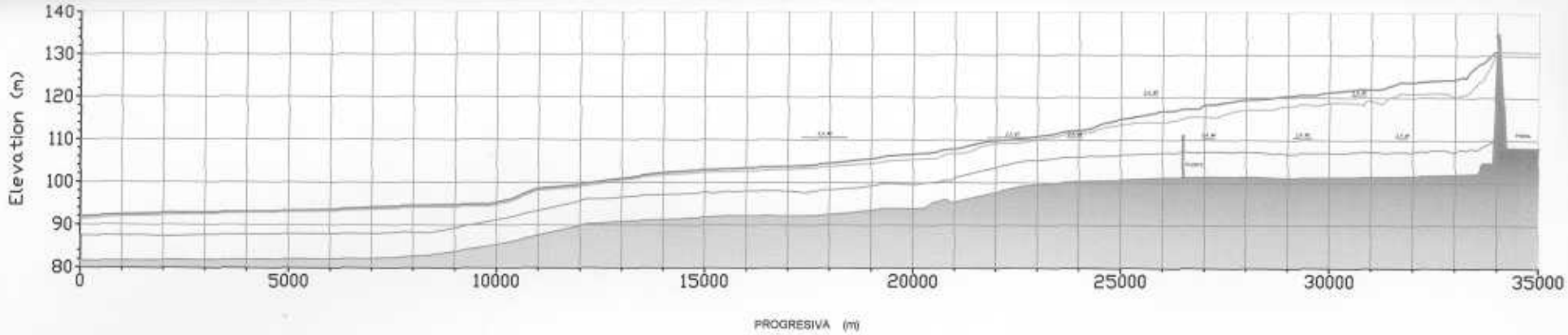
ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

ANEXO 3 - PERFILES LONGITUDINALES DE LA LÁMINA DE AGUA DEBIDO A LA DESCARGA DEL EMBALSE POR LA ROTURA DE LA PRESA DEL PAO LA BALSA

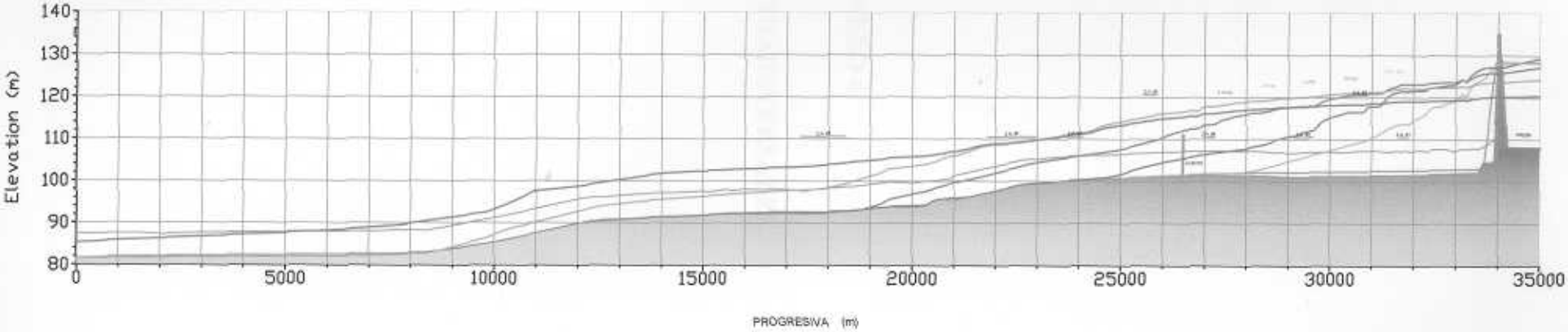
ELABORADO POR : HÉCTOR A. MÁRQUEZ GÓMEZ
FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2008

HOJA N° 2

TUBIFICACIÓN - ALTA MAGNITUD



TUBIFICACIÓN - ALTA MAGNITUD



OBSERVACIONES :

- FALLA DE BAJA MAGNITUD
- FALLA DE ALTA MAGNITUD

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

ANEXO 3 - PERFILES LONGITUDINALES DE LA LÁMINA DE AGUA DEBIDO A LA DESCARGA DEL EMBALSE POR LA ROTURA DE LA PRESA DEL PAO LA BALSA

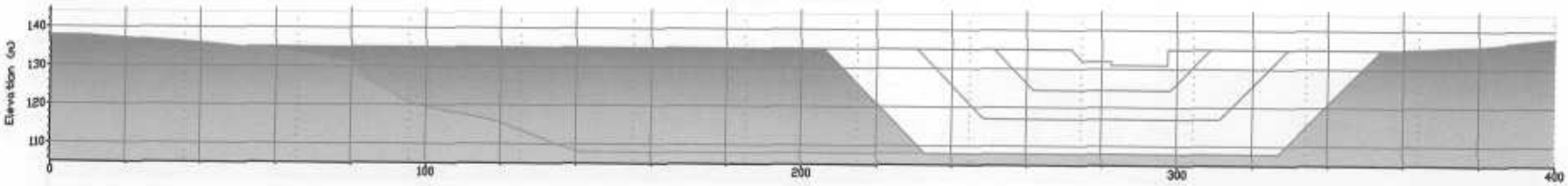
ELABORADO POR: HÉCTOR A. MÁRQUEZ GÓMEZ
FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2000

HOJA N° 3

ANEXO 4

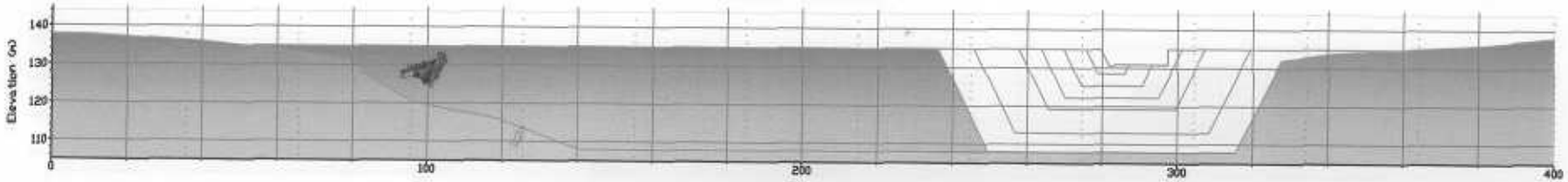
SECCIONES TRANSVERSALES

FALLA DEL ALIVIADERO - ALTA MAGNITUD



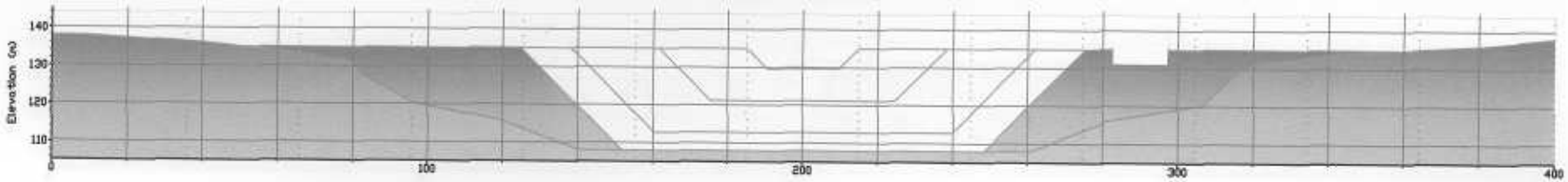
SECCIÓN TRANSVERSAL - (m)

FALLA DEL ALIVIADERO - BAJA MAGNITUD



SECCIÓN TRANSVERSAL - (m)

SOBREVERTIDO - ALTA MAGNITUD



SECCIÓN TRANSVERSAL - (m)

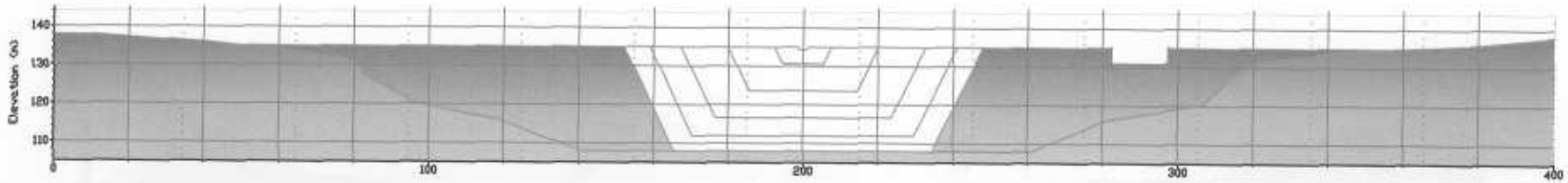
OBSERVACIONES :

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

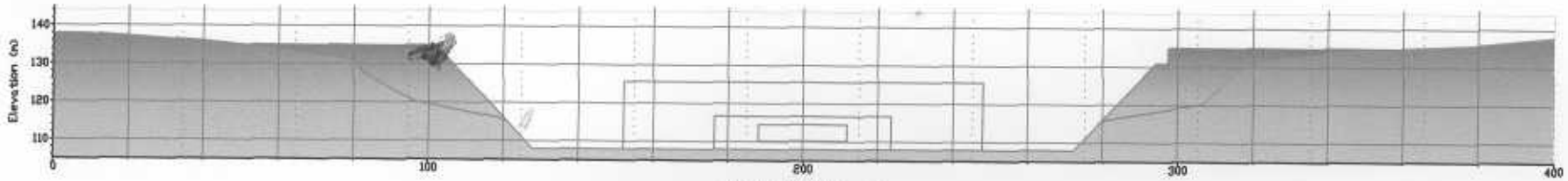
ANEXO 4 - SECCIONES TRANSVERSALES PRESA - PROCESO DE FORMACIÓN DE LA BRECHA PARA LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE FALLA SIMULADOS CON HECRAS	ELABORADO POR : HÉCTOR A. MARQUEZ GÓMEZ FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2009	HOJA Nº: 4

SOBREVERTIDO - BAJA MAGNITUD



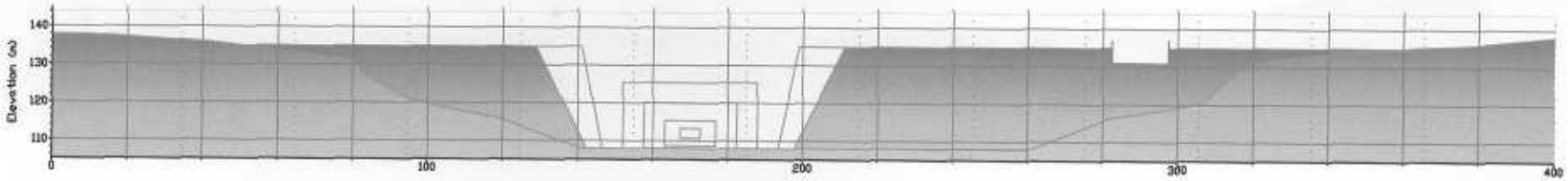
SECCIÓN TRANSVERSAL - (m)

TUBIFICACIÓN - ALTA MAGNITUD



SECCIÓN TRANSVERSAL - (m)

TUBIFICACIÓN - BAJA MAGNITUD



SECCIÓN TRANSVERSAL - (m)

OBSERVACIONES :

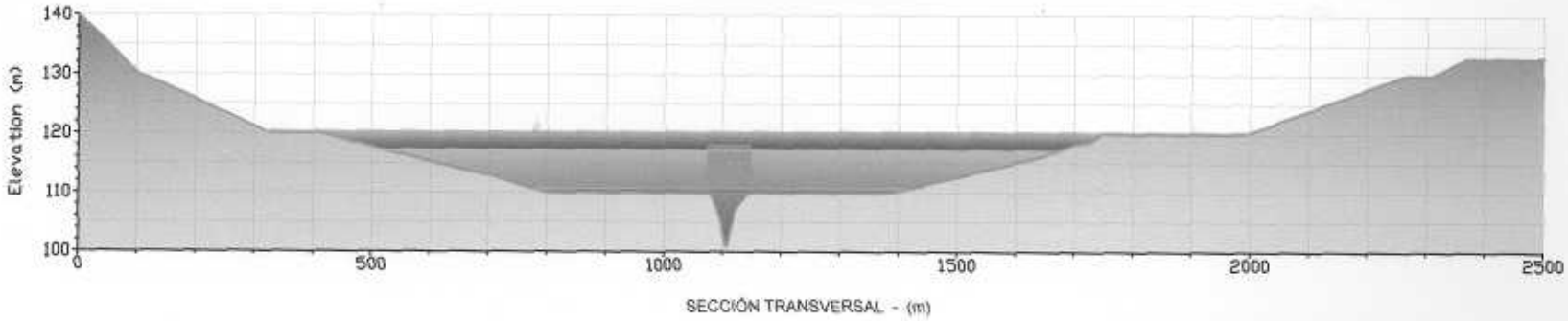
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

ANEXO A - SECCIONES TRANSVERSALES PRESA - PROCESO DE FORMACIÓN DE LA BRECHA PARA LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE FALLA SIMULADOS CON HEC-RAS	ELABORADO POR: HÉCTOR A. MÁRQUEZ GOMEZ FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2008	HOJA N° 5

CRECIENTE CENTENARIA

FALLA DEL ALIVIADERO



OBSERVACIONES :

- FALLA DE BAJA MAGNITUD
- FALLA DE ALTA MAGNITUD

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

ANEXO 4 - SECCIONES TRANSVERSALES

PUENTE CARRETERA NACIONAL - TRONCAL 13 - NIVEL DE LAM AGUAS ANTE UNA EVENTUAL ROTURA DE LA PRESA DEL EMBALSE PAO LA BALSA

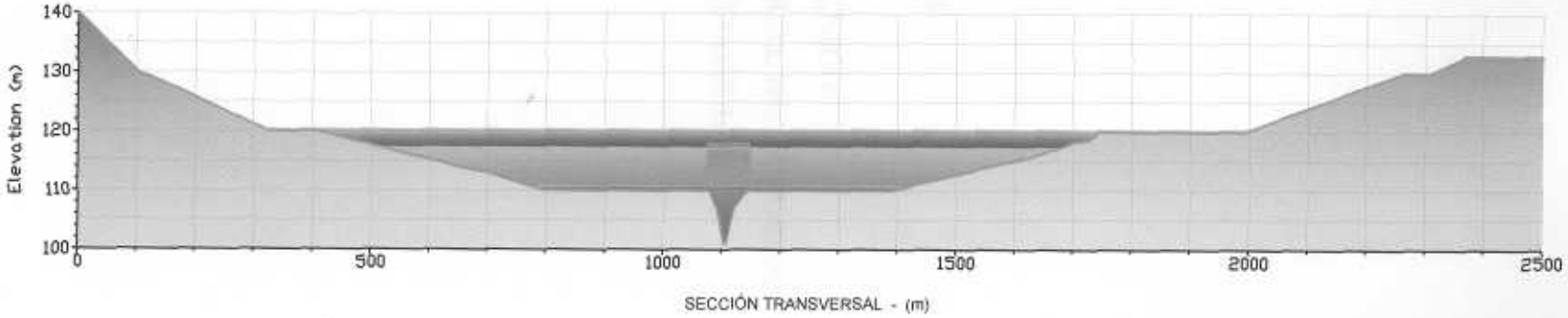
ELABORADO POR: HÉCTOR A. MÁRQUEZ GÓMEZ

FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2008

HOJA N°: 6

CRECIENTE CENTENARIA

FALLA DEL ALIVIADERO



OBSERVACIONES :

- FALLA DE BAJA MAGNITUD
- FALLA DE ALTA MAGNITUD

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ROTURA DE LA PRESA "ING. CARPÓFORO OLIVARES SOSA - PAO LA BALSA" - EDO. COJEDES
ESTIMACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

ANEXO 4 - SECCIONES TRANSVERSALES

PUENTE CARRETERA NACIONAL - TRONCAL 13 - NIVEL DE LAS AGUAS ANTE UNA EVENTUAL ROTURA DE LA PRESA DEL EMBALSE PAO LA BALSA

ELABORADO POR: HÉCTOR A. MARQUEZ GÓMEZ

FECHA: 20 DE FEBRERO DE 2009

HOJA N° 6

ANEXO 5

INFORME TÉCNICO

VISITA DE INSPECCIÓN VISUAL DE LAS OBRAS

EL DÍA 20 DE AGOSTO DE 2.008

A.5 INFORME TÉCNICO
VISITA DE INSPECCIÓN VISUAL DE LAS OBRAS
EL DÍA 20 DE AGOSTO DE 2.008

INTRODUCCIÓN

Como parte del programa de rehabilitación de embalses que emprende el MINAMB, quien suscribe el presente informe, propuso realizar un estudio relativo a la hipótesis de rotura de la presa, Pao La Balsa, con al finalidad de investigar los efectos aguas abajo, así como la planicie de inundación, lo cual sería de valiosa ayuda para la elaboración de los planes de contingencia y las medidas de mitigación que sería necesario emprender. A tal fin, se designó al estudiante Héctor Márquez del último año de ingeniería civil en la UCAB para que realizara este estudio como Trabajo Especial de Grado.

Como parte de las investigaciones a realizar, se efectuó una primera vista a la presa el día 20 de agosto de 2008 y luego un recorrido a la zona aguas abajo.

Previamente a la visita, me entrevisté con el Ing. Raúl Sequera para informarle acerca de los propósitos de la misma y posteriormente con la Ing. Alba Herrera y con el Ing. Henry Vival, quien nos informó acerca de los trabajos de inspección de la tubería de descarga de fondo, así como también del programa de rehabilitación de dicha tubería.

A la visita me acompañaron el Ing. Giovanni Prada, del MINAMB, el bachiller Héctor Márquez y el Ing. Gustavo Guinand, copropietario de una de las fincas ubicadas aguas abajo de la presa.

RESULTADOS DE LA VISITA

Cuando llegamos a la caseta de vigilancia, nos informaron que había ocurrido un deslizamiento en uno de los taludes del aliviadero, pero que no habían podido comunicarse con el MINAMB para informarlos.

La visita fue de carácter informal y comprendió un recorrido general por el área de la presa, luego un recorrido por la cresta y finalmente un recorrido por el aliviadero. Salvo por el buen estado de la vía de acceso, nuestra primera impresión fue la de un total abandono de las obras, lo cual fue confirmado una vez realizada la visita.

Cresta de la presa. Está totalmente cubierta de vegetación alta, lo cual dificulta transitar por encima de ella, no pudo observarse el estado de la cresta aunque si algunos empozamientos de agua. Ver fotos 1 y 2.

Talud aguas arriba. Se observa el crecimiento de vegetación en las juntas de las losas de protección del talud, es importante destacar que dicha vegetación provoca la separación de las juntas con el consecuente daño a las mismas; por otra parte, las raíces pueden provocar el levantamiento de las losas. Ver foto 3.

Talud aguas abajo. Está totalmente cubierto de vegetación, salvo el espacio adyacente al aliviadero que está recubierto por una geomembrana, lo cual impide observar el estado del talud y la presencia de filtraciones.

En la parte cubierta por vegetación se observa una depresión, en el sitio donde originalmente hubo un deslizamiento. Se hace necesario cortar la vegetación a fin de hacer una inspección detallada al talud. Ver foto 4.
En el sector que esta recubierto por la geomembrana, se observan signos de erosión bajo la misma, que se acentúa en el contacto con los muros del aliviadero. Ver fotos 5 y 6.
Aliviadero. Talud del estribo derecho. Ocurrió un deslizamiento superficial en la parte superior del talud, que se evidencia por el desprendimiento de un bloque de roca que quedó suspendido a media ladera, esto provocó el la rotura del revestimiento de concreto proyectado que servía de protección al talud. Parte del material desprendido cayó hacia el canal de aproximación sin obstruirlo. Ver fotos 7 y 8.
En el canal de aproximación, aguas arriba del cimacio se observa parte del material deslizado el cual se observa seco, lo cual quiere decir que el deslizamiento no ocurrió por saturación del material, sino posiblemente por la infiltración de agua tras el bloque que se desprendió, ya que en el tope del deslizamiento si se observa cierta humedad. Ver foto 7.
Este deslizamiento no reviste mayor gravedad, mientras no haya tormentas fuertes y en tanto no esté escurriendo agua por el aliviadero.
Canal de aproximación. Aguas arriba del canal de aproximación se observa el crecimiento de vegetación. Ver foto 10.
El estribo derecho se encuentra en buen estado. Ver foto 11.
Rápido. El rápido se encuentran restos de árboles que posiblemente se han desprendido de la parte alta del talud, en algunos sitios se observan lechada de concreto que posiblemente quedaron de alguna reparación en las juntas (ver foto 12), algunas de las cuales se observan con una separación hasta de 2 cm. Ver fotos 13 y 14

RECOMENDACIONES DE CARÁCTER GENERAL

- Efectuar el corte de la vegetación en la cresta, talud aguas abajo y canal de aproximación del aliviadero.
- Eliminar la vegetación en las juntas de la losa del talud aguas arriba, desraizando la vegetación.
- Hacer una inspección detallada del talud aguas arriba, primero introduciendo una cabilla en los sitios donde se desraizó la vegetación que había crecido en la junta y simultáneamente, dar golpes con un martillo en varios sitios la losa, para determinar, mediante el sonido que se produzca, si se notan áreas en la cual está separada del talud, luego seleccionar unas zonas para tomar algunos núcleos y ver el estado de la losa.

- Una vez eliminada la vegetación en el talud aguas abajo, efectuar una inspección detallada del talud, fin de observar depresiones, erosiones y posibles salidas de agua.
- Levantar la geomembrana a fin de observar el estado de la erosiones bajo la misma.
- Agilizar los trabajos previstos en el aliviadero.
- Hacer la remoción del material desprendido en el estribo derecho del aliviadero y colocar una cuneta de coronación para evitar el escurrimiento de aguas de lluvia por el talud.
- Hacer el proyecto de protección temporal, mientras se define el proyecto definitivo del aliviadero, para lo cual se recomienda utilizar mallas de alta resistencia, en vez de concreto proyectado.
- Establecer un programa de vigilancia y cuido permanente de la presa, tal como se ha recomendado en el programa de Rehabilitación de Presas que adelanta el MINAMB.

Ing. Diego Ferrer Fernández
CIV 1.381

Caracas 27 de agosto de 2.008

REGÍSTRO FOTOGRÁFICO

FOTOS 1 y 2.- Estado de la vegetación en la cresta de la presa.

FOTO 3.- Crecimiento de vegetación en las juntas de la losa del talud aguas arriba.

FOTO 4.- Crecimiento de vegetación en el talud aguas abajo, obsérvese la depresión del talud en forma circular, coincidiendo con el deslizamiento ocurrido con anterioridad.

FOTO 5.- Geomembrana colocada en el talud aguas abajo, obsérvense las depresiones, ocasionadas por la erosión bajo la misma.

FOTO 6.- Contacto de la geomembrana con el muro del aliviadero.

FOTO 7.- Deslizamiento en el estribo derecho del aliviadero, obsérvese el bloque de roca desprendido.

FOTO 8.- El deslizamiento cayó aguas arriba del cimacio, obsérvese el bloque desprendido.

FOTO 9.- Crecimiento de vegetación aguas arriba del canal de aproximación.

FOTO 10.- Crecimiento de vegetación aguas arriba del canal de aproximación, obsérvese que el estribo izquierdo se encuentra en buen estado.

FOTO 11.- Vista del rápido y pozo disipador, obsérvese la presencia de troncos de árboles caídos, las manchas de mortero de cemento y la vegetación en el pozo disipador.

FOTO 12.- Junta abierta en el rápido.

FOTO 13.- Junta abierta en el rápido, obsérvese la lechada de cemento.