



XVI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA

SANTIAGO, CHILE.

7 al 11 de Noviembre, 1994

VALORACION DE LA INFLUENCIA POR OPERACION EN PUNTA DE UNA CENTRAL HIDROELECTRICA EN LA ESTABILIDAD DE MARGENES

Arduino, G.; De los Santos, J.; Sanguinetti, J.; Pintos, M.
Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA)
Facultad de Ingeniería. Montevideo, Uruguay.

RESUMEN:

En el presente artículo se presenta un análisis de la influencia por la operación diaria de la Central Hidroeléctrica de Salto Grande sobre la estabilidad de las márgenes del río Uruguay aguas abajo de la misma.

ABSTRACT:

In this paper the influence of the daily operation of the Hydroelectrical Power Dam of Salto Grande is discussed in relation of the stability of the river Uruguay's banks downstream of the dam.

INTRODUCCION

La Central Hidroeléctrica fue inaugurada en 1980. A medida que fue creciendo la conciencia sobre las problemáticas ambientales ocasionados por el impacto de obras hidráulicas, y ante peligros originados por un avance importante de la erosión en márgenes de la cercanía de las ciudades de Concordia y Salto (Argentina y Uruguay respectivamente), la CTM, ente administrador de la Central, solicitó a tres organismos de investigación de ambos países (Universidad Nacional de La Plata, INCYTH e IMFIA) el estudio de la problemática costera encarada desde el punto de vista de la operación de la represa.

En primer lugar, se separaron los efectos debidos a la presencia de la presa (mayor permanencia de niveles altos, laminación de crecidas, cambios de corrientes, etc.) de los efectos debidos a la modificación del caudal turbinado para mayor generación en horas pico de demanda, lo que se traducía en una rápida variación de niveles del río aguas abajo de la represa y su consiguiente carga y descarga en las márgenes, siendo ésta una de las causas fundamentales de la erosión y derrumbe de la zona costera.

Debido a la operación de la Central se producen diariamente oscilaciones de nivel de 2 m de amplitud al pie de la presa, que se atenúan en el río de manera que el estudio se circunscribió a los 40 km ubicados inmediatamente aguas abajo.

1. MODELO HIDRODINAMICO UNIDIMENSIONAL

A los efectos de llevar a cabo el estudio planteado, fue necesario implementar un modelo matemático de flujo unidimensional no estacionario a superficie libre, para reproducir la variación de niveles en el río Uruguay.

En un principio se planteó la utilización de un modelo desarrollado en el IMFIA, ya utilizado en el Uruguay. Posteriormente, y de acuerdo con CTM, se decidió utilizar el modelo que ésta última institución venía operando (en adelante MHD2), y que había sido desarrollado por el Estudio Gradowczyk y Asociados S.A.T. en la década del 60. Este modelo presentaba la ventaja de tener incorporados datos geométricos del río que actualmente no están disponibles.

Para poder utilizar el MHD2 fue necesario recalibrarlo para niveles altos del río, dado que si bien para niveles medios se ajustaba aceptablemente con los datos reales, no ocurría lo mismo para niveles altos.

Fue necesario, a pedido de CTM, adaptar el modelo hidrodinámico para uso en microcomputadora. Con anterioridad, el modelo operaba en una minicomputadora Digital PDP 11 con sistema operativo VMS. Esta adaptación permite que sea operado en una microcomputadora (IBM compatible) de amplia difusión en la CTM, CARU y las instituciones argentinas y uruguayas vinculadas a la temática del estudio.

En cuanto a las condiciones de borde del modelo, aguas arriba se usaron los caudales impuestos por la erogación de la presa, y aguas abajo se impuso una ley altura - caudal a la altura de Fray Bentos, condición que venía siendo utilizada hasta entonces. Estas condiciones de borde resultaban adecuadas para el presente estudio, dado que la condición de borde aguas abajo (la más discutible) está lo suficientemente alejada de la zona de estudio para que los efectos de su imprecisión no se hagan notar.

1.1. RECALIBRACIÓN DEL MODELO. METODOLOGIA

A los efectos de la recalibración del modelo MHD2, se utilizó la siguiente información:

- Datos horarios de caudales erogados por la presa en los periodos de crecida que se consideraron de interés (1983, 1990 y 1993), a los efectos de utilizarlos como condición de borde aguas arriba (Presa). La información fue suministrada por CTM Salto Grande.
- Datos de niveles horarios observados en Concordia y Salto Chico en los periodos de crecida anteriores, proporcionados también por CTM.

El primer paso en la recalibración del modelo MHD2 para niveles altos consistió en elegir la condición de borde aguas arriba. Se optó por trabajar con los datos de caudales erogados por la presa en el periodo 1/5/83 al 31/8/83, por considerar que era la crecida más exigente de la cual se disponían datos en ese momento. Las figuras 1.1, 1.2, 1.3 y 1.4 muestran que en realidad se trata de dos tormentas consecutivas y de gran magnitud, lo cual la hace una condición aún más exigente a los efectos de la recalibración. La condición de borde aguas abajo, como se mencionó anteriormente, es la ley $h-Q$ en Fray Bentos.

En el archivo de constitución del modelo aparecen datos geométricos y de conductividad hidráulica de 107 secciones a lo largo del río, comenzando en la presa.

1.2. VERIFICACION

Una vez culminado el proceso de recalibración, se procedió a verificar los resultados del modelo con la condición aguas arriba de los caudales erogados por la presa en el periodo 1/4/90 al 30/6/90, en las secciones de Concordia y Salto Chico.

Como se puede apreciar en las figuras 1.5, 1.6, 1.7 y 1.8 se obtuvo un resultado satisfactorio en ambas secciones estudiadas.

Cabe acotar que esta recalibración fue realizada en enero de 1993, habiendo ocurrido con posterioridad otra creciente de interés, a los efectos de la recalibración, en mayo de 1993. El MHD2 ha estado operativo en CTM Salto Grande desde entonces.

En la figura correspondiente a esta última crecida (fig. 1.9), se puede observar un adecuado ajuste entre los niveles modelados y los observados. Se destaca sí una marcada diferencia entre los datos observados y los modelados al inicio de la tormenta, debiéndose ésta a la crecida repentina de los afluentes del río Uruguay aguas abajo de la presa, de cuyos aportes no se poseen datos pero se sabe que pueden ser importantes. Al descender los aportes de éstos, se observa una buena concordancia entre los niveles previstos y los medidos.

1.3. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

Con los resultados antes expuestos se puede indicar que el modelo hidrodinámico MHD2 luego de la recalibración, está en condiciones de ser utilizado como herramienta tanto para la predicción de niveles realizada por CTM durante las crecidas del río, como para la el estudio de la interacción río acuifero realizada en el presente estudio.

2. ANALISIS DE LA INTERACCION RIO - NIVEL FREATICO

2.1. GENERALIDADES

La operación de la central hidroeléctrica provoca una importante variación diaria en los caudales. El trabajo de la Central en punta desde las últimas horas de la tarde a las primeras horas de la mañana ocasiona un aumento de nivel en el río, fluctuante entre 2 m inmediatamente aguas abajo de la represa y 0.5 m en Paso Hervidero (aproximadamente 40 km aguas abajo de la represa).

La influencia que esta operación pueda tener en la estabilidad de las márgenes dependerá, entre otras cosas, de la acción de la acumulación y descarga en el medio poroso. En condiciones de turbinado normal, sin vertido, el orden de los caudales en que interesa efectuar estas verificaciones de interacción se hallan por encima de los 3000 m³/s. La base de la barranca erosionada es el límite inferior de la zona de interés.

Estas consideraciones son el punto de partida en la metodología aplicada.

2.2. INSTALACIONES DE CONTROL

Se consideran ocho secciones con marcada acción erosiva, cuatro en margen derecha y cuatro en margen izquierda, de acuerdo a la diferenciación que presentaba la estratigrafía y al proceso de erosión manifestado.

En estas secciones se construyeron piezómetros para la observación de la interacción entre el nivel freático y el nivel de río.

Se construyeron un total de diez piezómetros en las ocho secciones elegidas. Seis de ellas se seleccionaron para control y fueron observadas en el plazo de dos meses, una o dos veces por día.

En este trabajo se hará referencia a lo observado en margen izquierda, en proximidades de la ciudad de Salto (Uruguay) denominada Balneario Salto, donde se efectuó un prolijo seguimiento de los dos piezómetros instalados y se hará referencia a la sección de margen derecha (Argentina) denominada Donovan Polo Club, que se encuentra prácticamente frente a Salto.

2.3. DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LOS PIEZOMETROS

Se describen aquí los piezómetros de la sección Balneario Salto. En todos los casos, se entubó en PVC, dejando una zona filtrante de 0.5 m, a 0.2 m de la base cerrada del tubo.

Se instalaron dos piezómetros en puntos próximos, en los escalones que presentan las barrancas. El primer piezómetro, ubicado en la barranca superior, próximo al camino ribereño, se halla a una profundidad de 5.20 m, con la descripción de estratos que se muestra en la figura 2.1.

En la barranca inferior la perforación alcanzó una profundidad de 5.00, con la descripción litológica de la columna esquematizada en la figura 2.2.

Los piezómetros y su vinculación al plano de referencia utilizado (cero del Riachuelo) se muestra en la figura 2.3. Las barrancas dibujadas en las mismas no corresponden a la realidad.

Los valores promedio de conductividad hidráulica (K equivalente del medio estratificado) son del orden de 0.1 m/d, pudiendo alcanzar, en caso de arenas, 1 m/d.

2.4. MEDIDAS EFECTUADAS

Las medidas se realizaron durante el período comprendido entre el 23/03/1993 y el 31/05/1993. Se concretaron dos lecturas diarias: a las 07:00 y 19:00.

Los datos registrados fueron:

- a) Nivel de agua desde la base del piezómetro.
- b) Lectura de la escala limnimétrica (en caso de existir).
- c) Ocurrencia de episodio lluvioso.

Estas lecturas cubrieron un período de aguas bajas y medias (marzo - abril) y un período de aguas altas (mayo).

La inexistencia de puntos de referencia acotados en la cercanía de las instalaciones sobre margen izquierda condujo a relacionar la sección de Balneario Salto con la escala del puerto de Salto, y verificar la cota con el nivel obtenido por la corrida del modelo hidrodinámico y mediciones de pelo de agua efectuados en esos días mediante nivelación.

Se pueden apreciar en la figura 2.4 los niveles piezométricos medidos durante el período de observación referidos al cero del Riachuelo. Se indican con una flecha los días en que ocurrieron lluvias. En la figura 2.5 se superponen estas mediciones con las cotas generadas mediante el modelo hidrodinámico.

2.5. ACUMULACION EN MARGENES

Las secciones de erosión controladas - por su ubicación espacial - representan características puntuales de almacenamiento en márgenes, por lo que la utilización de modelos de flujo de agua subterránea no es apropiada, pues se necesitaría mayor cantidad de puntos de medida, y por supuesto de secciones de control.

La observación directa de los datos puso en evidencia que la interrelación entre la capa freática y la variación diaria en los niveles del río es despreciable, pero es notable sin embargo la influencia de las variaciones medias del río.

Si se intenta representar las variaciones del nivel de agua en las márgenes con los movimientos del río, es razonable buscar una solución aproximada por diferencias finitas.

Por esta razón y a los efectos de observar el comportamiento horario del sistema, se trabajó sobre una solución en diferencias de la ecuación de flujo subterráneo para una dimensión.

2.6. EXPRESION NUMERICA DE LA ECUACION DE FLUJO SUBTERRANEO

El movimiento del agua en un medio poroso queda expresado por la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{m} \frac{\partial q}{\partial x} = 0$$

donde: h es el nivel del agua en el medio poroso
m es la porosidad y
q es el caudal específico.

Por la Ley de Darcy:

$$q = -Kh \frac{\partial h}{\partial x}$$

donde: K = conductividad hidráulica

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \text{gradiente hidráulico}$$

En diferencias finitas, se obtiene la siguiente solución:

$$h^{n+1}_j = (1 - 2r) h^n_j + r (h^n_{j+1} + h^n_{j-1})$$

donde

$$r = \left[\frac{\Delta t \cdot K}{(\Delta x)^2 \cdot m} \right] h^n_j$$

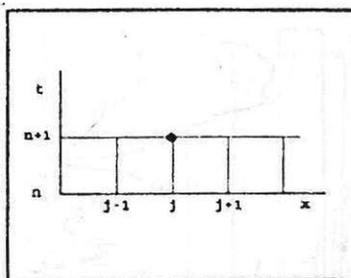
En esta ecuación, el miembro entre corchetes es una constante.

r es un parámetro que puede variar entre 0 y 1.

Si $r \leq 1/2$ el esquema es estable. Con $r = 1/6$ se minimiza el error por truncado.

En el siguiente esquema gráfico se muestra la convención de los subíndices y superíndices utilizados.

Tomando condiciones iniciales horarias generadas por el modelo hidrodinámico, se muestra en la figura 2.6 la tendencia en las márgenes a conservar condiciones medias periódicas respecto al nivel del río en la sección de margen derecha (Donovan Polo Club).



El análisis se efectuó en el primer periodo de mediciones, donde no ocurrieron lluvias, por lo que en el modelo no se incorporó el término de fuente, P/m , donde P (variable externa) es la precipitación.

2.7. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

Tanto los niveles observados en el periodo de aguas medias como los calculados mediante el modelo propuesto demuestran que la operación diaria de la Central no afecta la estabilidad de las costas en dicha sección de estudio, siendo notable sin embargo la erosión ribereña.

Para corroborar esta afirmación, se realizó una campaña intensiva de medición horaria sobre los piezómetros de la sección Balneario Salto en los días 11 y 12 de agosto.

En la figura 2.7 se muestran los resultados de las mediciones, frente a los niveles del río, lo que confirma la anterior observación.

3. CONCLUSIONES

Luego de haber puesto a punto los modelos hidrodinámico y de flujo subterráneo, y de haber realizado los estudios antes mencionados, se puede concluir que las maniobras propias de la Central hidroeléctrica de Salto Grande, no producen oscilaciones en el nivel freático que comprometan la estabilidad de las márgenes. Sin embargo, los importantes avances erosivos localizados están asociados a crecientes importantes del río con vertederos en funcionamiento.

4. BIBLIOGRAFIA

- Modelling Groundwater Flow and Pollution: J. Bear & A. Verruijt, Reidel, 1987.
- Groundwater Hydraulics: Hálek & Svec, Elsevier, 1979.
- Computational Hydraulics. Elements of the Theory of Free Surface Flows: M. Abbott, Pitman, 1979.
- Practical Aspects of Computational River Hydraulics: J. A. Cunge, Pitman, 1980.
- River Flow Modelling and Forecasting: D. A. Kraijenhoff & J. R. Moll, Reidel, 1986.

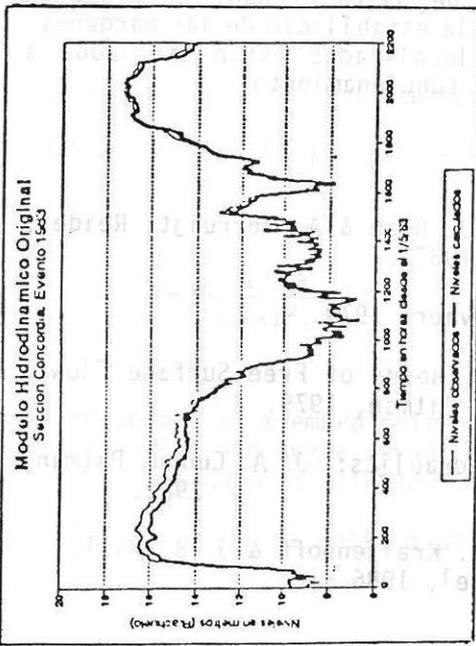


Figura 1.3

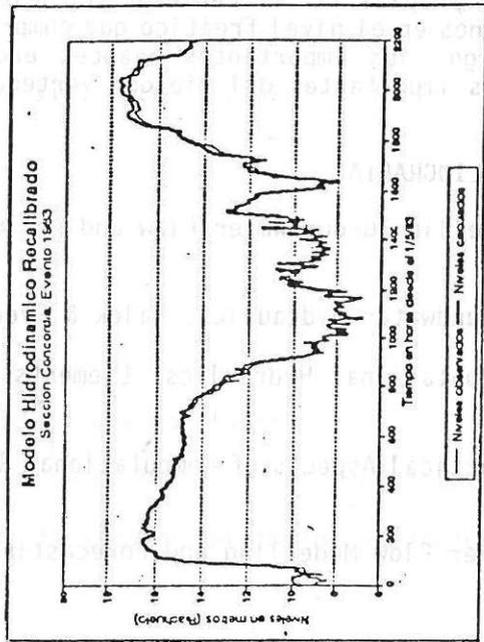


Figura 1.4

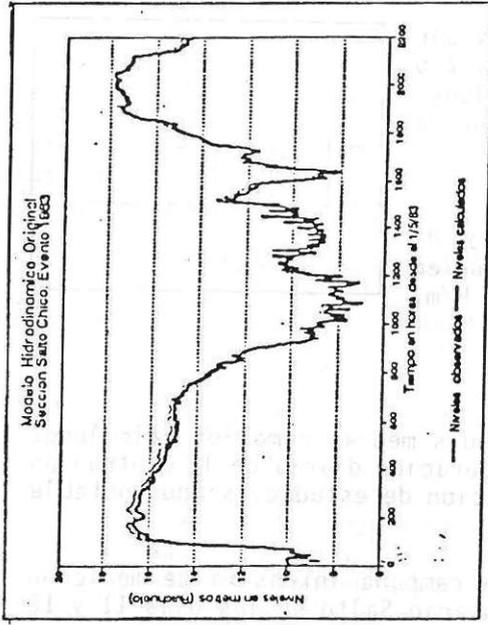


Figura 1.1

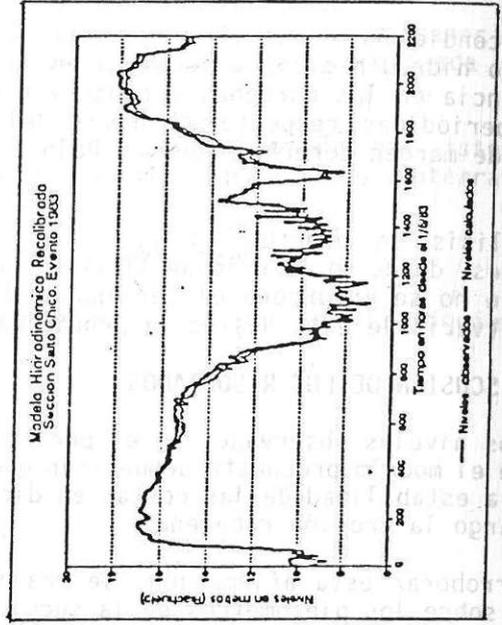


Figura 1.2

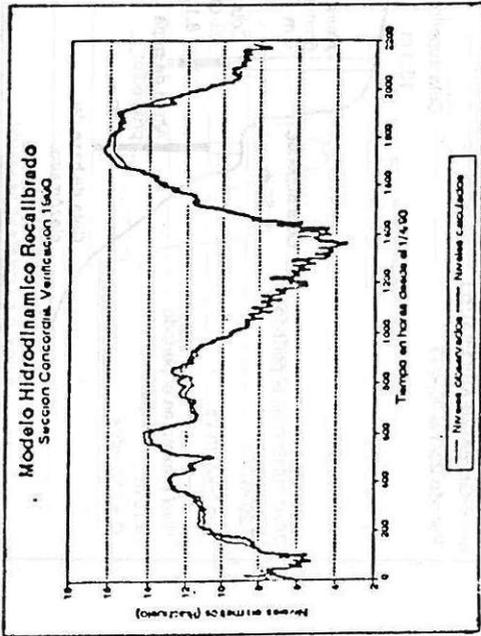


Figura 1.7

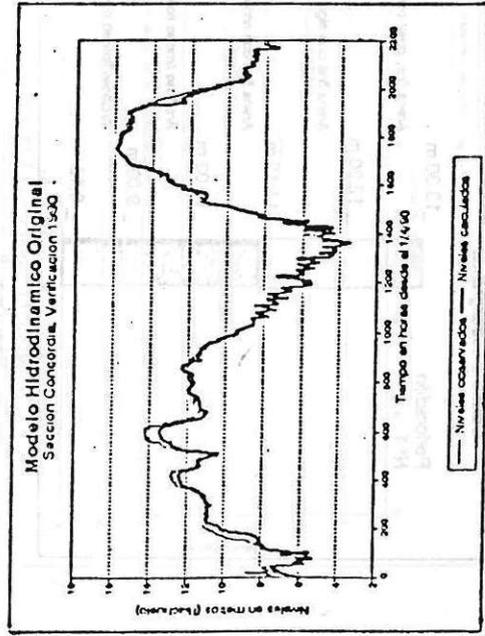


Figura 1.8

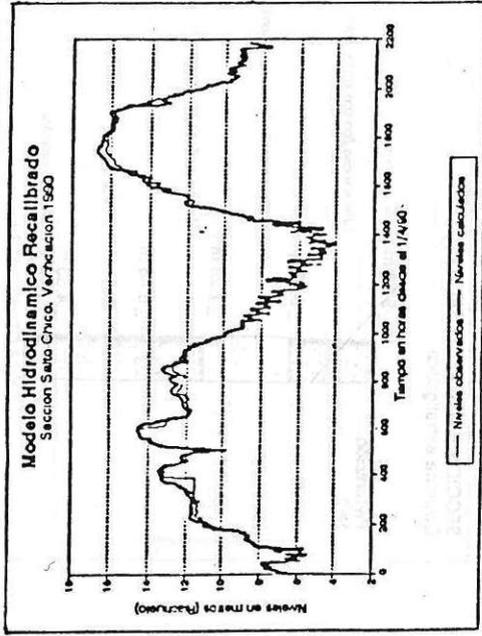


Figura 1.5

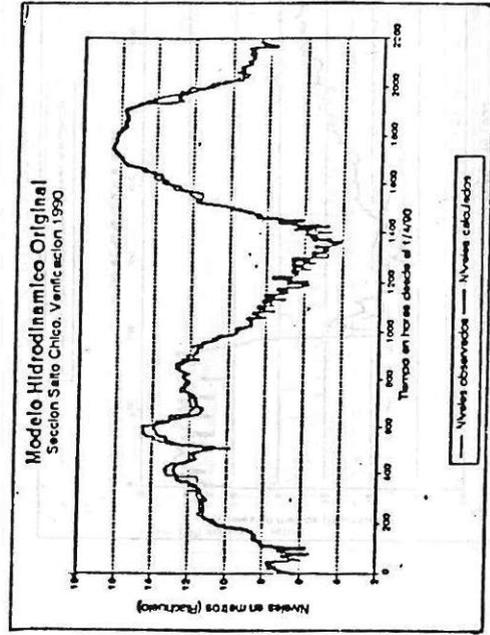


Figura 1.6

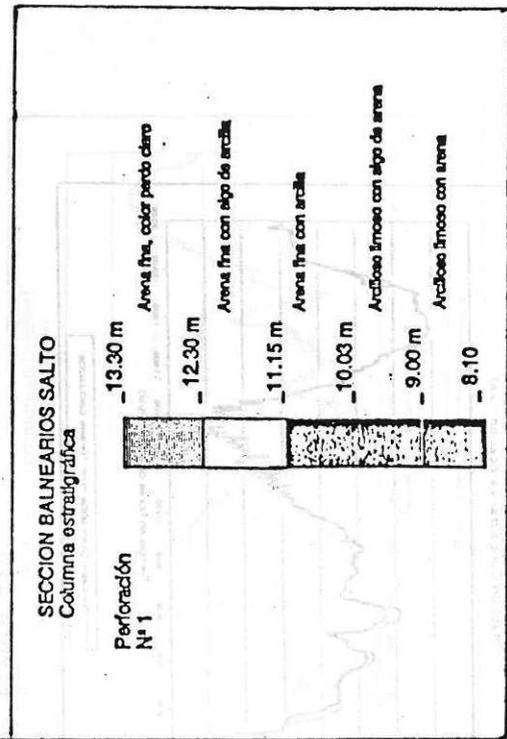


Figura 2.1

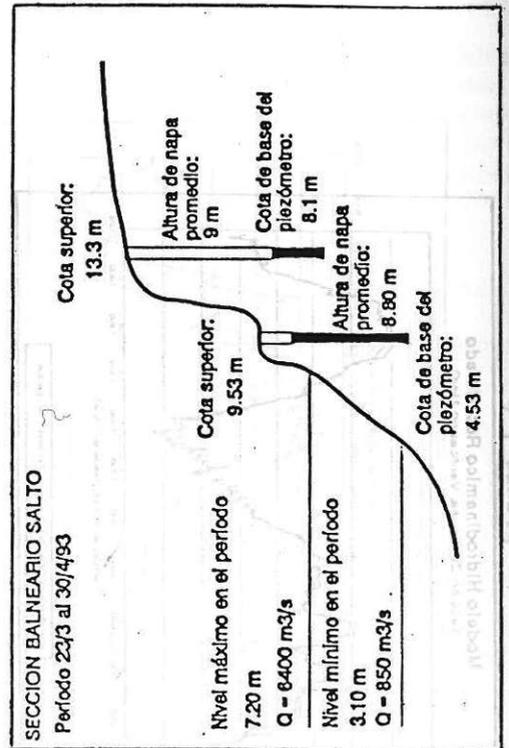


Figura 2.3

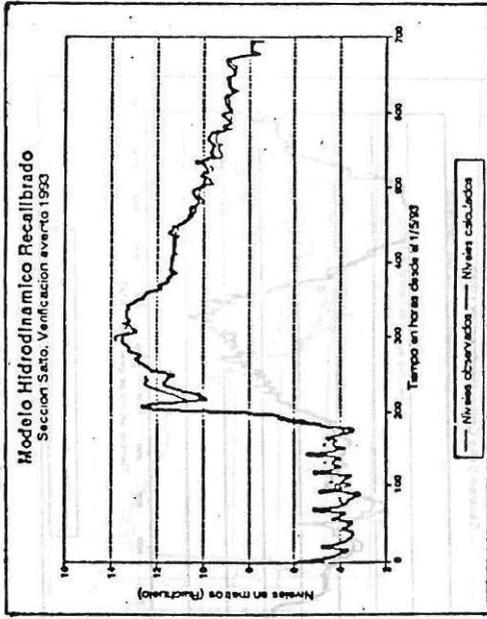


Figura 1.9

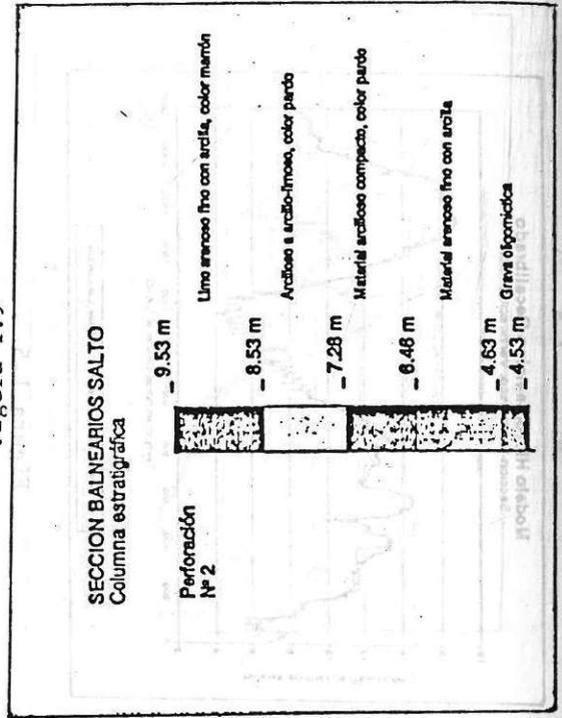


Figura 2.2

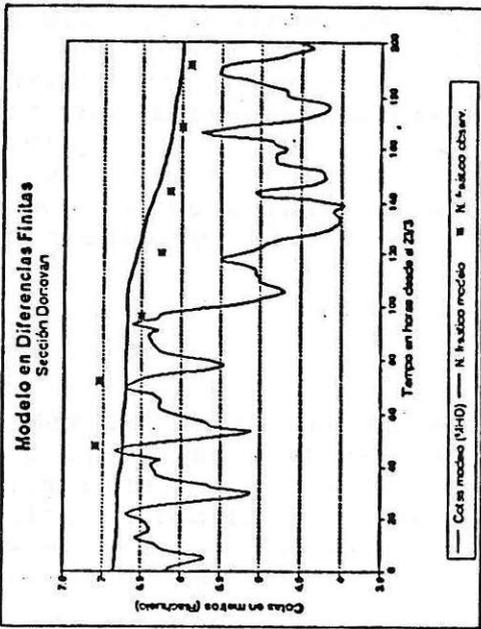


Figura 2.6

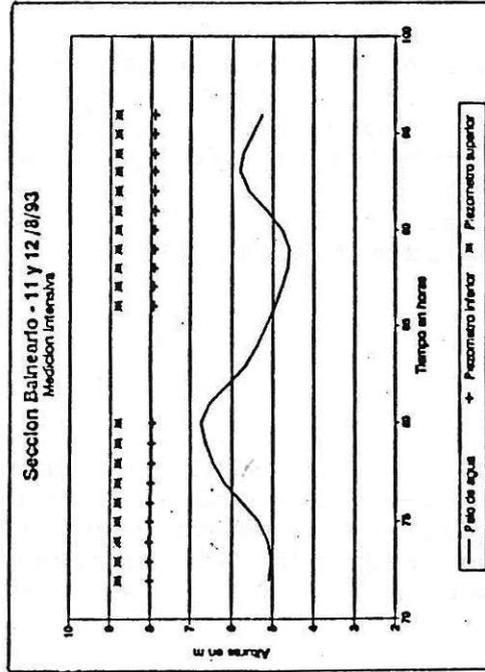


Figura 2.7

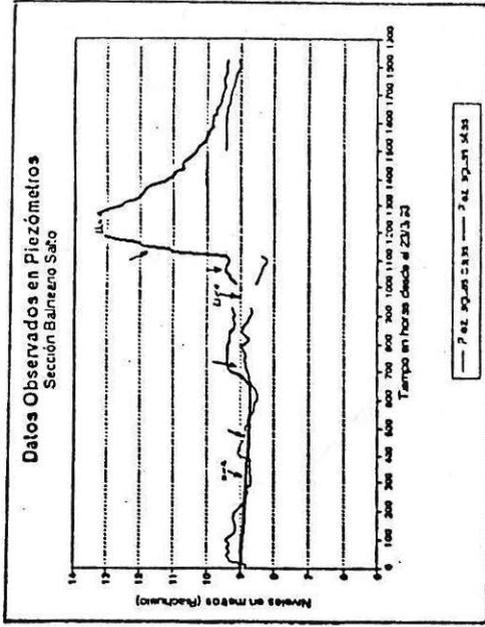


Figura 2.4

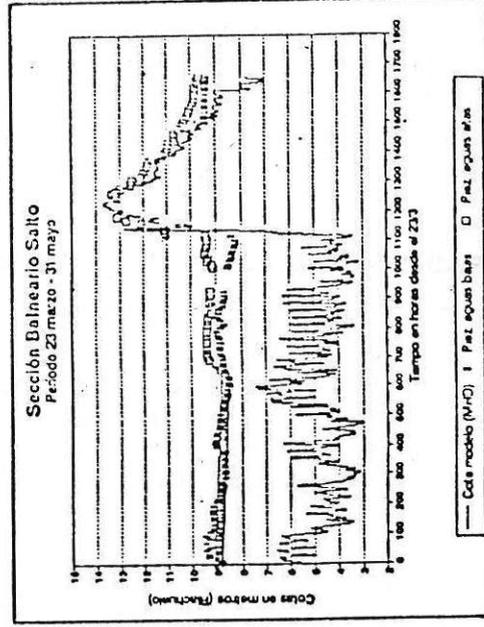


Figura 2.5