

so ha contado con el valioso patrocinio
auspicio de las siguientes empresas:

s
CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
NACIONAL DE HIDRAULICA
O DE OBRAS PUBLICAS
AD DE CHILE
AD CATOLICA DE CHILE
AD DE SANTIAGO DE CHILE
AD AUSTRAL DE VALDIVIA
HIDROGRAFICO Y OCEANOGRAFICO
ADA
PORTUARIA DE CHILE

s
DE INGENIEROS DE CHILE A.G.
CONDIDA LTDA.
HIDROELECTRICA ACONCAGUA
PORTUARIA DE CHILE
ONE CHILE

CONGRESO CHILENO DE INGENIERIA HIDRAULICA



“La Hidráulica Marítima,
Desafío Para Chile”

Año de Publicación 1995
EDICION DE DOS TOMOS



VOLUMEN 1

**CONGRESO CHILENO DE
INGENIERIA HIDRAULICA**

Memorias del XII Congreso de la
Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica

**“La Hidráulica Marítima,
Desafío para Chile“**

Editor responsable: **Luis E. Estellé A.**
Instituto Nacional de Hidráulica

AÑO DE PUBLICACION 1995
Domicilio: Nataniel Cox 31 Dpto. 36

Este volumen contiene los trabajos
presentados al XII Congreso Chileno de Ingeniería
Hidráulica, efectuado en Santiago de Chile, durante los
días 8, 9 y 10 de Noviembre de 1995.

Organizado por el Instituto Nacional de Hidráulica, bajo el
patrocinio de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica.

ISSN: 0717-2052
Publicación Bianual
Publicado en Santiago de Chile, 1995

Esta publicación, que consta de dos volúmenes, contiene los trabajos presentados al XII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, efectuado en Santiago de Chile, durante los días 8, 9 y 10 de Noviembre de 1995, Organizado por el Instituto Nacional de Hidráulica, bajo el patrocinio de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica.

Los trabajos publicados han sido revisados y aceptados para su publicación y presentación por el Comité Revisor. Sin embargo, las opiniones y conceptos emitidos en los mismos, son de exclusiva responsabilidad de sus autores.

Cualquier observación respecto de las publicaciones agradeceremos dirigirla al "Comité Organizador del XII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica"

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

Directorio

Presidente : Bonifacio Fernandez Larrañaga
Tesorero : Rodrigo Caro Cordero
Directores : Luis Arrau del Canto
Ernesto Brown Fernandez
Jorge Bravo Soissa
Carlos Salazar Mendez
Directores : Horacio Mery Mery
Honorarios : Humberto Peña Torrealba
Sergio Radrigan Vogel
Eduardo Varas Castellón
Secretario : Enrique Alvarez H.

COMITE ORGANIZADOR DEL XII CONGRESO CHILENO DE INGENIERIA HIDRAULICA

SECRETARIO EJECUTIVO

Luis E. Estelle A. : Instituto Nacional de Hidráulica

COORDINADORES

Horacio Mery M. : D. Riego Comité Editor
Gonzalo Pizarro P. : PUC Comité de Finanzas
Javier Vasquez A. : INH Comité de Finanzas
Tatiana Cuevas : DGA-MOP Comité de Logística
Alejandro Cabezas C. : SHOA Comité de RRPP
Octavio Doerr : EMPORCHI Comité de RRPP
Alejandro Arrieta S. : USACH Comité de RRPP - Coord. Univ.
Luis Collarte : U. Austral Comité de RRPP

COMITE REVISOR

Ximena Vargas M. : Universidad de Chile
José Muñoz P. : Universidad Católica de Chile
Carlos Salazar M. : Dirección General de Aguas-MOP
Lincol Alvarado M. : Ingeniero Consultor

COLABORADORES

Ivan Tudela : D. Vialidad - MOP
Marcela Quezada : D. Riego - MOP
Ernesto Jaque : EMPORCHI

PREFACIO

A Comienzos del año 1995 la **Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica** SOCHID, encomendó al **Instituto Nacional de Hidráulica de Chile**, la organización del XII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica a efectuarse en Santiago, entre los días 8, 9 y 10 de Noviembre de 1995. Su objetivo es establecer una tribuna nacional y regional para el intercambio de experiencias en la investigación, estudios y aplicaciones vinculados con el tema del agua.

El tema elegido para el Congreso "**La Hidráulica Marítima, desafío para Chile**", refleja la preocupación de la SOCHID respecto del impulso que disciplinas como la Hidráulica Marítima e Ingeniería de Costas deben recibir en Chile, ya que desafortunadamente en la actualidad, en nuestro país existen pocos profesionales especialistas dedicados a este campo y existe también poco desarrollo respecto de estudios e investigación en el tema. Esta situación es particularmente preocupante, si se considera la elevada inversión que en materia de infraestructura portuaria requiere el país como consecuencia de su política exportadora. Esta inversión, por la conformación de costera de nuestro país, involucra problemas técnicos de alta complejidad que normalmente requieren de profundos análisis teóricos y experimentales de laboratorio, para encontrar soluciones apropiadas y evitar errores que puedan significar pérdidas de vidas humanas y de cuantiosos recursos económicos, altamente escasos en el país.

Esta publicación, que consta de dos volúmenes, contiene 39 trabajos. Estos trabajos han sido revisados y aceptados para su publicación y presentación por un Comité Revisor. Sin embargo, las opiniones y conceptos emitidos en los mismos, son de exclusiva responsabilidad de sus autores.

A partir de esta edición, las memorias de los Congresos Chilenos de Ingeniería Hidráulica, tendrán el carácter de publicación periódica de frecuencia bianual y se publicarán bajo el título de "**Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica**" con número ISSN 0717-2052. La selección de los trabajos y su posterior producción constituyó una ardua y pesada labor razón por la cual, en nombre de los organizadores, agradezco a los integrantes del Comité Revisor, a la Secretaría del Depto. de Estudios del INH y a la Empresa productora encargada de publicar estas memorias.

Finalmente quien suscribe, junto con la esperanza de que los trabajos publicados sean de utilidad, aprovecha la oportunidad de agradecer a la SOCHID la confianza depositada para llevar a efecto este Congreso, al Comité Organizador por su desinteresada colaboración y a las Organizaciones y Empresas que patrocinaron y auspiciaron este evento.

Luis E. Estellé A.
Secretario Ejecutivo
XII Congreso de Ingeniería Hidráulica

PARTE 1
SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
XII CONGRESO CHILENO



1

**IMPLEMENTACION DE UN MODELO PARA ESTUDIAR EL
COMPORTAMIENTO
HIDRAULICO DEL RIO BIOBIO ANTE MANIOBRAS DE
TOMA Y RECHAZO DE
CARGA DE LA CENTRAL PANGUE**

FERNANDO HARAMBOUR PALMA (1)
JULIO MONTERO MONTEGU (2)

RESUMEN

Se describen las etapas de selección, calibración y validación de un modelo matemático que permite estudiar el comportamiento hidráulico del río Biobío ante maniobras de toma y rechazo de carga de la central Pangue, que actualmente se construye en Alto Biobío.

Se indica el alcance e importancia de cada una de ellas en consideración a las características particulares del problema y a la información básica disponible.

- (1) Ingeniero de Estudios. Gerencia Técnica. Empresa Eléctrica Pangue S.A.
- (2) Jefe de Ingeniería. Gerencia Técnica. Empresa Eléctrica Pangue S.A.

Finalmente, se presentan y analizan algunos resultados de carácter general obtenidos al simular la propagación de crecidas artificiales por el río Biobío, usando dos representaciones topográficas alternativas del cauce.

1. INTRODUCCION

La central hidroeléctrica Pangué está siendo construída en la hoya superior del río Biobío, aproximadamente 85 Km al sureste de la ciudad de Los Angeles. Una vez finalizada poseerá dos turbinas Francis de 230 MW cada una, con un caudal de diseño conjunto de 500 m³/s y una altura bruta de generación igual a 103 m. Tal configuración le permitirá producir una energía media anual de 2.156 GWh, que servirá para abastecer al Sistema Interconectado Central chileno.

La central captará agua desde un embalse capaz de almacenar 175 millones de metros cúbicos de agua, de los cuales sólo 6 millones se consideran como volumen de regulación normal. El embalse se formará sobre el cauce del río Biobío mediante la construcción de una presa de hormigón compactado con rodillo de 113 m de altura y 410 m de largo en su coronamiento. El agua será captada mediante una bocatoma profunda y conducida hacia las turbinas mediante dos túneles en presión de corta longitud y será restituida al río Biobío a muy corta distancia del pie de la presa, mediante un túnel en presión de aproximadamente 140 m de longitud.

En el lugar donde se construye la central, el río Biobío presenta una época húmeda que se inicia en el mes de Mayo y finaliza al término del mes de Diciembre, cuyo caudal medio es de 376 m³/s. Por su parte, entre los meses de Enero y Abril de cada año presenta una época de estiaje, cuyo caudal medio es igual a 124 m³/s.

Si se compara el volumen medio diario afluente al embalse en ambas épocas del año con el volumen que es posible controlar, se deduce que sólo será posible efectuar una regulación de tipo diaria o a lo sumo semanal, guardando parte del agua afluente durante el día con el objeto de aumentar la generación durante las horas en que se produce la mayor demanda de energía desde el Sistema Interconectado Central.

Este tipo de operación significa que durante gran parte del año el caudal descargado por la central será variable durante el día; originándose, por lo tanto, ondas de crecida que se desplazarán por el río Biobío partiendo de la central Pangué.

2. PROPOSITO, ALCANCES Y ETAPAS DEL ESTUDIO

Con el propósito de estudiar el impacto de la operación de la central sobre el comportamiento hidráulico del río Biobío y seleccionar alternativas de operación aceptables desde el punto de vista ambiental, la Empresa Eléctrica Pangué S.A. decidió implementar un modelo que simule la

propagación de ondas de crecida en el tramo de 45 Km de longitud comprendido entre la central y la localidad de Rucalhue.

Dicho modelo debe ser capaz de calcular las variaciones de nivel que se producirán a lo largo del tramo indicado frente a distintas alternativas de operación de la central y condiciones hidrológicas de la cuenca, así como también el tiempo que tardará en notarse su efecto en distintos puntos del río.

Para alcanzar dicho objetivo, el desarrollo del modelo se dividió en las siguientes etapas:

1. Recopilación y generación de información cartográfica, topográfica, hidrológica e hidráulica del río Biobío y de sus principales afluentes intermedios.
2. Revisión de modelos matemáticos disponibles en el mercado, capaces de transitar en geometrías irregulares crecidas naturales o artificiales con variaciones rápidas de caudal.
3. Construcción de un modelo topográfico preliminar del cauce y calibración del modelo de pérdidas de carga.
4. Construcción y validación de modelos topográficos alternativos.

2.1 DESCRIPCION DE LA PRIMERA ETAPA

La primera etapa consistió en la recopilación de información cartográfica y topográfica del cauce, y en la realización de campañas de terreno destinadas a la medición de perfiles transversales representativos del río y de niveles de escurrimiento para diferentes caudales.

Durante esta etapa también se recopiló información fluviométrica de las estaciones de control existentes en el río Biobío y en sus principales afluentes intermedios. Ella consistió en: caudales medios mensuales, caudales medios diarios, caudales medios horarios y curvas de descarga.

La realización de esta etapa permitió contar con la siguiente información básica:

- Planos de planta a escala 1:50.000 y 1:10.000 del río Biobío.
- 72 perfiles batimétricos del cauce.
- Curvas de descarga de tres puntos característicos del río Biobío.
- Caudales medios mensuales, medios diarios y medios horarios del río Biobío y de sus principales afluentes intermedios.

-Niveles del escurrimiento en los perfiles batimétricos.

-Fotografías aéreas del cauce.

La revisión y análisis de dicha información permitió seleccionar un total de 54 perfiles batimétricos para caracterizar la forma y pendiente media del río Biobío. Trece perfiles describen la forma del tramo situado entre la presa y la confluencia con el río Pangue, 28 el tramo situado entre los ríos Pangue y Huequecura, 7 la angostura Piulo y los 6 restantes el tramo situado entre la salida de dicha angostura y la localidad de Rucalhue.

En la Tabla N° 1 se indican las principales características de 5 sectores del río; definidos por los extremos del tramo considerado y por afluentes intermedios importantes, en tanto que en la Tabla N° 2 se indican los coeficientes de rugosidad seleccionados preliminarmente en base a la utilización del método de Cowan (Chow, 1959).

Tabla N° 1: Características principales del cauce

Sector	Ubicación Km a Km	Largo Kms	Pendiente Media
Central a río Pangue	0,0 a 2,0	1,95	0,0045
Entre ríos Pangue y Queuco	2,0 a 13,9	11,95	0,0045
Entre ríos Queuco y Huequecura	13,9 a 35,5	21,63	0,0045 y 0,0032
Entre ríos Huequecura y Quilme	35,5 a 42,3	6,77	0,0032 y 0,0021
Río Quilme a Rucalhue	42,3 a 44,7	2,43	0,0021

Tabla N° 2 : Coeficientes de Rugosidad por Sectores

Tramo km a km	Coefficiente de rugosidad
0,0 a 4,5	0,065
4,5 a 20,0	0,055
20,0 a 35,5	0,048
35,5 a 37,0	0,065
37,0 a 45,0	0,048

La información fluviométrica recopilada permitió determinar el caudal medio aportado por la cuenca intermedia en diferentes épocas del año, tanto para años húmedos, normales y secos, y calcular el caudal medio diario que escurrió por cada tramo durante la medición del nivel del escurrimiento en cada perfil batimétrico.

Por su parte, la información relativa a caudales medios horarios permitió la obtención de ondas de crecida que fueron usadas en la etapa de validación del modelo.

2.2 REVISION DE MODELOS MATEMATICOS

Esta etapa se efectuó con el propósito de seleccionar y adquirir un modelo computacional que tenga las siguientes características básicas:

-Debe ser un modelo computacionalmente confiable. Es decir, que haya sido usado y probado por numerosos usuarios durante un periodo suficientemente extenso, como para dar una seguridad razonable de que no posea errores debidos a deficiencias de programación.

-Debe estar basado en la representación matemática de los fenómenos físicos que controlan la propagación de ondas de crecida en cauces naturales. Se descartó el uso de modelos de tipo hidrológico o basados en funciones de transferencia del tipo «caja negra», pues no se dispone de antecedentes relativos a la propagación de ondas similares a las que podrían ser generadas por la operación de la central Pangue.

-Debe haber sido desarrollado para transitar ondas de crecida en cauces naturales, de modo que sea posible considerar el efecto ocasionado por secciones de forma irregular y variable, tales como las que se observa en el río Biobío.

-Debe ser capaz de simular el tránsito de ondas que presentan variaciones relativamente rápidas de caudal. Esta condición se introdujo con el propósito de evitar limitaciones al tipo de maniobras que se puedan estudiar con el modelo, lo que conduce a descartar modelos simplificados, desarrollados, por ejemplo, descartando los términos de aceleración local de las ecuaciones de Saint Venant.

-Debe permitir la incorporación de afluentes intermedios.

La revisión crítica de modelos que actualmente se encuentran disponibles en el mercado, condujo a seleccionar el modelo DAMBRK '88, desarrollado por el National Weather Service Hydrologic Research Laboratory de los Estados Unidos (Fread, 1988).

Dicho modelo ha sido desarrollado explícitamente para transitar ondas de crecida generadas por la ruptura de presas de tierra en cauces naturales. Con tal propósito resuelve las ecuaciones de Saint Venant, escritas en la forma de «ecuaciones de conservación», lo cual le permite, en principio, simular situaciones en las cuales se pueden generar ondas de frente vertical («shock waves») sin introducir condiciones de borde internas especiales (Terzidis and Strelkoff, 1970).

Para los fines de este estudio se puede considerar que las ecuaciones en que se basa dicho modelo son las siguientes:

$$\partial Q / \partial x + \partial (A + A_c) / \partial t - q = 0 \quad (1)$$

$$\partial Q / \partial t + \partial (Q^2 / A) / \partial x + g \cdot A \cdot (\partial h / \partial x + S_f + S_e) = 0 \quad (2)$$

En ellas Q corresponde al caudal, A al área de la sección activa del escurrimiento, A_o al área de la sección inactiva o de almacenamiento transitorio, q al caudal de aporte lateral (afluentes) medido por unidad de longitud del cauce, S_f a la pendiente del plano de carga (que se calcula con la ecuación de Manning) y S_e a las pérdidas de carga singulares medidas por unidad de longitud del cauce.

2.3 CONSTRUCCION DEL MODELO TOPOGRAFICO Y CALIBRACION DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA

Para usar el modelo DAMBRK '88 es necesario caracterizar matemáticamente la forma del cauce y determinar el valor de los coeficientes del modelo de pérdidas de carga. Tal como se indicó anteriormente, el tramo de río en estudio se representó inicialmente con un «modelo topográfico» consistente en 54 perfiles transversales medidos en levantamientos batimétricos y, dado que se consideró que las pérdidas de carga pueden ser calculadas con la ecuación de Manning sin necesidad de introducir pérdidas singulares en puntos especiales, se calibró su coeficiente de rugosidad por tramos, usando la información de caudales y niveles anteriormente indicada.

Con el propósito de agilizar el desarrollo de esta etapa se usó un modelo matemático que permite calcular ejes hidráulicos gradualmente variados en cauces naturales, basado en el método conocido con el nombre de «Standard Step Method» (Ven Te Chow, 1959).

Para determinar los coeficientes de rugosidad del cauce, se compararon mediciones relativas a las variaciones que experimenta el nivel del escurrimiento con el caudal, con las que resultan de calcular ejes hidráulicos correspondientes a distintos caudales, empleando coeficientes de rugosidad diferentes. Este procedimiento condujo a modificar los coeficientes de rugosidad inicialmente seleccionados e indicados en la Tabla N° 2.

En las figuras 1 y 2 se muestra una comparación gráfica entre las variaciones de nivel medidas y aquellas obtenidas con el modelo luego de calibrar los coeficientes de rugosidad.

Tal como se observa en las figuras recién indicadas, con este modelo se logró representar satisfactoriamente las variaciones de nivel. Sin embargo con él no fue posible calcular los niveles absolutos, debido a que el río Biobío presenta una sucesión de rápidos, remansos y otras singularidades, que no son adecuadamente caracterizadas por el modelo topográfico implementado.

Para modelar el efecto de los rápidos se introdujeron perfiles artificiales, que poseen la misma forma que los perfiles batimétricos medidos, pero que están situados en un lugar y cota diferente. También se introdujo una condición de borde interna a la salida de la angostura Piulo, consistente en una curva de descarga que permite simular el efecto de una barra de arena que se observa al término de la poza de agua situada a la salida de dicha angostura.

Con la introducción de los perfiles artificiales y la curva de descarga indicada, se logró reproducir tanto las variaciones de nivel como los niveles absolutos del escurrimiento, manteniendo los coeficientes de rugosidad y las condiciones de borde externas usadas en el primer modelo topográfico.

Los resultados obtenidos con ambos modelos permiten concluir que en este río, cuando se desea reproducir niveles absolutos es necesario efectuar una caracterización topográfica detallada del cauce, que permita representar adecuadamente la sucesión de rápidos y remansos que se observan. Para ello no es necesario densificar la toma de perfiles batimétricos del río, sino que, como aquí se hizo, se puede agregar información generada artificialmente.

En la Tabla N° 3 se indica el coeficiente de rugosidad de Manning obtenido para cada sector del río.

Tabla N° 3: Coeficientes de Rugosidad del río Biobío

Tramo km a km	Coefficiente de rugosidad
0,0 a 4,5	0,085
4,5 a 14,0	0,055
14,0 a 16,0	0,045
16,0 a 22,0	0,040
22, a 30,0	0,035
30,0 a 35,5	0,030
35,5 a 37,0	0,060
37,0 a 45,0	0,042

La comparación de los valores indicados en la Tabla N° 2 con los mostrados en esta tabla, conduce a pensar que el método de Cowan es apropiado para determinar coeficientes de rugosidad cuando no se cuenta con más información que la observación del cauce, sin embargo se recomienda usarlo con precaución en lechos rocosos, tal como el que se encuentra entre los kilómetros 0,0 y 4,5, dado que la calibración realizada condujo a un coeficiente mayor al estimado inicialmente (0,085 v/s 0,065).

2.4 CONSTRUCCION Y VALIDACION DE MODELOS TOPOGRAFICOS ALTERNATIVOS

Considerando que no fue posible representar adecuadamente el cauce sólo con información topográfica directa, sino que, como se explicó, fue necesario introducir información generada artificialmente, se decidió implementar en el modelo DAMBRK '88 dos representaciones topográficas alternativas del cauce, con el propósito de comparar resultados obtenidos al propagar crecidas hipotéticas. La validación de ambos modelos se realizó propagando crecidas naturales provenientes principalmente de la parte alta de la cuenca, en las cuales el aporte intermedio es relativamente poco importante.

El primer modelo topográfico (modelo A) se basa en el uso de 54 perfiles batimétricos del cauce y coincide con el modelo inicial señalado en el punto anterior, en tanto que el otro (modelo B) se basa en el empleo de 5 perfiles representativos de igual número de sectores del río, construídos promediando los perfiles batimétricos medidos en cada uno de ellos. En ambos casos se usaron los coeficientes de rugosidad mostrados en la Tabla N° 3 y se usó como condición de borde en Rucalhue la curva de descarga de escurrimiento normal.

Tal como se indicó en el punto anterior, el modelo A tiene incorporada una condición de borde interna correspondiente a la curva de descarga ajustada a la salida de la angostura Piulo, en tanto que en el modelo B no se implementó ninguna condición de borde similar.

Para evitar la ocurrencia de problemas de inestabilidad numérica, en ambos modelos fue necesario usar incrementos espaciales (Δx) inferiores a la distancia existente entre perfiles batimétricos sucesivos, lo que se consiguió introduciendo perfiles batimétricos intermedios (construídos por interpolación lineal de los perfiles batimétricos vecinos) e incorporando, en el modelo B, pérdidas de carga singulares en los sectores en que cambia bruscamente la forma del cauce.

Ambos modelos fueron validados usando dos crecidas naturales, denominadas crecida N° 1 y Crecida N° 2, cuyas características principales se indican en la Tabla N° 4.

Tabla N° 4: Características de las crecidas seleccionadas para validar los modelos

Características	Crecida N° 1	Crecida N° 2
Duración (hrs)	51	51
Volumen total (Mm ³)	32,7	113,5
Aporte intermedio (Mm ³)	7,5	20,8

Los resultados obtenidos al simular la propagación de dichas crecidas con los modelos A y B, indica que con ambos se logra reproducir satisfactoriamente la forma de su hidrograma, su rapidez de propagación y su amortiguamiento. En el caso del modelo A esto puede observarse en las figuras 3 y 4, en las que se muestra una comparación gráfica entre los hidrogramas medidos y aquellos obtenidos con el modelo. Ambos modelos no muestran diferencias significativas en los resultados.

Para evaluar el comportamiento del modelo DAMBRK '88 y comparar los resultados que se obtienen con ambos modelos del cauce ante situaciones más exigentes, se simuló la propagación de varias crecidas hipotéticas. A continuación se presentan los resultados de tres de ellas:

- **Crecida (a):** corresponde a una crecida de 2,8 millones de m³, que se produce durante un año medio y está compuesta de tres fases, en la primera el caudal aumenta linealmente de 11 a 250 m³/s en un lapso de 5 minutos, en la segunda el caudal máximo permanece constante durante 3,0 horas y en la tercera el caudal se reduce linealmente de 250 a 11 m³/s en un plazo de 5 minutos. Es generada por una operación exigente e inusual y que sólo se podría presentar en una situación de emergencia.

- **Crecida (b):** corresponde a una crecida de 1,8 millones de m³, que se produce durante el mes de Marzo de un año muy seco (con probabilidad de excedencia igual al 90%), al igual que la crecida anterior consta de tres etapas, en la primera el caudal aumenta linealmente de 11 a 500 m³/s en un lapso de 1 minuto, en la segunda el caudal máximo permanece constante durante 1 hora y en la tercera el caudal se reduce linealmente de 500 a 11 m³/s en un plazo de 1 minuto. Al igual que en el caso anterior esta crecida es generada por una operación inusual, pero tiene el atractivo de ser muy exigente desde el punto de vista computacional, sirviendo por lo tanto para probar el modelo.

- **Crecida (c):** corresponde a la crecida que se produciría al pie de la presa en caso que la central Pangué genere su potencia máxima durante tres horas del día en la época húmeda (Mayo a Diciembre), y que tome y rechace carga a la tasa máxima a la cual aumenta y disminuye la demanda del Sistema Interconectado Central, el día de máximo consumo. Su volumen es de 2,5 millones de m³. Esta operación, si bien es exigente, puede ser catalogada de normal.

En la Tabla N° 5 se indican los resultados obtenidos con los modelos A y B al propagar la crecida (a), en tanto que en la Tabla N° 6 se indican aquellos obtenidos al propagar la crecida (b), ejercicio que permitió comprobar la factibilidad de usar el modelo DAMBRK '88 para transitar crecidas artificiales, y mostró que los resultados obtenidos con ambos modelos son similares.

Tabla N° 5: Resultados obtenidos al propagar la crecida (a)

Variable	Distancia a la presa (km)			
	Modelo A		Modelo B	
	13,80	44,72	13,80	44,72
Amortiguamiento (%)	0	0	0	0
Tiempo de propagación (hrs)	1,4	4,2	1,6	4,5
Variación de nivel (m)	1,7	1,1	1,5	1,0

Tabla N° 6: Resultados obtenidos al propagar la crecida (b)

Variable	Distancia a la presa (km)			
	Modelo A		Modelo B	
	13,80	44,72	13,80	44,72
Amortiguamiento (%)	5	41	4	48
Tiempo de propagación (hrs)	1,0	4,2	1,2	4,4
Variación de nivel (m)	3,0	1,8	2,9	1,7

La principal diferencia práctica entre los resultados obtenidos con ambos modelos corresponde al amortiguamiento de la crecida (b). Tal como se indica en la Tabla N° 6, con el modelo A se obtuvo un amortiguamiento del 41%, en tanto que con el modelo B resultó ser de un 48%. Esta diferencia puede deberse a pequeñas variaciones en el volumen de almacenamiento del cauce entre ambos modelos.

Por su parte, las fluctuaciones de nivel calculadas con ambos modelos son similares, aunque existen pequeñas diferencias que pueden deberse a que la forma de los perfiles topográficos usados para caracterizar el cauce es ligeramente diferente.

Finalmente, en las figuras 5 y 6 se ilustran los hidrogramas y las variaciones de nivel que se registran en distintos puntos del cauce al propagar la crecida (c) con el modelo A.

3. CONCLUSIONES

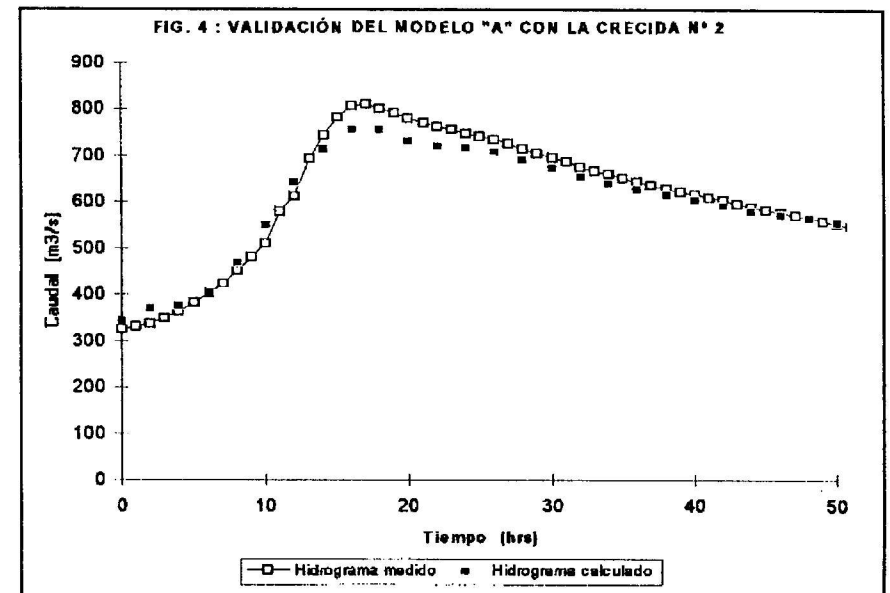
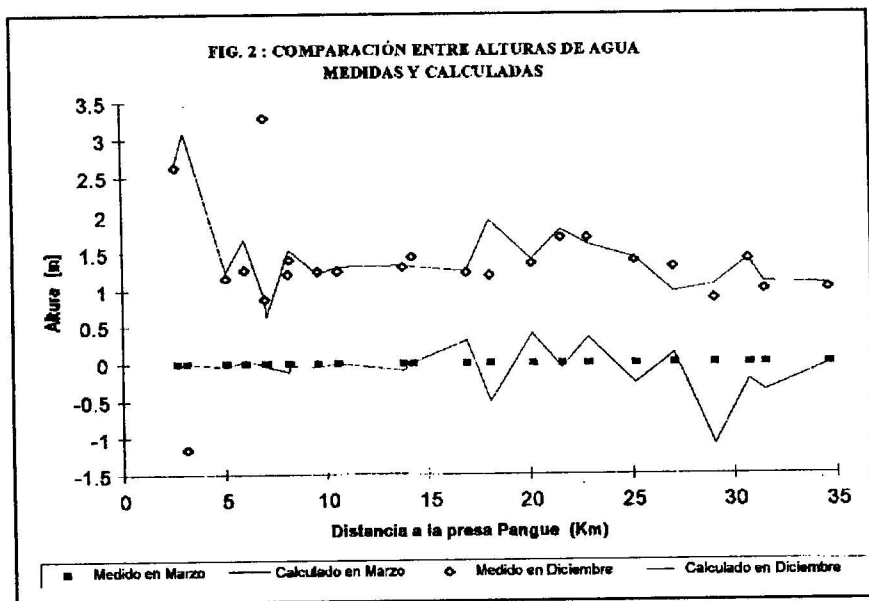
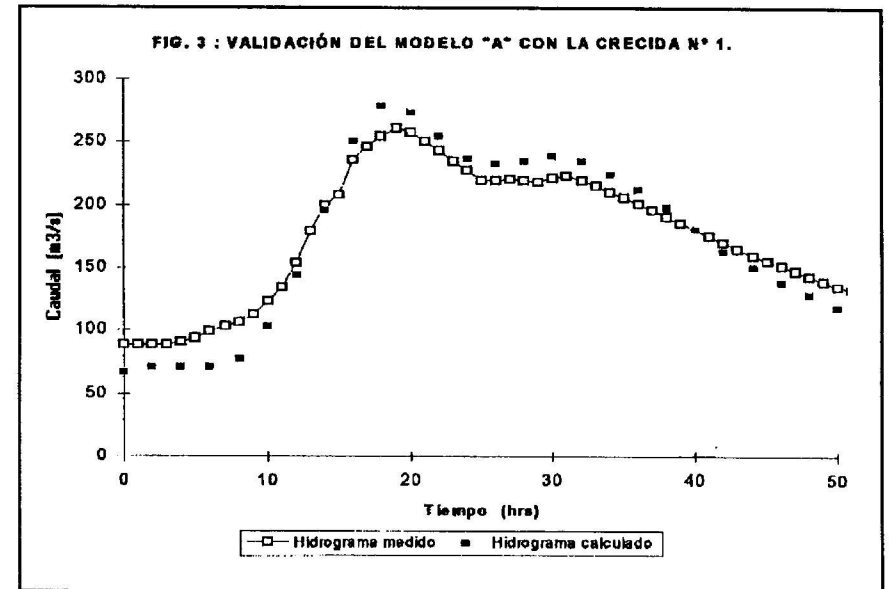
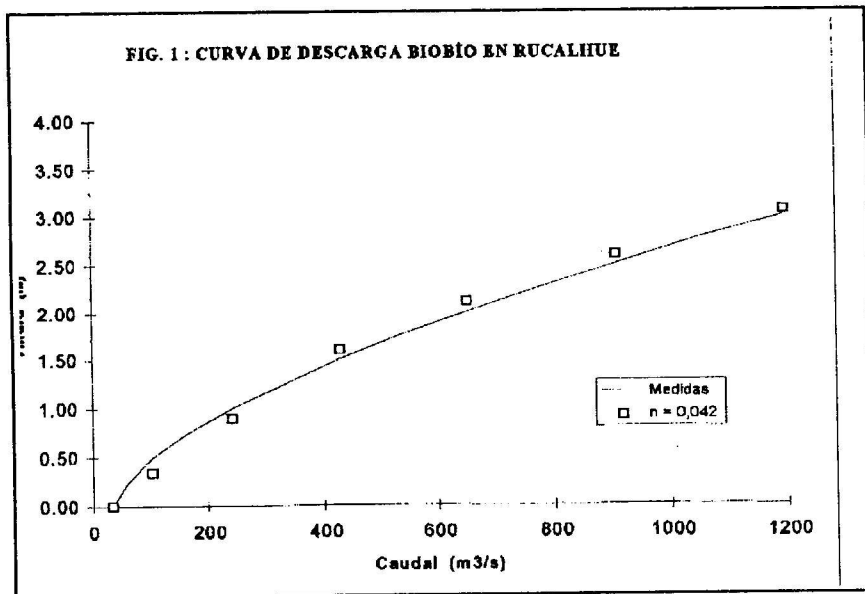
a) Los resultados obtenidos confirman la posibilidad de usar el modelo DAMBRK '88 para estudiar la propagación de crecidas originadas por la operación de centrales hidroeléctricas. Además, desde el punto de vista práctico presenta la ventaja de ser un software económico y fácil de conseguir e implementar. Por su parte, para su operación no se requiere de grandes computadores, sino que sólo basta con un PC tipo 386 o 486, siendo recomendable que tenga un coprocesador matemático para reducir el tiempo de proceso.

b) Se demostró que es posible desarrollar un modelo de representación topográfica adecuado para estudiar la propagación de crecidas naturales o hipotéticas empleando pocos perfiles batimétricos. Por ello, para futuros estudios, podemos recomendar evitar el alto costo que tiene la medición de muchos perfiles batimétricos, dado que para obtener buenos resultados basta con pocos perfiles representativos de los diferentes tramos del cauce, y repetirlos desplazados en ubicación y cota según la pendiente media del río.

c) Los resultados obtenidos en las etapas de selección del modelo, caracterización topográfica del cauce, calibración de las pérdidas de carga y validación, demuestran que se logró implementar un modelo matemático que permite estudiar la respuesta hidráulica del río Biobío frente a diferentes alternativas de operación de la central Pangué.

BIBLIOGRAFIA

- 1) Fread, D. L., 1988. «The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background/User Documentation». Hydrologic Research Laboratory. U.S.A.
- 2) French, R. H., 1988. «Hidráulica de Canales Abiertos». Libros Mc Graw-Hill/Interamericana de México, S.A. de C.V.
- 3) López, A. y Yáñez, M., 1994. «Rastreo de la onda de crecida generada por la operación de centrales hidroeléctricas: El caso de la central Pangué». Terceras Jornadas de Hidráulica Francisco Javier Dominguez. Concepción.
- 4) Stoker, J.J., 1992. «Water Waves. The Mathematical Theory with Applications». Wiley Classics Library Edition. John Wiley & Sons, Inc.
- 5) Terzidis, G., and T. Strelkoff, 1970. «Computational of Open Channel Surges and Shocks». Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 96, HY12, Dec., pp. 2581-2610.
- 6) Chow, V. T., 1988. «Open-Channel Hydraulics». Mc Graw-Hill Classic Textbook Reissue. Mc Graw-Hill Inc.
- 7) Wurbs, R. A., 1986. «Comparative Evaluation of Dam-Breach Flood Forecasting Methods». Report 13, Military Hydrology. U.S. Army Corps of Engineers.





**FLUJO LIBRE EN UNA CANALIZACION CON
OBSTACULOS REPETIDOS.**

SERGIO RADRIGAN V. (1)

RESUMEN

Se describe y analiza el efecto que produce sobre un flujo abierto en un canal una serie de obstáculos conocidos o estimados y que se puede suponer repartidos de una manera sensiblemente uniforme. Se concluye con el cálculo de un canal equivalente sin obstáculos, con una rugosidad equivalente, que replica el flujo del canal con obstáculos..

(1) Ingeniero Civil. Consultor privado, Director de Hidrelec Ltda. Profesor Titular de la Universidad de Chile.

