

CDA-149  
Microsystem - MOP\_DGA



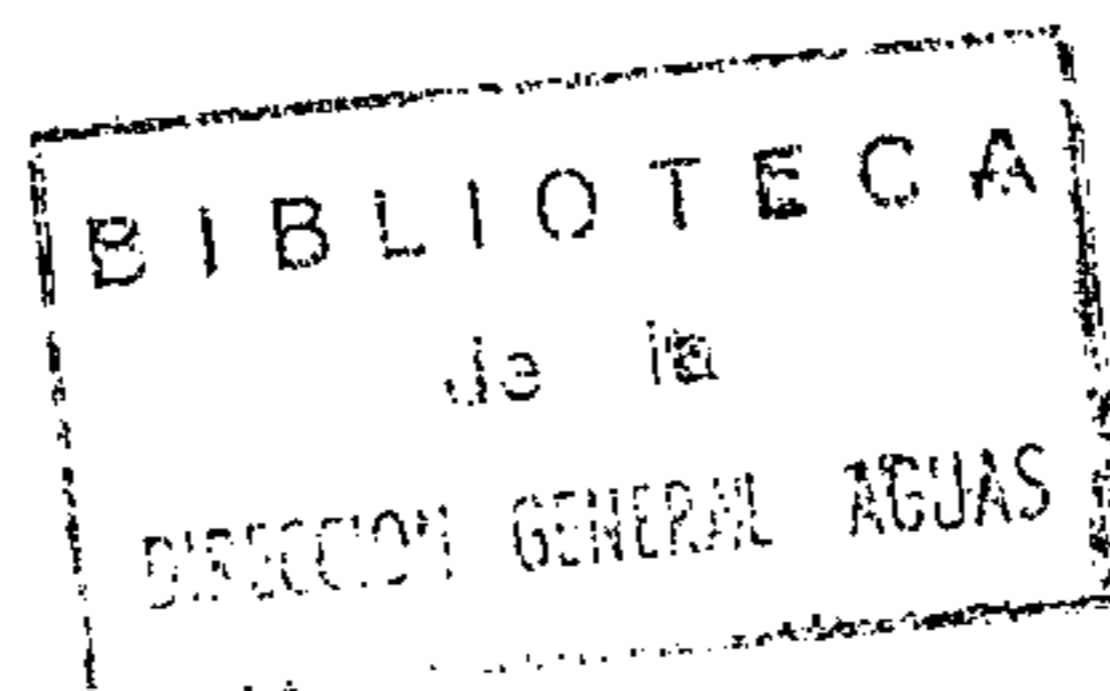
UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
CENTRO DE RECURSOS HIDRAULICOS

GENERACION Y PROPAGACION DE CRECIDAS CAUSADAS  
POR RUPTURA DE PRESAS DE EMBALSE  
APLICACION DEL MODELO NUMERICO DAMBRK

LUIS AYALA R.  
FERNANDO HARAMBOUR P.

CRH 87-41-1

SANTIAGO - CHILE  
1987



## RESUMEN

En el presente trabajo se estudió la aplicabilidad y limitaciones de algunos modelos existentes para analizar la generación y propagación de crecidas originadas por la ruptura de presas de tierra, realizándose aplicaciones del modelo computacional DAMBRK desarrollado por el National Weather Service de los EEUU.

El estudio se inició con una recopilación y revisión bibliográfica destinada a establecer principalmente el estado del arte en la modelación matemática de este tipo de fenómenos. Esta revisión incluyó además antecedentes complementarios tales como, estadísticas de fallas de presa en el mundo, metodologías para evaluar riesgos de falla de una presa y legislación vigente en otros países relacionada con la ruptura de presas.

Seguidamente se llevó a cabo un análisis detallado de los fundamentos teóricos y características computacionales del modelo DAMBRK y de otros modelos y metodologías complementarias, las cuales pueden ser utilizadas en conjunto con dicho modelo. Entre estos últimos puede mencionarse el modelo BREACH que permite generar hidrogramas de crecidas causadas por la ruptura de una presa de tierra y el método empírico propuesto por Mac Donald y Langridge-Monopolis que sirve para definir en forma aproximada las características de la brecha de ruptura y el caudal máximo instantáneo del hidrograma generado.

Finalmente se realizaron aplicaciones del modelo DAMBRK y de los modelos complementarios a tres presas chilenas, seleccionadas atendiendo a sus características, a su ubicación e importancia relativa y a la información disponible sobre ellos, requerida por los modelos. Dichas presas corresponden al sistema Cogotí-Paloma perteneciente al sistema fluvial del río Limarí y emplazadas aguas arriba de la ciudad de Ovalle en la IV Región, a la ataguía Convento Viejo ubicada sobre el estero Chimbarongo en la VI Región y a la presa Colbún ubicada sobre el río Maule en la VII Región. Los resultados obtenidos permitieron establecer cuál es la potencialidad que tienen los modelos y las limitaciones de ellos cuando son utilizados en presas y sistemas fluviales propios de nuestro país.

## AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se originó de una inquietud profesional planteada por el Profesor Pablo Isensee M. a los autores, a raíz de la experiencia personal que tuvo en la Dirección de Riego del M.O.P. con la atagüa Convento Viejo, mientras dicha obra permaneció inalterada a la espera de la decisión de materializar el proyecto de la presa del mismo nombre.

El tema también concitó el interés de los propios profesionales de la Dirección de Riego así como aquellos de la Dirección General de Aguas, los cuales brindaron el máximo apoyo al proyecto. La última Dirección gestionó a través del programa HOMS-UNESCO la obtención de una copia en cinta magnética del programa DAMBRK, poniéndolo a disposición del Centro de Recursos Hidráulicos.

Los autores desean agradecer la cooperación entregada por el Profesor Pablo Isensee M., que además de ser quien propuso el estudio, participó a lo largo de su desarrollo aportando valiosas ideas y revisando el manuscrito del informe en calidad de Profesor integrante de la Comisión de Examen de Grado del segundo de los autores. Asimismo estos autores desean dejar constancia de sus agradecimientos al Ingeniero H. Peña de la Dirección General de Aguas que facilitó la copia del modelo DAMBRK y a los Ingenieros J.L. Nicolau y L. Arrau de la Dirección de Riego quienes proporcionaron diversos antecedentes que posibilitaron la realización de dos de las aplicaciones de dicho modelo.

Finalmente, se desea agradecer al Departamento de Ingeniería Civil que proporcionó gran parte de los recursos por la elaboración del estudio y al personal no académico que participó en la diagramación y dactilografía del informe.

## INDICE

### CAPITULO 1

#### INTRODUCCION

### CAPITULO 2

#### RECOPILACION Y REVISION BIBLIOGRAFICA

2.1	ANTECEDENTES SOBRE FALLAS DE PRESAS EN EL MUNDO...	9
2.1.1	Estadísticas de Fallas de Presas, sus Causas y sus Consecuencias.....	9
2.1.2	Análisis y Evaluación de Riesgos de Fallas de Presas.....	11
2.1.3	Comentarios y Síntesis.....	15
2.2	DESCRIPCION DEL FENOMENO DE RUPTURA Y PROPAGACION.	17
2.3	MODELACION MATEMATICA DE LA RUPTURA DE PRESAS DE TIERRA.....	21
2.4	MODELACION MATEMATICA DE LA PROPAGACION DE CRECIDAS PROVOCADAS POR RUPTURA DE PRESAS.....	25

### CAPITULO 3

#### DESCRIPCION Y ANALISIS CRITICO DE LOS MODELOS APLICADOS EN ESTE ESTUDIO

3.1	INTRODUCCION.....	33
3.2	ANALISIS Y DISCUSION DEL MODELO DAMBRK.....	34
3.2.1	Determinación del Hidrograma de Ruptura....	34
3.2.2	Simulación del Proceso de Formación de la Brecha.....	39
3.2.3	Determinación de los Niveles en el Embalse.	43
3.2.4	Propagación del Hidrograma de Ruptura.....	45

3.2.5	Opciones que Ofrece el Modelo.....	51
3.2.6	Selección de $\Delta t$ y $\Delta X$ en el Método de Diferencias Finitas.....	61
3.3	ANALISIS Y DISCUSION DEL MODELO BREACH.....	63
3.3.1	Ruptura Iniciada por Overtopping.....	64
3.3.2	Ruptura Iniciada por Piping.....	66
3.3.3	Forma de Crecimiento del Orificio y del Canalón.....	70
3.3.4	Desprendimientos de Material.....	83
3.3.5	Determinación de los Niveles en el Embalse	85
3.3.6	Determinación de las Propiedades del Material que Conforman la Presa.....	86
3.4	ANALISIS Y DISCUSION DE LA METODOLOGIA DE MAC DONALD Y LANGRIDGE-MONOPOLIS.....	88
3.5	RECOMENDACIONES PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DE LA BRECHA.....	93
3.5.1	Recomendación de Houston (1984).....	93
3.5.2	Recomendación de Fread (1984).....	93
3.5.3	Recomendación de Singh y Snorrason (1984).	93
3.6	FORMULAS PARA DETERMINAR EL CAUDAL MAXIMO DEL HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	94
3.7	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES DEL CAPITULO.....	95
3.7.1	Acercas del Modelo DAMBRK.....	95
3.7.2	Acercas del Modelo BREACH.....	96
3.7.3	Acercas de la Metodología de Mac Donald et al.....	97

## CAPITULO 4

### APLICACION DE LOS MODELOS A ALGUNAS PRESAS DE TIERRA CHILENAS

4.1	PROPOSITO Y ALCANCE DE LAS APLICACIONES.....	99
4.2	CRITERIOS DE SELECCION DE LAS APLICACIONES Y DESCRIPCION DE LOS CASOS ESTUDIADOS.....	99
4.3	APLICACION A LA ATAGUIA CONVENTO VIEJO.....	100
4.3.1	Antecedentes Requeridos para la Aplicación de los Modelos.....	102
4.3.1.1	Características de la Atagüa.....	102
4.3.1.2	Características de Embalse.....	105
4.3.1.3	Características de las Obras Anexas...	108
4.3.1.4	Antecedentes Hidrológicos.....	109
4.3.1.5	Antecedentes sobre el Cauce de Propagación de la Crecida.....	111
4.3.2	Condiciones de Aplicación de los Modelos...	115
4.3.3	Presentación, Análisis y Discusión de los Resultados.....	118
4.3.3.1	Resultados obtenidos con la Metodología de Mac Donald et al. (1984).....	118
4.3.3.2	Resultados Obtenidos con el Modelo DAMBRK.....	119
4.3.3.3	Resultados Obtenidos con el Modelo BREACH.....	122
4.3.3.4	Resultados Obtenidos con la Fórmula de Wetmore y Fread (1981).....	125
4.3.3.5	Conclusiones del Estudio de la Generación del Hidrograma de Ruptura.....	125

4.3.3.6	Estudio de la Propagación de la Crecida que Origina la Ruptura de la Ataguía.....	126
4.3.3.7	Análisis de Sensibilidad de la Propagación de la Crecida.....	130
4.3.3.8	Conclusiones del Estudio de la Propagación del Hidrograma de Ruptura.....	140
4.3.3.9	Estudio del Comportamiento del Canalón de Alivio Abierto el año 1986....	142
4.4	APLICACION A LA PRESA COLBUN.....	144
4.4.1	Antecedentes Generales.....	144
4.4.2	Antecedentes Requeridos para la Aplicación de los Modelos.....	146
4.4.2.1	Características de la Presa.....	146
4.4.2.2	Características del Embalse.....	148
4.4.2.3	Características de las obras de Evacuación.....	149
4.4.2.4	Características de las Obras de Toma de la Central Colbún.....	149
4.4.2.5	Antecedentes Hidrológicos.....	150
4.4.2.6	Antecedentes del Cauce de Propagación de la Crecida.....	153
4.4.3	Condiciones de Aplicación de los modelos.	155
4.4.4	Presentación, Análisis y Discusión de los Resultados.....	157
4.4.4.1	Generación del Hidrograma de Ruptura por Piping.....	157

4.4.4.2	Generación del Hidrograma de Ruptura por Overtopping.....	159
4.4.4.3	Conclusiones de la Generación del Hidrograma de Ruptura.....	161
4.4.4.4	Propagación del Hidrograma de Ruptura en las Zonas 1 y 2.....	162
4.4.4.5	Determinación de las Mermas de Agua que Ocurren en la Zona 2.....	163
4.4.4.6	Conclusiones de la Propagación de la Crecida en las Zonas 1 y 2.....	171
4.4.4.7	Propagación de la Crecida desde la Sección Ubicada a 32150 m. de la Presa hasta la Desembocadura.....	174
4.4.4.8	Efecto de la Incorporación de Secciones Adicionales.....	179
4.4.4.9	Conclusiones Respecto al Punto Anterior.....	185
4.5	APLICACION AL SISTEMA COGOTI-PALOMA.....	186
4.5.1	Antecedentes Generales.....	186
4.5.2	Antecedentes Requeridos para la Aplicación de los Modelos.....	189
4.5.2.1	Presa Cogotí.....	189
4.5.2.2	Embalse Cogotí.....	189
4.5.2.3	Obras Anexas al Embalse Cogotí.....	190
4.5.2.4	Antecedentes Hidrológicos del Embalse Cogotí.....	190
4.5.2.5	Antecedentes del Valle que se Desarrolla entre la Presa Cogotí y el Embalse La Paloma.....	191



4.5.2.6	Presa La Paloma.....	192
4.5.2.7	Embalse La Paloma.....	194
4.5.2.8	Vertedero Embalse La Paloma.....	195
4.5.2.9	Obras Anexas Embalse La Paloma.....	195
4.5.2.10	Antecedentes Hidrológicos.....	196
4.5.2.11	Antecedentes del Valle que se Desa- rolla Aguas Abajo de la Presa la Paloma.....	198
4.5.3	Condiciones de Aplicación de los Modelos.	202
4.5.4	Presentación, Análisis y Discusión de los Resultados.....	206
4.5.4.1	Generación de Hidrogramas de Ruptura para la Presa Cogotí.....	207
4.5.4.2	Conclusiones de la Generación del Hi- drograma de Ruptura para Cogotí.....	209
4.5.4.3	Propagación del Hidrograma de Ruptura de la Presa Cogotí.....	211
4.5.4.4	Conclusiones de la Propagación del Hi- drograma de Ruptura de Cogotí.....	217
4.5.4.5	Comportamiento del embalse La Paloma Frente a Crecidas Originadas por la Ruptura de la Presa Cogotí.....	218
4.5.4.6	Conclusiones Acerca del Comportamien- to del Embalse La Paloma.....	220
4.5.4.7	Generación del Hidrograma de Ruptura para la Presa La Paloma.....	221
4.5.4.8	Conclusiones de la Generación del Hi- drograma de Ruptura de La Paloma.....	227

4.5.4.9	Propagación de Hidrogramas de Ruptura de La Paloma.....	228
4.5.4.9.1	Resultados de la Propagación del Hidrograma de Ruptura que Presenta un Caudal Máximo Igual a 100.120 (m <sup>3</sup> /s).....	229
4.5.4.9.2	Observaciones con Respecto a la Propagación de la Crecida.....	234
4.5.4.9.3	Resultados de la Propagación del Hidrograma de Ruptura que Presenta un Caudal Máximo Igual a 66.791 (m <sup>3</sup> /s).....	235
4.5.4.10	Conclusiones Acerca de la Propagación de Crecidas Originadas por la Ruptura de la Presa La Paloma.....	249

## CAPITULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	CONCLUSIONES GENERALES RESPECTO A LA REVISION BIBLIOGRAFICA.....	253
5.2	CONCLUSIONES GENERALES REFERENTES A LOS MODELOS UTILIZADOS.....	254
5.2.1	Conclusiones referentes al modelo DAMBRK.	254
5.2.2	Conclusiones referentes al modelo BREACH.	254
5.2.3	Conclusiones referentes a la metodología de Mac Donald et al.....	255
5.3	CONCLUSIONES PARTICULARES REFERENTES A LAS APLICACIONES REALIZADAS.....	255
5.3.1	Conclusiones referentes a la ataguía Convento Viejo.....	256

5.3.2	Conclusiones referentes a la Presa Colbún.	257
5.3.3	Conclusiones referentes al Sistema Cogotí-Paloma.....	259
5.4	RECOMENDACIONES PARA EFECTUAR ESTUDIOS DE RUPTURAS DE PRESAS DE TIERRA.....	260
	<u>BIBLIOGRAFIA</u> .....	262
	<u>ANEXO A</u>	
	<u>ESTADISTICAS DE FALLAS DE PRESAS</u> .....	271
	<u>ANEXO B</u>	
	<u>UN MODELO SIMPLIFICADO DE GENERACION Y PROPAGACION DE CRECIDAS GENERADAS POR RUPTURA DE PRESAS</u>	
B.1	INTRODUCCION.....	283
B.2	DESCRIPCION DEL MODELO.....	283
B.2.1	Determinación del caudal máximo al pie de la Presa.....	284
B.2.2	Propagación de la Crecida.....	291
B.3	APLICACION DEL MODELO SMPDBK A CONVENTO VIEJO....	297
B.3.1	Determinación del caudal máximo al pie de la Presa.....	298
B.3.2	Determinación de niveles y caudales en la última sección topográfica.....	299
	<u>ANEXO C</u>	
	<u>MANUAL DE USO DE LOS PROGRAMAS</u>	
C.1	INTRODUCCION.....	309
C.2	MANUAL DE USO DEL MODELO DAMBRK.....	309
C.3	MANUAL DE USO DEL MODELO BREACH.....	336
C.4	ANTECEDENTES ACERCA DEL USO Y COMPILACION DE LOS MODELOS.....	344

**CAPITULO 1**  
**INTRODUCCION**

Las diferentes formas de vida que existen en la Tierra están ligadas de alguna manera al agua. El ser humano no es por cierto la excepción; para él este recurso no sólo es un alimento imprescindible para subsistir sino que además se ha convertido en indispensable para su desarrollo en sociedad, constatándose que a medida que las sociedades han experimentado transformaciones conducentes a mejorar su nivel de vida, ha aumentado su necesidad de agua.

Debido al creciente consumo de agua y a la escasez relativa de este recurso, ha sido necesario dedicar esfuerzos para desarrollar técnicas que permitan suplementar agua en la calidad, cantidad y disponibilidad requeridas. Dentro de las técnicas surgidas a lo largo de la historia se encuentran la construcción y manejo de embalses, el trasvase de agua entre cuencas, la explotación y manejo de acuíferos, etc.

Tanto en Chile como en otros países, la construcción y el manejo de embalses es una de las técnicas más usadas para asegurar el abastecimiento de agua. Los embalses permiten almacenar agua en épocas de abundancia para entregarla cuando es requerida, ya sea con fines agrícolas, de generación hidroeléctrica, de abastecimiento para uso doméstico e industrial, de recreación, etc.

Las presas de embalse son estructuras que por lo general se diseñan con alto grado de seguridad y por lo tanto, la probabilidad que se presente un evento natural que provoque su destrucción es, para la mayoría de ellas, muy baja. Sin embargo, al igual que toda obra humana, las presas de embalse no están exentas de errores

o fallas que puedan ocasionar su ruptura. Estos errores pueden ser el resultado del desconocimiento de mecanismos o fenómenos físicos que la afectan durante su operación, (como en el caso de la falla de la presa Malpasset) o simplemente producirse en la etapa de diseño o construcción de la obra.

Debido a que la ruptura de una presa ocasiona una crecida que, por lo general, significa una catástrofe de grandes proporciones con víctimas y pérdidas materiales cuantiosas, ha surgido la necesidad de desarrollar herramientas que permitan predecir las consecuencias de su falla con algún grado de confiabilidad. Tal predicción es doblemente importante pues, por una parte, permite diseñar planes de evacuación de ciudades que puedan verse afectadas y por otra, incorporar, de alguna manera, en la evaluación técnica y económica de las obras del embalse la posibilidad que la presa falle.

Conscientes de la importancia que reviste el problema, en numerosos países se han implementado legislaciones orientadas a exigir que los proyectos de obras de embalse sean analizados técnica y económicamente, incorporando un estudio de las consecuencias de una posible ruptura de las presas. En Chile, a pesar de ser un país que cuenta con numerosas presas y donde a menudo ocurren importantes movimientos sísmicos y crecidas, no se cuenta aún con una legislación que obligue a efectuar estudios de esta naturaleza.

El relativo desconocimiento que existe en Chile sobre este tema y la oportunidad de haber dispuesto de un modelo computacional (DAMBRK) conseguido por el Ministerio de Obras Públicas, a través del convenio HOMS

de la Organización Meteorológica Mundial (WMO), motivó la realización de la presente investigación. Ella se centró en torno al análisis crítico del modelo y de otras metodologías que permiten estudiar la generación y propagación de crecidas provocadas por la ruptura de presas.

El trabajo se inició realizando una extensa revisión bibliográfica en la que se buscaron artículos relacionados con la falla de presas y la modelación matemáticas de los procesos de generación y propagación de crecidas originadas por la ruptura de presas. Su finalidad fue conocer el "estado del arte" en este tema. A continuación se analizaron detalladamente algunos modelos y metodologías con el objeto de conocer sus hipótesis básicas y las ecuaciones sobre los que se encuentran fundamentados, consiguiendo así formarse una idea de sus potencialidades y limitaciones. Finalmente, se realizaron aplicaciones a algunas presas chilenas que sirven para ilustrar las características principales de los modelos, la información básica requerida, los problemas de operación computacional y los tipos de resultados que se consiguen.

El contenido del presente informe puede resumirse como sigue: en el Capítulo 2 se muestran y discuten los resultados de la revisión bibliográfica, mientras que en el Capítulo 3 se describen y discuten los modelos, metodologías y recomendaciones usadas en este estudio. En el Capítulo 4 se aplican los modelos discutidos en el Capítulo anterior al estudio de la ruptura de la atagüa Convento Viejo, de la presa Colbún y a la ruptura de las presas Cogotí y La Paloma. En el Capítulo 5 se presentan las principales conclusiones y recomendaciones que se derivan del estudio.

Lo anterior es complementado con tres anexos: en el primero se muestran estadísticas de fallas de presas, en el segundo, se presenta y aplica un modelo simplificado de generación y propagación de crecidas por ruptura de presas, y en el tercero, se incluyen los manuales de uso de los modelos aplicados en el presente estudio.



**CAPITULO 2**  
**RECOPIACION Y REVISION BIBLIOGRAFICA**

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en una extensa revisión bibliográfica efectuada en la que se buscaron publicaciones y artículos relacionados con la falla de presas y la modelación matemática de los procesos de generación y propagación de la crecida resultante.

## 2.1 ANTECEDENTES SOBRE FALLAS DE PRESAS EN EL MUNDO

El tema de la ruptura de presas ha interesado a numerosos autores en el campo de la ingeniería hidráulica, quienes se han preocupado de determinar causas, consecuencias y riesgos asociados a este fenómeno.

En este punto se mostrarán los resultados y principales conclusiones que se desprenden de la revisión bibliográfica efectuada acerca de rupturas o fallas de presas en el mundo.

### 2.1.1 Estadísticas de Fallas de Presas, sus Causas y sus Consecuencias

Para abordar estudios relacionados ya sea con el mejoramiento de la seguridad de una presa existente o bien con la evaluación de la seguridad de una obra en proyecto es deseable contar con estadísticas acerca de fallas de presas.

En la revisión bibliográfica efectuada, cuyos resultados se resumen a continuación, se recopiló información referente a estadísticas de causas de falla y tablas

acerca de muertes ocasionadas por rupturas de presas importantes en el mundo. A continuación se presentarán en forma resumida tres trabajos en los cuales se incluye este tipo de antecedentes.

- a) Saltos de Agua y Presas de Embalse. Gómez N.J. y Aracil, J. (1958).

En este libro se dedica un capítulo completo al tema de la ruptura de presas, en el cual se presenta una estadística de causas de falla, la cual ha sido reproducida en el Anexo A. El resto del capítulo, está dedicado a mostrar algunos casos de presas que han fallado, donde se mencionan las características de la presa, sus posibles causas de falla y las consecuencias de tal ruptura. La principal conclusión que se deriva de la información consignada en esta referencia es que las mayores causas de falla de presas han sido tener un vertedero insuficiente y tener errores en el diseño de la fundación.

- b) Risques Associes aux Barrages. Goubet, A. (1979).

La finalidad que persigue este trabajo es determinar la probabilidad de ruptura de una presa sobre la base de información histórica. El objetivo de presentar este trabajo aquí es entregar algunos datos que constituyen un valioso antecedente para evaluar los riesgos de falla de presas. Entre ellos cabe mencionar : víctimas ocasionadas por las rupturas más catastróficas, registro mundial de presas y ruptura de grandes presas. En el Anexo A se presenta una tabla que contiene parte de esta información. La

principal conclusión que se desprende de este trabajo es que una presa es una estructura que tiene una bajísima probabilidad de falla.

c) Dams and Public Safety. Jansen, R.B. (1980).

Esta publicación está dedicada al tema de la seguridad de las presas. Contiene un capítulo en el que se analizan los esfuerzos realizados para mejorar la seguridad de estas obras. En dicho capítulo se presenta además un registro de fallas y otro de muertes ocasionadas por rupturas de presas. De este trabajo se desprende que el tema de la ruptura de presas debe preocupar no sólo a ingenieros, sino a legisladores, economistas, etc.

### 2.1.2 Análisis y Evaluación de Riesgos de Fallas de Presas

Uno de los aspectos relacionados con las presas que más ha interesado a quienes estudian temas relacionados con estas obras, ha sido por un lado determinar qué probabilidad de falla tienen las presas y por otro, estudiar las causas de falla para mejorar futuros diseños. La evaluación de la probabilidad de falla tiene por objeto no sólo establecer una medida de la seguridad de las presas sino también intentar incorporar en la evaluación económica de estos proyectos la posibilidad que falle.

Acercas del análisis y evaluación de riesgos de falla en la revisión bibliográfica efectuada, se recopilaron y revisaron los artículos o publicaciones que se describen a continuación :

- a) Risk of Catastrophic Failure of Major Dams. Rose, D. (1978).

En este artículo se estudia introducir en la evaluación económica de una presa el costo probable de falla. Ello exige incorporar la probabilidad de que una presa falle, dar un valor a la vida humana y determinar los daños que provocaría la ruptura de la presa. Este trabajo dió origen a varias discusiones, publicadas en el "Journal of the Hydraulic Division" (ASCE), donde se analizan fundamentalmente temas tales como la conveniencia o factibilidad de valorar la vida humana y la definición misma o sentido que tiene la probabilidad de falla de una presa.

- b) Risques Associés aux Barrages. Goubet, A. (1979).

En este trabajo se persigue determinar la probabilidad de falla de las presas. Para lograr este objetivo el autor examina las fallas de presas que han ocurrido en función de la edad de la presa, su tipo, el país donde fue construida y el tipo de ruptura. De acuerdo a este trabajo en Japón y en Europa Occidental existe una probabilidad de ruptura durante la construcción de 0.0005 y una probabilidad de ruptura durante el primer llenado del embalse también de 0.0005. Por otra parte, para presas en servicio posterior al primer llenado la frecuencia de ruptura sería de 1 en cada 50.000 presas-año.

c) Dams and Public Safety. Janson, R.B. (1980).

En esta publicación, además de presentar registros de rupturas, como se ha indicado en el punto anterior, se analizan : causas de fallas de presas, el rol del estado en la supervisión de estas obras, las responsabilidades involucradas, el mejoramiento de la seguridad de una presa. Además se presenta el programa de evaluación de seguridad de presas del Bureau of Reclamation de los EEUU. En esta publicación se trata el problema en cuestión desde muchos puntos de vista, constituyendo una publicación que no puede dejar de ser leída por quienes estén interesados en este tema.

d) Safety of Dams Judged from Failures. Serafim, J.L.(1981)

En este trabajo se estudian causas de falla y cómo mejorar la seguridad de una presa en base al análisis de estadísticas de presas que han fallado. De la lectura de este artículo la principal conclusión que se desprende es que en general la falla de una presa puede atribuirse a errores humanos.

e) The Safety of Dams. Blind, H. (1983).

En este artículo se analiza la dificultad que existe para determinar la probabilidad que una presa dada falle y cómo mejora la seguridad de estas obras. Ello puede lograrse estudiando las causas de falla de presas y formulando planes de seguimiento posteriores a su construcción.

- f) A Consulting Engineer's View on Dam Safety. Martin, J. (1985).

En este artículo se analiza una amplia gama de temas relacionados con la seguridad de una presa. Abarca desde la incorporación del seguimiento de distintos parámetros relacionados con la estabilidad de la presa hasta el tipo de organización que debería tener la institución encargada del diseño y/o construcción de la obra. Se analizan también, algunos aspectos de diseño tales como la incorporación de filtros y drenes, la utilización de vertederos que terminan en un salto de esquí, etc. todo lo cual tiene importancia para la seguridad de la presa.

- g) Assesing the Failure Probability of Gravity Dams. Bury, K. (1985).

En este artículo se presenta una metodología que permite calcular la probabilidad de que una presa gravitacional falle producto de la ocurrencia de una crecida o terremoto mayor que los considerados en el diseño de la presa. A diferencia del trabajo de Goubet, en el que se determina la probabilidad de falla de una presa en base a estadísticas de rupturas de presas, en este trabajo se investiga la probabilidad de falla en base a la ocurrencia de fenómenos mayores a los de diseño. Por tal razón con esta metodología no se puede cuantificar la probabilidad de que exista un error de diseño y/o construcción de la presa.

Finalmente, es necesario mencionar dos artículos más que tratan temas relacionados con la seguridad de las presas, pero que lo hacen en una forma menos general y

por lo mismo no se han incluido en el resumen anterior. El primero corresponde a "Four Major Dam Failures Re-examined", (U. de Purdue, 1985); en él se analizan las fallas de las presas Baldwin Hills, Teton, Malpasset y Vaiont. El segundo artículo corresponde a "The Finnish Approach to Dam Safety" (Loukola et al, 1985), en donde se presenta una legislación relacionada con la seguridad de las presas existentes en Finlandia, según la cual puede obligarse al constructor, dueño u operador del embalse a efectuar un estudio de las consecuencias de una posible ruptura de la presa.

### 2.1.3 Comentarios y Síntesis

De la revisión bibliográfica llevada a cabo, se desprende que existen dos tipos de problemas que han sido abordados en investigaciones relacionadas con el tema de ruptura de presas : el primero se refiere a cómo mejorar la seguridad de una presa y el segundo a cómo evaluar la seguridad de ella.

Para abordar estos problemas es indispensable conocer estadísticas de presas que han fallado, analizar cuáles han sido las causas de falla y cuáles son los factores más importantes que condicionan la falla de una presa.

Del análisis de las estadísticas presentadas por diversos autores, se desprende que una presa es una estructura segura, pero que no está exenta del riesgo que falle, lo cual, en la mayor parte de los casos, se debe a un error de diseño y/o de construcción. Prueban esta afirmación los siguientes hechos :



- Las fallas ocurren, por lo general, durante el primer llenado del embalse o durante los primeros años de operación.
- Sólo en muy pocos casos la ruptura de una presa es atribuible a un evento natural de improbable ocurrencia.
- La proporción de presas que fallan con respecto al total construido en un período dado disminuye en la medida que dicho período sea más reciente.

Con respecto a la seguridad de una presa se puede afirmar entonces, que para aumentarla es necesario, por una parte, mejorar el diseño y construcción de la obra y por otra, formular planes de revisión y seguimiento, ambos, basados en las experiencias ganadas en el análisis de los desastres ocurridos históricamente.

Los trabajos que persiguen evaluar la seguridad de una presa, pretenden asignar una probabilidad a su ruptura. Tal probabilidad también constituye un parámetro necesario cuando se quiere incorporar en la evaluación económica del proyecto de la presa, la posibilidad que falle.

Las limitaciones para realizar esta evaluación económica provienen tanto de la incertidumbre asociada a la determinación de probabilidad de ruptura misma, como de la dificultad existente para evaluar los daños, especialmente cuando hay vidas humanas comprometidas.

Finalmente, en la última parte de la revisión bibliográfica se tocan temas que no sólo interesan a

diseñadores y operadores de presas, sino que también a aquellos encargados de evaluarlas y tomar decisiones con respecto a su construcción, y también a legisladores.

## 2.2 DESCRIPCION DEL FENOMENO DE RUPTURA Y PROPAGACION

Se verá, ahora, otro tema que es el de determinar los efectos que pudiera tener la ruptura de una presa, lo que permite tanto tomar decisiones acerca de su construcción así como formular planes de evacuación u otras medidas de prevención frente a una posible catástrofe.

Se describirá a continuación el fenómeno explicando cómo ha sido abordado el problema de la determinación de las consecuencias hidráulicas de la ruptura de una presa.

Cualquiera sea la causa que provoca la ruptura, produce como consecuencia directa, la generación de una onda de crecida que se propaga por el valle ubicado aguas abajo de la presa.

En la práctica, cuando se estudia la ruptura de una presa de tierra el enfoque que se adopta consiste en primer lugar en generar el hidrograma que resulta del vaciado del embalse y en segundo lugar, en propagar dicho hidrograma. En el caso de las presas de hormigón, por lo general, ambos fenómenos se estudian simultáneamente.

El hidrograma asociado a la onda de crecida que resulta del rompimiento de una presa se denominará en adelante hidrograma de ruptura. En su determinación inter-

vienen los siguientes factores o variables : la forma cómo se rompe la presa (mecanismo de ruptura y tiempo de formación de la brecha), el tamaño del embalse, y las condiciones hidráulicas imperantes en el momento de iniciarse la ruptura (crecida afluyente y nivel inicial en el embalse).

En la literatura especializada se encuentra que para generar un hidrograma de ruptura se distinguen dos casos : ruptura brusca y ruptura gradual. Esta división, se debe a que cuando la ruptura es instantánea se produce simultáneamente una onda positiva que se propaga hacia aguas abajo y otra negativa que se propaga hacia aguas arriba del sitio donde se encontraba la presa. En cambio, en la falla gradual, el hidrograma de ruptura es el producto de un vaciado paulatino del embalse, a través de una presa que va erosionándose gradualmente por el paso del agua a través de ella. En consecuencia, se puede considerar que la onda de crecida se propaga hacia aguas abajo independiente de la onda negativa en el embalse.

En general, cuando se simula la generación de la crecida que origina la ruptura de una presa de hormigón, se supone que ésta falla instantáneamente, pues en este caso la ruptura es un colapso brusco debido, usualmente, a una falla estructural grave. En cambio, cuando se simula la generación del hidrograma de ruptura para una presa de tierra se supone un proceso gradual, que es más acorde con el fenómeno de erosión que rompe estas presas.

Otro aspecto que es necesario tener en cuenta es aquel que se refiere al tamaño de la brecha. En general, cuando la presa es de hormigón, se supone que ésta falla completamente o que se ven comprometidos cierto nú-

mero de secciones estructurales de ella. Por otra parte, si la presa es de tierra o corresponde a un enrocado, la ruptura compromete normalmente sólo parte del muro formándose una brecha.

En la práctica, para generar el hidrograma de ruptura en el caso de presas de tierra, se construyen modelos matemáticos que simulan el proceso de erosión de la presa. Para este propósito también se utilizan modelos físicos, los que no obstante tener el gran inconveniente de su alto costo, permiten investigar el fenómeno de erosión de la presa y obtener información que sirve para mejorar los modelos matemáticos. En el caso de las presas de hormigón también es posible utilizar modelos matemáticos o físicos; éstos últimos casi siempre consisten en una pared inserta en un canal que es removida instantáneamente. Son usados por lo general para investigar la bondad de predicción de los modelos matemáticos.

En cuanto a la propagación de la onda de crecida aguas abajo de la presa, en la práctica interesa fundamentalmente cuantificar los siguientes aspectos del fenómeno :

- Niveles y velocidades máximas que alcanza el agua en ciertos puntos del valle ubicado aguas abajo de la presa.
- Tiempos que transcurren entre el inicio de la ruptura de la presa y la ocurrencia de niveles máximos en los puntos anteriores.

- Amortiguación que sufre la crecida, es decir, modificación del caudal y variables asociadas a éste durante su propagación.
- Posibilidad de formación de una onda de frente vertical en algún punto del recorrido de la onda de crecida.

Para cuantificar estos aspectos es necesario tener presente que las crecidas originadas por ruptura de presas son de muy corta duración y que por lo general presentan un caudal máximo muy superior a cualquier otra crecida producida por eventos naturales en el valle en cuestión, lo cual provoca que :

- Se verifique escurrimiento en zonas que jamás han sido parte del cauce, lo que implica la existencia de rugosidades no tradicionales tales como caminos, casas, etc.; la existencia de importantes mermas de agua; la existencia de zonas de almacenamiento transitorio de agua, vale decir, zonas en las cuales se almacena agua al aumentar los niveles del agua, pero que son devueltas al cauce al descender éstos, etc.
- Se produzca un importante arrastre de sedimentos del lecho fluvial con los consiguientes cambios en la forma de las secciones transversales al escurrimiento.
- Se produzca un escurrimiento fuertemente turbulento, especialmente en las cercanías de la presa.
- Dependiendo de la topografía, que se produzca un escurrimiento de carácter fuertemente bidimensional.

En la práctica estos problemas se abordan construyendo modelos físicos o modelos matemáticos que representen al fenómeno en estudio. Dentro de los modelos matemáticos cabe citar : modelos de transferencia tipo caja negra, modelos de rastreo hidrológico y modelos de rastreo hidráulico. Sin embargo, debido a las particulares características que presentan las crecidas originadas por ruptura de presas sólo se utilizan modelos hidrológicos e hidráulicos.

Los modelos físicos también han sido usados para estudiar la propagación de crecidas originadas por ruptura de presas (Muskatovic (1973), Rajar (1978), y Simons et al (1980)). La gran desventaja de estos modelos frente a los modelos matemáticos es su alto costo, pero presentan la ventaja que permiten investigar aspectos poco estudiados del fenómeno. Entre dichos aspectos pueden mencionarse análisis de los cambios morfológicos que experimenta el cauce frente al paso de una gran crecida, validación de modelos matemáticos y estudios de sistemas de topografía muy compleja (Muskatovic, 1973).

### 2.3 MODELACION MATEMATICA DE LA RUPTURA DE PRESAS DE TIERRA

Para generar el hidrograma de ruptura es necesario modelar el proceso de erosión que afecta a estas presas cuando experimentan fenómenos de "piping" o son sobrepasadas por las aguas. De la revisión bibliográfica efectuada se desprende que existen dos tipos de modelos que permiten simular este proceso:

- a) Modelos en los cuales la brecha crece en forma independiente del escurrimiento que se verifica a través de ella :

En estos modelos, llamados paramétricos, el usuario del modelo especifica el tamaño de la brecha y su tiempo de formación. En ellos la brecha crece linealmente con el tiempo hasta alcanzar en un instante preespecificado sus máximas dimensiones. Dentro de estos modelos se encuentra aquel propuesto por Fread y Harbaugh (1973) y aquellos incorporados a los modelos de generación-propagación : HEC-1 del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.E.U.U. (1978), K-634 de Land (1980) y DAMBRK de Fread (1984).

En el trabajo de Fread y Harbaugh (1973) se estudia la incorporación en una presa de tierra de un estrato más resistente a la erosión cuyo objeto es retardar la erosión de la presa. Se espera con esto reducir el caudal máximo de la onda afluyente del embalse y con ello reducir, de alguna manera, los daños que la crecida pudiera provocar en el valle que se sitúa aguas abajo de la presa. El modelo supone que la brecha tiene la forma de una V que crece gradualmente, a una cierta tasa la cual es reducida al alcanzarse el estrato más resistente.

En el modelo HEC-1 se supone que la brecha crece en profundidad linealmente con el tiempo, manteniendo siempre el mismo ancho basal y alcanzando sus dimensiones máximas en un tiempo predefinido.

En el modelo K-634 se supone que la brecha comienza con un ancho basal igual a cero y que se ensancha y profundiza hasta alcanzar su tamaño máximo en un tiempo preestablecido.

En el modelo DAMBRK el proceso de crecimiento de la brecha es similar al del modelo K-634. Sin embargo, en el modelo DAMBRK si el tiempo de formación de la brecha es inferior a 10 minutos, la brecha comienza con un ancho basal igual al ancho basal máximo, el cual se mantiene durante toda la simulación. Por otra parte, el talud de los lados de la brecha se mantiene fijo durante su crecimiento y es especificado por el usuario del modelo.

- b) Modelos en los cuales la brecha crece producto del escurrimiento que se verifica a través de ella :

En estos modelos el usuario especifica sólo las propiedades mecánicas y geométricas de la presa. En ellas se combinan principios de hidráulica, transporte de sedimentos y mecánica de suelos para formular una simulación del proceso de erosión cuyo resultado constituye el crecimiento de la brecha.

El primero de estos modelos que se menciona en la literatura es el de Cristofano (1965), también se mencionan como modelos desarrollados con posterioridad los de Harris y Wagner (1967) y Brown y Rogers (1977). En la revisión bibliográfica efectuada se encontraron los siguientes modelos o trabajos :

- b.1) Modele Mathematique Approché de l'Erosion des Diques ou Barrages en Terre Soumis a Submersion. Thirriot, C. (1975).

En este trabajo se formula un modelo de erosión utilizando la ecuación de continuidad, una relación de



vertedero y la fórmula de Meyer-Peter. Con este modelo el autor estudia las condiciones para las cuales la erosión del dique o presa se detiene una vez finalizada la crecida que ocasionó la superación de la cota de coronamiento de la presa.

b.2) Modeling Gradual Dam Breaches. Ponce et al (1981)

Los autores construyeron un modelo matemático que permite simular el proceso de erosión de una presa de tierra cuando se sobrepasa su coronamiento. El modelo utiliza las ecuaciones de régimen impermanente para simular el escurrimiento que se produce en la brecha, la relación de Manning como ecuación de resistencia, la ecuación de continuidad del sedimento y la relación de Meyer-Peter y Müller para simular el proceso de erosión de la brecha. Además hace uso de una relación empírica para determinar el ancho de la brecha en función del caudal que escurre a través de ella.

b.3) BREACH : An Erosion Model for Earthen Dam Failure.  
Fread (1985)

Este modelo, que será descrito en detalle en el Capítulo 3, combina principios de hidráulica, transporte de sedimentos y mecánica de suelos para determinar el tamaño y tasa de crecimiento de la brecha. A partir de ello genera el hidrograma de ruptura cuando la falla es causada por la superación de la cota de coronamiento de la presa (overtopping) o debido a un fenómeno de sifonaje (piping). El modelo BREACH difiere de los anteriormente

descritos fundamentalmente en la ecuación de gasto sólido que utiliza, en el método que usa para determinar el cambio en la forma de la brecha, en la introducción de un mecanismo de colapso como parte del crecimiento de la brecha. Además tiene incorporado como mecanismo de falla el sifonaje o piping.

Tanto los modelos paramétricos como aquellos en los cuales la brecha crece producto del escurrimiento que se verifica a través de ella, han sido usados con buenos resultados para reproducir hidrogramas estimados producto de presas que han fallado. Los modelos paramétricos tienen el principal inconveniente de requerir estimaciones de las características de la brecha (ancho basal y tiempo de formación), mientras que en los otros el inconveniente surge de la duda que merecen las hipótesis y validez de las ecuaciones sobre las que se fundamentan debido al desconocimiento de la mecánica de formación de la brecha en una presa de tierra.

#### 2.4 MODELACION MATEMATICA DE LA PROPAGACION DE CRECIDAS PROVOCADAS POR RUPTURA DE PRESAS

Se ha visto que una crecida producida por la ruptura de una presa, presenta características especiales que la distinguen de una crecida natural producida por lluvias o deshielos. En vista de esto, se han ido desarrollando modelos matemáticos para simular la propagación de estas crecidas especiales.

Históricamente el primer problema estudiado fue la generación y propagación de ondas producidas por rup-

turas instantáneas de presas. Ritter (1892), Dressler (1952), Whitham (1955) y luego Su y Barnes (1970) obtuvieron soluciones teóricas para este problema.

Más recientemente, fueron desarrollados modelos matemáticos que al ser resueltos en forma numérica permiten propagar crecidas producidas por rupturas bruscas y/o graduales de presas. Estos modelos pueden agruparse en diversas categorías atendiendo a las ecuaciones matemáticas empleadas y a la representación espacial del fenómeno. Atendiendo a lo primero se distinguen :

- a) Modelos que utilizan las ecuaciones completas de escurrimiento impermanente en aguas poco profundas.

Estos modelos emplean las ecuaciones para el escurrimiento impermanente en aguas poco profundas, considerando todos los términos de la ecuación de conservación de cantidad de movimiento y de la ecuación de continuidad. Para modelos unidimensionales suponen un canal prismático.

- b) Modelos que utilizan ecuaciones simplificadas u otro tipo de relaciones.

Dentro de esta categoría se encuentran modelos de rastreo hidrológico y modelos de rastreo hidráulico. Estos utilizan una versión simplificada de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento tal como la que presenta el método de la onda cinemática.

Atendiendo al segundo aspecto se distinguen:

### 1. Modelos unidimensionales

Estos modelos suponen que sólo en la dirección de propagación de la crecida existen variaciones de los parámetros asociados al escurrimiento.

### 2. Modelos bidimensionales

Estos modelos permiten determinar las variaciones de los parámetros asociados al escurrimiento en dos direcciones mutuamente perpendiculares. Han sido desarrollados para estudiar la propagación de crecidas en planicies de inundación y en la cercanía de la brecha.

### 3. Modelos de Malla

En estos modelos el valle por donde se propaga la crecida se representa por medio de una red de canales conectados entre sí a través de pequeños embalses. Estos últimos se utilizan como elementos de almacenamiento del sistema. Han sido desarrollados para estudiar la propagación de crecidas en topografías complejas.

Los siguientes autores presentan modelos unidimensionales que utilizan las ecuaciones completas de escurrimiento.

Cunge (1970) y Sakkas et al (1973) presentan modelos para estudiar la ruptura total e instantánea de una

presa y propagar la crecida resultante.

Chen (1980) y Schamber et al (1984) presentan respectivamente un modelo y una teoría que permiten estudiar la crecida o escurrimiento que resulta de una falla parcial e instantánea de una presa. Chen y Armbruster (1980) aplican un modelo similar al desarrollado por el primer autor a la falla de la presa del embalse Laurel Run en E.E.U.U.

Balloffet (1974), Rajar (1978), Land (1980) y Fread (1984) describen modelos que permiten estudiar, entre otras, la falla parcial y gradual de una presa. Algunos de ellos aplican los modelos desarrollados al estudio de la falla de presas, tales como Teton en E.E.U.U.

En cuanto a autores que presentan modelos bidimensionales basados en el uso de ecuaciones completas de escurrimiento, cabe mencionar los siguientes :

Katopodes y Strelkoff (1978) desarrollan y aplican un modelo para simular el escurrimiento que se verifica en las cercanías de una brecha que se forma instantáneamente en una presa.

Entre los autores que presentan modelos de malla basados en la solución de las ecuaciones completas de escurrimiento pueden mencionarse :

Balloffet et al (1974) que presentan un modelo de malla destinado a estudiar la propagación de crecidas en topografías complejas con el cual analizan la propagación de la crecida que originaría la ruptura de la presa Bou Regreg ubicada en Marruecos. Balloffet (1980)

**CAPITULO 3.**

**DESCRIPCION Y ANALISIS CRITICO DE LOS  
MODELOS APLICADOS EN ESTE ESTUDIO**

de Grecia un modelo en el que desprecian los términos de inercia frente a los de viscosidad.

Es necesario señalar que además de lo anterior, se revisaron diversos trabajos en los que se hace un análisis crítico sobre la aplicabilidad y limitaciones de distintos modelos y/o técnicas numéricas desarrolladas para analizar la propagación de crecidas originadas por ruptura de presas. Entre ellos cabe citar a Rajar (1978) quien analiza tres técnicas numéricas de resolución de las ecuaciones de Saint-Venant, concluyendo que el error asociado a las técnicas numéricas empleadas es menos importante que el error que proviene de la imperfección de las ecuaciones básicas usadas para caracterizar el fenómeno. Fread (1981) por su parte estudia las limitaciones que presentan los modelos matemáticos existentes afirmando que su aplicación conlleva varios tipos de incertidumbre entre los cuales cabe indicar : (1) incertidumbre asociada al hidrograma de ruptura (que proviene fundamentalmente del desconocimiento de las características de la brecha); (2) errores en la descripción de las propiedades y forma de las secciones del valle; (3) errores en la determinación de volúmenes de agua que abandonan el escurrimiento. Análogamente Katopodes y Schamber (1983) comparan entre sí y con resultados experimentales los resultados obtenidos con cinco modelos matemáticos, dos de ellos basados sobre las ecuaciones completas de Saint-Venant y tres que utilizan una ecuación de conservación de cantidad de movimiento simplificada. Los autores establecen, además, rangos de aplicación y dan recomendaciones acerca del uso de estos modelos.

utiliza un modelo de malla para simular la propagación de la crecida originada por la ruptura de la presa Tetón en E.E.U.U., obteniendo excelentes resultados.

Entre los modelos unidimensionales que utilizan ecuaciones simplificadas se encuentran los siguientes :

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.E.U.U. (1978) presenta un modelo de generación y propagación de crecidas que utiliza un método basado en la ecuación de continuidad para simular la propagación de la crecida. Singh y Snorrason (1984) comparan los resultados que entrega este modelo con los del modelo DAMBRK desarrollado por Fread.

Hunt (1982, 1983, 1984) analiza la aplicabilidad de la teoría de la onda cinemática para estudiar la propagación de la onda que genera la falla instantánea de una presa. Encuentra que dicha teoría entrega una solución válida sólo después que el frente de onda ha recorrido cierta distancia, que en la mayoría de los casos debe ser superior a cuatro veces la longitud del embalse.

Finalmente, los siguientes autores presentan modelos bidimensionales que utilizan ecuaciones simplificadas :

Xanthopoulos et al (1976) y Hromadaka et al (1985) desarrollan modelos bidimensionales en los cuales se desprecian algunos términos de las ecuaciones de movimiento. Xanthopoulos et al aplican al estudio de la inundación causada por la falla de una presa en una planicie del norte



### 3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se describen y analizan los modelos DAMBRK (Fread, 1984) y BREACH (Fread, 1985), la metodología de Mac Donald y Langridge-Monopolis (1984) y las recomendaciones dadas para definir el tamaño de la brecha por Houston (1984), Fread (1984) y Singh y Snorrason (1984).

El modelo DAMBRK genera el hidrograma de ruptura combinando un modelo paramétrico que simula el crecimiento de la brecha, ecuaciones de vertedero en pared gruesa y una técnica de rastreo que determina niveles en el embalse. Propaga dicho hidrograma utilizando un modelo hidráulico basado en las ecuaciones de Saint-Venant por un valle en el que pueden existir presas y puentes, afluentes, compartimientos de inundación, etc.

El modelo BREACH combina principios de hidráulica, mecánica de suelos y transporte de sedimentos para simular el proceso de erosión de una presa de tierra y generar el hidrograma de ruptura, conociendo sólo las características mecánicas, geométricas e hidráulicas de la presa.

La metodología de Mac Donald et al, es un procedimiento de base estadística para estimar las características de la brecha que se formaría en una presa de tierra como consecuencia de su ruptura y estimar el caudal máximo que tendría el hidrograma de ruptura.

### 3.2 ANALISIS Y DISCUSION DEL MODELO DAMBRK

El modelo DAMBRK cuenta con dos parte : la primera es un modelo para determinar el hidrograma de ruptura y la segunda, es un modelo hidráulico que permite propagar el hidrograma resultante en el valle que se sitúa aguas abajo de la presa.

#### 3.2.1 Determinación del Hidrograma de Ruptura

El caudal que abandona la presa se determina como la suma de aquel que sale por la brecha ( $Q_b$ ) más el que es evacuado por las obras anexas a la presa ( $Q_s$ )

$$Q = Q_b + Q_s \quad (3.1)$$

El caudal  $Q_s$ , corresponde al caudal de escurrimiento por el vertedero de la presa más el caudal bajo las compuertas del vertedero, más el caudal debido a la superación de la cota de coronamiento de la presa y más el caudal constante de entrega de la presa. Se calcula de la siguiente manera :

$$Q_s = C_s \cdot L_s \cdot (h - h_s)^{1,5} + C_g \cdot A_g \cdot (h - h_g)^{0,5} + C_d \cdot L_d \cdot (h - h_d)^{1,5} + Q_t \quad [\text{pies}^3/\text{s}] \quad (3.2)$$

Donde :

$C_s$  : coeficiente de gasto del vertedero [ $\text{pies}^{1/2}/\text{s}$ ]  
 $C_g$  : coeficiente de gasto de compuertas [ $\text{pies}^{1/2}/\text{s}$ ]

- $C_d$  : coeficiente de gasto de la presa [pies<sup>1/2</sup>/s]  
 $L_s$  : longitud del coronamiento del vertedero [pies]  
 $L_d$  : longitud del coronamiento de la presa [pies]  
 $A_g$  : área de escurrimiento bajo la compuerta [pies<sup>2</sup>]  
 $h$  : cota del agua en el embalse referida a la base de la presa [pies]  
 $h_s$  : cota de la cresta del vertedero referida a la base de la presa [pies]  
 $h_g$  : cota del centro de la abertura bajo compuertas referida a la base de la presa [pies]  
 $h_d$  : cota del coronamiento de la presa referida a la base de la presa [pies]  
 $Q_t$  : caudal constante [pies<sup>3</sup>/s]

El escurrimiento por el vertedero y bajo las compuertas puede calcularse mediante el primer y segundo término de la ec. (3.2) respectivamente, o bien puede especificarse una curva de descarga para estas obras. El escurrimiento bajo compuertas puede ser expresado también en función del tiempo.

El caudal que sale por la brecha ( $Q_b$ ) se calcula en forma distinta dependiendo de si se simula una ruptura por "piping" o por "overtopping".

Para una falla por overtopping se emplea una ecuación de vertedero compuesta por un vertedero rectangular y por un vertedero triangular.

$$Q_b = C_1 (h - h_b)^{1.5} + C_2 (h - h_b)^{2.5} \quad [\text{pies}^3/\text{s}]$$

(3.3)

En la ecuación anterior las constantes  $C_1$  y  $C_2$  representan coeficientes de gasto definidos como sigue :

$$C_1 = 3,1 \cdot b_i \cdot C_v \cdot k_s \quad [\text{pies}^{1/2}/\text{s}] \quad (3.4)$$

$$C_2 = 2,45 \cdot Z \cdot C_v \cdot k_s \quad [\text{pies}^{1/2}/\text{s}] \quad (3.5)$$

Donde :

$$C_v = 1,0 + \frac{0,023 \cdot Q^2}{B_d^2 (h - h_{bm})^2 (h - h_b)} \quad (3.6)$$

es la corrección por velocidad de aproximación y

$$k_s = 1,0 \quad \text{si} \quad h_t - h_b < 0,67 (h - h_b) \quad (3.7)$$

$$k_s = 1,0 - 27,8 \left( \frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0,67 \right)^3 \quad (3.7)$$

es la corrección por sumergencia.

En las ecuaciones anteriores :

- $h_b$  : cota instantánea del fondo de la brecha
- $b_i$  : ancho basal instantáneo de la brecha
- $Z$  : talud de los lados de la brecha
- $h_{bm}$  : cota final del fondo de la brecha
- $h_t$  : cota del agua inmediatamente aguas abajo de la presa
- $B_d$  : longitud de la presa en contacto con el embalse

$h_t$  se calcula de la ecuación de Manning utilizando las características del cauce inmediatamente aguas abajo de la presa.

$$Q = \frac{1,49}{n} \cdot J^{0,5} \cdot \frac{A^{5/3}}{B^{2/3}} \quad [\text{pies}^3/\text{s}] \quad (3.8)$$

n : coeficiente de rugosidad de Manning  
 J : pendiente del plano de energía  
 A : área de escurrimiento  
 B : ancho superficial del escurrimiento

Por otro lado, si se considera una falla por piping el caudal por la brecha se calcula a partir de la siguiente relación :

$$Q_b = 4,812 \cdot A_p (h - \bar{h})^{0,5} \quad [\text{pies}^3/\text{s}] \quad (3.9)$$

Esta es la expresión que controla el escurrimiento por un orificio de área  $A_p$ , bajo la carga  $h - \bar{h}$  y con un coeficiente de gasto igual a 0,6. El área se calcula a partir de la siguiente expresión dada tanto en el manual como en el listado del programa :

$$A_p = 2 \cdot b_i \cdot l + 4 \cdot Z \cdot l^2 \quad (\text{pies}^2) \quad (3.10)$$

donde las variables aparecen indicadas en la Fig. 3.1. Sin embargo, hay que señalar que el área de la Fig. 3.1 no corresponde al que se calcula con la ec. (3.10), salvo si el factor 4.0 que aparece multiplicando el segundo término fuera reemplazado por un factor 2.0.

La cota  $\bar{h}$  se calcula de distinta forma dependiendo del nivel de aguas abajo :

$$\text{Si } h_t \geq h_f \quad \bar{h} = h_t \quad (3.11)$$

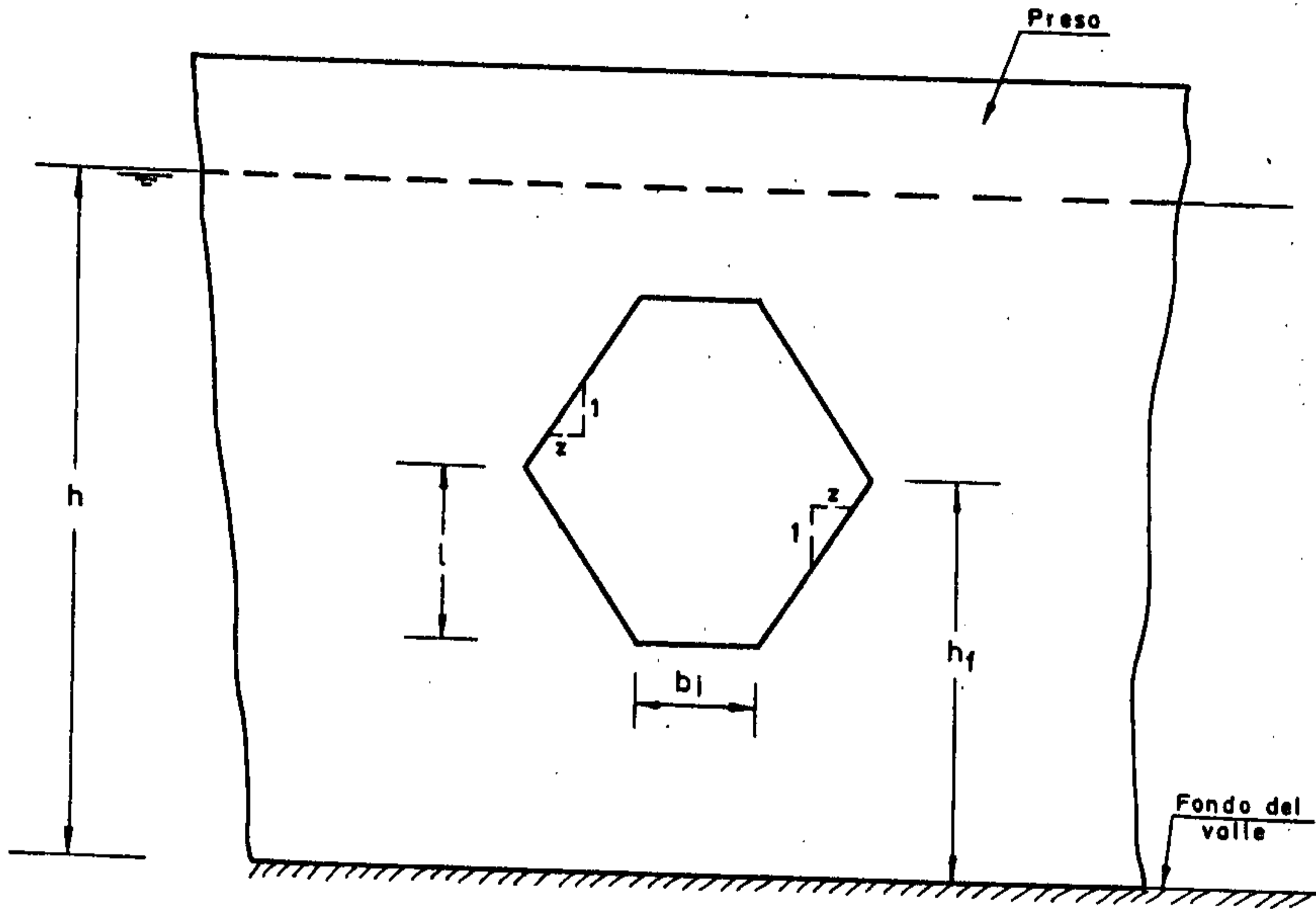


FIG. 3.1

ESQUEMA EXPLICATIVO DE LA FORMA DEL ORIFICIO

$$\text{Si } h_t < h_f \quad \bar{h} = h_f \quad (3.12)$$

Para una falla causada por piping  $h_f$  representa la cota del centro del orificio.

Por otra parte se considera que el escurrimiento deja de ocurrir a través de un orificio cuando se satisface uno de los pares de desigualdad siguientes :

$$h_t < (h_f + 1) \quad \text{y} \quad h < (h_f + 1,2 \text{ l}) \quad (3.13)$$

$$h_t \geq (h_f + 1) \quad \text{y} \quad h < (h_f + 1) \quad (3.14)$$

En estas desigualdades se compara la cota del agua aguas arriba y aguas abajo de la presa con la cota de la clave del orificio. El primer par corresponde al caso en que el nivel de aguas abajo se ubica bajo la clave del orificio y además el nivel de aguas arriba se ubica bajo un plano que pasa un 20% sobre la clave del mismo. El segundo par de desigualdades corresponde a la situación que el nivel de aguas abajo ahoga el escurrimiento libre de aguas arriba. En ambos casos el cálculo del caudal se efectúa no como orificio sino como vertedero, usando la ec. (3.3).

### 3.2.2 Simulación del Proceso de Formación de la Brecha

La simulación del proceso de formación de la brecha depende de si la falla de la presa es por piping o por overtopping. La falla por overtopping ocurrirá sólo si el nivel de agua en el embalse supera al menos la cota de

coronamiento menos 1 pie. En caso contrario la falla es por piping.

Cuando se simula una falla por overtopping se supone que la brecha comienza con un ancho basal igual a cero, para luego crecer linealmente hasta alcanzar en un tiempo  $T$  su máxima dimensión.

Las ecuaciones que determinan el crecimiento de la brecha en este caso son :

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) t_b/T \quad \text{si } t_b/T < 1 \quad (3.15)$$

$$b_i = b \cdot t_b/T \quad \text{si } t_b/T < 1 \quad (3.16)$$

$$h_b = h_{bm} \quad \text{si } t_b/T \geq 1 \quad (3.17)$$

$$b_i = b \quad \text{si } t_b/T \geq 1 \quad (3.18)$$

Como se indica en la Fig. 3.2 :  $h_d$  es la cota del coronamiento de la presa,  $h_b$  es la cota del fondo de la brecha en un instante dado,  $b_i$  es el ancho del fondo de la brecha en un instante dado,  $b$  es el ancho final del fondo de la brecha y  $h_{bm}$  es la cota final que alcanza el fondo de la brecha. Por otra parte,  $T$  es el tiempo de formación de la brecha y  $t_b$  es el tiempo medido a partir del inicio de la formación de la brecha.

Cuando se simula una falla por piping se distinguen dos casos :



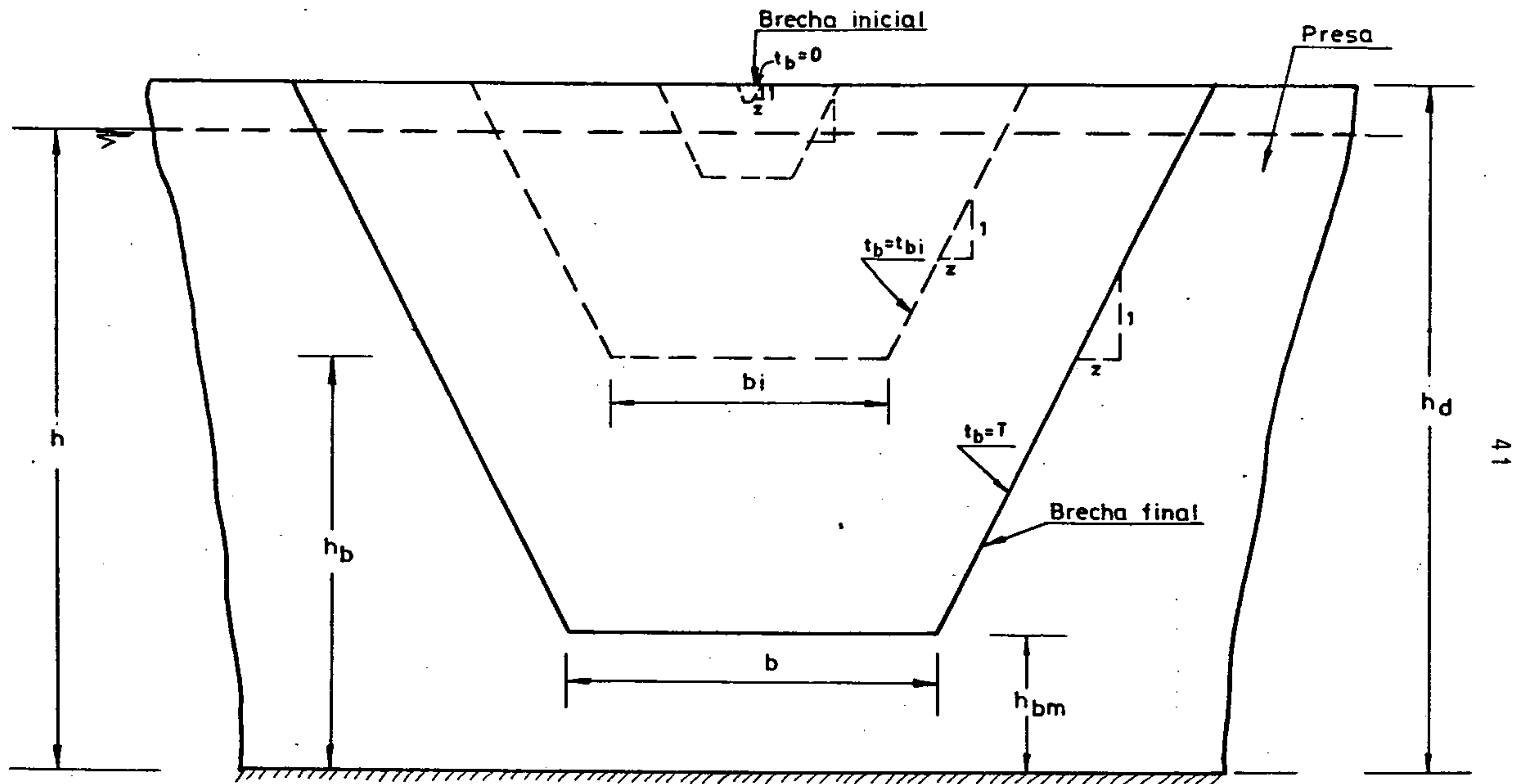


FIG.3.2 ESQUEMA EXPLICATIVO DE LA FORMACION DE LA BRECHA

- a) La cota del C.G. del orificio referida a la base de la presa es superior a la mitad de la cota de la presa referida a su base ( $h_f \geq 0,5 \cdot h_d$ )

En este caso se utilizan las siguientes expresiones para calcular el crecimiento del orificio :

$$l = (h_f - h_{bm}) t_b / T \quad \text{mientras } t_b \leq T \quad (3.19)$$

$$h_b = h_f - l \quad (3.20)$$

El ancho  $b_i$  se determina empleando las ec. (3.16) o (3.18) según corresponda.

La ec. (3.20) permite conocer  $h_b$  si el escurrimiento deja de ser a través de un orificio en cuyo caso empiezan a ser usadas las ecuaciones que simulan una falla por overtopping.

- b) Si la cota del C.G. del orificio referida a la base de la presa es inferior a la mitad de la cota de la presa referida a su base ( $h_f < 0,5 h_d$ )

Se utilizan las siguientes ecuaciones que impiden que el fondo del orificio alcance la cota de fondo ( $h_{bm}$ ) :

$$l = (h_d - h_f) t_b / T \quad \text{mientras } t_b \leq T \quad (3.21)$$

$$h_3 = h_{bm} + 0,5 (1 + h_f - h_{bm}) \quad \text{si } l > h_f - h_{bm} \quad (3.22)$$

$$l = h_3 - h_{bm} \quad \text{si } l > h_f - h_{bm} \quad (3.23)$$

$$h_b = h_f - l \quad (3.24)$$

$h_3$  es una variable auxiliar que representa la cota del C.G. del orificio referida a la base de la presa y que coincide inicialmente con  $h_f$ ; por otra parte reemplaza a este parámetro en las ecs. (3.11), (3.12), (3.13) y (3.14) a medida que el orificio crece.

Finalmente, es necesario señalar que si el tiempo de formación de la brecha ( $T$ ) es inferior a 10 min aproximadamente, se supone que desde el inicio de la simulación el ancho basal de la brecha es igual a su ancho basal máximo, por lo cual en este caso no se emplea la ec. (3.16).

### 3.2.3 Determinación de los Niveles en el Embalse

Para determinar la cota del agua en el embalse ( $h$ ) el modelo DAMBRK permite hacer uso alternativamente ya sea de una técnica de rastreo volumétrico o de una técnica de rastreo hidráulico en el embalse.

En el primer caso se emplea la siguiente ecuación de continuidad discretizada :

$$\begin{aligned} 0,5(I + I') - 0,5(Q + Q') &= \\ &= 0,5 \cdot \Delta t (A_s + A'_s) (h - h') \end{aligned} \quad (3.25)$$

Donde :

$I$  : caudal afluente al embalse en  $t$  más  $\Delta t$   
 $Q$  : caudal efluente del embalse en  $t$  más  $\Delta t$   
 $A_s$  : área superficial del embalse en  $t$  más  $\Delta t$   
 $h$  : cota del agua en el embalse en  $t$  más  $\Delta t$

El apóstrofe indica la evaluación de las anteriores variables en el tiempo  $t$ .

La ec. (3.25) se combina con la ec. (3.1) para formar una ecuación que al ser resuelta mediante el algoritmo de Newton-Raphson, permite determinar los niveles del embalse en función del tiempo y con ello, determinar el hidrograma de ruptura. El modelo utiliza  $\Delta t$  igual a  $T$  dividido por 50.

En el caso de utilizarse la técnica de rastreo hidráulico se determina la cota del embalse en la cara de aguas arriba de la presa, aplicando las ecuaciones de Saint-Venant. Las condiciones de borde empleadas en este cálculo son las siguientes :

$$\text{Aguas arriba } Q_1^j - I^j = 0 \quad j : \text{ subíndice de tiempo } \quad (3.26)$$

$$\text{Aguas abajo } Q_N^j = Q_b^j + Q_s^j \quad (3.27)$$

La condición de borde de aguas arriba establece que en el primer nodo de la malla que representa el embalse, el caudal en todo instante es igual al que impone el hidrograma afluente al embalse. Por otra parte, la condición de borde en el extremo de aguas abajo establece que el caudal en el último nodo de la malla es igual al que sale por la brecha más el que sale por las obras anexas de la presa.

La elevación inicial de la superficie del agua en el embalse es determinada a partir de la ecuación de escurrimiento gradualmente variado (ec. 3.43), usando como condición de borde en el extremo de aguas abajo la cota del agua en la cara de aguas arriba de la presa. Para este cálculo se requiere conocer las secciones transversales a lo largo del embalse.

Para evitar problemas computacionales, durante el rastreo la cota del agua en el nodo del extremo de aguas arriba que representa la condición de borde es permanentemente evaluada por el programa. Al resultar dicha cota menor que la correspondiente a la de la altura normal inicial en dicho punto, la condición de borde (ec. 3.26) es cambiada al nodo que sigue hacia aguas abajo.

#### 3.2.4 Propagación del Hidrograma de Ruptura

Para rastrear la crecida que origina la ruptura de la presa el modelo DAMBRK tiene incorporados dos procesos computacionales (que el usuario debe seleccionar a priori) desarrollados a partir de las ecuaciones de Saint-Venant bajo la forma de ecuaciones de conservación. Ello permite tratar situaciones en las que se forman ondas de frente vertical.

El primer proceso se basa en las siguientes ecuaciones :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (3.28)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + J_f + J_s \right) + L = 0 \quad (3.29)$$

En estas ecuaciones A representa el área de escurrimiento activo, vale decir aquella parte del escurrimiento que tiene asociado momentum en la dirección del escurrimiento.  $A_0$  representa el área inactiva o de almacenamiento transitorio, que no tiene asociado momentum en la dirección del escurrimiento.

Las otras variables son :

- Q : caudal [pies<sup>3</sup>/s]
- q : aporte lateral por unidad de longitud [pies<sup>3</sup>/sxpie]
- $J_f$  : pendiente friccional
- $J_s$  : pendiente debida a pérdidas singulares
- L : pérdida de momentum debido a flujo que abandona perpendicularmente la corriente principal

$J_f$  es evaluado mediante el empleo de la ecuación de Manning :

$$J_f = \frac{n^2}{2,21} \frac{|Q| \cdot Q}{A^2 R^{4/3}} \quad (3.30)$$

Donde :

- n : coeficiente de rugosidad de Manning
- R : radio hidráulico

$J_s$  es evaluado mediante el empleo de la siguiente ecuación :

$$J_s = K \cdot \frac{(Q/A)^2}{2g \cdot \Delta x} \quad (3.31)$$

Esta expresión pondera la diferencia entre alturas de velocidad  $(\Delta(Q/A)^2/2g)$  entre dos secciones sucesivas ubicadas a una distancia  $\Delta x$  por un coeficiente (K) de expansión-contracción, que adopta valores comprendidos entre -1,0 y +1,0. Los valores negativos se usan en el caso de una expansión y los positivos en caso de una contracción.

Para el caso de mermas por filtración lateral la pérdida de momentum se evalúa como sigue :

$$L = - 0,5 \cdot q \cdot Q/A \quad (3.32)$$

Para el caso en que exista otro tipo de merma lateral de agua (p.e. por vertimiento sobre riberas)

$$L = - q \cdot Q/A \quad (3.33)$$

El segundo proceso computacional que permite seleccionar el modelo DAMBRK se basa en las siguientes ecuaciones :

$$\frac{\partial(K_c Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial(K_l Q)}{\partial x_l} + \frac{\partial(K_r Q)}{\partial x_r} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (3.34)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(K_c^2 Q^2/A_c)}{\partial x_l} + \frac{\partial(K_l^2 Q^2/A_l)}{\partial x_c} + \frac{\partial}{\partial x_r} (K_r^2 Q^2/A_r) + \\ & + gA_c \left( \frac{\partial h}{\partial x_c} + J_{fc} + J_s \right) + gA_l \left( \frac{\partial h}{\partial x_l} + J_{fl} \right) + gA_r \left( \frac{\partial h}{\partial x_r} + J_{fr} \right) + L = 0 \end{aligned} \quad (3.35)$$

Esta expresión intenta representar, mediante el empleo de factores de conducción hidráulica, el escurrimiento impermanente que se verifica en un cauce compuesto por tres zonas de características diferentes.

Los subíndices (c), (l) y (r) en las ecuaciones anteriores denotan, respectivamente, el cauce principal, el cauce de inundación izquierdo y el cauce de inundación derecho.

$K_c Q$ ,  $K_l Q$  y  $K_r Q$  representan las proporciones del caudal total que fluyen por cada uno de los cauces. Por otra parte también se cumple :

$$A = A_c + A_r + A_l + A_0 \quad (3.36)$$

Esta expresión indica que el área total se compone de una sección central, derecha, izquierda y de almacenamiento transitorio.

Los factores de conducción hidráulica se calculan mediante las siguientes expresiones :

$$K_c = 1/(1 + k_l + k_r) \quad (3.37)$$

$$K_l = k_l/(1 + k_l + k_r) \quad (3.38)$$

$$K_r = k_r/(1 + k_l + k_r) \quad (3.39)$$

Estas expresiones se obtienen al dividir el caudal de cada uno de los cauces por el caudal total, habiendo previamente calculados los factores  $k_l$  y  $k_r$  hacien-



do uso de la ecuación de Manning aplicada al escurrimiento que se verifica en cada uno de los cauces y suponiendo que la pendiente del plano de carga es igual a la pendiente de la superficie del agua.

$$\text{Cauce izquierdo : } k_l = \frac{n_c A_l}{n_l A_c} \left( \frac{R_l}{R_c} \right)^{2/3} \left( \frac{\Delta x_c}{\Delta x_l} \right)^{1/2} \quad (3.40)$$

$$\text{Cauce derecho : } k_r = \frac{n_c A_r}{n_r A_c} \left( \frac{R_r}{R_c} \right)^{2/3} \left( \frac{\Delta x_c}{\Delta x_r} \right)^{1/2} \quad (3.41)$$

Para resolver los sistemas de ecuaciones diferenciales antes detallados se utiliza el método de diferencias finitas implícito de Preissmann, también conocido como método de los 4 puntos, el cual se encuentra ampliamente documentado en la literatura especializada.

De la aplicación de este esquema numérico resulta un sistema de  $2N$  ecuaciones, donde  $N$  es el número de nodos de la malla. Este sistema de ecuaciones es resuelto por el modelo empleando el método iterativo generalizado de Newton-Raphson y eliminación Gaussiana.

Las condiciones iniciales son calculadas por el modelo suponiendo que en  $t = 0$  existe un escurrimiento permanente gradualmente variado, en el cual el caudal en cada sección está dado por la siguiente expresión :

$$Q_i = Q_{i-1} + q_{i-1} \cdot \Delta x_{i-1} \quad (3.42)$$

El eje hidráulico en  $t = 0$  es calculado mediante la aplicación de la siguiente expresión :

$$\frac{(Q^2/A)_{i+1} - (Q^2/A)_i}{\Delta x_i} + g \left( \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \right) \left( \frac{h_{i+1} - h_i}{\Delta x_i} + \frac{n^2 (Q_i + Q_{i+1})^2 (B_i + B_{i+1})^{4/3}}{2,2 (A_i + A_{i+1})^{10/3}} \right) = 0 \quad (3.43)$$

Esta ecuación representa un escurrimiento permanente gradualmente variado. Es resuelta mediante el algoritmo de Newton-Raphson, comenzando desde una condición de borde dada para el extremo de aguas abajo si es río o para el extremo de aguas arriba si es torrente.

Las condiciones de borde para el escurrimiento impermanente son dos : en el extremo de aguas arriba el hidrograma de ruptura y en el extremo de aguas abajo (escurrimiento subcrítico) puede ser alguna de las siguientes:

- Escurrimiento uniforme o normal :

$$Q_N = \frac{1,49}{n} \frac{A_N^{5/3}}{B_N^{2/3}} \left( \frac{h_{N-1} - h_N}{\Delta x_{N-1}} \right)^{1/2} \quad (3.44)$$

Esta ecuación según Fread intenta reproducir el efecto de histéresis en la curva de descarga, producida por las variaciones temporales de la pendiente de la superficie del agua.

o bien :

$$Q_N = Q_b + Q_s \quad (3.45)$$

La ec. (3.45) es usada cuando en el extremo de aguas abajo se ubica alguna estructura de control; en tal caso  $Q_b$  y  $Q_s$  tienen un significado distinto al definido anteriormente.

También, para el extremo de aguas abajo existen las siguientes posibilidades :

- Especificar una curva de descarga
- Suponer altura crítica
- Especificar una función  $h = h(t)$

En el caso que se suponga que el escurrimiento es supercrítico es preciso imponer una condición de borde en el extremo de aguas arriba. Dicha condición de borde corresponde a la siguiente :

$$Q_1 = \frac{1,486}{n} \frac{A_1^{5/3}}{B_1^{2/3}} \left( \frac{h_1 - h_2}{\Delta x_1} \right)^{1/2} \quad (3.46)$$

### 3.2.5 Opciones que Ofrece el Modelo

El modelo DAMBRK tiene incorporadas en la propagación de la crecida las siguientes opciones :

#### a) Merms de agua

Puede simular la existencia de merms de agua que se verifican a medida que se propaga la crecida. Dichas merms pueden ser ocasionadas por infiltración, rebases, etc.

Las mermas de agua son tomadas en cuenta mediante el término de aporte lateral ( $q$ ) que aparece en las ecuaciones que rigen el escurrimiento impermanente. El caudal de mermas por unidad de longitud ( $q$ ) en cada instante y para cada nodo se determina con la siguiente expresión :

$$Q_i^j = \frac{(Q_i^j - Q_i^1)}{(Q_{\text{máx } i} - Q_i^1)} q_m \quad (3.47)$$

En esta expresión  $Q_i^j$  es el caudal en el nodo  $i$  en el instante  $j$ ;  $Q_i^1$  es el caudal en nodo  $i$  en  $t = 0$ ;  $Q_{\text{máx } i}$  es el caudal máximo que ocurre en el nodo  $i$  durante la propagación de la crecida y  $q_m$  es el caudal máximo de mermas por unidad de longitud.

$Q_{\text{máx } i}$  se estima empleando la siguiente expresión :

$$Q_{\text{máx } i} = Q_{\text{máx } N} + (Q_{\text{máx}} - Q_{\text{máx } N}) (x_N - x_i)^m / L^m \quad (3.48)$$

En esta expresión  $Q_{\text{máx } N}$  es el caudal máximo que se produce en la última sección  $N$  del valle y debe ser especificado por el usuario,  $Q_{\text{máx}}$  es el caudal máximo del hidrograma de ruptura,  $m$  es un coeficiente que puede ser especificado por el usuario (de no especificarse se utiliza  $m = 4$ ) y  $L$  es la longitud del valle por el cual se propaga la crecida.

$q_m$  puede ser especificado por el usuario o calcularse empleando la siguiente expresión :

$$q_m = - 2 V_L \cdot P / (L \cdot T) \quad (3.49)$$

En esta expresión  $V_L$  es el volumen del hidrograma de ruptura,  $P$  es la proporción de dicho volumen que se pierde debido a mermas y  $T$  es el tiempo que demora la crecida en recorrer el tramo de longitud  $L$ . En dicha expresión  $V_L$  se mide en (pies<sup>3</sup>),  $L$  en (pies),  $T$  en (seg) y  $q_m$  en (pies<sup>2</sup>/s).

#### b) Compartimientos de Inundación

Es posible especificar compartimientos formados por un pretil que corre paralelo al cauce del río y otros que se ubican sobre la planicie de inundación en forma perpendicular al primero como muestra la Fig. 3.3. Cada compartimiento puede estar asociado a más de un tramo de río definido por secciones sucesivas, pero puede intercambiar agua sobre el pretil con un único tramo de río y devolver agua por medio de bombas a un único tramo que debe ser distinto del anterior.

La cota del agua dentro de cada compartimiento se calcula usando la siguiente expresión :

$$V_1^t = V_1^{t-\Delta t} + (I^t - Q^t) \Delta t / 43560 \quad (3.50)$$

En esta expresión  $V_1^t$  es el volumen del compartimiento expresado en (acres x pie) en el instante  $t$ ,  $I^t$  es el caudal afluente al compartimiento en el instante  $t$  y  $Q^t$  es el caudal efluente del compartimiento en el instante  $t$ , ambos expresados en (pies<sup>3</sup>/s).  $\Delta t$  se mide en (horas).

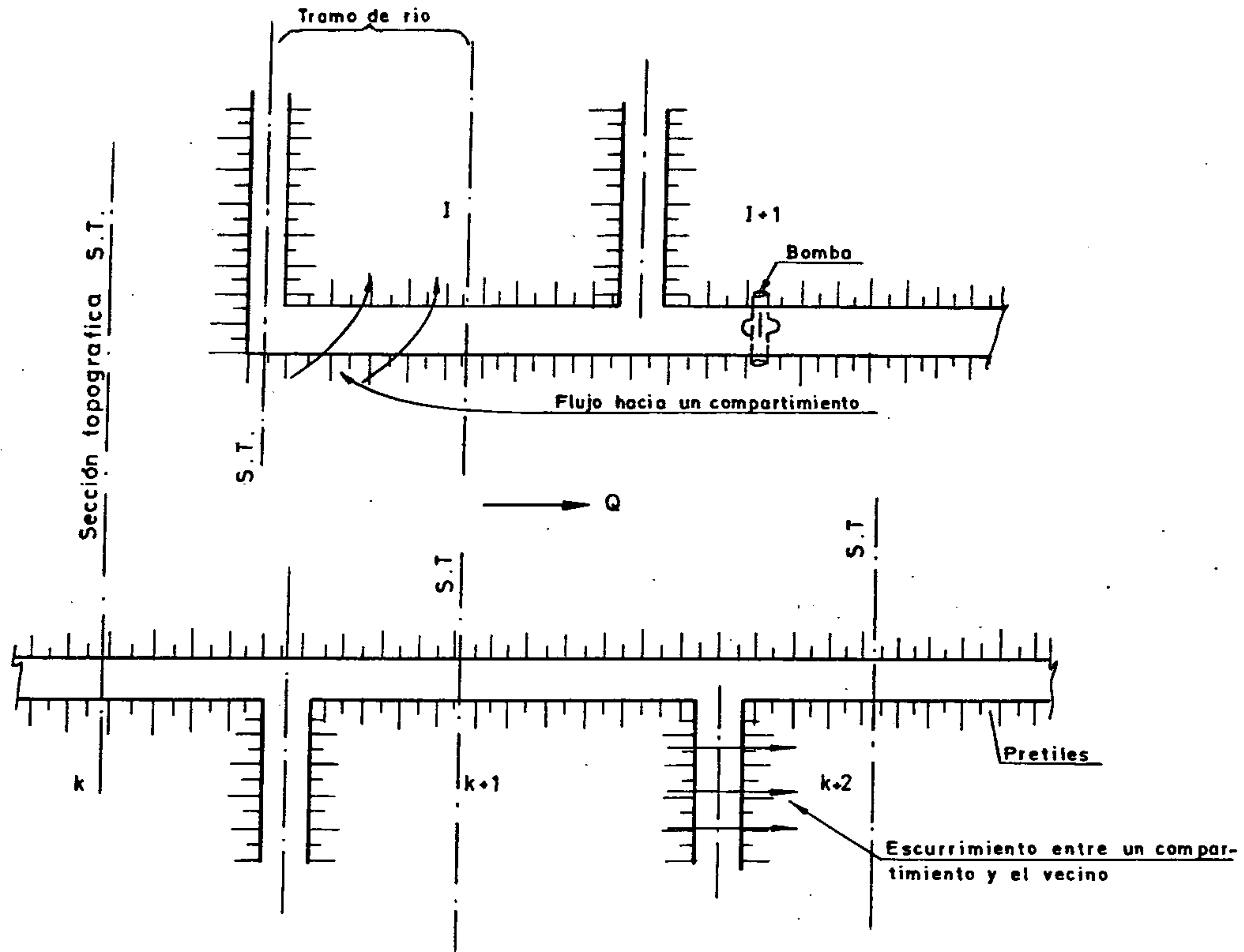


FIG. 3.3 ESQUEMA EXPLICATIVO DE LOS COMPARTIMIENTOS DE INUNDACION.

El caudal  $I$  puede provenir del río o de un compartimiento vecino. Se calcula en ambos casos usando la siguiente expresión de vertedero :

$$I = c \cdot s_b (h_r - h_{fp})^{3/2} \quad \text{sólo si } h_r > h_{fp} \quad (3.51)$$

El caudal  $Q$  es un caudal efluente del compartimiento de inundación ya sea hacia uno vecino o hacia el río. Se calcula en ambos casos usando :

$$Q = c \cdot s_b (h_{fp} - h_r)^{3/2} \quad \text{sólo si } h_r < h_{fp} \quad (3.52)$$

En las ec. (3.51) y (3.52)  $h_{fp}$  es la cota del agua en el compartimiento de inundación y  $h_r$  es la cota del agua en el río o en el compartimiento de inundación vecino,  $c$  es un coeficiente de gasto que debe ser especificado por el usuario y  $s_b$  es un coeficiente de corrección por sumergencia que se calcula del siguiente modo :

$$\text{Si } (h_r - h_w)/(h_{fp} - h_w) < 0,67 \quad s_b = 1,0 \quad (3.53)$$

$$\text{En otro caso } s_b = 1,0 - 27,8 ((h_r - h_w)/(h_{fp} - h_w) - 0,67)^3 \quad (3.54)$$

$h_w$  es la cota de coronamiento del pretil.

### c) Existencia de Puentes y/o Presas

Para propagar crecidas en valles en los que se ubiquen presas y/o puentes, el modelo DAMBRK ofrece dos alternativas denominadas, respectivamente, método secuencial y método simultáneo.

En el método secuencial se divide la propagación de la crecida en dos tramos : el primero ubicado aguas arriba de la presa o puente en el cual la condición de borde en el extremo de aguas abajo está dada por la ec. (3.45) y el segundo ubicado aguas abajo de la presa o puente en el que la condición de borde en el extremo de aguas arriba está dada por la ec. (3.45) y en el extremo de aguas abajo es la usual.

En el método simultáneo puede considerarse la existencia de numerosas presas o puentes. Se considera que cada una de estas estructuras ocupa un tramo de longitud  $\Delta x$  y ellas son tratadas como una condición de borde interna en la propagación de la crecida, utilizando para ello las ecuaciones siguientes :

$$Q_i = Q_{i+1} \quad (3.55)$$

$$Q_i = Q_b + Q_s \quad (3.56)$$

El método simultáneo debe ocuparse según el autor cuando el escurrimiento que se verifica inmediatamente aguas abajo del puente o presa es afectado por condiciones de borde impuestas por controles hidráulicos ubicados aguas abajo (p.e. alguna estructura de control, angostamiento, etc.).

En las ec. (3.45) y (3.56)  $Q_s$  es el caudal que escurre por las obras anexas de la presa, o a través del puente y sobre los terraplenes de acceso a él.  $Q_b$  es el caudal que escurre a través de la brecha que puede formarse en la presa o en el terraplén de acceso al puente, se calcula utilizando la ec. (3.3).



Si se trata de una presa,  $Q_s$  es calculado mediante la ec. (3.2) y si se trata de un puente se utiliza la siguiente expresión :

$$Q_s = 8,02 C A_{i+1} (h_i - h_{i+1})^{1/2} + cc_u L_u K_u (h_i - h_{cu})^{3/2} + cc_l L_l K_l (h_i - h_{cl})^{3/2} \quad (3.57)$$

En esta expresión  $C$  es un coeficiente para el escurrimiento en puentes (Chow, 1959),  $A_{i+1}$  es el área de escurrimiento bajo el puente en la sección  $i+1$  (sección de término del puente),  $h_i$  y  $h_{i+1}$  son las cotas del escurrimiento inmediatamente aguas arriba y aguas abajo del puente, respectivamente,  $L_u$  es la longitud del terraplén principal medido en forma perpendicular al escurrimiento y  $h_{cu}$  es la cota de coronamiento del terraplén principal. El subíndice (l) se refiere al terraplén de emergencia.

El coeficiente de gasto ( $cc_u$  o  $cc_l$ ) y el coeficiente de corrección por sumergencia ( $K_u$  o  $K_l$ ) se calculan utilizando las siguientes expresiones, desarrolladas, según Fread, a partir de información de escurrimiento sobre terraplenes de carreteras proporcionada por el Departamento de Transporte de E.E.U.U.:

$$h_{ru} = (h_{i+1} - h_{cu}) / (h_i - h_{cu}) \quad (3.58)$$

$$\text{Si } h_{ru} \leq 0,76 \quad K_u = 1,0 \quad (3.59)$$

$$\text{Si } 0,76 \leq h_{ru} \leq 0,96 \quad C_u = 133(h_{ru} - 0,78) + 10 \quad (3.60)$$

$$\text{Si } h_{ru} > 0,96 \quad C_u = 400(h_{ru} - 0,96) + 34 \quad (3.61)$$

Para ambas condiciones :

$$K_u = 1,0 - c_u (h_{ru} - 0,76)^3 \quad (3.62)$$

Por otro lado se define :

$$h_u = (h_i - h_{cu})/w_u \quad (3.63)$$

donde  $w_u$  es el ancho del coronamiento del terraplén principal medido en la dirección del escurrimiento.

$$\text{Si } 0 < h_u \leq 0,15 \quad cc_u = 3,02 (h_i - h_{cu})^{0,015} \quad (3.65)$$

$$\text{Si } h_u > 0,15 \quad cc_u = 3,06 + 0,27 (h_u - 0,15) \quad (3.65)$$

Las expresiones anteriores se aplican también al terraplén de emergencia o inferior, si existe, cambiando el subíndice (u) por (l).

#### d) Aportes Laterales

A través del término q presente en las ecuaciones de Saint-Venant es posible considerar aportes o mermas laterales de agua.

Los aportes son especificados por el usuario del modelo introduciendo un hidrograma e indicando el o los tramos en los que ocurren dichos aportes.

Para simular mermas de agua es necesario especificar la cota de coronamiento de un vertedero lateral que se supone existe en un tramo definido por dos seccio-

nes sucesivas. Las mermas de agua ocurren en este caso cuando la cota del agua en el río supera la cota de coronamiento del vertedero lateral. Si no se especifica esta cota se supone automáticamente que éste no existe y no se simulan mermas de agua que ocurran de esta manera.

#### e) Ondas Generadas por Deslizamiento de Tierra

El modelo DAMBRK es capaz de simular la generación y propagación de una onda producida por un deslizamiento de tierra que ocurre en el embalse. Esta opción no fue utilizada en el presente estudio.

Según el autor del modelo, mayores antecedentes sobre este tema pueden consultarse en Davidson y Mc Cartney (1975) y Koutitas (1977).

#### f) Suavizamientos

Para describir el valle por donde se propagará la crecida es necesario especificar secciones topográficas, las cuales son introducidas mediante tablas de anchos superficiales o áreas versus cotas. El modelo DAMBRK permite suavizar estas secciones, ofreciendo 5 tipos de suavizamientos :

- (1) De anchos a lo largo del eje x
- (2) De anchos en la vertical
- (3) De cotas a lo largo del eje x
- (4) De los tipos (1) y (2) simultáneamente
- (5) De los tipos (1), (2) y (3) simultáneamente

El suavizamiento de cualquier variable designada genéricamente por  $P(I)$  se realiza de la siguiente manera :

$$P(I) = S P(I - 1) + SM P(I) + S P(I + 1) \quad (3.66)$$

$$S = 0,5 (1 - SM) \quad (3.67)$$

El parámetro  $SM$  es especificado por el usuario del modelo en el siguiente rango:  $0,5 \leq SM \leq 0,9$ . Cuando  $SM = 0,9$  el suavizamiento es mínimo, en cambio si  $SM = 0,5$  el suavizamiento es máximo.

#### g) Escorrentamiento Supercrítico

Para propagar la crecida el modelo DAMBRK requiere que el usuario especifique el tipo de régimen hidráulico que se produce en el valle. Dicho régimen se supone que se mantiene durante todo el tiempo que dura la propagación de la crecida. Se puede especificar la ocurrencia de un régimen subcrítico o bien supercrítico en todo el valle, o la ocurrencia de un régimen supercrítico en un primer tramo de él, y de un régimen subcrítico en el resto.

Según el autor del modelo, se producirá un régimen de escorrentamiento supercrítico cuando la pendiente del valle exceda 9,5% .

### 3.2.6 Selección de $\Delta t$ y $\Delta x$ en el Método de Diferencias Finitas

En el uso del modelo DAMBRK, el autor advierte sobre problemas computacionales que surgen de la selección de los intervalos de simulación  $\Delta t$  y  $\Delta x$ . En particular para el primero se presentan dos tipos de problemas :

- a) Si  $\Delta t$  es muy grande de tal modo que la crecida experimente una variación muy grande de caudal en dicho intervalo de tiempo, aparecen errores en la determinación del nivel del agua en la cercanía del frente de la onda, determinándose áreas de escurrimiento negativas debido al cálculo de niveles inferiores a la cota de fondo de la sección.
- b) Valores de  $\Delta t$  grandes, por otra parte conducen a que el algoritmo de Newton-Raphson para la solución de las ecuaciones de régimen impermanente no converja.

Estos problemas computacionales son solucionados en forma automática por el modelo reduciendo  $\Delta t$  a la mitad y repitiendo los cálculos con el nuevo  $\Delta t$ . Se procede, entonces, en forma iterativa hasta que el problema no se presente o hasta que se supere un número determinado de reducciones de  $\Delta t$ , en cuyo caso se detiene el programa. Si el problema es resuelto satisfactoriamente para un tiempo dado, el modelo prosigue con los cálculos para el siguiente tiempo utilizando el  $\Delta t$  original.

El  $\Delta t$  es especificado por el usuario y no es cambiado a no ser que el modelo detecte los problemas antes mencionados, o bien puede ser calculado por el modelo em-

pleando la siguiente expresión :

$$\Delta t = T/M \quad (3.68)$$

En esta expresión T es el tiempo de formación de la brecha y M es un divisor que adopta un valor igual a 20 salvo que el usuario especifique otro valor. Al especificarse  $\Delta t$  debe tenerse en cuenta que el número máximo de intervalos de tiempo no debe ser superior a 698 (tiempo de duración de la simulación dividido por  $\Delta t$  debe ser menor o igual a 698).

A medida que va propagándose la crecida el modelo va aumentando el valor de  $\Delta t$  utilizando para ello la siguiente metodología : el modelo determina en 6 secciones de referencia igualmente espaciadas elegidas automáticamente por él, el tiempo que transcurre entre el instante en que se inicia el crecimiento del caudal en dichas secciones y aquel en el que ocurre el caudal máximo en ellas ( $T_p$ ). Esto permite usar la siguiente expresión para determinar nuevos  $\Delta t$  :

$$\Delta t = T_p/M \quad (3.69)$$

Por otra parte, en lo que se refiere al incremento  $\Delta x$  a ser usado durante la operación del modelo, éste debe ser especificado por el usuario, pudiendo especificar valores diferentes para distintos tramos del valle definidos éstos por secciones topográficas sucesivas. Debe tenerse en cuenta al especificar los incrementos  $\Delta x$  que el número total de secciones (suma de secciones topográficas y secciones interpoladas) no sea superior a 200.

De acuerdo al autor del modelo, es necesario especificar valores de  $\Delta x$  pequeños en los tramos en que se verifiquen importantes contracciones o expansiones. Por otra parte, según el autor, los  $\Delta x$  se seleccionan en el siguiente rango :

$$\Delta x \leq c \cdot \Delta t \quad (3.70)$$

donde  $c$  es la celeridad de la onda. Esta restricción sin embargo no parece necesaria; por el contrario siendo una condición inversa a la de Courant pareciera no tener sentido imponerla.

Con respecto al parámetro del esquema de diferencias finitas cabe mencionar que éste puede ser escogido por el usuario del modelo. En caso de no especificarse el modelo usa  $\theta = 0,60$ .

### 3.3 ANALISIS Y DISCUSION DEL MODELO BREACH

El modelo BREACH simula el proceso de erosión que rompe una presa de tierra cuando ésta falla por overtopping o por piping y determina la crecida que se genera.

Para simular el crecimiento de la brecha supone que ésta aumenta de tamaño debido a la erosión que producen las aguas que escurren a través de ella, a la desestabilización de los taludes de los lados de la brecha que se produce cuando éstos alcanzan cierta altura y a posibles colapsos de la porción superior de la presa en la cercanía de la brecha.

### 3.3.1 Ruptura Iniciada por Overtopping

En este caso se supone que la falla se inicia cuando el nivel del embalse (H) excede la cota de coronamiento de la presa. El modelo contempla 3 posibilidades :

- a) Si el talud de aguas abajo no está cubierto de pasto ni de un enrocado, al superarse la cota de coronamiento de la presa se forma inicialmente un canalón de sección rectangular en el talud de aguas abajo que tiene una profundidad de 0,1 pie u otra especificada por el usuario menor a 1 pie, y un ancho igual a 2 veces la profundidad del canalón.
- b) Si el talud de aguas abajo está cubierto por una capa de enrocado de 1 pie de espesor, al producirse el overtopping se forma inicialmente en el talud de aguas abajo un canalón de sección rectangular de  $2D50e/305$  pies de profundidad, donde  $D50e$  es el diámetro del enrocado medido en (mm). El ancho del canalón es igual a 2 veces su profundidad.
- c) Si existe pasto cubriendo el talud de aguas abajo, se calcula la velocidad del escurrimiento que se verifica sobre dicho talud y cuando ésta es mayor que una especificada por el usuario se forma un canalón similar al anterior pero de 1 pie de profundidad por 2 de ancho.

El caudal que escurre sobre el talud de aguas abajo antes de la formación de la brecha se calcula con la siguiente ecuación que supone la ocurrencia de crisis sobre el coronamiento de la presa :



$$q = 3 (H - H_d)^{3/2} \quad (3.71)$$

Donde :

- q : caudal por unidad de longitud sobre la presa [pies<sup>3</sup>/sx  
piel]
- H<sub>d</sub> : cota de coronamiento de la presa [pies]

La profundidad del escurrimiento que se verifica sobre el talud de aguas abajo de la presa se calcula mediante la ecuación de Manning :

$$y = \left( \frac{q \cdot n'}{1,49 \cdot i^{0,5}} \right)^{0,6} \quad (3.72)$$

Donde :

- i : pendiente del talud de aguas abajo de la presa
- n' : coeficiente de rugosidad de Manning para el escurrimiento sobre pasto. Se calcula empleando la siguiente relación :

$$n' = a \cdot q^b \quad (3.73)$$

En esta expresión a y b son coeficientes usados por el autor para reproducir las curvas que presenta Chow (1959) para determinar el coeficiente de rugosidad de Manning del escurrimiento que se produce sobre la superficie cubierta de pasto.

Finalmente la velocidad del escurrimiento que se produce sobre el pasto del talud de aguas abajo de la presa se calcula con la siguiente relación :

$$v = q/y \quad (3.74)$$

Se tiene, entonces, que cuando la ruptura es ocasionada por overtopping se forma un canalón de sección rectangular de dimensiones muy pequeñas en el talud de aguas abajo de la presa. El caudal que escurre a través de dicho canalón está controlado por la siguiente relación, que supone la existencia de crisis a la entrada :

$$Q_b = 3 B_0 (H - H_c)^{3/2} \quad (3.75)$$

En esta expresión  $B_0$  es el ancho de la brecha medido en pies y  $H_c$  es la cota del punto superior del fondo de la brecha tal como muestra la Fig. 3.4.

Se supone que durante el proceso de crecimiento del canalón o brecha éste mantiene su fondo aproximadamente paralelo al talud de aguas abajo de la presa; la cota  $H_c$  sólo empieza a disminuir una vez que el fondo de la brecha ha alcanzado el talud de aguas arriba de la presa, es decir cuando  $w_1$  es igual a 0 Fig. 3.4 El proceso de crecimiento de la brecha se detiene cuando la cota  $H_c$  es igual a la cota del valle sobre el que se ubica la presa.

### 3.3.2 Ruptura Iniciada por Piping

Para que se simule una ruptura por piping el usuario del modelo debe especificar una cota de iniciación del fenómeno ( $H_p$ ) inferior al nivel del agua en el embalse ( $H$ ) (Fig. 3.5).

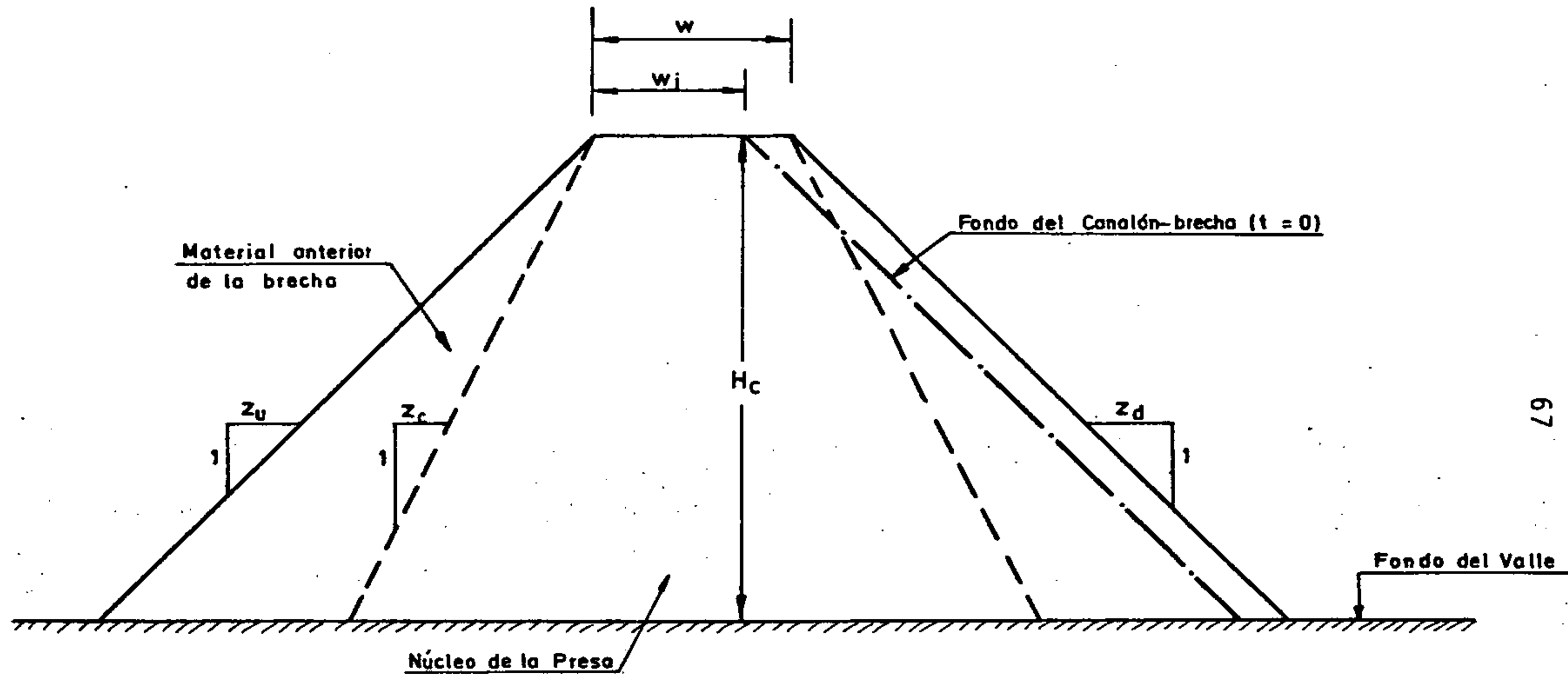


FIG. 3.4 ESQUEMA DEL INICIO DE UNA FALLA POR OVERTOPPING.

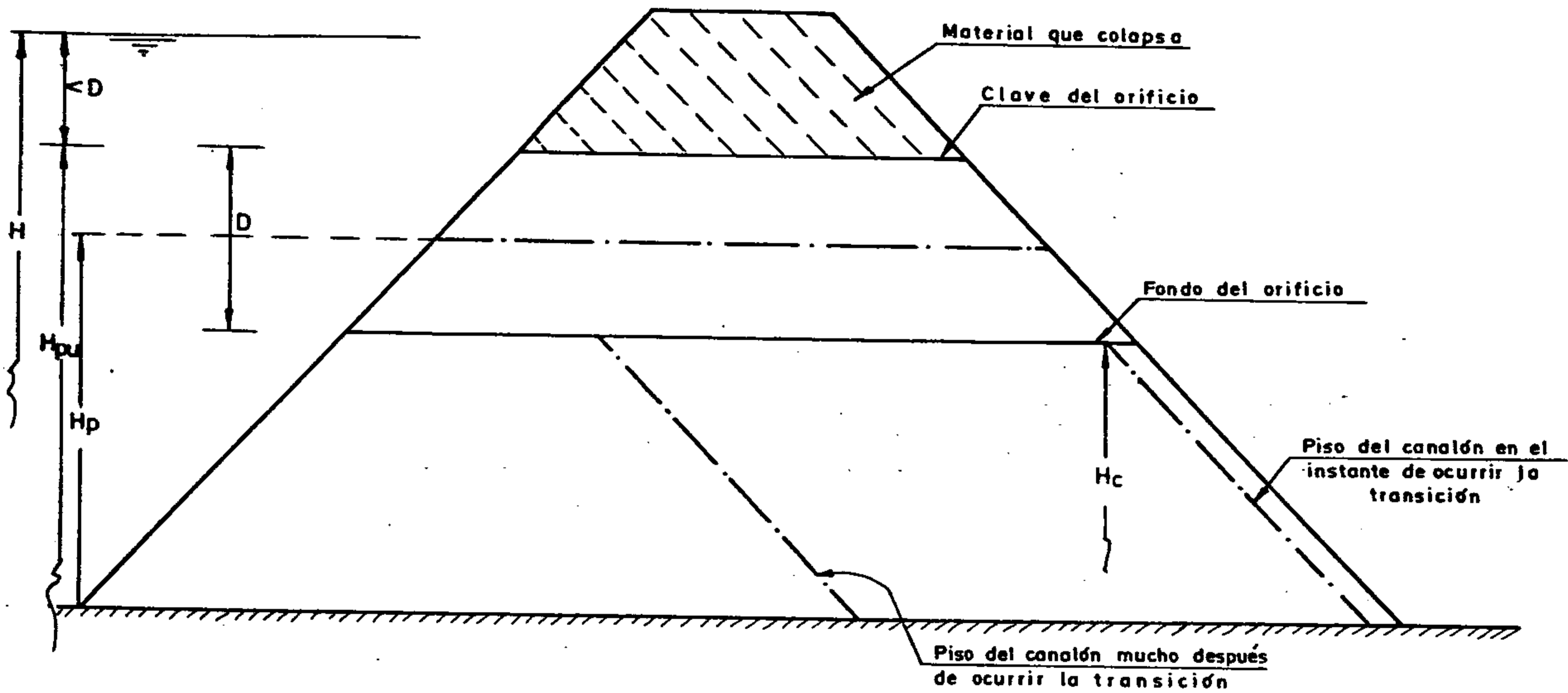


FIG. 3.5 ESQUEMA EXPLICATIVO DEL PASO DE ORIFICIO A CANALON

El proceso se inicia con la formación de un orificio de sección rectangular de muy pequeñas dimensiones con su centro ubicado a la cota  $H_p$ . El caudal que escurre a través de él se determina con la siguiente ecuación para un orificio :

$$Q_b = A \left( \frac{2g (H - H_p)}{1 + fL/D} \right)^{0,5} \quad (3.76)$$

Donde :

- A : área transversal del orificio (pies<sup>2</sup>)
- D : altura del orificio (pies)
- L : longitud del orificio (pies)
- f : factor de fricción

El factor de fricción es calculado con las siguientes expresiones :

$$\text{Si } Re < 2000 \quad f = 64/Re \quad (3.77)$$

$$\text{Si } Re > 2000 \quad f = 0,105 (D_{50}/D)^{0,167} \quad (3.78)$$

El número de Reynolds (Re) es calculado con la siguiente expresión :

$$Re = 83333 Q_b D/A \quad (3.79)$$

A medida que escurre agua a través del orificio, éste empieza a crecer avanzando su clave hacia arriba y su fondo hacia abajo a la misma tasa. Cuando el nivel del agua en el embalse es menor a la cota de la clave del orificio más su altura ( $H < H_{pu} + D$ ) deja de simularse una falla por piping y empieza a ser usada la ecuación que rige

el escurrimiento por una brecha o canalón (ec. 3.75).

En el instante de ocurrir la transición de orificio a canalón, se supone que el material que se encuentra entre la clave del orificio y el coronamiento de la presa colapsa y es transportado aguas abajo a la misma tasa que la existente antes del desplome. Después que este material es arrastrado fuera de la presa, prosigue el proceso de erosión, considerando, ahora, un canalón de fondo paralelo al talud de aguas abajo como muestra la Fig. 3.5.

### 3.3.3 Forma de Crecimiento del Orificio y del Canalón

#### a) Crecimiento del orificio

Como se ha señalado, el orificio tiene una sección de forma rectangular cuyo ancho (B) se determina empleando la siguiente relación :

$$B = B_r D \quad (3.80)$$

en la cual D es la altura del orificio y  $B_r$  un factor que debe ser especificado por el usuario del modelo. El autor de éste recomienda usar un valor igual a 1,0.

Para determinar el crecimiento que experimenta la altura del orificio es necesario calcular en primer lugar el gasto sólido ( $Q_s$ ), lo cual se logra empleando la siguiente relación dada por Smart (1984) para canales de gran pendiente :

$$Q_s = 3,64 (D_{90}/D_{30})^{0,2} \frac{P R^{2/3}}{n} J^{1,1} (R J - 0,0054 D_{50} T_c) \quad (3.81)$$

En esta expresión  $P$  es el perímetro mojado medido en pies;  $R$  el radio hidráulico medido en pies;  $D_{90}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{50}$  son diámetros característicos del material que conforma la presa y se miden en mm;  $T_c$  es un esfuerzo de corte crítico, y  $J$  es la pendiente del plano de carga la que se determina empleando la relación de Manning del siguiente modo :

$$J = n^2 Q_b^2 / (2,21 A^2 R^{4/3}) \quad (3.82)$$

Cuando se calcula el gasto sólido del orificio,  $T_c$  es igual a  $1,33 T'_c$  y cuando se calcula el gasto sólido del canalón  $T_c$  es igual a  $T'_c$ . El esfuerzo de corte crítico  $T'_c$  se calcula a partir del esfuerzo de corte crítico adimensional de Shields ( $T_c^*$ ) :

$$T_c^* = 0,1218 Re^{*-0,9695} \quad \text{si } Re^* < 3,0 \quad (3.83)$$

$$T_c^* = 0,0562 Re^{*0,2657} \quad \text{si } 3,0 \leq Re^* \leq 10,0 \quad (3.84)$$

$$T_c^* = 0,0205 Re^{*0,1728} \quad \text{si } Re^* > 10,0 \quad (3.85)$$

Donde :

$$Re^* = 1527,5 \sqrt{R J} D_{50} \quad (3.86)$$

representa el nº de Reynolds para definir las propiedades hidrodinámicas de la pared

$$T'_c = a T_c^* \quad (3.87)$$

$$a = (1,0 - 1,54 J) / (J \sqrt{1 + J^{-2}}) \quad (3.88)$$

En estas ecuaciones  $J$  es la pendiente del plano de carga cuando se trata de un orificio y la pendiente del fondo si se trata de un canalón.

Conocido el gasto sólido ( $Q_s$ ) se calcula el crecimiento que experimenta la altura del orificio con la siguiente expresión :

$$D_h = Q_s \cdot 3600 \cdot \Delta t / (P L (1 - P_0)) \quad (3.89)$$

En esta expresión  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo de simulación, medido en horas, para el cual ocurre el aumento de altura  $D_h$ ;  $P$  es el perímetro mojado y  $L$  la longitud del orificio.  $P_0$  es la porosidad del material que conforma la presa.

La nueva altura del orificio se calcula empleando la siguiente expresión :

$$D = D + D_h \quad (3.90)$$

Determinando  $D$  se calculan las cotas del fondo del orificio ( $H_c$ ) y de su clave ( $H_{pu}$ ) utilizando las siguientes expresiones :

$$H_c = H_p - D/2 \quad \text{Si } H_c > H_1 \quad (3.91)$$

$$H_{pu} = H_{pu} + D/2 \quad \text{Si } H_c > H_1 \quad (3.92)$$

$$H_c = H_1 \quad \text{Si } H_c \leq H_1 \quad (3.93)$$



$$H_{pu} = H_{pu} + D_h \quad \text{Si } H_c \leq H_1 \quad (3.94)$$

En estas expresiones  $H_1$  es la cota mínima que puede alcanzar el fondo del orificio, que usualmente corresponde a la cota del valle sobre el que se encuentra la presa.

La cota del eje del orificio cambia sólo si  $H_c \leq H_1$ , en cuyo caso se cumple :

$$H_p = 0,5 (H_{pu} + H_1) \quad (3.95)$$

El cálculo de las dimensiones del orificio en cada intervalo de tiempo se realiza en forma iterativa del siguiente modo : el modelo se da en forma automática  $D_h$  y calcula las dimensiones del orificio y el caudal que escurre a través de él; luego determina el gasto sólido ( $Q_s$ ) y con él calcula  $D_h$  que es comparado con el valor que se había dado en forma automática el modelo. Este proceso iterativo se repite hasta que exista una diferencia poco importante entre el valor estimado y el calculado.

## b) Crecimiento del canalón

El canalón crece debido a 3 mecanismos : erosión de su lecho, desestabilización y desplome de sus paredes y colapso de su base en la forma de cuña.

### b.1) Crecimiento por erosión del lecho

Para calcular la erosión en el canal se calcula en primer lugar el caudal que escurre utilizando la

siguiente ecuación :

$$Q_b = 3 B_0 (H - H_c)^{3/2} + 2 \operatorname{tg} \alpha (H - H_c)^{5/2} \quad (3.96)$$

Esta expresión corresponde a la suma de un vertedero de sección rectangular y uno de sección triangular de ángulo central igual a  $2\alpha$ .

El caudal  $Q_b$  se corrige por sumergencia del siguiente modo :

$$Q_b = S_b \cdot Q_b \quad (3.97)$$

Donde  $S_b$  es un factor de corrección por sumergencia que se calcula empleando la siguiente expresión :

$$\text{Si } \frac{y_t - H_c}{H - H_c} \leq 0,67 \quad S_b = 1,0 \quad (3.98)$$

$$\text{Si } \frac{y_t - H_c}{H - H_c} > 0,67$$

$$S_b = 1,0 - 27,8 \left( \frac{y_t - H_c}{H - H_c} - 0,67 \right)^3 \quad (3.99)$$

Donde  $y_t$  corresponde al nivel del agua aguas abajo de la presa. Se calcula aplicando la ecuación de Manning a una porción representativa del valle que se desarrolla aguas abajo de la presa. Sin embargo, al revisar el programa computacional se observa que dicho nivel se calcula empleando la ecuación de Manning considerando un canal de ancho igual al ancho medio de la brecha y conside-

rando como pendiente la pendiente del valle que se sitúa aguas abajo de la presa.

Una vez determinado el caudal que escurre por el canalón se determina la altura del escurrimiento en él ( $y_n$ ) empleando la ecuación de Manning.

Si el canalón tiene una sección de forma rectangular  $y_n$  se calcula con la siguiente expresión :

$$y_n = \left( \frac{Q_b n}{1,49 B_0 i^{0,5}} \right)^{0,6} \quad (3.100)$$

Donde  $n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning para el canalón,  $B_0$  es su ancho e  $i$  su pendiente.

Si el canalón tiene una sección de forma trapezoidal se calcula  $y_n$  con la ecuación de Manning empleando para ello el algoritmo de Newton-Raphson, eligiendo como altura de partida en la iteración aquella que se obtiene de la aplicación de la ec. (3.100) a un canalón de ancho igual a su ancho medio.

Es importante señalar que en el presente trabajo se detectó problemas de convergencia que hubo que corregir. Para ello se implementó un algoritmo de tal forma que si se generan valores negativos de la altura en una cierta iteración ( $y_n^K < 0$ ), en la siguiente se utiliza una altura igual a dos veces la altura de la iteración anterior ( $y_n^K = 2 y_n^{K-1}$ ). Además, el número máximo de iteraciones permitidas se aumentó de 10 a 20.

Determinada la altura de escurrimiento en el canalón ( $y_n$ ) se calcula con la ecuación de Smart (ec. 3.81) el gasto sólido correspondiente y enseguida el descenso que experimenta el fondo del canalón ( $D_n$ ) empleando para ello la ec. (3.89). Cabe señalar que al igual que en el caso del orificio el cálculo se realiza en forma iterativa.

Por otra parte, el ancho del canalón ( $B_0$ ) mientras éste mantiene una sección de forma rectangular se determina empleando la siguiente relación :

$$B_0 = B_r \cdot y_c \quad (3.101)$$

En esta expresión  $B_r$  es un factor que debe ser especificado por el usuario. El autor del modelo recomienda seleccionar valores entre 1,0 y 2,0 e indica, además, que para fallas ocasionadas por overtopping un valor recomendable es 2,0.  $y_c$  corresponde a la profundidad crítica del escurrimiento en la brecha.

Cabe señalar que el cálculo anterior no siempre se realiza en la forma indicada. En efecto, al revisar el programa computacional se constató que  $y_c$  en la ec. (3.101) se calcula como altura normal del escurrimiento en la brecha cuando la ruptura se inicia por overtopping y no ha ocurrido ningún colapso de cuña, y el punto superior del fondo de la brecha no ha empezado a descender. O bien, cuando el talud de aguas abajo de la presa es mayor que 4 ( $Z_d > 4$ ).

## b.2) Crecimiento por desplome de taludes

Como ya se ha dicho, el canalón tiene inicialmente una sección de forma rectangular, pero a medida que va profundizándose puede cambiar debido al desplome de sus paredes adoptando una sección de forma trapezoidal.

Para verificar si dicho desplome ocurre, el modelo calcula 3 alturas denominadas respectivamente  $H_1$ ,  $H_2$  y  $H_3$ , y 3 ángulos asociados a dichas alturas que se denominan, respectivamente :  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  y  $\theta_3$ , utilizando las siguientes expresiones :

$$H_1 = \frac{4 C_s \cos \varphi_s \operatorname{sen} 90^\circ}{\gamma_s (1 - \cos(90 - \varphi_s))} \quad (3.102)$$

$$\theta_1 = (90^\circ + \varphi_s)/2 \quad (3.103)$$

$$H_2 = \frac{4 C_m \cos \varphi_m \operatorname{sen} \theta_1}{\gamma_m (1 - \cos(\theta_1 - \varphi_m))} \quad (3.104)$$

$$\theta_2 = (\theta_1 + \varphi_m)/2 \quad (3.105)$$

$$H_3 = \frac{4 C_i \cos \varphi_i \operatorname{sen} \theta_2}{\gamma_i (1 - \cos(\theta_2 - \varphi_i))} \quad (3.106)$$

$$\theta_3 = (\theta_2 + \varphi_i)/2 \quad (3.107)$$

En estas expresiones  $\varphi$  corresponde al ángulo de fricción interna,  $C$  a la cohesión,  $\gamma$  al peso específico y los subíndices (s), (i) y (m) denotan, respectivamente, a los materiales que conforman los taludes de la presa, su núcleo y el promedio de las propiedades de los materiales

que conforman los taludes y el núcleo.

Las alturas  $H_1$ ,  $H_2$  y  $H_3$  representan la altura máxima que pueden tener los bordes del canalón antes que ocurran el primer, segundo y tercer desplome respectivamente. Por otra parte, los ángulos  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  y  $\theta_3$  son los ángulos que forman los bordes de la brecha con la horizontal después que ocurran el primer, segundo y tercer desplomes respectivamente (Fig. 3.6).

Para verificar si ocurre el desplome número  $K$  ( $K = 1, 2, 3$ ) el modelo calcula la altura  $H_{KK}$  utilizando la siguiente expresión :

$$H_{KK} = H_d - 0,333 y_c - H_c \quad (3.108)$$

En esta expresión  $H_d$  es la cota de coronamiento de la presa,  $H_c$  es la cota del punto superior del fondo del canalón e  $y_c$  es la altura crítica para el escurrimiento en el canalón. Según el autor la utilización de  $H_{KK}$  como altura de comparación permite que la brecha aumente de ancho, a través de la incorporación de  $y_c$ , antes que se produzca el caudal máximo del hidrograma de ruptura.

Calculada la altura  $H_{KK}$  el modelo compara con la altura  $H_K$  ( $K = 1, 2, 3$ ); al ser mayor ocurre el desplome número  $K$ . El proceso de erosión de la brecha, entonces, se detiene hasta que ha sido removido el material colapsado y los bordes de la brecha formen un ángulo  $\theta_K$  con la horizontal (Fig. 3.6).

Cabe señalar que en la ec. (3.108) no siempre  $y_c$  corresponde a una altura crítica. En efecto, en la

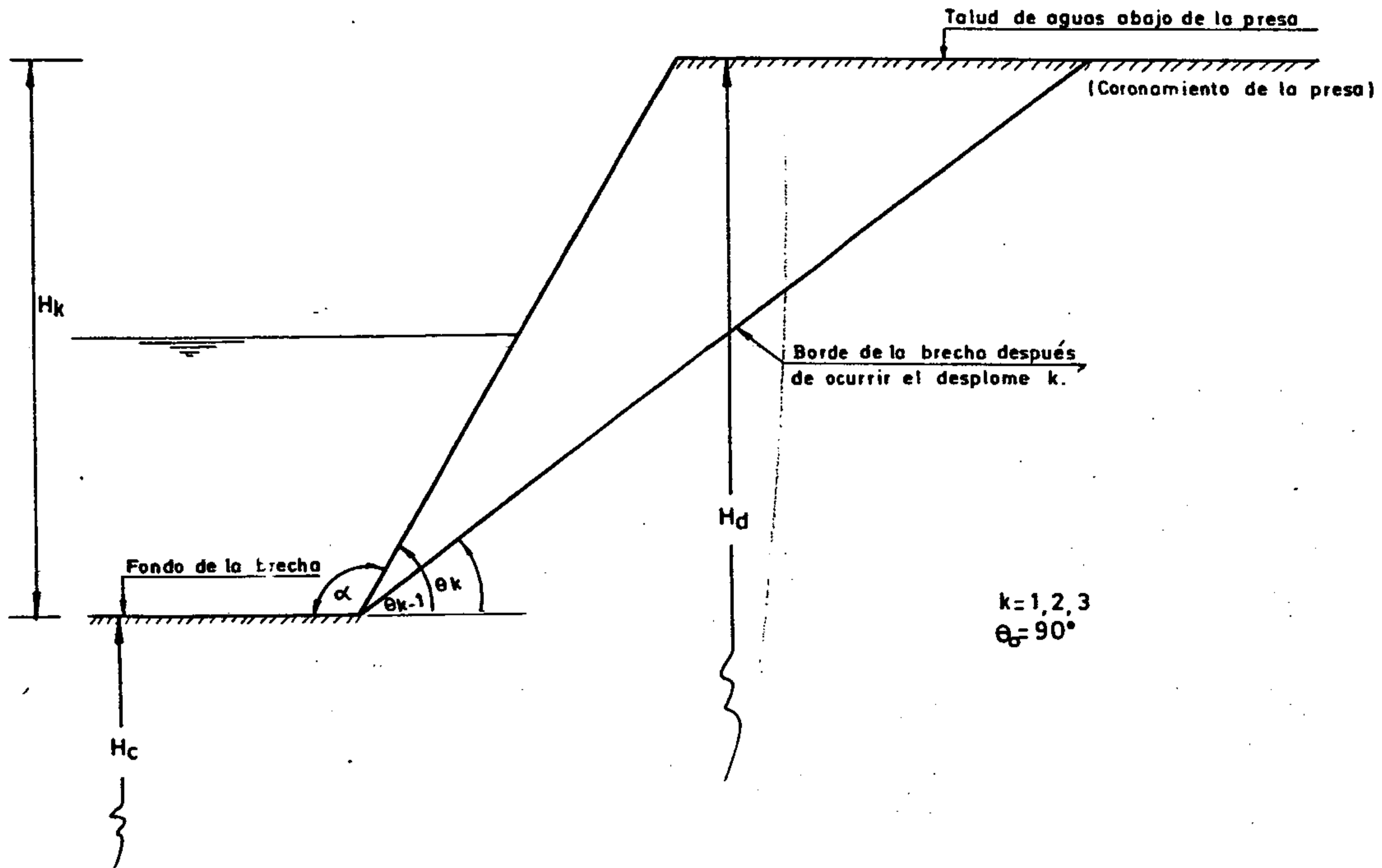


FIG. 3.6 ESQUEMA DEL DESPLOME DE BORDES DEL CAÑALON-BRECHA

revisión del programa computacional se encontró que cuando el talud de aguas abajo es mayor que 4 ( $Z_d > 4$ )  $y_c$  corresponde a la altura normal.

### b.3) Crecimiento por colapso de la base en forma de cuña

El colapso de la base de la brecha en la forma de cuña sólo puede producirse si el ancho del coronamiento de la brecha ( $w_i$ ) es distinto de cero y si el talud de aguas abajo es menor que 4 ( $Z_d < 4$ ) (Fig. 3.4).

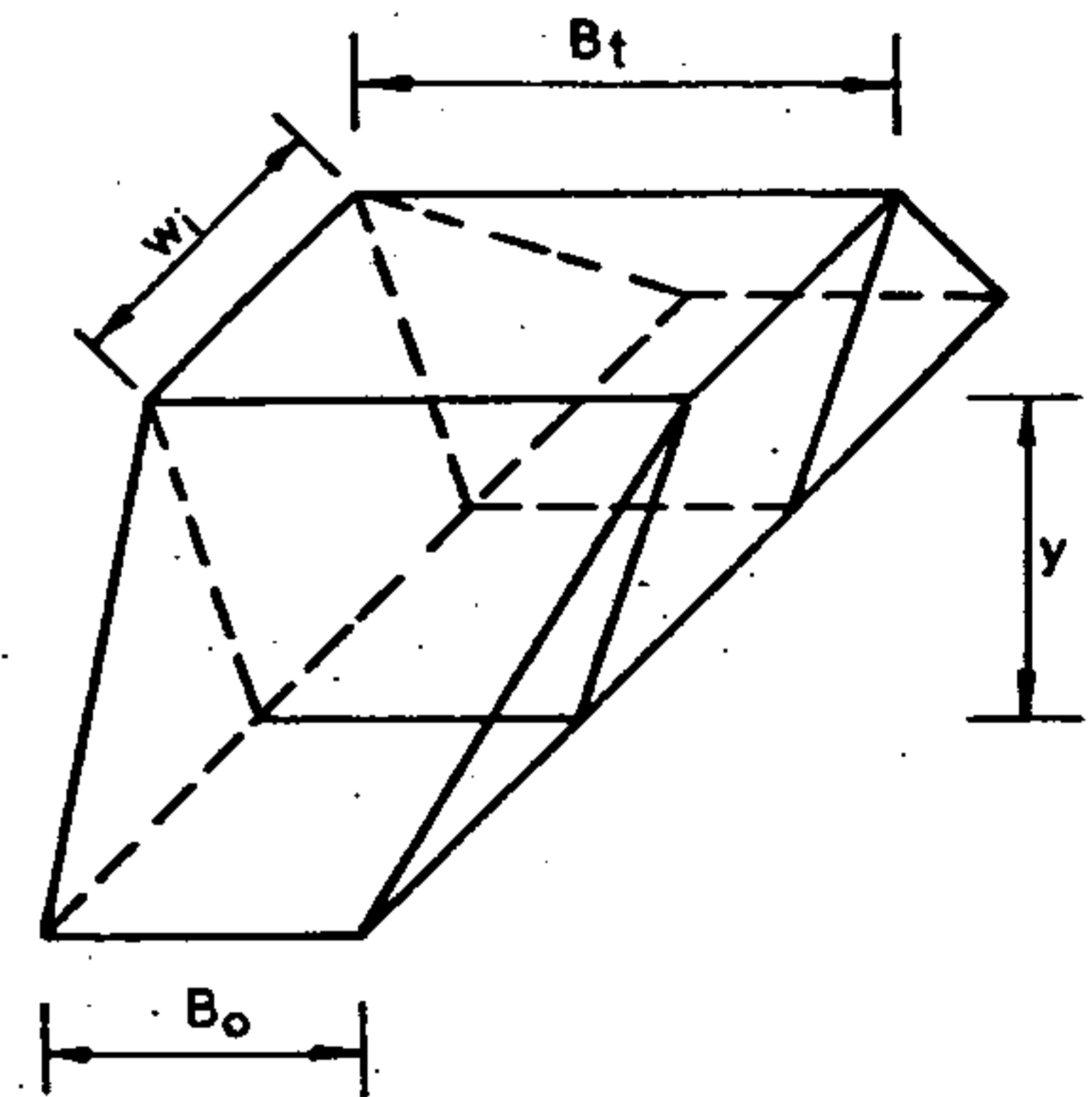
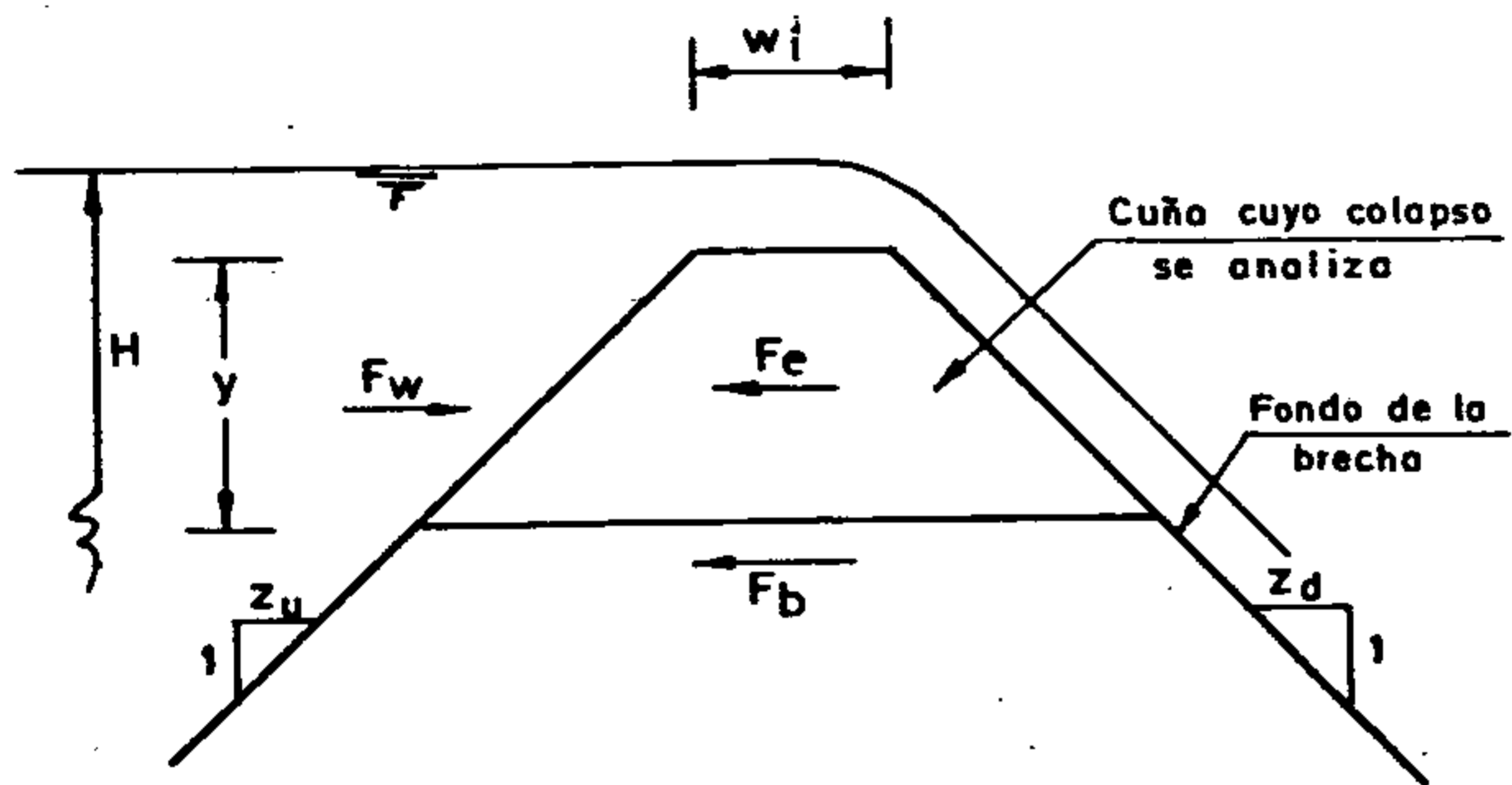
Se supone que el colapso ocurre cuando las fuerzas que mantienen la cuña en su lugar ( $F_b$  y  $F_l$ ) son superadas por la fuerza de presión hidrostática ( $F_w$ ) (Fig. 3.7).

Las fuerzas que mantienen la cuña en su lugar son dos : la fuerza que actúa en la base ( $F_b$ ) y la fuerza que actúa en los lados ( $F_l$ ). Se calculan empleando las siguientes expresiones :

$$\begin{aligned}
 F_b = & \operatorname{tg} \varphi (0,5 \gamma Z_u B y^2 + \gamma B W_i y + 0,5 \gamma Z_d B y^2 + \\
 & + 0,667 \cdot 62,4 (H - H_c) W_i B + 62,4 \sqrt{1 + Z_d^2} y_n y B) + \\
 & + C B_0 (W_i + (Z_u + Z_d) y) \quad (3.109)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_l = & \gamma((1 - \operatorname{sen} \varphi)/(1 + \operatorname{sen} \varphi)) \operatorname{tg} \varphi y^2 (W_i + (Z_u + Z_d) y) + \\
 & + 2 C (W_i + (Z_u + Z_d) y (B_0 + 2 y/\cos \alpha)) \quad (3.110)
 \end{aligned}$$





(Forma de la cuña que colapsa)

$$\bar{B} = (B_t + B_o) / 2$$

FIG.3.7

ESQUEMA COLAPSO DE CUÑA

En estas expresiones  $y$  es la altura de la cuña (Fig. 3.7);  $\theta$  y  $C$  son, respectivamente, el ángulo de fricción interna y la cohesión de los materiales que conforman la presa;  $\gamma$  es el peso específico del núcleo de la presa;  $W_i$  es el ancho del coronamiento de la brecha;  $Z_u$  es el talud de aguas arriba y  $Z_d$  es el talud de aguas abajo;  $B_0$  es el ancho basal de la brecha;  $B$  es el ancho superficial del escurrimiento,  $\bar{B}$  es el ancho medio de la brecha y  $\alpha$  es el ángulo que forman los lados de la brecha con la vertical.

La fuerza que trata de mover la cuña es la fuerza de presión hidrostática ( $F_w$ ) que se calcula con la siguiente expresión :

$$F_w = 0,5 \cdot 62,4 \bar{B} y (y + 2(H - H_c)) \quad (3.111)$$

Para verificar si existe colapso de cuña y evaluar la altura que compromete dicho colapso ( $y$ ) se procede del siguiente modo : se parte con  $y$  igual a 10 pies y se evalúan las fuerzas que actúan sobre la cuña; si la fuerza de presión hidrostática ( $F_w$ ) es superior a la suma de las fuerzas que mantienen la cuña ( $F_b + F_1$ ) se incrementa  $y$  en 2 pies, y se vuelven a calcular las fuerzas que actúan sobre la cuña, de lo contrario se supone que no ocurre dicho colapso. De producirse un colapso de cuña se incrementa en forma sucesiva la altura  $y$  en 2 pies hasta que la fuerza de presión hidrostática sea inferior a la suma de las fuerzas que mantienen la cuña en su lugar en cuyo caso la altura de colapso es igual a la altura  $y$  final menos 1 pie.

De producirse un colapso de cuña se calcula el nuevo ancho del coronamiento de la brecha y luego el vo-

lumen de material que colapsa empleando la siguiente expresión :

$$V = 0,5 y B (2 W_i + (Z_u + Z_d) y) \quad (3.112)$$

Cuando ocurre un colapso de cuña se supone que el proceso de erosión que afecta el canalón se detiene hasta que el volumen que ha colapsado es arrastrado hacia aguas abajo por el escurrimiento.

#### 3.3.4 Desprendimientos de Material

Como se ha visto pueden ocurrir desprendimientos o colapsos de partes que conforman la presa cuando ocurre la transición de orificio a canalón, cuando los bordes de la brecha cambian de inclinación o cuando ocurre un colapso en la forma de cuña en la base de la brecha.

Cuando se explicó el mecanismo de paso de orificio a canalón se dijo que el proceso de erosión se detiene hasta que es transportado el material que colapsa. Sin embargo, al revisar el programa se encontró que esto no ocurre así sino que el proceso de erosión continúa inmediatamente después de ocurrida dicha transición.

Cuando ocurre un desplome de los bordes de la brecha se determina en primer lugar el gasto sólido ( $Q_s$ ) empleando la ecuación de Smart (ec. 3.81) y luego la duración de la remoción del material que colapsa ( $t_c$ ) empleando para ello la siguiente expresión :

$$t_c = V_c / (3600 Q_s) \quad \text{[horas]} \quad (3.113)$$

En esta expresión  $V_c$  es el volumen del material que colapsa.

Durante este tiempo se detiene momentáneamente el proceso de erosión del lecho del canalón, para permitir que el material de desplome sea arrastrado hacia aguas abajo. Durante este proceso en cada intervalo de simulación ( $\Delta t$ ) el ángulo que forman los bordes de la brecha con la vertical aumentan en  $\Delta\alpha$ . Dicho incremento se calcula empleando la siguiente expresión :

$$\Delta\alpha = (\theta_{K-1} - \theta_K) (\Delta t + 1) / \Delta t_c \quad (3.114)$$

En el caso de un colapso de cuña el gasto sólido se determina con la siguiente ecuación :

$$Q_s = 17430 B (A/B)^{1.67} J^2 / D_{50}^{1.67} \quad (3.115)$$

En esta expresión B es el ancho superficial del escurrimiento en el canalón, A es el área de escurrimiento y J es la pendiente del fondo del canalón.

La duración de la remoción del material que colapsa se calcula en forma análoga al caso anterior con la ec. (3.113). Se supone que en cada intervalo de simulación ( $\Delta t$ ) el fondo de la brecha desciende una altura  $\Delta y$  hasta que al transcurrir un tiempo  $\Delta t_c$  el fondo de la brecha ha descendido una altura igual a y.

### 3.3.5 Determinación de los Niveles en el Embalse

Para determinar los niveles en el embalse se utiliza la siguiente expresión basada en la ecuación de continuidad :

$$\Delta H = \frac{0,0826 \Delta t}{S_a} (\bar{Q}_i - \bar{Q}_b - \bar{Q}_s - \bar{Q}_0) \quad (3.116)$$

En esta expresión  $\Delta H$  es la variación que experimenta el nivel del agua en el embalse en el tiempo  $\Delta t$ ;  $S_a$  es la superficie del embalse en el instante  $t + \Delta t$ ;  $\bar{Q}_i$  es el caudal medio afluente al embalse en  $\Delta t$ , determinado del hidrograma afluente;  $\bar{Q}_b$  es el caudal medio que sale por la brecha en  $\Delta t$ ;  $\bar{Q}_s$  es el caudal medio que sale por el vertedero de la presa en  $\Delta t$ , y  $\bar{Q}_0$  es el caudal medio que escurre sobre el coronamiento de la presa en  $\Delta t$ .

El caudal  $Q_0$  se determina empleando la siguiente expresión :

$$Q_0 = 3,1 L_0 (H - H_d)^{3/2} \quad (3.117)$$

En esta expresión  $L_0$  es la longitud del coronamiento de la brecha menos el ancho superficial del canalón.

Para determinar el caudal total que abandona la presa se suman los caudales por la brecha ( $Q_b$ ), por el vertedero ( $Q_s$ ), sobre la presa ( $Q_0$ ) y se agrega el caudal debido al agua almacenada en los poros de la presa ( $Q_f$ ) que se determina empleando la siguiente expresión :

$$Q_f = \frac{A_s P_0 P_r L}{3600 \Delta t} \quad (3.118)$$

En esta expresión  $A_s$  es el aumento de área del canalón debido a erosión o al desplome de los bordes de la brecha,  $P_0$  es la porosidad del material que conforma la presa,  $L$  es la longitud del canalón y  $P_r$  es la razón entre el volumen de poros saturado y el total que conforma la presa.

### 3.3.6 Determinación de las Propiedades del Material que Conforman la Presa

Como muestra la Fig. 3.4 la presa puede estar compuesta por un núcleo de propiedades diferentes a las de los espaldones de la presa.

El usuario del modelo debe especificar las propiedades de los materiales que componen la presa. A partir de dichas propiedades el modelo determina las propiedades globales de la presa mediante la siguiente expresión definida sobre una propiedad genérica  $P$  :

$$P = F_1 P_1 + (1 - F_1) P_2 \quad (3.119)$$

En esta expresión  $P_1$  es la propiedad de los taludes y  $P_2$  es la propiedad del núcleo. Por otra parte,  $F_1$  es la razón entre la longitud del canalón u orificio que se desarrolla sobre los espaldones de la presa y la longitud de dicho canalón u orificio.

La ec. (3.119) también es usada para determinar el coeficiente de rugosidad de Manning global de la presa dados los coeficientes de rugosidad de Manning de los espaldones y del núcleo. Estos pueden ser especificados por el usuario o calculados con la relación de Strickler :

$$n = 0,013 D_{50}^{0,167} \quad (D_{50} \text{ en mm}) \quad (3.120)$$

El usuario del modelo puede especificar también que el coeficiente de rugosidad de Manning sea calculado a través del diagrama de Moody, de la siguiente manera :

$$n = 0,0926 K \sqrt{y_n}^{0,167} \quad (3.121)$$

En esta expresión  $y_n$  es la altura normal y  $K$  es un parámetro que se calcula de la siguiente manera :

$$K = 0,113 x^{0,251} \quad \text{si } x < 0,005 \quad (3.122)$$

$$K = 0,03 + 1,4 (x - 0,005) \quad \text{si } x \geq 0,05 \quad (3.123)$$

Donde :

$$x = D_{50} / (305 y_n) \quad (3.124)$$

### 3.4 ANALISIS Y DISCUSION DE LA METODOLOGIA DE MAC DONALD Y LANGRIDGE-MONOPOLIS

El propósito de este trabajo fue desarrollar una metodología para estimar las características que tendría una brecha formada en una presa de tierra como consecuencia de su ruptura por piping u overtopping.

La metodología está basada en el estudio de 42 presas falladas, que fueron clasificadas por los autores en presas de tierra (earthfill) y presas de otros tipos (non-earthfill). Del total considerado, 30 fueron clasificadas como "de tierra", debido a que estaban compuestas por material relativamente fino y uniforme. Las 12 restantes fueron clasificadas como "de otro tipo" pues correspondían a presas de enrocado, presas con revestimientos protectores de hormigón, etc.

Las alturas de las presas consideradas varían entre 93 y 4 m, pero la mayoría de ellas tenía una altura inferior a 30 m. Por otra parte, 15 fallaron por overtopping, 24 debido a filtraciones y las restantes por causas desconocidas.

Para desarrollar la metodología los autores analizaron las características de las presas y el tamaño de los embalses e investigaron las propiedades que presentaron las crecidas generadas y las características que presentaron las brechas, obteniendo correlaciones gráficas entre variables relacionadas con dichos parámetros. La metodología desarrollada se basa en el empleo de 3 gráficos que permiten estimar respectivamente : el tamaño final de la



brecha, su tiempo de formación y el caudal máximo del hidrograma de ruptura.

Para utilizar la metodología es necesario proceder de la siguiente manera :

1. En primer lugar debe clasificarse la presa cuya falla se desea analizar, atendiendo a los materiales que la conforman.
2. Si se desea estudiar una falla por overtopping debe suponerse que el nivel del agua en el embalse coincide con la cota de coronamiento de la presa, pero si la falla se produce por otra causa debe suponerse que dicho nivel coincide con la cota de la cresta del vertedero o que corresponda al nivel máximo normal en el embalse.
3. Se debe determinar el volumen de agua que fluye por la brecha ( $V_w$ ) del siguiente modo :
  - Si la falla es por overtopping,  $V_w$  es igual al cambio en el volumen embalsado inicialmente más el volumen aportado por la crecida afluyente desde el inicio del proceso de rompimiento de la presa hasta que el nivel de las aguas en el embalse alcanza el fondo de la brecha.
  - Para otro tipo de falla  $V_w$  es igual al cambio en el volumen embalsado inicialmente. Usualmente se supone que  $V_w$  es igual al volumen embalsado.
4. Se debe determinar la diferencia entre el nivel máximo en el embalse y la elevación final de la brecha (h). Es-

to se logra suponiendo un valor para la elevación final que alcanzará la base de la brecha el que luego debe ser comprobado. Generalmente se supone que el fondo de la brecha alcanza la base de la presa.

5. Se calcula el factor de formación de la brecha (BFF) como el producto del volumen de agua que fluye por la brecha ( $V_w$ ) y la diferencia entre el nivel máximo en el embalse y la elevación final de la brecha ( $h$ ) ( $BFF = V_w \times h$ ).
6. Calculado BFF y dado el tipo de presa, se determina el volumen de material removido durante la formación de la brecha ( $V_w$ ) empleando el gráfico de la Fig. 3.8.
7. Determinado  $V_m$ , conociendo la geometría de la presa y suponiendo que la brecha tiene sus lados de talud 1:2 (H:V) y que mantiene un ancho basal igual a cero mientras su fondo no alcance la base de la presa, se calcula la elevación del fondo de la brecha y si ésta es igual a la cota de la base de la presa, se determina el ancho basal de la brecha.
8. De no ser necesario corregir  $h$  se emplea el gráfico de la Fig. 3.9 para estimar el tiempo de formación de la brecha (sólo para presas clasificadas como earthfill).
9. Con el gráfico de la Fig. 3.10 se estima, para una presa clasificada como earthfill con la curva de mejor ajuste (curva de la izquierda) o con la curva envolvente (curva de la derecha), el caudal máximo que presentaría el hidrograma de ruptura.

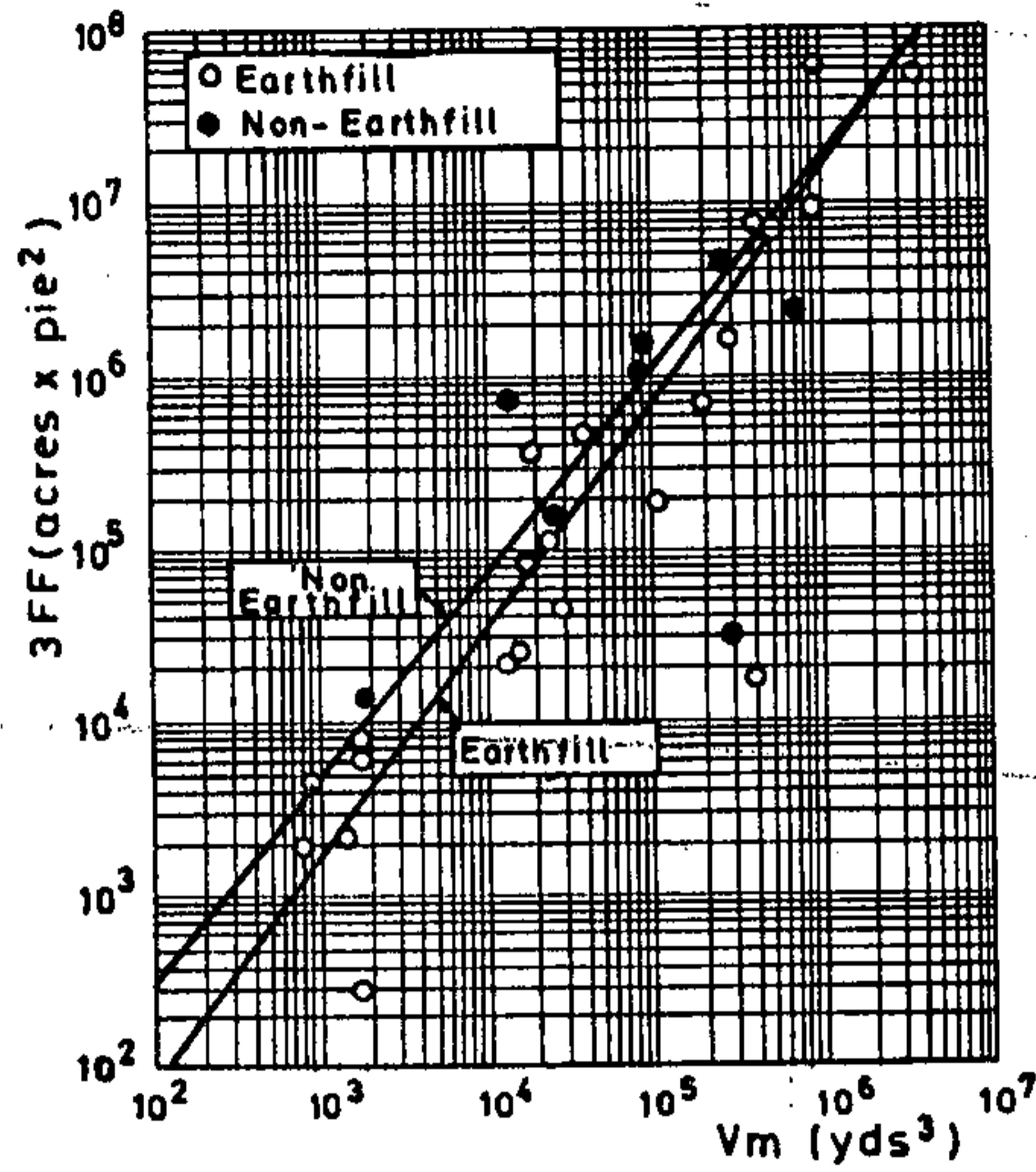


FIG. 3.8 GRAFICO N°1 METODOLOGIA DE MAC DONALD ET AL

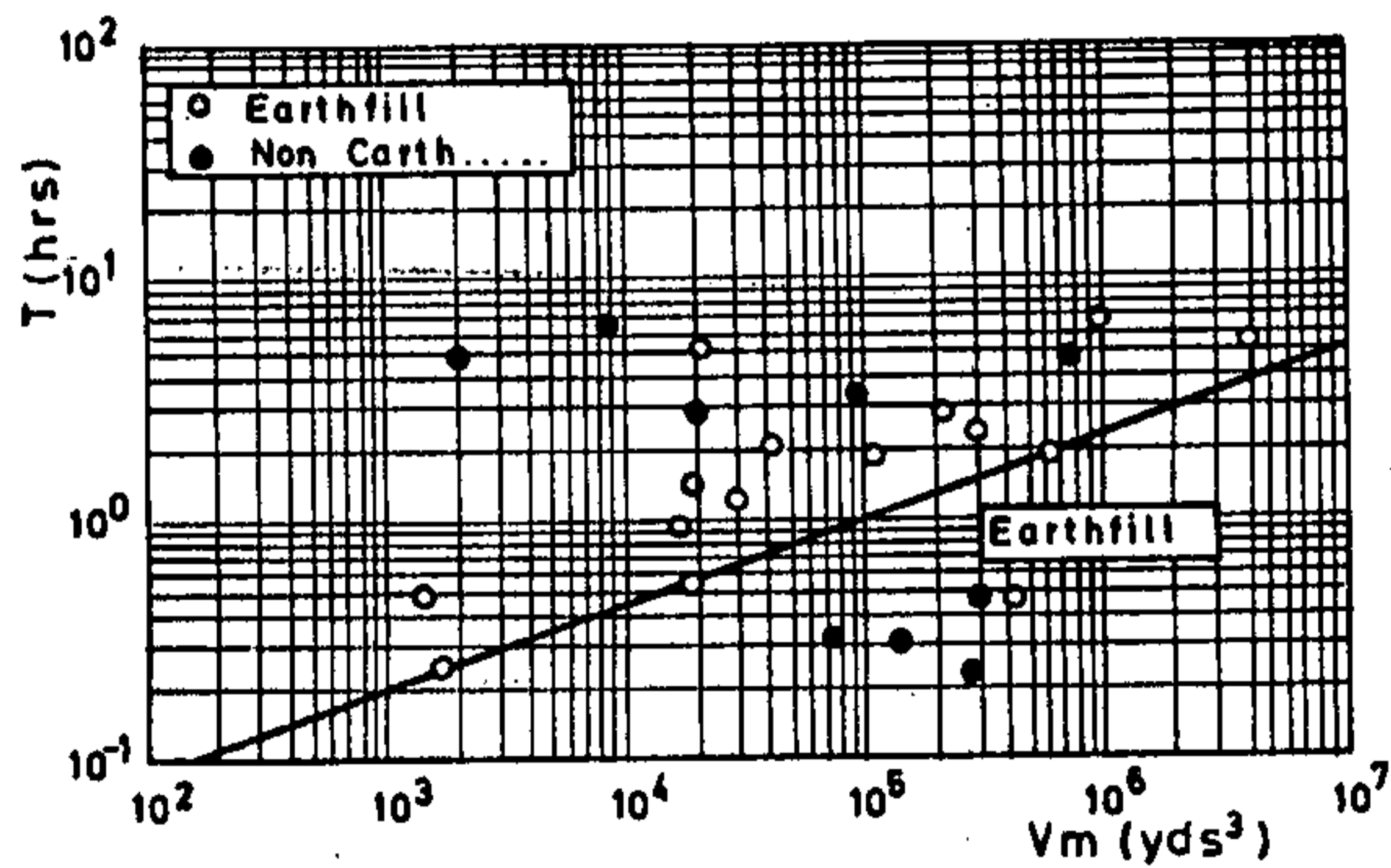


FIG. 3.9 GRAFICO N°2 METODOLOGIA DE MAC DONALD ET AL

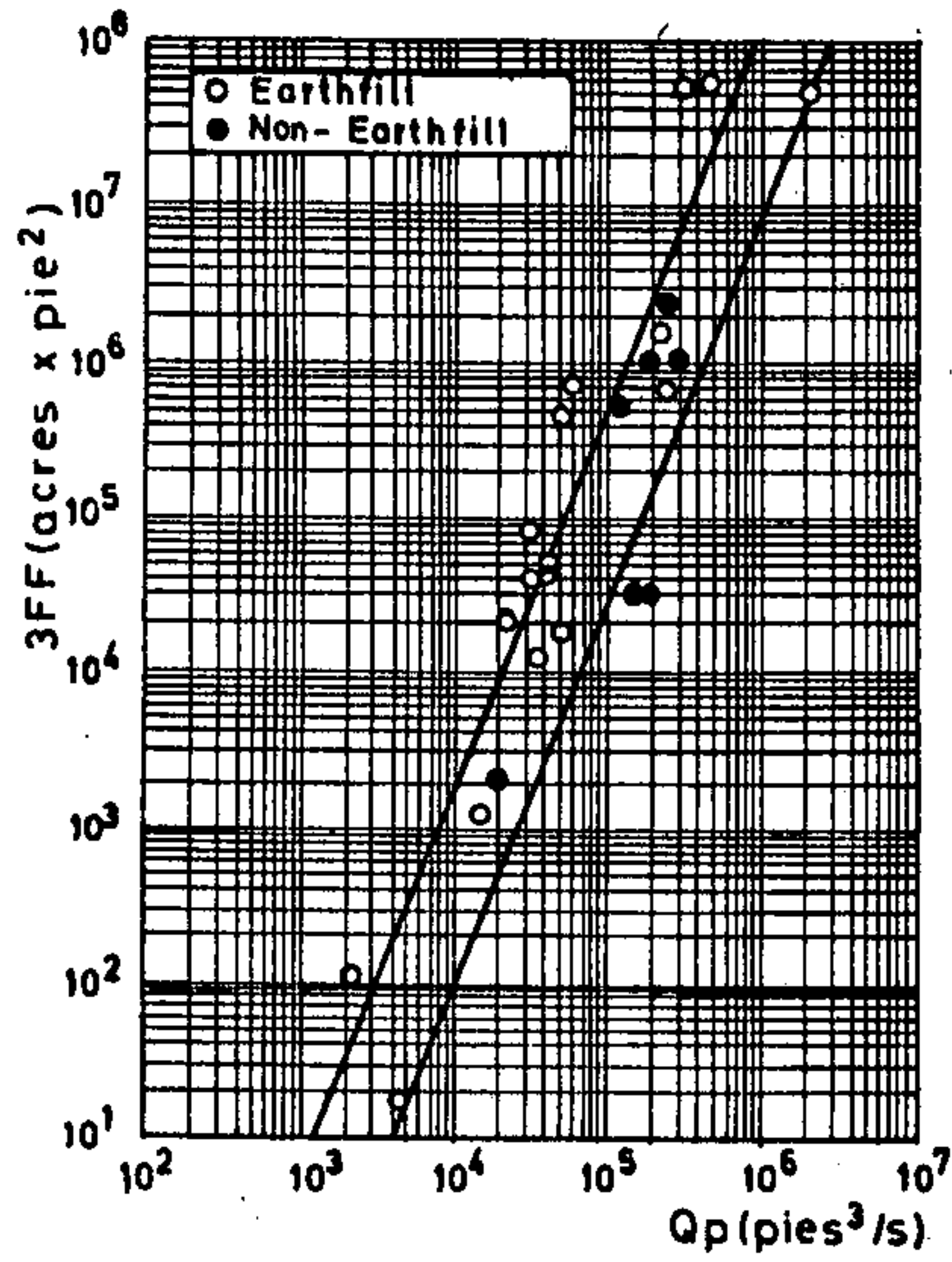


FIG.3.10 GRAFICO N°3 METODOLOGIA DE MAC DONALD ET AL

### 3.5 RECOMENDACIONES PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DE LA BRECHA

En la literatura especializada se encuentran algunas recomendaciones para definir el tamaño y en algunos casos el tiempo de formación de la brecha que se produciría en una presa de tierra como consecuencia de su ruptura.

#### 3.5.1 Recomendación de Houston (1984)

En presas de tierra adecuadamente construidas se puede considerar que el fondo de la brecha alcanza siempre a la base de la presa; su ancho basal es igual a la altura de la presa y sus lados tienen un talud igual a 1:1 (H:V).

#### 3.5.2 Recomendación de Fread (1984)

El fondo de la brecha por lo general alcanza la base de la presa. La brecha tendrá un ancho medio comprendido entre 1 y 3 veces la altura de la presa con un talud de sus lados comprendido entre 0:1 (H:V) y 2:1 (H:V); el tiempo de formación puede variar de algunos minutos a algunas horas, dependiendo de las características de la presa.

#### 3.5.3 Recomendación de Singh y Snorrason (1984)

Cuando una presa falla por overtopping la carga sobre la presa antes que se inicie la formación de la

brecha está comprendida entre 0,15 m y 0,61 m. El fondo de la brecha alcanza siempre la base de la presa y tiene un ancho medio comprendido entre 2 y 4 veces la altura de la presa. El tiempo de formación varía entre 0,25 horas y 1,0 hora.

### 3.6 FORMULAS PARA DETERMINAR EL CAUDAL MAXIMO DEL HIDROGRAMA DE RUPTURA

En la revisión bibliográfica realizada se encontró una fórmula que permite determinar el caudal máximo que presenta la crecida resultante de la ruptura de una presa. Tal fórmula fue desarrollada, según la referencia (Fread (1981)), por Wetmore y Fread. Corresponde a la siguiente :

$$Q_p = 3,1 B C^3 / (T + C/\sqrt{H})^3 \quad (3.125)$$

$$C = 23,4 S_a / B \quad (3.126)$$

En estas expresiones  $Q_p$  es el caudal máximo medido en (pies<sup>3</sup>/s), T es el tiempo de formación de la brecha medido en (horas), H es la altura de la presa medida en (pies), B es el ancho medio de la brecha medido en (pies) y  $S_a$  es la superficie del embalse correspondiente a la cota de coronamiento de la presa medida en (acres).

### 3.7 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES DEL CAPITULO

Se presentan en este punto los principales comentarios y conclusiones que se desprenden de la revisión de los modelos DAMBRK y BREACH y de la metodología de Mac Donald et al.

#### 3.7.1 Acerca del Modelo DAMBRK

1. El procedimiento que emplea para generar el hidrograma de ruptura tiene el inconveniente de requerir de estimaciones acerca de las características de la brecha, lo cual implica la existencia de una gran incertidumbre en la determinación de tal hidrograma. Sin embargo, permite efectuar de manera fácil y rápida un análisis de sensibilidad con respecto a cómo influyen las características de la brecha en las propiedades que presenta el hidrograma.
2. Al incorporar un rastreo hidráulico el modelo, requiere utilizar sólo el coeficiente de rugosidad de Manning sobre el cual puede efectuarse además un análisis de sensibilidad.
3. Debido al gran número de opciones que presenta el modelo de rastreo es posible simular varios fenómenos, como por ejemplo mermas de aguas que en algunos casos pueden ser importantes. Sin embargo, tales opciones lo convierten en un programa computacional que requiere una gran capacidad de memoria y es relativamente complejo de operar. Por otra parte, algunas de las opciones que ofrece no son compatibles con el grado de precisión con que se

puede generar el hidrograma, con la simulación del fenómeno de propagación y con la realidad chilena.

4. Con este modelo no se pueden estimar los cambios que experimentarán las secciones topográficas como consecuencias del paso de la crecida.
5. El modelo permite al usuario especificar el tipo de régimen hidráulico que se producirá como consecuencia del paso de la crecida, pero dicho régimen tiene que mantenerse durante toda la simulación.
6. Al emplear las ecuaciones de Saint-Venant en la forma de ecuaciones de conservación, el modelo no presenta inconvenientes, al menos en teoría, para tratar aquellas situaciones en las que se forman ondas de frente vertical, pero al usuario del modelo le será difícil saber si tales ondas se producen o no.

### 3.7.2 Acerca del Modelo BREACH

1. La principal ventaja de este modelo es que genera el hidrograma de ruptura conociendo sólo las características geométricas de la presa, aquellas del embalse y las de los materiales que conforman la presa.
2. La principal limitación de este modelo es que se desconoce la validez de las hipótesis y ecuaciones en las que se basa, fundamentalmente debido al desconocimiento actual de la mecánica de formación de la brecha en una presa de tierra.



3. Por otra parte, juega en contra la confiabilidad del modelo el que se incorpore demasiado detalle en la cuantificación de algunos aspectos cuando la validez de las hipótesis y ecuaciones sobre las que se fundamenta el modelo es dudosa.

### 3.7.3 Acerca de la Metodología de Mac Donald et al

1. La principal ventaja de esta metodología es que permite estimar en forma fácil y rápida las características de la brecha que se forma en una presa de tierra como consecuencia de su ruptura.
2. Las principales limitaciones de la metodología provienen del pequeño número de presas consideradas en el estudio y de la gran dispersión que presentan los puntos con respecto a las curvas ajustadas. Por este motivo, esta metodología sólo puede considerarse como una guía para la selección de las características de la brecha que se formaría en una presa dada.

**CAPITULO 4**

**APLICACION DE LOS MODELOS A ALGUNAS PRESAS  
DE TIERRA CHILENAS**

#### **4.1 PROPOSITO Y ALCANCE DE LAS APLICACIONES**

En este capítulo se muestran y discuten los resultados obtenidos en las aplicaciones de los modelos descritos en el Capítulo 3 para estudiar la generación y propagación de crecidas originadas por la ruptura de presas de tierra.

En dichas aplicaciones se pretendió, más que solucionar o dar respuesta a problemas específicos, ilustrar aspectos tales como: información que requieren los modelos; incidencia que tiene la selección de la información básica en los resultados obtenidos; potencialidad de los modelos, fundamentalmente en lo que se refiere al manejo de situaciones complejas; limitaciones que presentan ellos, etc.

En la interpretación de los resultados de cada aplicación debe quedar en claro que los fenómenos que aquí se estudian si bien provocan grandes catástrofes, tienen asociadas bajísimas probabilidades de ocurrencia.

#### **4.2 CRITERIOS DE SELECCION DE LAS APLICACIONES Y DESCRIPCION DE LOS CASOS ESTUDIADOS**

Para seleccionar los casos que fueron estudiados se consideró : el tamaño de las obras y las longitudes de los valles por donde se propagará la crecida; la disponibilidad de información, tanto de la presa como del valle y la posible importancia práctica de los casos estudiados. También se consideró que los casos estudiados fueran diferentes en el sentido que en cada uno de ellos

se enfrenten problemas nuevos y que por lo tanto permitan aplicar una gran variedad de opciones de los modelos.

Atendiendo a las razones recién expuestas, se eligió en primer lugar el estudio de la ruptura de la ataguía Convento Viejo, porque se disponía de antecedentes proporcionados por la Dirección de Riego con respecto a la presa y al valle que se desarrolla aguas abajo de ella, por tratarse de una estructura pequeña y debido a que crecidas de períodos de retorno relativamente bajos podrían producir la superación de la cota de coronamiento de la presa. En segundo lugar, se eligió el estudio de la ruptura de la presa principal del embalse Colbún, por tratarse de una de las mayores obras de este tipo en Chile, por la importancia del valle que se desarrolla aguas abajo y por la longitud del tramo comprendido entre la presa y la desembocadura del río al norte de la ciudad de Constitución. Finalmente, se eligió al sistema formado por los embalses Cogotí y La Paloma, debido a que la crecida que produciría la ruptura de la presa del embalse Cogotí podría llegar al embalse La Paloma causando su ruptura. Además esta aplicación tiene interés por la proximidad de la ciudad de Ovalle al embalse La Paloma.

En la Fig. 4.1 se muestra un esquema comparativo de las 3 presas estudiadas:

#### **4.3 APLICACION A LA ATAGUIA CONVENTO VIEJO.**

La ataguía Convento Viejo está ubicada en la VI Región, cerca del pueblo Chimbarongo y a aproximadamente 8 kms. al oeste de la carretera Panamericana Sur.

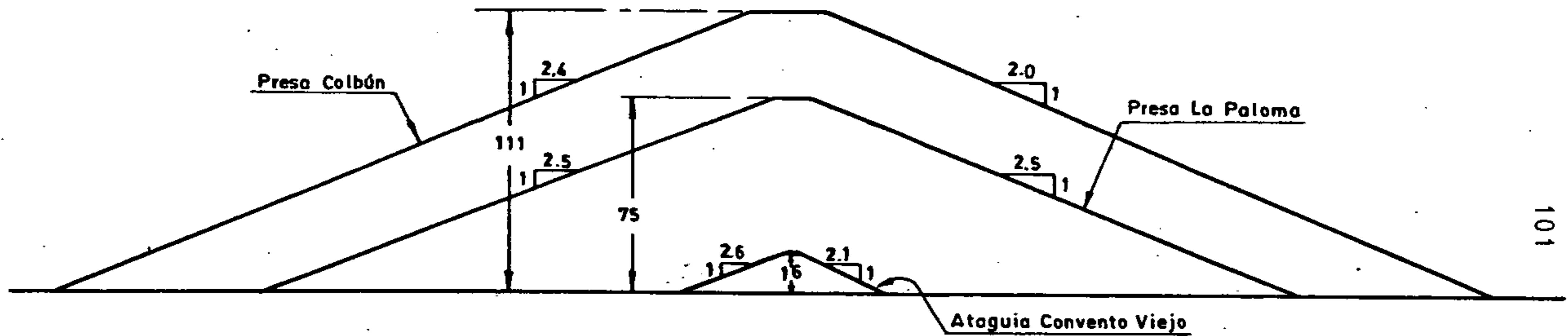


FIG. 4.1 ESQUEMA COMPARATIVO DE LAS PRESAS CUYA FALLA SE ANALIZA

Se construyó como obra temporal de embalse para la construcción de la presa Convento Viejo, la que regularía los recursos del estero Chimbarongo y otros provenientes del río Teno transvasados mediante el canal Teno-Chimbarongo.

Debido a que la atagüa es una obra temporal no es muy segura, cosa que quedó demostrada en las crecidas de los años 1977 y 1978, y particularmente el año 1982 en el que el agua llegó a aproximadamente 80 cms. de la cota actual de coronamiento (257,5 m.s.n.m.). Atendiendo a estas razones, la Dirección de Riego en el año 1986 abrió un canalón de alivio a través del muro.

En la Fig. 4.2 se muestra un plano de ubicación general de las obras.

#### **4.3.1 Antecedentes Requeridos para la Aplicación de los Modelos**

##### **4.3.1.1 Características de la Atagüa**

La atagüa corresponde a un muro conformado por dos tipos de materiales: un núcleo central de arcilla y espaldones de gravas arenosas. Fue construida en dos etapas siendo su cota de coronamiento final igual a 257,5 m.s.n.m.

La cota de la base de la atagüa corresponde a 241,5 m.s.n.m.: su coronamiento tiene una longitud de 560 m. y un ancho de 5m.; sus taludes son: aguas arriba 2,6:1 (H:V) y aguas abajo 2,1:1 (H:V). Por otra parte, el

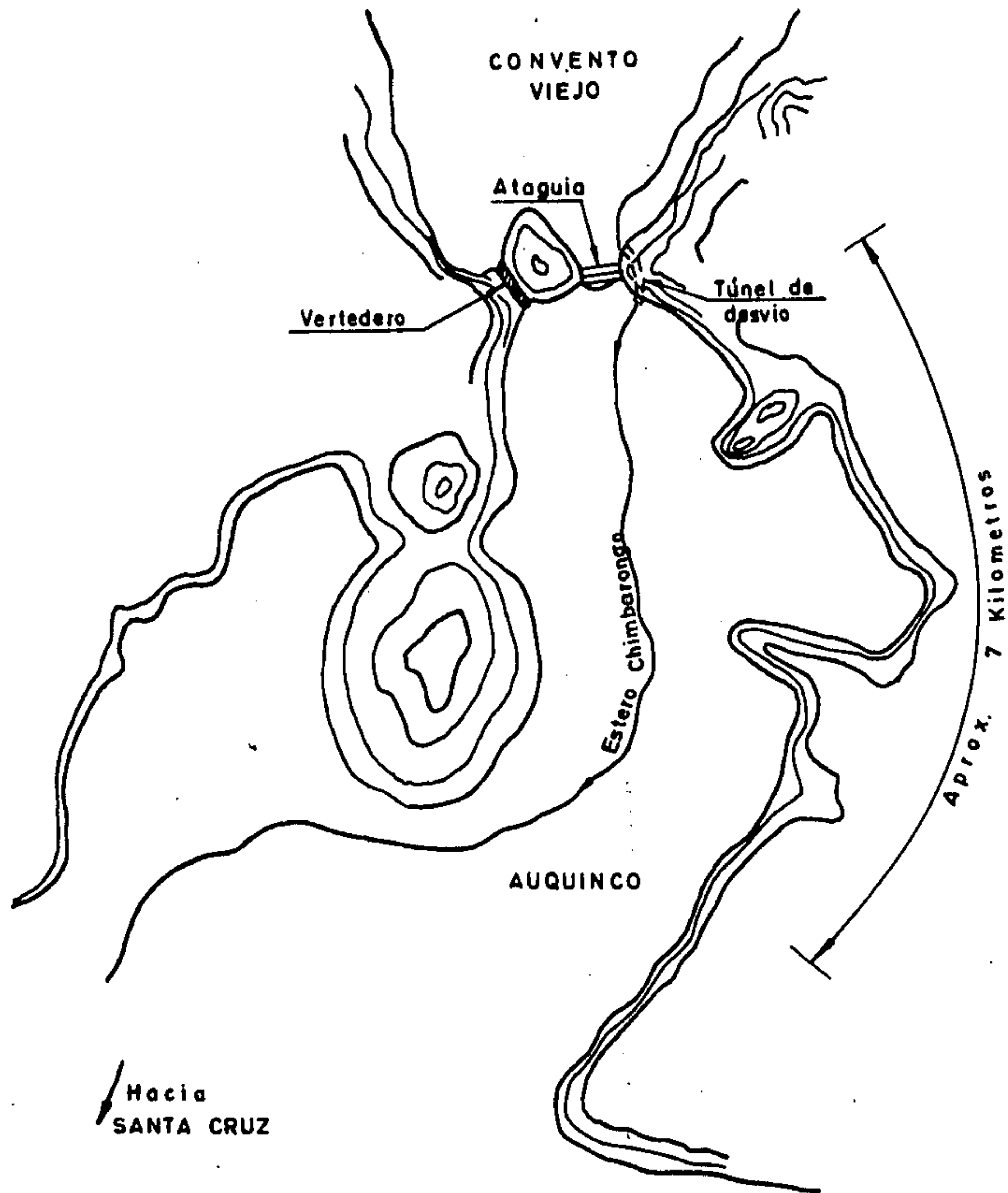


FIG. 4.2 PLANO DE UBICACION GENERAL DE LAS OBRAS

ancho del núcleo en la base es igual a 15 m. y las características de los materiales que conforman el muro, proporcionados por la Dirección de Riego, son:

- Para el relleno permeable  
 Diámetro 50% (D50) = 21,8 mm.  
 Peso Específico Global (  $\gamma$  ) = 2,24 ton/m<sup>3</sup>  
 Porosidad (n) = 0,38
- Para el relleno impermeable  
 Diámetro (D50) = 0,074 mm.  
 Peso Específico Global (  $\gamma$  ) = 1,61 ton/m<sup>3</sup>  
 Porosidad (n) = 0,39

Para el ángulo de fricción interna y la cohesión, al no disponer de antecedentes se supuso:

- Para el relleno permeable  
 Angulo de fricción interna (  $\phi$  ) = 34° - 42°  
 Coef. de cohesión (c) = 0 ton/m<sup>2</sup>
- Para el relleno impermeable  
 Angulo de fricción interna (  $\phi$  ) = 0°  
 Coef. de cohesión (c) = 2-7 ton/m<sup>2</sup>

Por otra parte, al no disponerse de información sobre la distribución granulométrica de los materiales, se supuso para ambos  $D90/D30 = 10,0$ , siguiendo las recomendaciones dadas por Fread.



#### 4.3.1.2 Características del Embalse

Para efectuar un rastreo volumétrico en el embalse se requiere conocer: el nivel inicial del agua en el embalse, su longitud y la curva de embalse en tanto, para realizar un rastreo hidráulico se requieren: coeficientes de rugosidad de Manning y perfiles en la zona del embalse.

En la tabla 4.1 se presenta la Curva de Embalse y otras características de él.

**TABLA 4.1**  
**CURVA DE EMBALSE Y OTRAS CARACTERISTICAS**

Cota	Volumen
m	$\times 10^3 \text{ m}^3$
242,0	0,0
244,0	180,6
246,0	750,0
248,0	2446,0
250,0	4962,1
252,0	8828,9
254,0	15409,4
256,0	27501,4
257,0	35575,8
258,0	45132,9
long. del embalse	4360 m.

En las tablas 4.2 y 4.3 se presentan los antecedentes relativos a los perfiles transversales en la zona del embalse. Dichos perfiles fueron obtenidos de planos a escala 1:10.000 con curvas de nivel cada 2,5 m. en forma aproximadamente perpendicular al escurrimiento que se verificaría al producirse el vaciado del embalse.

**TABLA 4.2**  
**PERFILES DE EMBALSE**

Perfil	Distancia a la Atagüa
N <sup>o</sup>	m
1	0
2	100
3	320
4	820
5	1640
6	2700
7	3860

TABLA 4.3  
DESCRIPCION PERFILES EMBALSE

Perfil N <sup>o</sup>	Pará- metros	Valor de los Parámetros						
		m						
1	Z	241,9	242,0	250,0	252,5	260,0	-	-
	l	0,0	300,0	460,0	610,0	660,0	-	-
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-
2	Z	242,0	242,5	250,0	260,0	-	-	-
	l	0,0	260,0	580,0	665,0	-	-	-
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-
3	Z	242,0	242,5	244,0	244,5	248,0	250,0	260,0
	l	0,0	140,0	235,0	515,0	837,0	885,0	990,0
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	Z	245,9	246,0	250,0	252,5	260,0	-	-
	l	0,0	370,0	540,0	656,0	735,0	-	-
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	Z	246,4	246,5	250,0	255,0	256,5	257,5	260,0
	l	0,0	55,0	550,0	2010,0	3125,0	3135,0	3155,0
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1220,0	1320,0
6	Z	250,0	250,0	252,0	252,5	255,0	257,5	260,0
	l	0,0	30,0	694,0	1250,0	1920,0	2630,0	2940,0
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	Z	255,0	255,5	257,0	257,5	260,0	-	-
	l	0,0	180,0	1300,0	2360,0	2930,0	-	-
	la	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-

l : ancho superficial correspondiente a la parte activa del escurrimiento.

la : ancho superficial correspondiente a la zona de almacenamiento transitorio.

Z : cota.

El coeficiente de rugosidad de Manning en la zona del embalse se estimó en 0,040 atendiendo a las características generales que presenta la zona de inundación, según las apreciaciones de una visita efectuada a terreno el 14 de Mayo de 1986.

#### 4.3.1.3 Características de las Obras Anexas

Las obras anexas de la atagüa la constituyen un túnel de desviación y un vertedero de emergencia. En las tablas 4.4 y 4.5 se muestran las curvas de descarga de estas obras.

**TABLA 4.4**  
**CURVA DE DESCARGA DEL TUNEL**

Z	Q
m	m <sup>3</sup> /s
242,46	46,5
248,8	222,6
250,0	266,5
252,0	301,8
254,0	333,6
256,0	367,9
257,0	382,8
257,5	390,0

**TABLA 4.5**  
**CURVA DE DESCARGA DEL VERTEDERO**

Z	Q
m	m <sup>3</sup> /s
254,04	0,0
255,0	33,0
255,5	86,1
256,0	153,1
256,5	226,1
257,0	319,3
257,5	430,0

#### 4.3.1.4 Antecedentes Hidrológicos

El canal Teno-Chimbarongo tiene una capacidad nominal de 65 m<sup>3</sup>/s, pero a lo largo de sus 13,6 kms. se incrementa su caudal hasta alcanzar aproximadamente 70 m<sup>3</sup>/s.

El estero Chimbarongo, cuyo régimen hidrológico es pluvial, presenta un caudal medio del orden de 21 m<sup>3</sup>/s e importantes crecidas en invierno.

En la tabla 4.6 se muestran los hidrogramas seleccionados en el presente estudio que corresponde a precipitaciones de 48 horas de duración con intensidades más altas al empezar el temporal. Dicha selección se hizo debido a que este tipo de hidrogramas origina mayores volúmenes de precipitación y mayores caudales máximos.

Estos antecedentes fueron obtenidos de los estudios realizados por INAI.

**TABLA 4.6**  
**CRECIDAS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO**

T	Tr=1/50	Tr=1/100	Tr=1/500
	Q	Q	Q
hrs	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
0	115	130	145
4	147	168	198
8	253	293	368
12	446	517	666
16	680	785	1011
20	903	1034	1326
24	1071	1221	1557
28	1152	1310	1664
32	1131	1286	1635
36	1008	1149	1464
40	820	938	1200
44	622	712	912
48	457	525	671
52	336	386	492
56	252	291	368
60	202	233	293
64	176	203	254
68	168	193	241

#### 4.3.1.5 Antecedentes sobre el Cauce de Propagación de la Crecida

Inmediatamente aguas abajo de la atagüa se desarrolla un valle angosto de 1 a 2 km. de ancho y aproximadamente 7 km. de longitud, el cual se abre aguas abajo formando un ensanche en el lado izquierdo de 5 km. que se prolonga 2 km., en donde existe terrenos agrícolas. Cabe agregar que esta zona se encuentra más baja que el valle principal por lo que en caso de una crecida de gran magnitud puede llegar a constituir una zona de almacenamiento de agua.

El tramo angosto del valle se encuentra surcado por una red caminera y algunos canales de riego. En él se distinguen dos zonas: una de gran vegetación que es por donde se desarrolla el estero Chimbarongo, y otra fundamentalmente compuesta de terrenos de cultivo que se ubica a ambos lados de la primera.

La pendiente del valle es aproximadamente igual a 3,4%. Fue obtenida considerando los puntos de menor cota de los 15 perfiles tomados para describir el valle.

Para el valle considerado el coeficiente de rugosidad de Manning se eligió en base a los antecedentes obtenidos de la visita a terreno y al análisis de fotografías aéreas del sector.

Los coeficientes de rugosidad adoptados fueron los que se indican:

- Para la porción central del valle: 0,100 se consideró además que dicho coeficiente no sería menor a 0,090 ni superior a 0,150.
- Para la zona de cultivos del valle: 0,040, que corresponde al valor medio para planicies de inundación con cultivos crecidos y plantación a campo traviesa.

Sobre la base de los anteriores coeficientes y la fórmula de Einstein se determinaron coeficientes de rugosidad compuestos del valle para los distintos tramos definidos por perfiles sucesivos, en función de la cota del agua. En la tabla 4.7 se presentan los resultados para los tramos 1 al 14 definidos por los perfiles 1 al 15, numerados en orden correlativo a la dirección de aguas abajo. Las elevaciones corresponden a aquellas del perfil de aguas arriba del tramo.

**TABLA 4.7**  
**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD PARA CADA TRAMO**  
**EN FUNCION DE LAS ELEVACIONES DEL AGUA**

Tramo N <sup>o</sup>	Perfiles n <sup>o</sup> s	Elevaciones					
		Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
1	1-2	0,100	0,088	0,076	0,074	0,072	0,071
2	2-3	0,100	0,097	0,081	0,062	0,060	0,060
3	3-4	0,100	0,100	0,076	0,057	0,056	0,056
4	4-5	0,100	0,100	0,088	0,065	0,060	0,060
5	5-6	0,100	0,096	0,076	0,069	0,068	0,068
6	6-7	0,100	0,091	0,085	0,076	0,076	0,075

cont.



**TABLA 4.7**  
**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD PARA CADA TRAMO**  
**EN FUNCION DE LAS ELEVACIONES DEL AGUA**

Tramo	Perfiles	Elevaciones					
N <sup>o</sup>	n <sup>o</sup> s	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
7	7-8	0,100	0,090	0,080	0,078	0,077	0,077
8	8-9	0,100	0,094	0,076	0,075	0,074	0,073
9	9-10	0,100	0,085	0,070	0,068	0,068	0,068
10	10-11	0,100	0,085	0,068	0,065	0,065	0,065
11	11-12	0,100	0,100	0,069	0,068	0,067	0,067
12	12-13	0,100	0,089	0,070	0,069	0,068	0,068
13	13-14	0,100	0,086	0,073	0,069	0,068	0,067
14	14-15	0,100	0,083	0,068	0,066	0,064	0,064

En la tabla 4.8 se muestra la ubicación de los 15 perfiles usados para describir el valle. Al igual que en el caso de la zona de embalse, dichos perfiles fueron obtenidos de planos escala 1:10000 con curvas de nivel cada 2,5 m. En dicha tabla se ha incluido la distancia acumulada y la cota del punto más bajo de cada perfil.

**TABLA 4.8**  
**PERFILES DEL VALLE**

Perfil	Distancia Acumulada	Cota punto más bajo
n <sup>o</sup>	m	m
1	0	241,7
2	235	241,2
3	455	239,7
4	925	237,2
5	1475	237,2
6	1935	234,7
7	3005	232,2
8	3305	230,7
9	3635	229,7
10	4145	227,2
11	4735	224,7
12	5085	224,7
13	5395	222,2
14	6015	219,7
15	6705	219,7

En el valle en que se tomaron perfiles existe una depresión que originará una zona de almacenamiento, la cual desde el punto de vista del modelo representará una merma de agua. Su volumen se ha estimado que es del orden de 520.000 m<sup>3</sup>.

Finalmente, para completar los antecedentes hidráulicos del cauce, es necesario señalar que se ha considerado que entre los perfiles: 1 y 2; 2 y 3; 5 y 6,

y, 8 y 9 existen importantes expansiones, por lo cual en dichos tramos existirán pérdidas de carga singulares cuantificables con la expresión que para tales pérdidas presenta el modelo DAMBRK.

#### 4.3.2 Condiciones de Aplicación de los Modelos

En esta sección se explica cómo se llevó a cabo el estudio de la generación y propagación de crecidas originadas por la ruptura de la atagüa Convento Viejo y qué hipótesis se introdujeron para ello.

En primer lugar se calculó el hidrograma que resultaría de la ruptura de la atagüa Convento Viejo ocasionada por la superación de la cota de coronamiento (overtopping), mediante la utilización de la metodología de Mac Donald et al. (1984) y los modelos DAMBRK y BREACH.

Para estudiar este fenómeno se introdujo al embalse la crecida de período de retorno 100 años y se supuso que el proceso de formación de la brecha se inicia cuando el agua alcanza la cota de coronamiento del muro.

Las características de la brecha de ruptura se estimaron mediante la metodología de Mac Donald et al. y el hidrograma correspondiente se obtuvo operando el modelo DAMBRK, con la opción de rastreo volumétrico. Además, se efectuó un análisis de sensibilidad variando el ancho basal de la brecha, su tiempo de formación, el hidrograma afluente al embalse y la carga sobre el muro antes del inicio del proceso de formación de la brecha. También se cambió la opción de rastreo volumétrico en el

embalse por una de rastreo hidráulico.

Después de efectuado el análisis de sensibilidad se utilizó el modelo BREACH para generar el hidrograma de ruptura, realizándose otro análisis de sensibilidad con respecto a parámetros de este modelo, variando el ángulo de fricción interna y la cohesión de los materiales que componen la ataguía.

Para finalizar el estudio de la generación del hidrograma de ruptura, se utilizó la fórmula de Wetmore y Fread (1981) para determinar el caudal máximo de dicho hidrograma, empleando en la fórmula las características de la brecha que se determina empleando la metodología de Mac Donal et al.

La segunda parte del estudio consistió en calcular la propagación de uno de los hidrogramas generados en la primera parte, utilizando el modelo DAMBRK. Para ello se supuso la existencia de escurrimiento subcrítico en todo el tramo estudiado, usando como condición de borde aguas abajo niveles de escurrimiento normal.

Para la operación del modelo se emplearon los siguientes parámetros y/u opciones:

- Existencia de pérdidas de carga singulares cuantificables usando un coeficiente igual a -0,5.
- Coeficientes de rugosidad de Manning de la tabla 4.7.
- Existencia de zonas de almacenamiento transitorio

en algunos perfiles topográficos.

Por otra parte, no se consideraron mermas de agua debido a que el volumen de agua que quedaría almacenada en la depresión existente en el cauce de inundación es insignificante comparado con el volumen de agua de la crecida. Además, debido a los problemas de convergencia que se tuvieron al usar como modelo hidráulico a aquel que permite considerar para los cauces de inundación y principal coeficientes de conducción hidráulicos diferentes, no fue empleado este modelo.

Para completar el estudio de la propagación de la crecida, se efectuó un análisis de sensibilidad con respecto a los parámetros y opciones que en ella se utilizaron, tales como los coeficientes de rugosidad de Manning, la consideración de zonas de almacenamiento transitorio y pérdidas de carga singulares, etc.

Finalmente se investigó el comportamiento del embalse cuando la ataguía se encuentra atravesada por el canalón de alivio construido el año 1986. Para ello se supuso que al escurrir agua a través de dicho canalón, éste adoptaría un ancho basal de 14 m. y que sus lados tendrían un ángulo de reposo igual al ángulo de fricción interno del material que compone la presa supuesto igual a  $38^{\circ}$ .

Es importante señalar que lo último pudo realizarse empleando el modelo DAMBRK, debido a que el embalse está inicialmente vacío y que por lo tanto puede suponerse que el tiempo de formación del canalón es lo suficientemente pequeño como para que se complete su

formación antes que el nivel en el embalse aumente significativamente.

#### 4.3.3 Presentación, Análisis y Discusión de los Resultados

##### 4.3.3.1 Resultados obtenidos con la Metodología de Mac Donald et al. (1984)

Al aplicar esta metodología suponiendo que el volumen de agua descargado a través de la brecha corresponde al volumen embalsado para la cota de coronamiento de la atagüa, se obtienen los siguientes resultados:

- Ancho basal de la brecha : 36,8 m.
- Tiempo de formación : 0,75 hrs.

Cuando se utiliza el modelo DAMBRK con la brecha recién calculada, se obtiene un hidrograma de un volumen igual a  $5.635.532 \text{ m}^3$ . Al considerar que éste es el volumen de agua que fluye a través de la brecha, se obtiene con la metodología de Mac Donald et al. la siguiente brecha:

- Ancho basal : 40 m.
- Tiempo de formación : 0,8 hrs.

Por otra parte, con la misma metodología, se obtienen los siguientes caudales máximos:

- De la curva de mejor ajuste :  $2100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- De la curva envolvente : 7400 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.3.3.2 Resultados Obtenidos con el Modelo DAMBRK

En las tablas 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12 se muestran los resultados obtenidos con el modelo DAMBRK en la generación del hidrograma de ruptura considerado como situación base: rastreo volumétrico en el embalse; crecida afluente de períodos de retorno 100 años; iniciación de la formación de la brecha cuando el agua alcanza la cota de coronamiento; brecha de Mac Donald et al.

**TABLA 4.9**  
**VARIACION DEL CAUDAL MAXIMO**  
**EN FUNCION DEL TAMAÑO DE LA BRECHA**

Base	Qp
m	m <sup>3</sup> /s
40	5400
60	7200
80	9000

Qp : caudal máximo del hidrograma de ruptura.

**TABLA 4.10**  
**VARIACION DEL CAUDAL MAXIMO**  
**EN FUNCION DEL TIEMPO DE FORMACION DE LA BRECHA**

T	Qp
hrs	m <sup>3</sup> /s
0,25	5500
0,80	5400
1,50	5300

Por otra parte, si se supone, como caso extremo, que la brecha se forma en 0,08 hrs. (T/10) y abarca la presa completa, se obtiene un hidrograma que presenta un caudal máximo igual a 26200 m<sup>3</sup>/s.

**TABLA 4.11**  
**VARIACION DEL CAUDAL MAXIMO**  
**EN FUNCION DEL PERIODO DE RETORNO**  
**DE LA CRECIDA AFLUENTE AL EMBALSE**

Período de	Qp
Retorno	m <sup>3</sup> /s
1/50 años	5400
1/100 años	5400
1/500 años	5510

Quando se utilizó rastreo hidráulico para determinar niveles en el embalse, se obtuvieron los siguientes resultados:



- Para la brecha de Mac Donald et al. (ancho basal = 40 m. y tiempo de formación = 0.8 hrs.),  $Q_p = 5360 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Para el caso extremo antes descrito (ancho basal = longitud de la presa y tiempo de formación = 0.08 hrs.),  $Q_p = 15610 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se aprecia que sólo en el caso extremo en que la presa falle completamente y de manera muy rápida, se obtienen resultados diferentes al utilizar ecuaciones de rastreo hidráulico en vez de volumétrico en la determinación de niveles en el embalse.

**TABLA 4.12**  
**VARIACION DEL CAUDAL MAXIMO**  
**CON RESPECTO A LA CARGA HIDRAULICA QUE PRODUCE LA ROTURA**

Carga	$Q_p$
m	$\text{m}^3/\text{s}$
0,00	5400
0,15	5500
0,38	5700
0,61	5900

De los resultados recién obtenidos, se concluye que:

- El ancho basal de la brecha es el parámetro que más incide sobre el caudal máximo en la generación del hidrograma de ruptura.

- El tipo de rastreo utilizado para calcular el vaciado del embalse, sólo afecta los resultados cuando se trata de rupturas que ocurren en forma muy rápida y comprometen gran parte de la presa.
- La influencia que tiene en el caudal máximo del hidrograma de ruptura la carga hidráulica sobre el muro parece excesiva con respecto a otros parámetros, pero puede explicarse considerando el pequeño tamaño de la ataguía.

#### 4.3.3.3 Resultados Obtenidos con el Modelo BREACH

En la aplicación de este modelo se considera como situación base a aquella en la cual el ángulo de fricción interna del material que compone los espaldones de la presa es igual a  $38^{\circ}$ , la cohesión del núcleo es igual a  $4,5 \text{ ton/m}^2$ , la crecida afluyente al embalse tiene un período de retorno de 100 años, la presa se encuentra completamente saturada, el factor Br es igual a 2,0, el coeficiente de rugosidad de Manning del valle es igual a 0,070, el del material que compone los espaldones es calculable mediante la relación de Strickler y el del material del núcleo mediante el diagrama de Moody, y finalmente que no existe pasto en el talud de aguas abajo de la presa.

Con la situación base se obtuvieron los siguientes resultados:

- Caudal máximo del hidrograma de ruptura :  $1.861 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En la tabla 4.13  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material que conforma los espaldones de la ataguía;  $C$  es la cohesión del núcleo; PORW es la razón entre el material saturado y el total (0,43 indica que sólo se encuentra saturado el talud de aguas arriba de la presa);  $Br$  es el factor de crecimiento del ancho basal de la brecha.

**TABLA 4.14**  
**RESULTADOS ANALISIS DE SENSIBILIDAD**

Caso	Qp	Bo	Z	T1	Ts	Te
-	m <sup>3</sup> /s	m	H:V	hrs	hrs	seg CPU
a	1899	0,15	0,53	33,79	33,82	9,13
b	1622	0,15	0,45	33,79	33,83	9,31
c	1861	0,15	0,49	33,79	33,82	8,82
d	1861	0,15	0,49	33,79	33,82	8,95
e	1845	0,15	0,49	33,05	33,07	5,57
f	1748	0,15	0,49	33,80	33,82	9,04
g	1770	0,12	0,49	34,58	34,61	10,13

En la tabla 4.14 Qp es el caudal máximo del hidrograma de ruptura; Bo es el ancho basal final de la brecha; Z es el talud final de los lados de la brecha; T1 es el tiempo desde el inicio de la simulación hasta que se empieza a erosionar el talud de aguas arriba de la presa; T2 tiene una definición similar a la de T1, pero se mide hasta que la brecha alcanza su máxima dimensión y, Te es el tiempo de ejecución del programa en el computador. (IBM 3031 del Centro de Computación de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas).

- Ancho basal final de la brecha : 0,15 m.
- La brecha alcanza la base de la atagüa.
- El talud de los lados de la brecha es : 0,49:1 (H:V).
- El tiempo requerido para que la erosión del talud de aguas arriba comience es (desde el inicio de la simulación) : 33,801 hrs.
- La brecha alcanza su máxima dimensión (desde el inicio de la simulación) : 33,821 hrs.

Para efectuar un análisis de sensibilidad, se consideraron los casos indicados en la tabla 4.13. Los resultados de este análisis consignados en la tabla 4.14.

**TABLA 4.13**  
**ANALISIS DE SENSIBILIDAD**

Caso	$\phi$	c	Pasto	PORW	Br
		ton/m <sup>2</sup>	-	-	-
a	34,0	4,5	no	1,0	2,0
b	42,0	4,5	"	1,0	2,0
c	38,0	2,0	"	1,0	2,0
d	38,0	7,0	"	1,0	2,0
e	38,0	4,5	si*	1,0	2,0
f	38,0	4,5	no	0,43	2,0
g	38,0	4,5	"	1,0	1,5

\* Cuando existe pasto en el talud de aguas abajo, éste tiene una altura de 15,2 cms. y una velocidad permisible antes que comience la erosión igual a 1,22 m/s.

De los resultados obtenidos se desprende que éstos son pocos sensibles a modificaciones en las variables de entrada (en los rangos esperados). Por otra parte, se observa que el modelo BREACH genera brechas que si bien alcanzan la base del muro, tienen un ancho basal muy pequeño y se forman muy rápidamente; además, el talud de los lados de la brecha es prácticamente el mismo que recomienda la metodología de Mac Donald et al.

#### **4.3.3.4 Resultados Obtenidos con la Fórmula de Wetmore y Fread (1981)**

Al utilizar la fórmula de Wetmore y Fread en combinación con la metodología de Mac Donald et al para estimar el caudal máximo del hidrograma de ruptura, se obtiene el siguiente valor:

$$Q_p = 4970 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este valor se encuentra comprometido en el rango  $2.100 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $7.400 \text{ m}^3/\text{s}$  obtenidos del gráfico de Mac Donald et al, y además difiere solamente en 8% del valor dado por el modelo DAMBRK para la brecha de 40 m. de ancho basal y tiempo de formación 0.80 hrs.

#### **4.3.3.5 Conclusiones del Estudio de la Generación del Hidrograma de Ruptura**

1. Con el modelo DAMBRK en combinación con la metodología

de Mac Donald, se genera un hidrograma de ruptura que presenta un caudal máximo del orden de  $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , que es consistente con los que se obtienen al emplear la metodología de Mac Donald para tal propósito.

2. Los resultados que entrega el modelo DAMBRK, en este caso, se muestran poco sensibles a las características de la brecha con excepción de su tamaño, el que afecta en forma importante los resultados.
3. Con el modelo BREACH se genera un hidrograma que presenta un caudal máximo de  $1861 \text{ m}^3/\text{s}$ , que se muestra poco sensible a variaciones, en un rango aceptable, de las propiedades de la atagüa.
4. El modelo BREACH genera brechas muy angostas (ancho basal muy pequeño), con taludes de sus lados similares a los que recomienda Mac Donald et al., y de rápida formación.
5. La fórmula de Wetmore entrega resultados similares a los del modelo DAMBRK, cuando se usan en ellos la misma brecha. ( $4.970 \text{ m}^3/\text{s}$  comparados con  $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

#### 4.3.3.6 Estudio de la Propagación de la Crecida que Origina la Ruptura de la Atagüa

En primer lugar se estudió la propagación de la crecida que se obtiene con el modelo DAMBRK en combinación con la metodología de Mac Donald et al., utilizando las condiciones de simulación ya explicadas en el punto 4.3.2.

Al utilizar  $\Delta X$  igual a 200 m. y permitir que el modelo seleccionara  $\Delta t$  en forma automática se tuvieron problemas de convergencia, que fueron resueltos al disminuir  $\Delta X$  a aproximadamente 100 m. para los tramos 7 al 14. En este caso, luego de 43,0 seg. de C.P.U., se obtuvieron los resultados indicados en la tabla 4.15.

**TABLA 4.15**  
**PROPAGACION DE LA CRECIDA**

D	Zm	Qp	Tm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min
0	246,4	5435	0,0
235	245,5	5387	2,4
455	244,7	5333	4,8
925	243,2	5247	12,0
1475	241,3	5212	16,8
1935	239,3	5126	28,8
3005	235,5	4986	43,2
3305	234,0	4976	45,6
3635	232,7	4967	45,6
4145	230,4	4914	45,6
4735	228,4	4946	66,4
5085	227,3	5008	66,4
5395	225,7	5095	66,4
6015	223,4	5121	87,3
6705	222,3	5155	87,3

En la tabla 4.15 la nomenclatura empleada es la siguiente: D es la distancia entre el muro y la

sección donde se entrega información hidráulica;  $Z_m$  es la elevación máxima que alcanza el agua en la sección;  $Q_p$  es el caudal máximo que ocurre en la sección y,  $T_m$  es el tiempo para el cual ocurre el nivel máximo en la sección, referido al instante en que ocurre el nivel máximo en la primera sección que figura en la tabla.

Como puede apreciarse en la tabla 4.15, ocurren distintos niveles máximos en secciones sucesivas en los mismos instantes. Además, se presentan anomalías en los caudales ya que el amortiguamiento que dura hasta los 66,4 min., es seguido de un crecimiento del caudal máximo. Este problema fue resuelto reduciendo  $\Delta t$  sucesivamente para lo cual se usó un divisor  $M$  igual al 40 e igual a 120 en vez de 20 como selecciona en forma automática el modelo. En el primer caso el problema persistió, en tanto que en el segundo se obtuvo los resultados indicados en la tabla 4.16. El tiempo de ejecución para este último caso fue de 158,28 seg. de C.P.U.

**TABLA 4.16**  
**PROPAGACION DE LA CRECIDA**

D	$Z_m$	$Q_p$	$T_m$
m	m	$m^3/s$	min
0	246,5	5448	0,0
235	245,5	5380	2,8
455	244,7	5340	5,2
925	243,2	5255	11,6
1475	241,3	5218	16,0
1935	239,3	5133	27,2

cont.



**TABLA 4.16**  
**PROPAGACION DE LA CRECIDA**

D	Zm	Qp	Tm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min
3005	235,5	4994	42,7
3305	234,0	4985	45,1
3635	232,7	4975	49,3
4145	230,4	4964	53,4
4735	228,4	4936	61,7
5085	227,3	4926	61,7
5395	225,6	4918	65,8
6015	223,4	4871	78,2
6705	222,0	4845	78,2

Como puede observarse en la tabla 4.16, al reducir  $\Delta t$  se solucionaron los problemas de inestabilidad en los caudales, pero persistieron aquellos relacionados con tiempos de ocurrencia de niveles máximos iguales de algunas secciones sucesivas. Para solucionar ésto se utilizó  $M=200$  ( $\Delta t = 0,004$  hrs.) y luego de un tiempo de ejecución de 316,31 seg. de CPU se obtuvieron los resultados indicados en la tabla 4.17.

**TABLA 4.17**  
**PROPAGACION DE LA CRECIDA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm	L
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s	m
0	246,5	5451	0,0	2,4	508
235	245,5	5379	3,1	1,8	1025
455	244,7	5339	5,3	1,9	1394
925	243,2	5253	11,8	1,6	1397
1475	241,3	5217	16,4	1,7	1409
1935	239,3	5132	27,5	1,4	2499*
3005	235,5	4990	42,2	1,5	2701*
3305	234,0	4981	45,4	1,4	1651
3635	232,7	4974	47,5	1,4	2019
4145	230,4	4965	54,1	1,4	2433
4735	228,4	4932	61,3	1,0	2255
5085	227,3	4921	63,7	1,5	1978
5395	225,6	4915	66,1	1,4	1958
6015	223,3	4870	78,1	1,0	2394
6705	221,9	4808	87,7	0,9	2581

(\*) Incluida zona de almacenamiento transitorio.

En la Fig. 4.3 se grafica el caudal máximo en función de la distancia al muro.

#### 4.3.3.7 Análisis de Sensibilidad de la Propagación de la Crecida

En este punto se incluye un análisis de

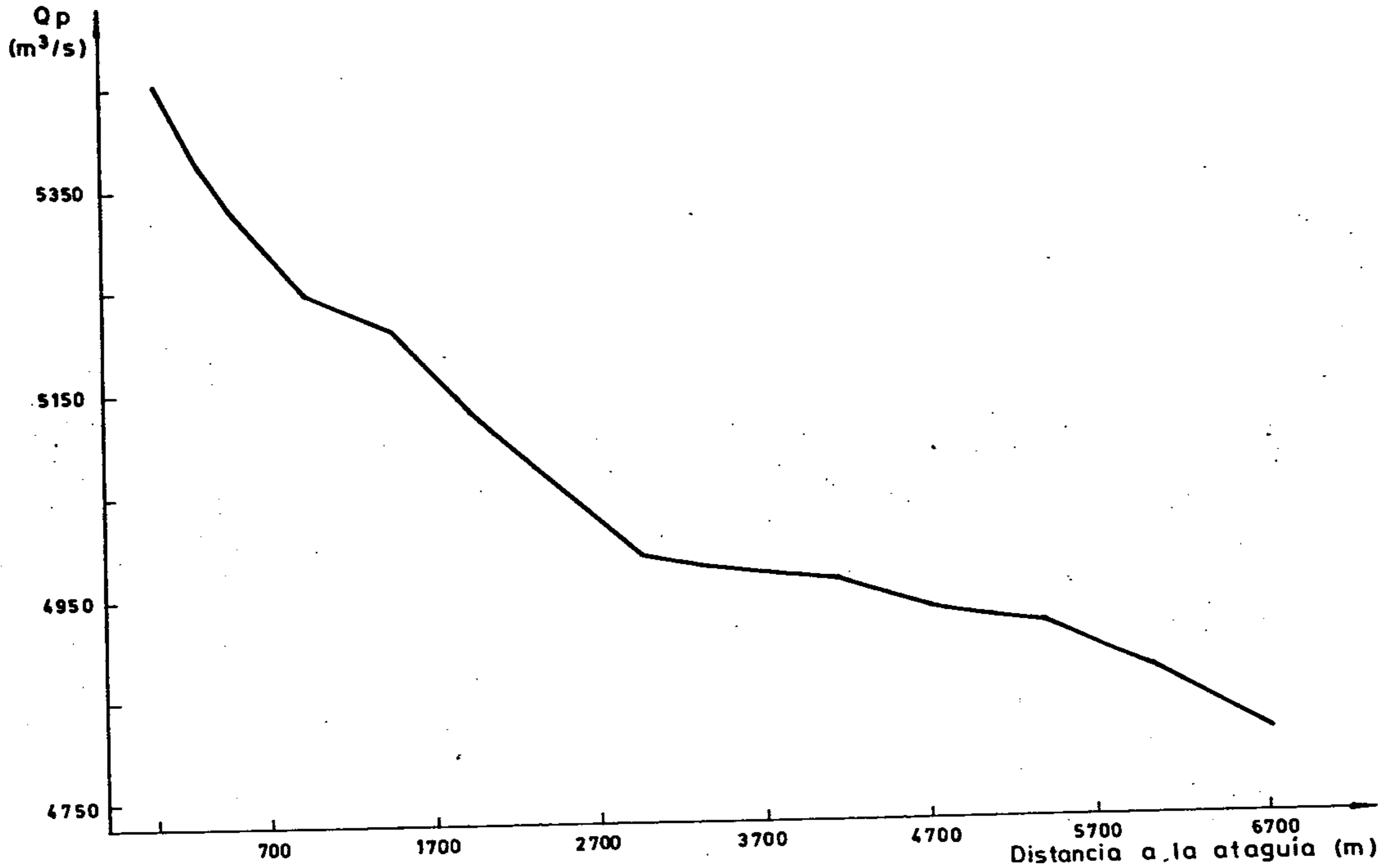


FIG. 4.3 AMORTIGUACION DEL PEAK DE LA CRECIDA DE RUPTURA PARA LA ATAGÜIA CONVENTO VIEJO

sensibilidad de los resultados con respecto a algunos parámetros usados en la modelación de las características del valle y al hidrograma de ruptura. En este análisis se mantuvieron los valores de  $\Delta X$  y  $\Delta t$  utilizados en la aplicación, cuyos resultados se muestran en la tabla 4.17.

- a) Análisis de sensibilidad con respecto a las pérdidas de carga singulares.

Este análisis consistió en investigar cómo varían los resultados cuando se considera que no existen pérdidas de carga singulares debidas a expansiones del escurrimiento. En la tabla 4.18 se muestran los resultados obtenidos para estas condiciones.

**TABLA 4.18**  
**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.**  
**PERDIDAS DE CARGA SINGULARES**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	246,4	5451	0,0	2,4
235	245,5	5378	2,9	1,8
455	244,7	5338	5,3	1,9
925	243,2	5253	11,5	1,6
1475	241,3	5217	15,8	1,7
1935	239,3	5132	27,2	1,4
3005	235,5	4989	42,5	1,4
3305	234,0	4981	44,6	1,4
3635	232,7	4972	47,2	1,4

cont.

**TABLA 4.18**  
**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD**  
**PERDIDAS DE CARGA SINGULARES**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
4145	230,4	4962	53,8	1,4
4735	228,4	4932	61,0	1,0
5085	227,3	4921	63,4	1,5
5395	225,6	4915	65,8	1,4
6015	223,3	4871	77,8	1,0
6705	221,9	4810	87,4	0,9

Como puede apreciarse en la tabla 4.18, los resultados obtenidos al no considerar pérdidas de carga singulares prácticamente coinciden con los obtenidos usando la modelación base (tabla 4.17). Por lo tanto, los resultados no son sensibles al cambio de este parámetro.

b) Análisis de sensibilidad con respecto a las zonas de almacenamiento transitorio.

Como parte de este análisis, se investigó qué influencia tiene en los resultados el considerar que zonas como la mostrada en la Fig. 4.4, constituyen zonas de almacenamiento transitorio durante el paso de la crecida. Para ello, se consideró a estas zonas formando parte de la sección activa del escurrimiento, obteniéndose los resultados que se indican en la tabla 4.19.

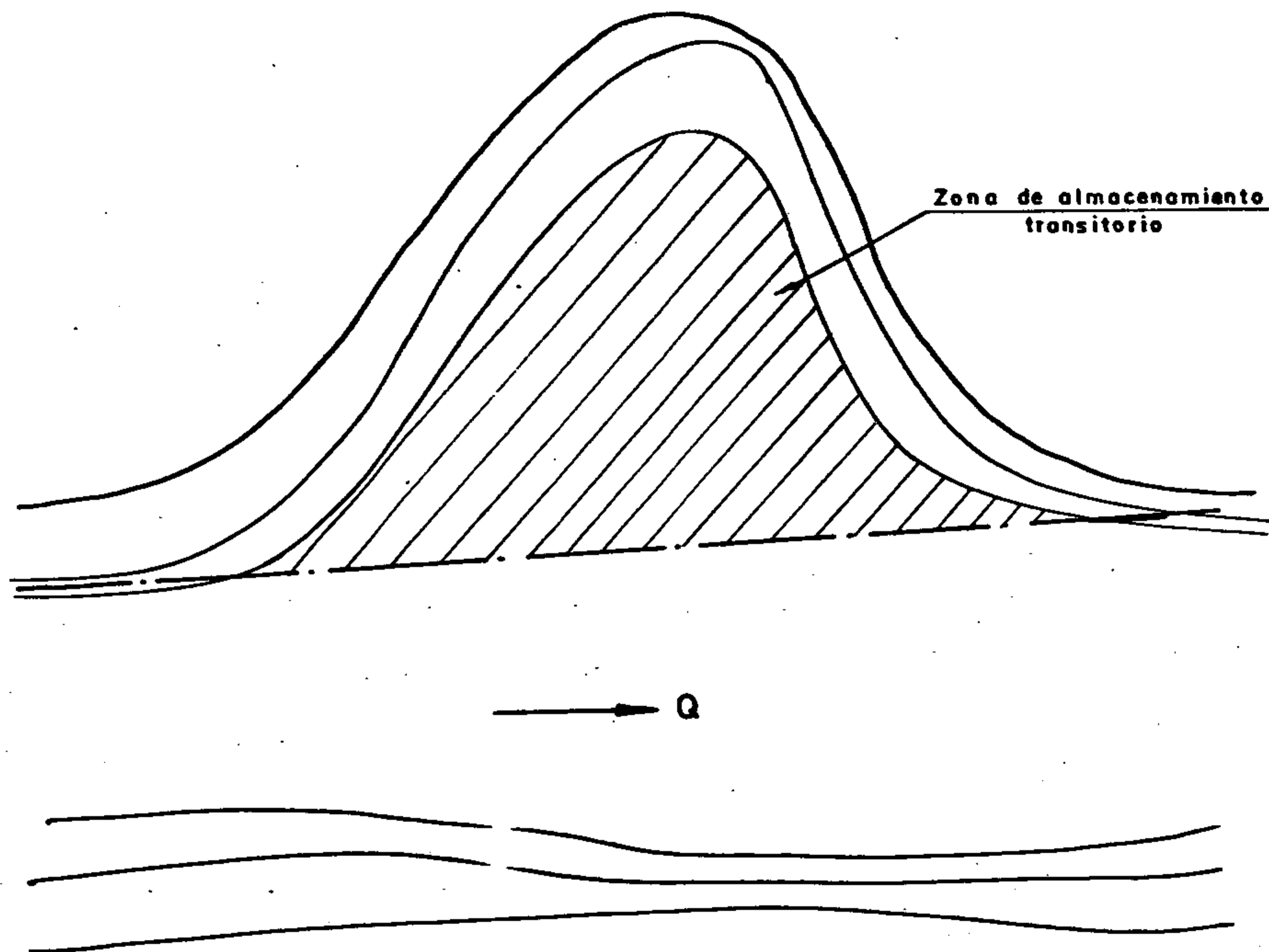


FIG. 4.4 ESQUEMA REPRESENTATIVO DE ZONAS DE ALMACENAMIENTO TRANSITORIO

**TABLA 4.19**  
**ANALISIS DE SENSIBILIDAD**  
**ZONAD DE ALMACENAMIENTO TRANSITORIO**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	246,5	5451	0,0	2,4
235	245,5	5379	3,1	1,8
455	244,7	5339	5,3	1,9
925	243,2	5253	11,6	1,6
1475	240,9	5232	14,0	2,0
1935	238,1	5207	20,8	1,2
3005	235,0	5092	34,6	1,1
3305	234,0	5074	37,0	1,4
3635	232,7	5066	39,2	1,4
4145	230,4	5051	44,0	1,4
4735	228,4	5011	52,7	1,0
5085	227,3	4999	55,2	1,0
5395	225,6	4991	57,7	1,4
6015	223,4	4940	70,0	1,0
6705	221,9	4858	82,3	0,9

Como se aprecia en la tabla 4.19, los resultados obtenidos experimentan una pequeña variación al no considerar zonas de almacenamiento transitorio. Dicha variación se manifiesta de manera más notoria, en las vecindades de las secciones en la que existían zonas de almacenamiento transitorio.

- c) Análisis de sensibilidad con respecto al coeficiente de rugosidad de Manning.

Para investigar la influencia del coeficiente de rugosidad de Manning en los resultados, se usó para la porción central del valle  $n=0,150$  como alternativa al valor original que era  $0,100$ . En base a este nuevo valor, se calcularon coeficientes de rugosidad compuestos en forma similar a lo realizado anteriormente los que fueron considerados, ahora, los coeficientes de rugosidad del valle. En la tabla 4.20 se muestran los resultados obtenidos al emplear dichos coeficientes.

**TABLA 4.20**  
**ANALISIS DE SENSIBILIDAD.**  
**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	247,1	5453	0,0	2,1
235	246,0	5372	3,6	1,5
455	245,1	5314	8,2	1,6
925	243,6	5206	14,9	1,4
1475	241,8	5152	21,1	1,4
1935	239,8	5043	34,6	1,1
3005	235,9	4871	52,4	1,1
3305	234,4	4861	57,4	1,1
3635	233,0	4852	59,8	1,1
4145	230,7	4839	67,2	1,1
4735	228,7	4802	74,5	0,8
5085	227,7	4791	77,0	1,2

cont.



**TABLA 4.20**  
**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.**  
**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
5395	226,0	4782	81,9	1,1
6015	223,7	4727	96,6	0,8
6705	222,3	4666	106,4	0,8

Como puede apreciarse, en la tabla 4.20 el coeficiente de rugosidad de Manning empleado, no afecta significativamente los niveles máximos que alcanza el agua y la velocidad del escurrimiento. Sin embargo, modifica el amortiguamiento que experimenta la crecida y sobretodo el tiempo de ocurrencia de los niveles máximos, aumentando los tiempos que transcurren entre la ocurrencia del nivel máximo en la primera sección y la ocurrencia del nivel máximo en las siguientes secciones topográficas.

- d) Análisis de sensibilidad con respecto a la configuración física del sistema.

Para determinar la incidencia que tiene en los resultados la precisión con la cual fueron obtenidos los perfiles usados para describir el valle, los anchos superficiales correspondientes a los perfiles de numeración impar fueron aumentados un 5% y los correspondientes a los perfiles de numeración par fueron disminuidos un 5%. Los resultados obtenidos en estas condiciones figuran en la tabla 4.21.

**TABLA 4.21**  
**ANALISIS DE SENSIBILIDAD.**  
**CONFIGURACION FISICA DEL SISTEMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	246,5	5450	0,0	2,2
235	245,5	5381	2,4	1,9
455	244,7	5336	5,3	1,8
925	243,2	5255	10,8	1,7
1475	241,3	5216	16,1	1,7
1935	239,3	5134	26,2	1,4
3005	235,5	4995	41,9	1,4
3305	234,0	4985	44,5	1,4
3635	232,6	4978	47,2	1,3
4145	230,4	4967	52,3	1,4
4735	228,4	4931	60,1	0,9
5085	227,4	4924	60,1	1,6
5395	225,6	4918	67,9	1,3
6015	223,3	4879	78,2	1,1
6705	221,9	4800	91,1	1,1

Como se aprecia en la tabla 4.21 al variar los anchos superficiales en el rango establecido, los resultados no se modifican en forma apreciable. Es necesario señalar no obstante, que el parámetro que se muestra más sensible a dicha variación es el tiempo de ocurrencia de los niveles máximos.

e) Análisis de sensibilidad con respecto al hidrograma de ruptura.

Para determinar la incidencia que tiene en los resultados, la incertidumbre existente en la determinación del hidrograma de ruptura, se propagó con el modelo DAMBRK el hidrograma que entrega el modelo BREACH, obteniéndose los resultados que figuran en la tabla 4.22.

Es necesario señalar que a la primera sección topográfica que figura en la tabla 4.22 le corresponde un caudal inferior a  $1861 \text{ m}^3/\text{s}$ , debido a que a pesar que según el modelo BREACH, éste es el caudal máximo que tendría el hidrograma de ruptura, este modelo genera un hidrograma que presenta un caudal máximo inferior a dicho valor.

**TABLA 4.22**  
**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.**  
**HIDROGRAMA DE RUPTURA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s
0	244,7	1802	0,0	1,3
235	244,0	1740	3,4	1,1
455	243,3	1697	6,7	1,3
925	241,7	1648	16,7	1,1
1475	240,0	1628	20,0	1,1
1935	237,9	1607	40,1	0,9
3005	234,4	1569	70,1	0,9
3305	232,9	1568	73,4	0,8
3635	231,6	1566	76,7	0,9

cont.

**TABLA 4.22**  
**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.**  
**HIDROGRAMA DE RUPTURA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
4145	229,4	1564	86,8	0,9
4735	227,3	1560	96,8	0,6
5085	226,3	1558	100,1	1,0
5395	224,6	1557	103,4	0,9
6015	222,2	1552	116,8	0,7
6705	221,1	1546	126,8	0,5

Como se aprecia en la tabla 4.22, los resultados se modifican en forma apreciable cuando se propaga el hidrograma de ruptura que genera el modelo BREACH. Por lo tanto, el hidrograma de ruptura, constituye la principal fuente de incertidumbre en la determinación de los niveles, caudales máximos, tiempos de ocurrencia de niveles máximos y velocidades máximas que se producen en las distintas secciones topográficas del valle.

#### 4.3.3.8 Conclusiones del Estudio de la Propagación del Hidrograma de Ruptura

- a) Acerca de la operación del modelo puede afirmarse que:
1. Cuando se presentan problemas de convergencia en el algoritmo de resolución de las ecuaciones para el escurrimiento impermanente, éstos se resuelven disminuyendo  $\Delta X$ .

2. Cuando se presentan problemas de inconsistencia en los caudales máximos y de ocurrencia de niveles máximos en secciones topográficas sucesivas para los mismos instantes, estos problemas se resuelven disminuyendo  $\Delta t$ .
- b) Acerca de los resultados obtenidos puede afirmarse que:
1. En todo momento el número de Froude del escurrimiento fue inferior a la unidad, por lo cual el aceptar que el escurrimiento fuera siempre subcrítico, no constituyó ninguna limitación a este estudio.
  2. El caudal máximo en la primera sección topográfica es de  $5451 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que en la última sección topográfica, ubicada 6705 m. aguas abajo, es de  $4808 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo que corresponde a un amortiguamiento del 12%. Por otra parte, el tiempo que transcurre entre la ocurrencia de los niveles máximos en la primera y en la última sección topográfica es de 87,7 min., por lo que la velocidad de propagación del peak es del orden de 4,6 Kms/hr.
- c) Acerca del análisis de sensibilidad puede afirmarse que:
1. Los resultados obtenidos en el estudio de la propagación de la crecida se muestran poco sensibles a la consideración de pérdidas de carga singulares, a la existencia de zonas de almacenamiento transitorio y a la configuración física del sistema. Se muestran un poco más sensibles al coeficiente de rugosidad de

Manning y muy sensibles al hidrograma de ruptura. Por otra parte, el parámetro que más variación experimenta corresponde al tiempo de ocurrencia de niveles máximos.

2. La mayor fuente de incertidumbre en el estudio de la ruptura de la atagüa, proviene de la incertidumbre existente en la determinación del hidrograma de ruptura.

#### **4.3.3.9 Estudio del Comportamiento del Canalón de Alivio Abierto el año 1986**

En esta sección se estudió el comportamiento del embalse, cuando la atagüa se encuentra atravesada por un canalón de alivio de las dimensiones indicadas en el Punto 4.3.2, y arriban al embalse las crecidas de períodos de retorno 50 y 100 años. Se pretende con ésto, por una parte, mostrar una nueva aplicación del modelo DAMBRK y por otra, determinar el nivel máximo que alcanzará el agua en el embalse para constatar que dichas crecidas no originarán un overtopping.

Se consideró que el nivel inicial del agua en el embalse corresponde a la cota 243,5 m.s.n.m. y que el tiempo de formación de la brecha o canalón es igual a 2,8 horas.

En las tablas 4.23 y 4.24 se muestran los resultados obtenidos del rastreo de las crecidas de períodos de retorno 50 y 100 años para una duración de 35 horas que corresponde al tiempo para el cual comienza el descenso de los niveles en el embalse.

**TABLA 4.23**  
**COMPORTAMIENTO DEL EMBALSE FRENTE A LA CRECIDA**  
**DE PERIODO DE RETORNO 50 AÑOS**

t	Qa	Qe	Qb	Z
hrs	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m
0	155	80	0	243,5
5	175	161	70	243,9
10	351	320	181	245,4
15	619	553	362	246,9
20	903	802	571	248,4
25	1091	1025	771	249,6
30	1142	1131	868	250,1
35	1039	1087	827	249,9

En estas tablas t es el tiempo medido desde el arribo de la crecida al embalse; Qa es el caudal afluente al embalse; Qe es el caudal efluente del embalse y, Qb es el caudal que fluye por el canalón.

En las tablas 4.23 y 4.24 se aprecia que el nivel máximo que puede alcanzar el agua en el embalse como consecuencia de crecidas de período de retorno igual o inferior a 100 años (aproximadamente 251 m.s.n.m.), es inferior a la cota de coronamiento de la atagüa (257,5 m.s.n.m.), por lo que un fenómeno de overtopping es en estas condiciones muy improbable que ocurra.

**TABLA 4.24**  
**COMPORTAMIENTO DEL EMBALSE FRENTE A LA CRECIDA**  
**DE PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS**

t	Qa	Qe	Qb	Z
hrs	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m
0	130	80	0	243,5
5	199	183	84	244,1
10	407	370	219	245,7
15	719	630	425	247,5
20	1034	915	672	249,0
25	1160	1109	847	250,0
30	1267	1221	949	250,5
35	1292	1289	1012	250,8

#### 4.4 APLICACION A LA PRESA COLBUN

##### 4.4.1 Antecedentes Generales

El embalse Colbún tiene una superficie del orden de 53 km<sup>2</sup> y un volumen de aproximadamente 1490 millones de m<sup>3</sup>. Regula los recursos de la hoya andina del río Maule y se ubica en la VII Región a aproximadamente 60 km. al suroriente de la ciudad de Talca, como muestra la Fig. 4.5.

El embalse forma parte de un complejo de generación hidroeléctrica que se compone de dos centrales



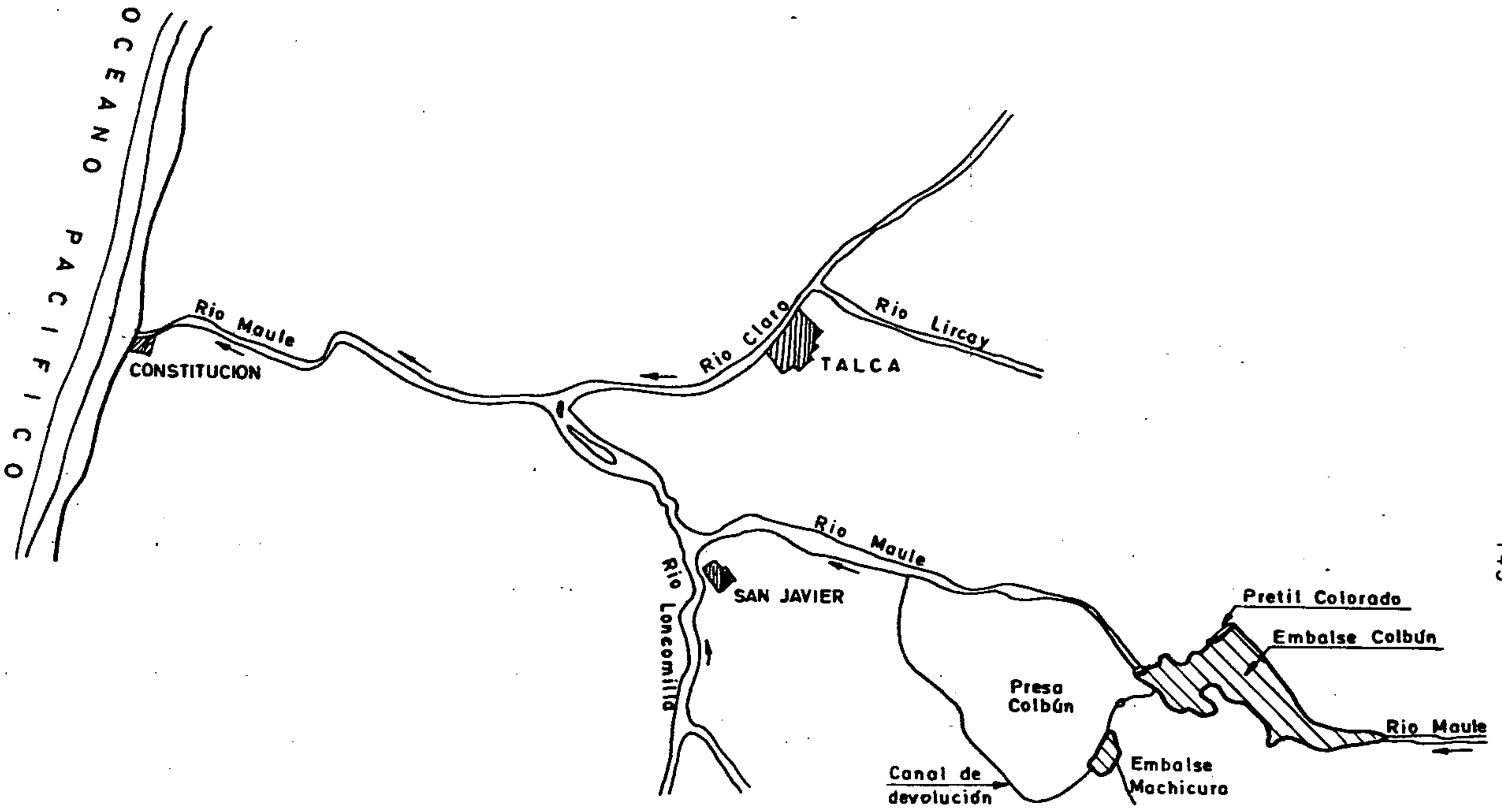


FIG.4.5 PLANO DE UBICACION

denominadas respectivamente Colbún y Machicura. Se formó con la construcción de 3 pretilos y una presa principal, cuya ruptura se analiza a continuación.

Además de los pretilos y la presa principal, algunas de las obras de la central Colbún son: dos túneles de desviación, un vertedero frontal, obras de aducción, la casa de máquinas, un canal de evacuación de las aguas generadas que constituye la alimentación a la Central Machicura.

En la Fig. 4.6 se muestran los embalses Colbún y Machicura y algunas obras que componen este complejo hidroeléctrico.

#### 4.4.2 Antecedentes Requeridos para la Aplicación de los Modelos

##### 4.4.2.1 Características de la Presa

La presa es un muro de tierra de una altura máxima de 116 m. Tiene un coronamiento de 552 m. de longitud por aproximadamente 15 m. de ancho. El talud de aguas arriba tiene una inclinación variable comprendida entre 2,3:1 (H:V) y 2,5:1 (H:V), y el de aguas abajo tiene una inclinación que varía entre 1,9:1 (H:V) y 2,0:1 (H:V). Por otra parte, el volumen de la presa es del orden de 14 millones de m<sup>3</sup>.

Los espaldones de la presa están constituidos por materiales permeables, del tipo grava con arena, y

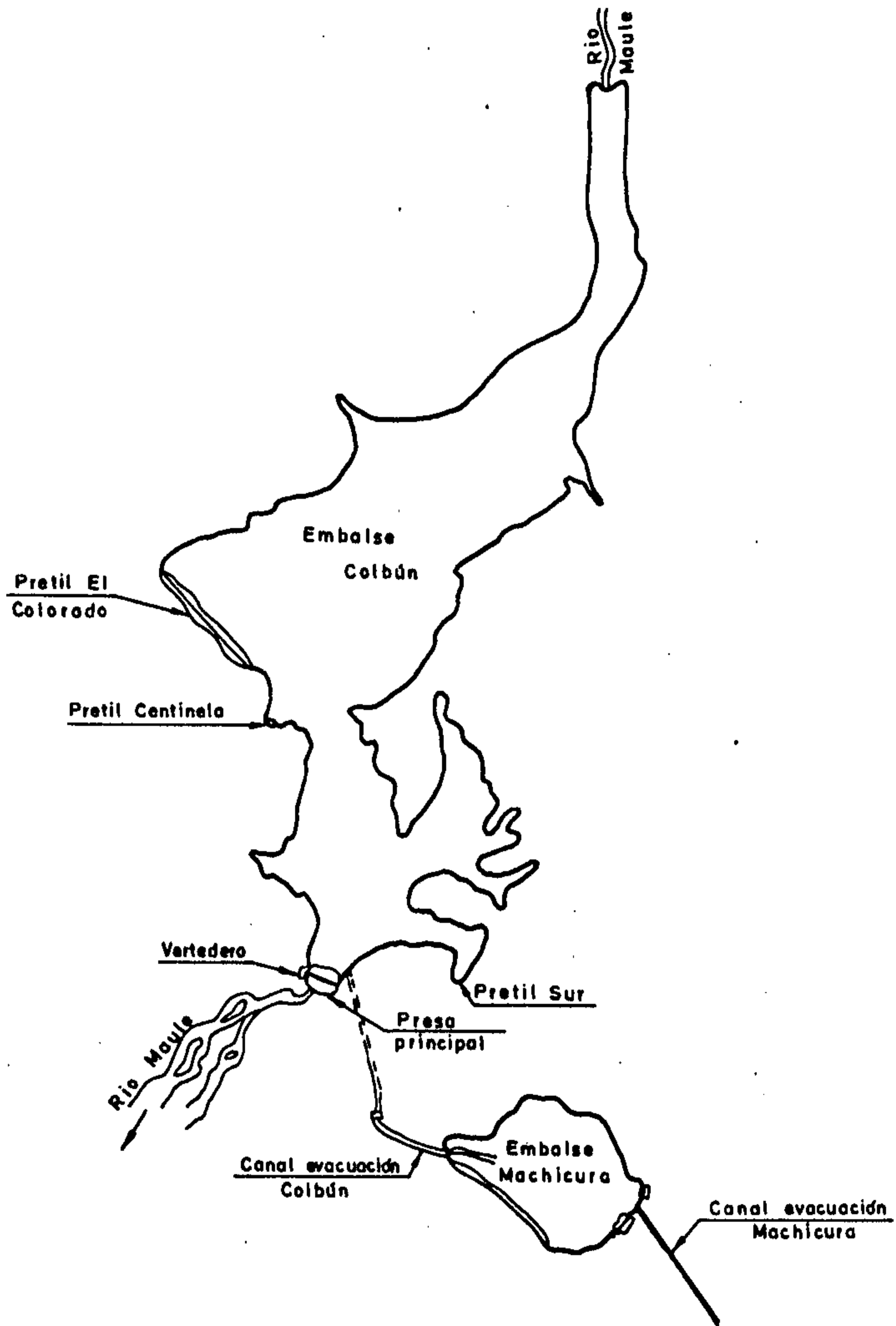


FIG. 4.6 ESQUEMA DE LAS OBRAS PRINCIPALES DEL EMBALSE COLBUN

el núcleo está constituido por materiales del tipo arenas arcillosas. Entre el núcleo y los espaldones se ubica un material constituido por arenas y gravas bien graduadas. Además, sobre parte del talud de aguas arriba se ubica un enrocado.

Finalmente, es necesario señalar que la cota de coronamiento del muro corresponde a 441 m.s.n.m., y la cota de su base a 330 m.s.n.m.

#### 4.4.2.2 Características del Embalse

Tiene una longitud del orden de 20,6 km. y un volumen total de aproximadamente 1490 millones de  $m^3$ . De este volumen, 613 millones de  $m^3$  corresponden al volumen de regulación normal, que implica fluctuaciones del nivel del agua entre las cotas 420 m.s.n.m. y 436 m.s.n.m.

En la tabla 4.25 se indica la curva de embalse de Colbún.

**TABLA 4.25**  
**CURVA DE EMBALSE COLBUN**

Cota	Volumen
m	$\times 10^6 m^3$
340	0
365	100
380	200

cont.

**TABLA 4.25**  
**CURVA DE EMBALSE COLBUN**

Cota	Volumen
m	$\times 10^6 \text{ m}^3$
397	386
410	600
420	877
436	1490
450	2200

#### **4.4.2.3 Características de las Obras de Evacuación**

Constituyen estas obras uno de los túneles de desviación que puede ser usado como desagüe de emergencia, y un vertedero frontal.

Por otra parte, el vertedero se ubica en el empotramiento del lado derecho de la presa. Está constituido por un umbral del tipo Creager, cuya cota de coronamiento corresponde a 420 m.s.n.m., además de un rápido de descarga que termina en un salto de esquí. Sobre el umbral se ubican 4 compuertas cada una de 16 m. de altura. El caudal de diseño de esta obra es de  $7570 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **4.4.2.4 Características de la Obra de Toma de la Central Colbún**

La captación de la central Colbún se realiza mediante una bocatoma profunda, ubicada en la ribera sur del lago a aproximadamente 300 m. aguas arriba

del eje de la presa. A partir de la bocatoma nace un túnel de aducción a cuyo término se encuentra la chimenea de equilibrio. Aguas abajo de esta obra, se desarrollan las tuberías en presión que conducen el agua hacia la sala de máquinas, en donde se ubican dos grupos turbina generador cuyo caudal de diseño corresponde en conjunto a  $280 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Después de ser generadas las aguas por la central Colbún, son conducidas al embalse Machicura que sirve de estanque de compensación. Finalmente, las aguas son devueltas al río Maule, por un canal de devolución de 22,7 kms. de longitud, de una capacidad de  $280 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **4.4.2.5 Antecedentes Hidrológicos**

El río Maule es de régimen nivopluvial. Presenta dos períodos con crecidas en el año: el primero en los meses de Mayo a Julio, ocasionado por lluvias y el segundo de Octubre a Diciembre ocasionado por deshielos.

En la tabla 4.26 se presentan caudales medios mensuales para una probabilidad del 50%.

**TABLA 4.26**  
**CAUDALES MEDIOS MENSUALES**  
**PARA UNA PROBABILIDAD DEL 50%**

Mes	Caudal
-	m <sup>3</sup> /s
E	200
F	150
M	120
A	120
M	150
J	220
J	240
A	250
S	250
O	360
N	480
D	340

A pesar que en año hidrológico el volumen total aportado por deshielos sea mayor al volumen aportado por precipitaciones, las mayores crecidas son de origen pluvial. En la tabla 4.27 se presenta el hidrograma para una crecida pluvial con período de retorno de 1000 años.

TABLA 4.27  
CRECIDA AFLUENTE AL EMBALSE COLBUN

t	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0	1100
4	1100
8	1174
12	1466
16	2001
20	2749
24	3629
28	4591
32	5741
36	6929
40	7818
44	8211
48	8207
52	7855
56	7277
60	6650
64	6007
68	5361
72	4596
76	3702
80	2863
84	2264
88	1939
92	1764
96	1689
100	1678



#### 4.4.2.6 Antecedentes del Cauce de Propagación de la Crecida

Se estudió la propagación de la crecida que originaría la ruptura de la presa Colbún en el tramo del río Maule, comprendido entre la presa y la desembocadura.

El tramo en consideración tiene una longitud, medida a lo largo del cauce del río, de aproximadamente 115 kilómetros. En dicho tramo se distinguen cuatro zonas:

- Zona 1. Desde la presa del cerro Divisadero. En este tramo de 5,5 kilómetros de longitud, el río presenta un cauce trenzado que se desarrolla entre cerros.
- Zona 2. Desde el cerro Divisadero hasta la confluencia con el río Loncomilla. En este tramo de aproximadamente 36 kilómetros de longitud, el río presenta un cauce trenzado que se desarrolla en un valle muy ancho, que posibilitan la existencia de desbordes, los cuales desde el punto de vista del río significan mermas de agua importantes.
- Zona 3. Desde la confluencia con el río Loncomilla hasta la confluencia con el río Claro. Este tramo de aproximadamente 13 kilómetros de longitud, es muy accidentado y se encuentra limitado por cerros.
- Zona 4. Desde la confluencia con el río Claro hasta la desembocadura. En este tramo de aproximadamente 60 kilómetros de longitud, el río presenta un

sólo cauce que se desarrolla por un valle angosto limitado por cerros de la Cordillera de la Costa.

Los perfiles usados para describir el tramo del río Maule en donde se propagará la crecida, figuran en la tabla 4.28.

**TABLA 4.28**  
**UBICACION DE LOS PERFILES**

Perfil	D	Zf
Nº	m	m
1	0	317,0
2	1650	312,0
3	4950	294,0
4	15150	218,0
5	19050	193,0
6	23400	167,0
7	32150	114,0
8	39050	80,0
9	44150	67,0
10	54150	43,0
11	59850	23,0
12	69700	19,0
13	82500	14,0
14	110150	2,0
15	114600	0,0

Estos perfiles topográficos se obtuvieron de las planchetas IGM a escala 1:50.000 tituladas: San Clemente, San Javier, Melozal, Pencahue, Pichaman y

### Constitución.

La pendiente media del valle para la primera zona fue obtenida de un perfil longitudinal obtenido por el Departamento de Geodesia de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile (1980), y corresponde a 0,0045 m/m.

El coeficiente de rugosidad de Manning se estimó en  $n=0,060$ , basándose en aquellos utilizados en el Estudio de la Degradación de Maule, llevado a cabo por el Centro de Recursos Hidráulicos (1981). Por otra parte, se estima que dicho coeficiente no será inferior a  $n=0,045$  ni superior  $n=0,100$ .

Antes de explicar las condiciones de aplicación de los modelos usados en este estudio, es necesario señalar que en la Zona 2, en la cual es probable que los niveles que alcance el agua sean tales que el escurrimiento no quepa en la depresión por donde se desarrolla el río, los perfiles fueron definidos hasta el punto en que la cota del cauce comienza a descender.

En la operación del modelo DAMBRK, dicho límite de los perfiles se utilizó para definir las riberas con desbordé y en consecuencia las Zonas de merma de agua.

#### 4.4.3 Condiciones de Aplicación de los Modelos

En primer lugar se calculó el hidrograma que resultaría de la falla de la presa cuando ésta es causada por piping, y luego cuando es por overtopping.

Para generar el hidrograma de ruptura por piping, se supuso que el nivel en el embalse corresponde a la cota 420 m.s.n.m., el caudal afluente es igual a 480 m<sup>3</sup>/s y la central se encuentra generando un caudal de 280 m<sup>3</sup>/s. Por otra parte, para determinar las características de la brecha, se emplearon primero la metodología de Mac Donald et al, y luego, la recomendación de Houston (1984). También se efectuó un análisis de sensibilidad con respecto a la cota de iniciación del piping.

Para generar el hidrograma de ruptura por overtopping, se supuso que: el nivel en el embalse corresponde a la cota 436 m.s.n.m., la central se encuentra generando 280 m<sup>3</sup>/s y arriba al embalse la crecida milenaria sin que funcione el vertedero. Para determinar las características de la brecha se empleó en primer lugar la Metodología de Mac Donald et al., y luego, recomendaciones dadas por Houston (1984), Fread (1984), y Singh y Snorrason (1984).

La segunda parte del estudio consistió en propagar el hidrograma de ruptura obtenido cuando la presa falla por piping y se estiman las características de la brecha empleando la metodología de Mac Donald et al. Para ello se usó el modelo DAMBRK suponiendo que el escurrimiento es subcrítico y sin considerar pérdidas de carga singulares.

El tramo considerado en el estudio de la propagación de la crecida, se dividió en dos: el primero, formado por las Zonas 1 y 2, donde pueden haber importantes mermas de agua, y el segundo formado por las Zonas 3 y 4. En ambos tramos se supuso que la condición de borde en el

extremo de aguas abajo estaba dada por la existencia de niveles de escurrimiento normal.

En el primer tramo, una vez que se constató la existencia de mermas de agua, se probaron varias metodologías para considerar tales mermas, empleando el modelo DAMBRK. Los esfuerzos estuvieron centrados en la determinación del hidrograma que se produce a la salida del tramo como consecuencia de dichas mermas.

Obtenidos los hidrogramas a la salida del primer tramo, éstos se propagaron en el segundo tramo, realizando un análisis de sensibilidad de los resultados con respecto al coeficiente de rugosidad de Manning. Este estudio se completó investigando la influencia que tiene sobre la selección del incremento  $\Delta X$  la incorporación de nuevas secciones topográficas y, además, la influencia que tiene sobre los resultados: (1) la selección de los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$ , y (2) la incorporación de nuevas secciones topográficas en la descripción del valle.

#### **4.4.4 Presentación, Análisis y Discusión de los Resultados**

##### **4.4.4.1 Generación de Hidrograma de Ruptura por Piping**

Al emplear la metodología de Mac Donald et al. (1984), suponiendo que el nivel en el embalse corresponde a la cota 420 m.s.n.m., se obtiene una brecha y los caudales máximos que se indican:

- Ancho basal de la brecha : 170 m.

- Tiempo de formación de la brecha : 5,0 hrs.
- Caudal máximo de la curva de mejor ajuste : 33400 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo de la curva envolvente : 118000 m<sup>3</sup>/s

En la tabla 4.29 se muestran los resultados obtenidos con el modelo DAMBRK para la brecha y tiempo de formación anteriormente descritos, cuando se efectúa un análisis de sensibilidad con respecto a la cota de iniciación del piping ( $Z_p$ ). Se puede observar que a medida que el punto de origen de la brecha se encuentra más profundo, el caudal aumenta.

**TABLA 4.29**  
**CAUDALES MAXIMOS HIDROGRAMA DE RUPTURA**

$Z_p$	$Q_p$
m	m <sup>3</sup> /s
420	90353
375	96843
340	116280

Por otra parte, al emplear el modelo con la brecha de Houston (ancho basal igual a 111 m. y taludes de sus lados 1:1 (H:V), suponiendo un tiempo de formación de 5,0 horas y una cota de inicio del piping igual a 420 m.s.n.m. se obtiene un hidrograma que presenta un caudal máximo de 84965 m<sup>3</sup>/s.

Los resultados anteriores permiten concluir que cuando se considera un tiempo de formación de la brecha de 5.0 hrs. se obtiene para las dos brechas analizadas, caudales máximos que no difieren entre sí en más de un 6%. Dicho porcentaje es menor que el que resulta cuando se consideran distintas cotas de iniciación del piping (29%), por lo cual este último parámetro es más relevante en los caudales que se obtienen. Por otra parte, los caudales máximos predichos por el modelo DAMBRK, estando dentro del rango del que se estima con la metodología de Mac Donald et al., se asemejan más al que se obtiene con la curva envolvente de dicha metodología.

#### 4.4.4.2 Generación del Hidrograma de Ruptura por Overtopping

Al emplear la metodología de Mac Donald et al., suponiendo que el nivel en el embalse corresponde a la cota de coronamiento del muro, se obtiene una brecha y caudales máximos de las siguientes características:

- Ancho basal de la brecha : 370 m.
- Tiempo de formación de la brecha : 6,5 hrs.
- Caudal máximo de la curva de mejor ajuste : 174000 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo de la curva envolvente : 49900 m<sup>3</sup>/s

Por otra parte, al emplear el modelo DAMBRK con la brecha de las características anteriores, se obtiene un hidrograma de caudal máximo igual a 174500 m<sup>3</sup>/s .

Finalmente, utilizando el modelo DAMBRK con las brechas de Fread (1984), Houston (1984), y Singh y Snorrason (1984), suponiendo para las dos primeras un tiempo de formación igual a 6,5 hrs., se obtienen los siguientes resultados:

a) Para las brechas de Fread (1984):

Considerando brechas de un ancho medio comprendido entre 1 y 3 veces la altura de la presa y de taludes 1:1 (H:V), se obtienen los siguientes resultados:

- Para un ancho medio de 111 m. se obtiene un caudal máximo de  $136400 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Para un ancho medio de 333 m. se obtiene un caudal máximo de  $155400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

b) Para la brecha de Houston (1984):

Considerando un ancho basal igual a 111 m. y taludes 1:1 (H:V), se obtiene un hidrograma de caudal máximo igual a  $147400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

c) Para la brecha de Singh y Snorrason (1984):

Considerando un ancho basal de 333 m., taludes 0,5:1 (H:V), un tiempo de formación igual a 1 hr. y cargas sobre la presa antes del inicio de la formación de la brecha comprendidas entre 0,15 m. y 0,61 m., se obtienen los siguientes caudales máximos:

- Para una carga de 0,15 m. el caudal máximo es igual



a 596400 m<sup>3</sup>/s.

- Para una carga de 0,61 m. el caudal máximo es igual a 600500 m<sup>3</sup>/s.

Los resultados anteriores permiten concluir que, con excepción de la brecha de Singh y Snorraron, se obtienen resultados muy similares entre sí para las distintas brechas utilizadas. Por otra parte, los resultados obtenidos con la brecha de Singh y Snorrason difieren de los obtenidos con otras brechas, debido al pequeño tiempo de formación que aconsejan emplear dichos autores.

#### 4.4.4.3 Conclusiones de la Generación del Hidrograma de Ruptura

1. De acuerdo a los resultados obtenidos, puede afirmarse que si la presa falla por piping, el caudal máximo al pie de la presa será del orden de 90000 m<sup>3</sup>/s, y si falla por overtopping del orden de 150000 m<sup>3</sup>/s.
2. En el caso de una falla por piping, la incertidumbre en el caudal máximo que proviene del desconocimiento de la cota de iniciación del fenómeno, es mayor que la que proviene del hecho de usar recomendaciones para definir el tamaño de la brecha diferentes, siempre que se mantenga un mismo tiempo de formación de la brecha (5,0 hrs.).
3. En el caso de una falla por overtopping se generan hidrogramas que presentan caudales máximos similares para todas las brechas empleadas, con excepción de la

brecha de Singh y Snorrason para la cual la diferencia se debe al pequeño tiempo de formación que dichos autores recomiendan.

4. Tanto en el caso de piping como overtopping, se generan con el modelo DAMBRK hidrogramas de caudal máximo más próximo al que se obtiene con la curva envolvente de la metodología de Mac Donald et al., que con la curva de mejor ajuste.

#### 4.4.4.4 Propagación del Hidrograma de Ruptura en las Zonas 1 y 2

Se mostrarán en este punto los resultados que se obtienen al propagar el hidrograma de ruptura que resulta de utilizar el modelo DAMBRK con la brecha de Mac Donald et al., cuando se simula una falla por piping (ancho de brecha = 170 m.; tiempo de formación de la brecha = 5,0 hrs.; caudal máximo =  $91074 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Para un tiempo de simulación de 7 hrs., al usar un incremento  $\Delta X$  igual a 1650 m. y permitir que el modelo seleccionara  $\Delta t$  en forma automática ( $\Delta t = 5/20 = 0.25$  hrs.), no se produjeron problemas de convergencia, pero se obtuvieron tiempos de ocurrencia de niveles máximos en secciones topográficas sucesivas iguales, lo que motivó una reducción de  $\Delta t$  ( $5/150 = 0.033$  hrs.). Con este nuevo  $\Delta t$  y usando el mismo incremento  $\Delta X$ , se obtuvieron los resultados que figuran en la tabla 4.30. (El tiempo de proceso fue de 50,48 s CPU).

En dicha tabla se usa la misma nomenclatura

empleada en Convento Viejo, y  $Z_B$  es la menor cota del perfil para la cual ocurre un cambio de pendiente. Por lo tanto, si el nivel máximo que alcanza el agua en dicho perfil ( $Z_m$ ), es mayor a la cota  $Z_B$  ocurrirán desbordes en dicho perfil o tramo.

**TABLA 4.30**  
**RESULTADOS PROPAGACION DE LA CRECIDA**

D	$Z_m$	$Q_p$	$T_m$	$V_m$	$Z_B$
m	m	$m^3/s$	min	m/s	m
0	341,6	91074	0,0	14,1	-
1650	333,2	91045	6,0	7,5	-
4950	304,2	90986	10,0	5,8	-
15150	228,3	90702	28,0	5,0	225,0
19050	203,0	90501	36,0	5,1	200,0
23400	175,4	90332	46,0	3,5	175,0
32150	125,1	89582	72,0	3,9	125,0

De acuerdo con lo anterior y sobre la base del plano topográfico de plantas de las Zonas 1 y 2, se determinó que ocurrirán mermas de agua entre los perfiles ubicados a 4950 m. y a 23400 m. de la presa, es decir en una extensión de 18450 m. Estos desbordes son fundamentalmente en la ribera derecha del cauce.

#### 4.4.4.5 Determinación de las Mermas de Agua que Ocurren en la Zona 2

Para considerar las mermas de agua que se

producen en esta zona, empleando el modelo DAMBRK y obtener el hidrograma que se producirá a la salida de él, se utilizaron las 4 metodologías que se presentan a continuación.

a) En primer lugar, se consideró que las mermas de agua pueden cuantificarse con la metodología que presenta para ello el modelo DAMBRK y calculando el caudal máximo asociado, suponiendo que en la cota  $Z_B$  corresponde a la cota de umbral de un vertedero lateral.

Para calcular el caudal máximo de mermas se procede de la siguiente manera:

- Se determina la longitud del tramo en la cual ocurren mermas de agua (18450 m.).
- El caudal máximo de mermas por unidad de longitud ( $q_m$ ) se determina a partir de la información que aparece en la tabla 4.30, del siguiente modo:  

$$q_m = 0,32 \cdot h \sqrt{2gh}$$
 siendo  $h$  la carga sobre el vertedero (en este caso  $h = 3\text{m}$  y  $q = 7,4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ).
- Finalmente se determina el caudal máximo de mermas en el tramo total ( $q_m$ ) de simulación distribuyendo  $q_m$  en los 32150 m. del siguiente modo:  

$$q_m = 7,4 \cdot 18450 / 32150 = 4,2 \text{ m}^3/\text{s}.\text{m}.$$

En la tabla 4.31 se presentan los resultados obtenidos al emplear esta metodología, los que indican que ocurre una importante amortiguación de la crecida en los 32,15 km. de simulación.

TABLA 4.31  
MERMAS. OPCION Nº 1

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	341,5	91135	0,0	14,1
1650	332,0	84381	8,0	7,5
4950	303,2	72378	10,0	5,3
15150	225,9	44844	32,0	3,8
19050	200,1	37326	42,0	3,6
23400	172,5	30350	58,0	2,6
32150	120,2	20030	98,0	2,8

b) En segundo lugar se utilizó otra opción que ofrece el modelo DAMBRK, consistente en incorporar vertederos laterales sólo en algunos subtramos definidos por secciones topográficas sucesivas.

Se supuso que entre las secciones ubicadas a 4950 m., 15150 m., 19050 m. y, 23400 m. de la presa se encuentran vertederos laterales con cotas de coronamiento: 312,5 m.; 212,5 m. y, 187,5 m.s.n.m., respectivamente, las cuales fueron calculadas como el promedio entre las cotas del borde del perfil de aguas arriba y aguas abajo del tramo en consideración. Los resultados obtenidos en este caso, aparecen en la tabla 4.32, en la cual el asterisco (\*) indica caudales negativos, debido a mermas superiores al caudal del río.

**TABLA 4.32**  
**MERMAS. OPCION N° 2**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	341,8	91135	0,0	13,9
1650	331,8	83792	8,0	7,6
4950	302,8	67008	10,0	5,2
15150	222,8	12870	38,0	2,7
19050	-	*	-	-
23400	-	*	-	-
32150	-	*	-	-

Considerando la importante disminución de caudales registrado, se aumentó la altura de los vertederos laterales, dando mayor peso a las cotas de los perfiles de aguas arriba de la siguiente forma: la cota del umbral se calculó como dos veces la cota del borde del perfil de aguas arriba, más la cota del borde del perfil de aguas abajo dividido por tres. Los resultados obtenidos en esta ocasión, se encuentran en la tabla 4.33.

**TABLA 4.33**  
**MERMAS DE AGUA. OPCION N° 2**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	341,8	91135	0,0	13,9
1650	331,8	83792	8,0	7,6
4950	302,8	67008	10,0	5,2

cont.

TABLA 4.33  
MERMAS DE AGUA. OPCION N° 2

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
15150	222,8	12870	38,0	2,6
19050	195,8	3703	58,0	1,7
23400	168,4	816	94,0	1,0
32150	-	*	-	-

El empleo de esta metodología, aún cuando parecía atractiva, en la práctica no dió buenos resultados debido, fundamentalmente, a la separación de los perfiles topográficos empleados en la modelación del valle, pues el modelo supone la existencia de un vertedero con un umbral horizontal en el subtramo definido por dichos perfiles.

c) En tercer lugar, se modeló el valle suponiendo que a partir del borde de los perfiles ubicados a 15150 m. y 19050 m. de la presa se encuentran zonas de almacenamiento transitorio. Definidas estas zonas se propagó la crecida y se determinó el volumen máximo de agua que se almacena en un instante dado en ellas. Conocido dicho volumen, se calculó mediante la fórmula que propone Fread (ec. 3.49) el caudal máximo de mermas por unidad de longitud (qm) y finalmente, considerando este caudal se propagó nuevamente la crecida.

En la tabla 4.34 se presentan los resultados obtenidos que sirven de base para determinar el volumen de agua que se almacena transitoriamente fuera del cauce.

**TABLA 4.34**  
**PROPAGACION DE LA CRECIDA CONSIDERANDO ZONAS**  
**DE ALMACENAMIENTO TRANSITORIO**

D	Z <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	T <sub>m</sub>	V <sub>m</sub>	La	Z <sub>B</sub>
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s	m	m
0	341,6	91079	0,0	14,1	-	-
1650	333,2	91044	8,0	7,5	-	-
4950	304,3	90978	12,0	5,8	-	-
15150	228,2	88155	40,0	5,0	9307	225,0
19050	202,7	83040	82,0	4,9	7898	200,0
23400	175,1	83165	104,0	3,4	-	175,0
32150	124,8	82832	134,0	3,8	-	125,0

En la tabla 4.34 la variable La corresponde al ancho superficial del agua que se almacena en la zona de almacenamiento transitorio, considerando sólo la que existe a un lado del cauce.

Por lo tanto, el área de almacenamiento corresponde a una sección es igual a  $2 \cdot La \cdot (Z_m - Z_B) / 2$ , pues a cada lado del cauce existe una sección de almacenamiento de forma triangular.

$$A_{15150} = 29782 \text{ m}^2$$

$$A_{19050} = 21325 \text{ m}^2$$

El volumen de agua que se almacena es, entonces igual a  $0,5 (A_1 + A_2) \cdot L_{12} + \dots + 0,5 (A_{n-1} + A_n) \cdot L_{in}$ . Donde  $A_i$  es el área de almacenamiento correspondiente a la sección  $i$  y  $L_{ij}$  es la longitud del tramo



definido por las secciones i y j. Para el caso que se está considerando, se determinó que  $L_{ij} = 18450$  m., pues es la longitud del tramo en la que ocurren mermas de agua.

$$V = 471,5 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Con este volumen y la fórmula de Fread ( $q_m = 2.V/(L.T)$ ) se determinó el caudal máximo de mermas (T es el tiempo que demora la crecida en recorrer un tramo de longitud L).

$$q_m = \frac{2 \cdot 471,5 \times 10^6}{32150 \cdot 134 \cdot 60} = 3,6 \text{ m}^3/\text{sxm}$$

En la tabla 4.35 se muestran los resultados obtenidos al considerar que las mermas de agua pueden cuantificarse con la metodología que para ello presenta el modelo DAMBRK y suponer que el caudal máximo de mermas por unidad de longitud es igual a  $3,6 \text{ m}^3/\text{s.m}$ .

**TABLA 4.35**  
**MERMAS DE AGUA. OPCION N° 3**

D	Zm	Qp	Tp	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	341,7	91135	0,0	14,1
1650	332,1	85270	8,0	7,5
4950	303,3	74509	10,0	5,4
15150	226,0	47852	36,0	3,9
19050	200,3	40481	58,0	3,7
23400	172,7	33568	74,0	2,7
32150	120,5	22817	110,0	2,8

Como se aprecia en la tabla 4.35 como consecuencia de las mermas de agua, ocurre una importante amortiguación de la crecida. Sin embargo, con esta metodología al igual que en la metodología (a), la amortiguación de los caudales máximos ocurren no sólo en el tramo que se espera se produzcan desbordes.

d) Finalmente, se generaron con el modelo DAMBRK varios hidrogramas de ruptura aumentando el tiempo de formación de la brecha, los que fueron propagados para determinar aquel que no produce desbordes.

En las tablas 4.36 y 4.37 se presentan los resultados obtenidos al propagar hidrogramas que presentan caudales máximos iguales a  $72028 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $36500 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente.

**TABLA 4.36**  
**MERMAS DE AGUA.  $Q_p = 72028 \text{ m}^3/\text{s}$**

D	Z <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	T <sub>m</sub>	V <sub>m</sub>	Z <sub>B</sub>
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s	m
0	340,6	72028	0,0	11,8	-
1650	331,1	71986	2,4	6,9	-
4950	303,2	71937	4,8	5,2	-
15150	227,4	71739	24,0	4,5	225,0*
19050	202,1	71663	33,6	4,6	200,0*
23400	174,7	71488	45,6	3,2	175,0
32150	124,2	71041	74,4	3,6	125,0

Se observa que la tabla 4.36 que para una crecida de caudal máximo igual a  $72028 \text{ m}^3/\text{s}$  se supera la capacidad del cauce en las secciones indicadas con asterisco (\*).

**TABLA 3.37**  
**MERMAS DE AGUA.  $Q_p = 36500 \text{ m}^3/\text{s}$**

D	Z <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	T <sub>m</sub>	V <sub>m</sub>	Z <sub>B</sub>
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s	m
0	336,9	36476	0,0	7,7	-
1650	326,6	36314	3,4	5,4	-
4950	300,9	36241	6,8	4,0	-
15150	225,3	35962	30,6	3,4	225,0
19050	200,0	35842	44,2	3,5	200,0
23400	172,9	35684	61,2	2,7	175,0
32150	121,8	35382	95,2	3,1	125,0

Como puede observarse en la tabla 4.37 una crecida de caudal máximo igual a  $36500 \text{ m}^3/\text{s}$  representa prácticamente el límite de escurrimiento sin desbordes y por lo tanto la capacidad hidráulica del cauce.

#### 4.4.4.6 Conclusiones de la Propagación de la Crecida en las Zonas 1 y 2

1. En esta aplicación, la incertidumbre en los resultados proviene de la dificultad para cuantificar las mermas de agua, pues para todos los hidrogramas que se

generan como consecuencia de la ruptura de la presa Colbún, se produce el fenómeno de desbordes que ocasiona dichas mermas.

2. Debido a la complejidad del escurrimiento que se verifica en la Zona 2, no es posible determinar las velocidades del escurrimiento y los caudales que se producen en dicha zona empleando el modelo DAMBRK. Sin embargo, introduciendo ciertas hipótesis es posible estimar el hidrograma que se produce a la salida del tramo.
3. De las metodologías empleadas para determinar el hidrograma a la salida del tramo en consideración, se cree que los resultados más confiables lo entregan la metodología (c) basada en la existencia de zonas de almacenamiento transitorio, y la (d) basada en la propagación de crecidas que presentan distintos caudales máximos.
4. Con las metodologías que utilizan un caudal de mermas por unidad de longitud para cuantificar las mermas de agua, se generan hidrogramas a la salida del tramo que tienen un volumen inferior al hidrograma que se produce al pie de la presa, por lo que con ellas se simula adecuadamente el proceso de pérdida de agua que experimenta la crecida, cuando se estima correctamente el volumen de agua que se pierde. Para lograr este objetivo, se recomienda el uso de la metodología basada en la existencia de zonas de almacenamiento transitorio, la cual en combinación con la información que proporcionan los planos topográficos, permite estimar el volumen de agua que se pierde.

5. Los resultados que se obtienen con la metodología basada en la generación y propagación de hidrogramas que presentan distintos caudales máximos, si bien parecen más acertados, es necesario tomarlos en cuenta con mucho cuidado, pues los hidrogramas que se propagan en este caso tienen distintas propiedades (por ejemplo, mayor tiempo base) que el hidrograma que se produce como consecuencia de la ruptura de la presa. Además, el hidrograma que se obtiene a la salida del tramo tiene un mayor tiempo base y presenta un mayor volumen que el que se espera resulte a consecuencia de las mermas de agua.
6. De acuerdo a los resultados obtenidos, es posible afirmar que como consecuencia de la ruptura de la presa Colbún, se producirá una importante inundación en el valle que se sitúa aguas abajo de la presa, lo que produce una gran amortiguación de la crecida. 6900 m. aguas arriba de San Javier, los caudales máximos estarían comprendidos entre 22800 m<sup>3</sup>/s y 35400 m<sup>3</sup>/s, posiblemente más cercanos al segundo valor que al primero.
7. Finalmente, es necesario indicar que en este estudio los perfiles fueron tomados de planchetas IGM a escala 1:50.000, donde 1 mm de error en planta produce 50 m de error en la realidad y la interpretación entre curvas de nivel cada 25 m produce un error del orden de 2 a 3 m. En consecuencia, con velocidades del escurrimiento del orden de 5 m/s., se obtienen errores del orden de 500 m<sup>3</sup> a 700 m<sup>3</sup>.

**4.4.4.7 Propagación de la Crecida desde la Sección Ubicada a 32150 m. de la Presa hasta la Desembocadura**

En primer lugar se propagó la crecida que se obtiene con la metodología (c) ( $Q_p = 22681 \text{ m}^3/\text{s}$ ) entre las secciones topográficas ubicadas a 32150 m. y a 114681 m. de la presa, utilizando 9 secciones topográficas en la descripción del valle y un coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0,060$ . Luego, se determinó la variación que experimentan dichos resultados al usar coeficientes de rugosidad  $n = 0,045$  y  $n = 0,100$ . Finalmente, se propagó la crecida que se obtiene con la metodología (d) ( $Q_p = 35170 \text{ m}^3/\text{s}$ ) en dicho tramo, utilizando un coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0,060$ .

Cuando se propagó la crecida de  $Q_p = 22681 \text{ m}^3/\text{s}$ . se tuvieron problemas de convergencia en el cálculo de las condiciones iniciales y en el algoritmo de resolución de las ecuaciones de régimen impermanente, al usar un incremento  $\Delta t$  igual a 0,1 hrs. e incrementos  $\Delta X$  iguales a 5100 m., 2250 m. y 1700 m. Dichos problemas fueron solucionados al utilizar  $\Delta X = 413 \text{ m}$ .

En la tabla 4.38 se muestran los resultados obtenidos para un tiempo de simulación de 17 horas. En este caso, el modelo empleó 294 seg. de CPU.

Por otra parte, en la tabla 4.39 se muestran los resultados obtenidos al propagar la misma crecida con el mismo tiempo de simulación, pero utilizando un coeficiente de rugosidad de Manning igual a  $n = 0,045$ , en lugar de  $n = 0,060$ . (Tiempo CPU = 281 seg.).

Finalmente, en la tabla 4.40 se muestran los resultados obtenidos para un tiempo de simulación de 25 horas, al propagar la crecida, utilizando un coeficiente de rugosidad de Manning igual a  $n = 0,100$  (Tiempo CPU = 399 seg.).

**TABLA 4.38**  
**PROPAGACION DE CRECIDA.  $Q_p = 22681 \text{ m}^3/\text{s}$**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s
32150	120,9	22681	0,0	2,5
39050*	90,2	22150	24,0	2,8
44150	74,5	21744	48,0	2,3
54150	49,7	20691	108,0	2,2
59850	35,6	18992	186,0	2,1
69700	32,7	12278	258,0	1,9
82500	29,1	7771	456,0	1,8
110150	16,7	5841	816,0	2,5
114600	8,7	5840	846,0	1,9

\* Perfil del valle tomado a la altura de San Javier.

Como puede observarse en la tabla 4.38, la crecida experimenta una importante amortiguación a su paso por el tramo de 82,45 kms. Dicha amortiguación es el orden de un 74% del caudal máximo inicial.

**TABLA 4.39**  
**PROPAGACION DE CRECIDA  $Q_p = 22681 \text{ m}^3/\text{s}$**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s
32150	120,2	22681	0,0	3,1
39050	89,2	22232	18,0	3,5
44150	73,7	21996	36,0	2,8
54150	49,1	21378	78,0	2,7
59850	34,6	20063	150,0	2,5
69700	32,0	13866	210,0	2,3
82500	28,4	9265	312,0	2,3
110150	15,8	6527	552,0	3,1
114600	8,2	6522	576,0	2,4

**TABLA 4.40**  
**PROPAGACION DE CRECIDA  $Q_p = 22681 \text{ m}^3/\text{s}$**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s
32150	122,5	22681	0,0	1,7
39050	92,2	21669	42,0	1,9
44150	76,1	20914	72,0	1,7
54150	51,0	18814	156,0	1,5
59850	36,9	16121	264,0	1,6
69700	33,6	9109	378,0	1,3
82500	29,4	5316	546,0	1,1
110150	16,1	3083	918,0	1,4
114600	8,3	3066	972,0	1,1



Las tablas 4.39 y 4.40, muestran que la amortiguación que experimenta la crecida y los tiempos de ocurrencia de niveles máximos, son muy sensibles al coeficiente de rugosidad de Manning.

Para completar el estudio de la propagación de la crecida, se rastreó una crecida de caudal máximo igual a  $35170 \text{ m}^3/\text{s}$ , utilizando un coeficiente de rugosidad de Manning igual a  $n = 0,060$ . Además, se empleó un incremento  $\Delta t = 0,045 \text{ hrs.}$ , un incremento  $\Delta X = 431 \text{ m.}$  y un tiempo de simulación de 20 hrs.

En la tabla 4.41 figuran los resultados obtenidos luego de 721 seg. de C.P.U.

**TABLA 4.41**  
**PROPAGACION CRECIDA  $Q_p = 35170 \text{ m}^3/\text{s}$**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s
32150	122,1	35170	0,0	2,7
39050	92,0	34815	24,3	3,2
44150	76,1	34617	40,5	2,8
54150	51,4	34277	81,0	2,5
59850	42,0	31863	229,5	2,0
69700	40,3	25227	228,9	2,3
82500	37,2	20619	348,3	2,4
110150	22,7	16802	437,4	3,6
114600	12,2	16749	456,3	2,7

Los resultados de esta tabla indican que la atenuación del peak de la crecida, es de 52% aproximadamente, cifra inferior a la obtenida para la crecida de 22.681 m<sup>3</sup>/s mostrado en la tabla 4.38. Esto puede deberse al mayor volumen de esta crecida, en relación a la anterior.

Los resultados presentados en este punto, permiten hacer las siguientes observaciones:

1. Puede afirmarse que la mayor fuente de incertidumbre proviene de la dificultad para determinar cuál es la crecida que se obtiene después de producidas las mermas de agua.
2. La crecida originará caudales máximos en la desembocadura del Río Maule, a orillas del Constitución, comprendidos entre 5800 m<sup>3</sup>/s y 16800 m<sup>3</sup>/s. Dichos caudales se producirán entre 9 horas y 16 horas, después de producidos los caudales máximos al pie de la presa.
3. Los resultados obtenidos se muestran muy sensibles al coeficiente de rugosidad de Manning. Al aumentar éste de 0,045 a 0,100, los caudales máximos en Constitución disminuyen en un 53% y los tiempos de viaje de la onda en el tramo aumentan en un 60%. Las variaciones que resultan de estos mismos parámetros cuando la rugosidad varía de 0.060 a 0.100 son, respectivamente, 48% y 15%.

#### 4.4.4.8 Efecto de la Incorporación de Secciones Adicionales

En este punto se investigó la influencia que tiene en la selección de  $\Delta X$  la incorporación de nuevas secciones topográficas usadas para describir el valle, y la incidencia sobre los resultados de la incorporación de nuevas secciones, en conjunto con el uso de diferentes incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$ .

En esta investigación se utilizó la crecida de caudal máximo igual a  $35170 \text{ m}^3/\text{s}$  y un coeficiente de rugosidad  $n = 0.060$ .

##### a) Influencia del número de secciones topográficas en la selección de $\Delta X$ :

Al usar 9 secciones topográficas, se tuvieron problemas de convergencia en el cálculo de las condiciones iniciales y en el algoritmo de resolución de las ecuaciones de régimen impermanente, con  $\Delta X$  igual a 1239 m., 826 m. y 620 m. Dichos problemas fueron solucionados al reducir  $\Delta X$  a 413 m.

Al usar 16 secciones topográficas se registraron problemas de convergencia cuando se utilizó  $\Delta X$  igual a 1239 m. y 826 m., que fueron solucionados al usar  $\Delta X$  igual a 620 m.

Finalmente, al usar 24 secciones topográficas fue necesario reducir nuevamente  $\Delta X$  a 413 m. para evitar problemas de convergencia.

De lo recién expuesto, se concluye que no necesariamente, al intercalar nuevas secciones topográficas, se puede utilizar un incremento  $\Delta X$  más grande. La elección del  $\Delta X$  a utilizar parece estar relacionada con la diferencia que existe entre una sección y la vecina, pudiéndose usar  $\Delta X$  más grandes al ser más parecidas estas secciones.

b) Influencia en los resultados del número de secciones topográficas y de la selección de  $\Delta X$  y  $\Delta t$

En las tablas 4.42 a la 4.46, se muestra la influencia que tiene en los resultados los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$ , y el número de secciones topográficas usados para describir el valle.

TABLA 4.42

16 SECCIONES,  $\Delta X = 413$  m.,  $\Delta t = 0,045$  HRS.

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
32150	122,1	35170	0,0	2,7
39050	92,0	34811	24,3	3,1
44150	77,8	34483	48,6	2,1
49150	68,4	34111	64,8	3,2
54150	51,3	33986	83,7	2,5
59850	38,1	32814	286,2	2,5
64850	37,8	27049	310,5	1,4
69700	37,4	24100	332,1	2,5
76100	36,8	19841	353,7	1,7
82500	36,1	15371	367,2	2,1
88030	34,7	14236	380,7	2,2

cont.

TABLA 4.42

16 SECCIONES,  $\Delta X = 413$  m.,  $\Delta t = 0,045$  HRS.

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
93560	32,1	13863	402,3	2,7
99090	28,3	13505	440,1	2,6
104620	25,2	13040	464,4	2,0
110150	19,1	12899	480,6	3,7
114600	12,5	12861	510,8	2,0

TABLA 4.43

16 SECCIONES,  $\Delta X = 413$  m.,  $\Delta t = 0,15$  HRS.

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
32150	122,1	35170	0,0	2,7
39050	92,0	34721	27,0	3,1
44150	77,8	34369	45,0	2,1
49150	68,4	34000	63,0	3,2
54150	51,3	33848	81,0	2,5
59850	38,1	32661	288,0	2,5
64850	37,8	26958	306,0	1,4
69700	37,4	23995	333,0	2,5
76100	36,7	19748	351,0	1,7
82500	36,1	15323	369,0	2,1
88030	34,7	14176	378,0	2,2
93560	32,0	13800	405,0	2,7
99090	28,2	13441	441,0	2,6
104620	25,1	12974	468,0	2,0
110150	19,0	12831	486,0	3,7
114600	12,4	12731	513,0	2,0

**TABLA 4.44**  
**16 SECCIONES,  $\Delta X = 620$  m.,  $\Delta t = 0,045$  HRS.**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
32150	122,1	35170	0,0	2,7
39050	92,0	34813	24,3	3,1
44150	77,8	34488	48,6	2,2
49150	68,4	34107	64,8	3,2
54150	51,3	33983	83,7	2,5
59850	38,1	32811	286,2	2,5
64850	37,8	27082	310,5	1,4
69700	37,4	24127	332,1	2,5
76100	36,8	19861	353,7	1,7
82500	36,1	15391	367,2	2,1
88030	34,8	14266	380,7	2,2
93560	32,1	13897	402,3	2,7
99090	28,3	13541	437,4	2,6
104620	25,2	13079	464,4	2,0
110150	19,1	12939	480,6	3,7
114600	12,5	12846	510,5	2,0

TABLA 4.45

24 SECCIONES,  $\Delta X = 413 \text{ m.}$ ,  $\Delta t = 0,15 \text{ HRS.}$ 

D	Zm	Qp	Tp	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
32150	122,1	35170	0,0	2,7
39050	92,0	34721	27,0	3,1
44150	77,8	34369	45,0	2,1
49150	68,4	34000	63,0	3,2
54150	53,2	33757	90,0	1,8
57000	45,5	33642	99,0	3,8
59850	38,2	32806	288,0	2,6
62350	38,0	30001	306,0	1,8
64850	37,9	26705	306,0	1,4
67300	37,8	24733	315,0	1,5
69700	37,5	23742	333,0	2,4
72900	37,0	22331	351,0	2,3
76100	36,8	19851	360,0	1,7
79350	36,5	17164	360,0	1,8
82500	36,1	15379	369,0	2,0
88030	34,7	14307	387,0	2,2
93560	32,0	13957	405,0	2,7
99090	28,0	13592	450,0	2,7
102300	26,3	13211	468,0	2,1
104620	25,3	12986	477,0	2,0
107400	23,7	12852	486,0	2,1
110150	20,4	12815	495,0	3,2
112400	15,8	12800	504,0	3,3
114600	11,8	12780	513,0	2,3

TABLA 4.46  
24 SECCIONES,  $\Delta X = 413 \text{ m.}$ ,  $\Delta t = 0,075 \text{ HRS.}$

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
32150	122,1	35170	0,0	2,7
39050	92,0	34787	22,5	3,1
44150	77,8	34457	49,5	2,1
49150	68,4	34079	67,5	3,2
54150	53,2	33857	90,0	1,8
57000	45,5	33752	99,0	3,8
59850	38,2	32918	288,0	2,6
62350	38,0	30084	306,0	1,8
64850	38,0	26758	310,5	1,4
67300	37,9	24808	315,0	1,5
69700	37,5	23822	328,5	2,4
72900	37,1	22400	351,0	2,3
76100	36,8	19908	360,0	1,7
79350	36,6	17554	364,5	1,8
82500	36,1	15409	369,0	2,1
88030	34,8	14345	382,5	2,2
93560	32,0	14001	409,5	2,7
99090	28,0	13633	450,0	2,7
102300	26,4	13253	468,0	2,1
104620	25,3	13027	477,0	2,1
107400	23,7	12897	486,0	2,1
110150	20,4	12886	490,5	3,2
112400	15,8	12843	499,5	3,3
114600	11,8	12821	513,1	2,3



Como puede observarse en las tablas 4.42 a la 4.46, los resultados obtenidos se muestran muy poco sensibles a la incorporación de nuevas secciones topográficas y a los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$  utilizados. Sin embargo, la incorporación de nuevos perfiles topográficos tiene una incidencia directa sobre el amortiguamiento de los caudales peak y tiempos de propagación. En este caso el caudal peak resultó del orden de  $12800 \text{ m}^3/\text{s}$  y el tiempo del orden de 500 min., en tanto en el caso de los resultados de la tabla 4.41 que corresponden a las mismas condiciones pero con sólo 9 secciones y se obtuvo un caudal máximo de  $16700 \text{ m}^3/\text{s}$  aproximadamente y un tiempo de 456 min.

#### 4.4.4.9 Conclusiones Respecto al Punto Anterior

1. Cuando se producen errores de convergencia, éstos ocurren en el cálculo de las condiciones iniciales o en el algoritmo de resolución de las ecuaciones en  $T = 0$ .
2. Los errores antes mencionados se solucionan reduciendo  $\Delta X$ .
3. En algunos casos, es necesario reducir menos  $\Delta X$  cuando se incorporan secciones topográficas intermedias, pero esto no siempre se cumple.
4. Solucionados los problemas de convergencia,  $\Delta X$  tiene muy poca influencia en los resultados.
5. El incremento  $\Delta t$  tiene poca influencia en los resulta-

dos, aún cuando se produzcan tiempos de ocurrencia de los niveles máximos iguales en secciones topográficas sucesivas, problema que puede ser resuelto disminuyendo  $\Delta t$ .

6. Al introducir nuevas secciones topográficas se modifican los resultados, hasta que se alcanza una condición de equilibrio en la cual la incorporación de más secciones intermedias no afecta los resultados.
7. De acuerdo a los resultados obtenidos, el caudal máximo que se registrará en la desembocadura del Maule, no superará  $12800 \text{ m}^3/\text{s}$  y se producirá no antes de 10 hrs. después de producido el caudal máximo al pie de la presa.

#### **4.5 APLICACION AL SISTEMA COGOTI - PALOMA**

Se mostrarán, en este punto, los resultados obtenidos al aplicar los modelos discutidos en el Capítulo 3. al sistema formado por los embalses Cogotí y Paloma de la IV Región.

##### **4.5.1 Antecedentes Generales**

El embalse La Paloma está ubicado en la IV Región del país, sobre la confluencia de los ríos Grande y Huatulame, aproximadamente a 25 kilómetros aguas arriba de la ciudad de Ovalle y 35 kilómetros aguas abajo del embalse Cogotí. Forma parte del sistema de embalses

Cogotí, Recoleta y La Paloma de la Dirección de Riego del M.O.P., que en conjunto poseen 1000 millones de metros cúbicos de almacenamiento. En la Fig. 4.7 se muestra un plano de ubicación general de este sistema.

El embalse La Paloma, que tiene una capacidad de 750 millones de metros cúbicos, está formado por un muro de contención de tierra de 82 m. de altura máxima sobre el lecho del río. Entre sus principales obras, se encuentran: un vertedero con su respectivo canal de acceso; un rápido de descarga y colchón amortiguador; un desagüe de fondo; obras de entrega para riego, y; un sistema de drenaje que permite captar y extraer las aguas que se filtran a través de los apoyos de la presa.

El embalse Cogotí está formado por una presa de enrocado, compuesta por unidades del orden de 1 m. de diámetro y una pantalla de hormigón armado formada por losas en su mayoría de 10 x 10 m., con espesores que varían entre 0,2 y 0,8 m., ubicada en el talud de aguas arriba de la presa.

La presa del embalse Cogotí experimenta filtraciones de importancia. De acuerdo a la referencia (65) "...actualmente la seguridad de la presa se vería comprometida en caso de manifestarse un sismo importante con niveles del embalse altos: para una altura de 60 metros y un valor de aceleración de 0,15 g, valor de aceleración factible en la zona, el caudal crítico (de filtraciones), sería del orden del que se manifiesta actualmente".

Debido a que la crecida que originaría la

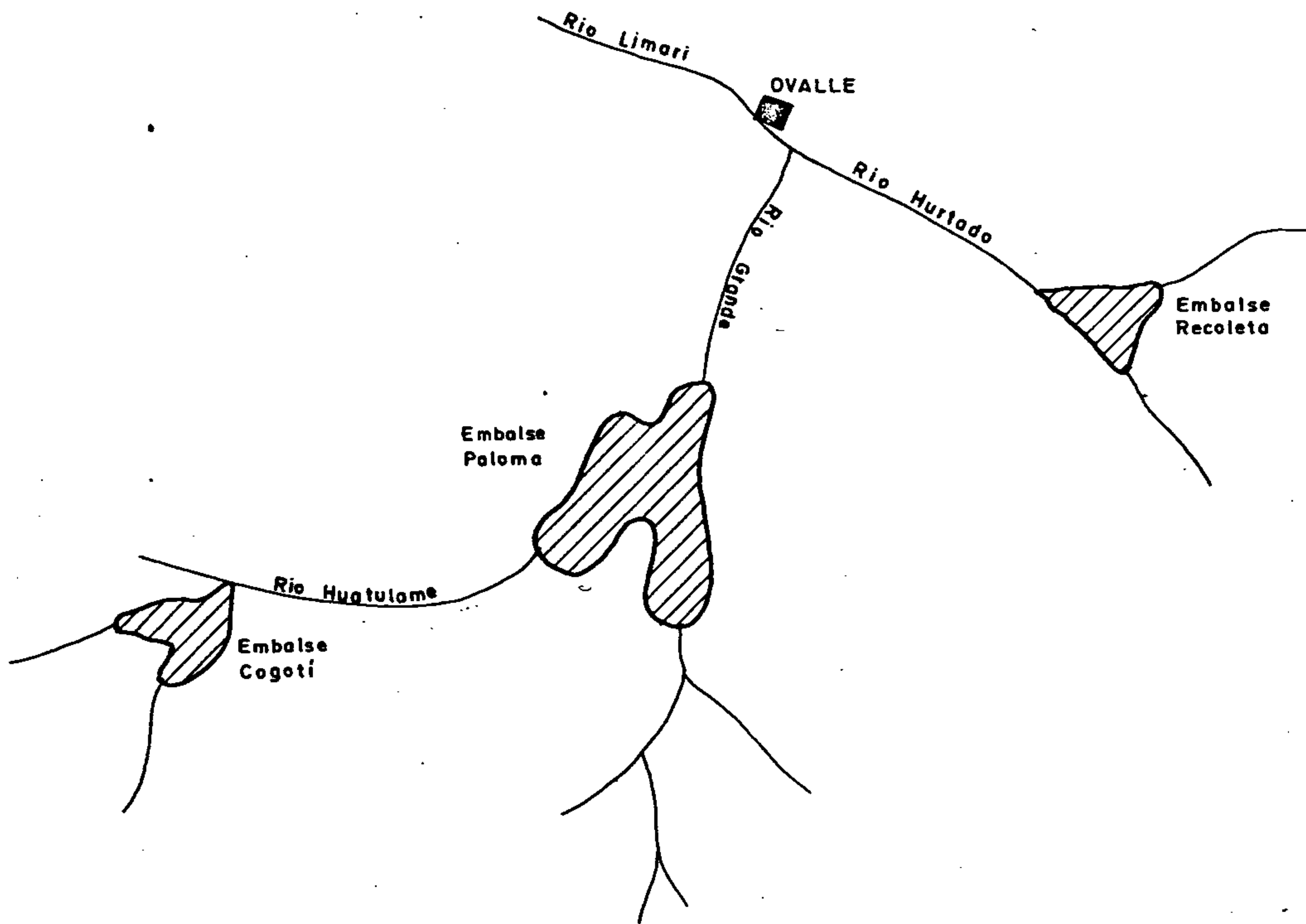


FIG. 4.7 PLANO DE UBICACION GENERAL DEL SISTEMA COGOTI-PALOMA-RECOLETA

ruptura de la presa del embalse Cogotí llegaría al embalse La Paloma, se estudió en esta sección la ruptura de las presas de ambos embalses.

#### **4.5.2 Antecedentes Requeridos para la Aplicación de los Modelos**

En este punto se presentan los antecedentes de las obras que componen los embalses Cogotí y La Paloma, los antecedentes hidrológicos y de los valles por donde se propagarán las crecidas, que son requeridos por la aplicación de los modelos empleados.

##### **4.5.2.1 Presa Cogotí**

Está formada por un enrocado con una pantalla de hormigón en el talud de aguas arriba. Su talud de aguas abajo es 1,5:1 (H:V) y el talud de aguas arriba 1,6:1 (H:V). La altura de la presa es de 81,7 m., el ancho de su coronamiento es de 5 m. y su longitud 160 m.

##### **4.5.2.2 Embalse Cogotí**

Se sitúa sobre la confluencia de los ríos Pama y Cogotí. La longitud del lago en el sentido de la quebrada de Pama es de 9,5 kms. y en el sentido de la quebrada de Cogotí de 5,5 kms. En la tabla 4.47 se muestra la curva de embalse para Cogotí.

**TABLA 4.47**  
**CURVA EMBALSE COGOTI**

Altura	Volúmen
m	$\times 10^3 \text{ m}^3$
8	0
16	2617
24	9420
32	21668
40	40819
48	69911
56	112066
61	114925

#### **4.5.2.3 Obras Anexas al Embalse Cogotí**

El embalse Cogotí posee un vertedero de una capacidad igual a  $5000 \text{ m}^3/\text{s}$  cuyo umbral se sitúa 7 metros por debajo del coronamiento de la presa. Posee, también, dos túneles, uno de los cuales funciona como obra de toma y el otro como desagüe de semifondo. No se dispone de antecedentes con respecto a estas obras.

#### **4.5.2.4 Antecedentes Hidrológicos del Embalse Cogotí**

Serán presentados en conjunto con los del embalse La Paloma.

#### 4.5.2.5 Antecedentes del Valle que se Desarrolla entre la Presa Cogotí y el Embalse La Paloma

Se trata de un valle muy encajonado por donde se desarrolla el río Huatulame. La distancia entre la presa Cogotí y el inicio del embalse La Paloma, es del orden de 34 kilómetros.

El coeficiente de rugosidad de Manning para este valle, fue estimado en 0,060 considerando que para el valle que se sitúa aguas abajo de la presa del embalse La Paloma se supuso un coeficiente de rugosidad igual a 0,070.

Para describir este valle se tomaron 11 perfiles topográficos de las planchetas IGM a escala 1:50000 (Mantos de Punitaqui y Guatulame).

**TABLA 4.48**  
**PERFILES TOPOGRAFICOS**

Perfil	D	Zf
Nº	m	m
1	0	575,0
2	1850	562,0
3	3700	550,0
4	7950	525,0
5	11650	500,0
6	15950	475,0
7	21250	450,0
8	24750	425,0

cont.

**TABLA 4.48**  
**PERFILES TOPOGRAFICOS**

Perfil	D	Zf
Nº	m	m
9	27350	400,0
10	30900	375,0
11	33650	365,0

#### 4.5.2.6 Presa La Paloma

La presa del embalse La Paloma, es un muro de 75 metros de altura, 10 metros de ancho y 1000 metros de longitud en el coronamiento, con taludes' 2,5:1 (H:V), conformado por un núcleo impermeable, un relleno semipermeable y un relleno de enrocado, tal como muestra la Fig. 4.8.

Se dispone de la siguiente información con respecto a los materiales que conforman la presa (Coyne et Bellier, 1981) :

i) Relleno de enrocado:

D85	=	150 mm.
D50	=	50 mm.
D15	=	2 mm.

ii) Relleno semipermeable :

D85	=	50 mm.
D50	=	9 mm.



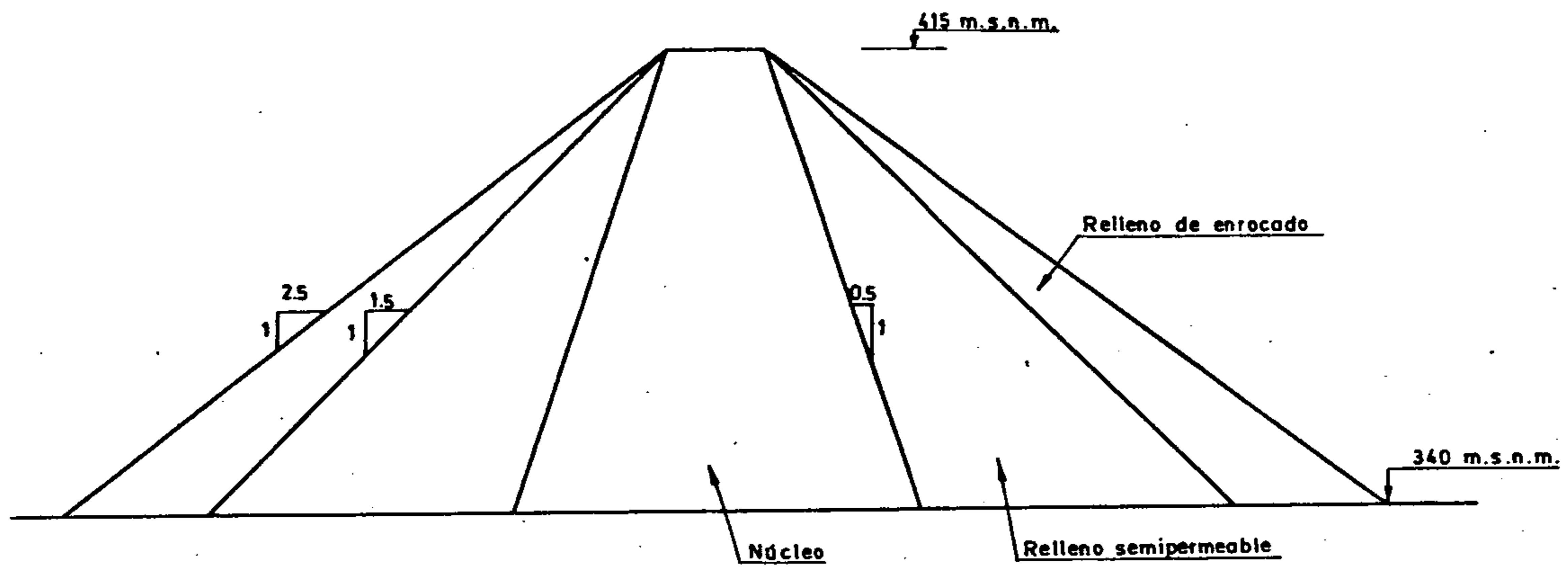


FIG.4.8 ESQUEMA REPRESENTATIVO DE LA PRESA LA PALOMA

D15	=	0,35 mm.
$\gamma_s$ aguas arriba	=	2,32 ton/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$ aguas abajo	=	2,34 ton/m <sup>3</sup>

## iii) Núcleo impermeable:

D85	=	4,8 mm.
D50	=	0,05 a 0,35 mm.
D15	=	0,004 a 0,02 mm.
$\gamma_s$	=	1,74 ton/m <sup>3</sup> .

4.5.2.7 Embalse La Paloma

Está formado por la presa recién descrita. Corresponde a un lago que cubre una superficie aproximada de 3000 hectáreas al nivel de aguas máximas a la cota 411,48 m.s.n.m. En la tabla 4.49 se muestra la curva de embalse de La Paloma.

**TABLA 4.49**  
**CURVA EMBALSE LA PALOMA**

Cota	Volúmen
m	x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
345	0,39
355	8,64
365	36,34
375	101,45
385	210,82
395	367,43
410	710,51
420	1025,63

#### 4.5.2.8 Vertedero Embalse La Paloma

La cota del umbral de este vertedero, compuesto por ocho compuertas de sector que se operan automáticamente, corresponde a la 411,48 m.s.n.m.

La curva de descarga del vertedero, determinada considerando el funcionamiento automático del vertedero y la relación hidráulica que rige el escurrimiento bajo una compuerta de sector, figura en la tabla 4.50.

**TABLA 4.50**  
**CURVA DE DESCARGA DEL VERTEDERO**

Cota	Caudal
m	m <sup>3</sup> /s
411,48	0
411,70	1420
411,90	3220
412,00	4200
412,10	4820
412,20	6410
413,50	6760
415,50	7260

#### 4.5.2.9 Obras Anexas Embalse La Paloma

Corresponden a un desagüe de fondo formado por dos tuberías de 700 mm. de diámetro; obras de entrega para riego constituidas por una Casa de Entrega y un Pique, ambos dotados de juegos de válvulas y, un sistema

de drenaje compuesto por una Trinchera de Drenaje, un Pique de Drenaje, Pozos Filtrantes y una Galería de Drenaje.

#### 4.5.2.10 Antecedentes Hidrológicos

La cuenca afluyente al embalse La Paloma está compuesta por tres subcuencas, a saber: la cuenca afluyente al embalse por el río Grande, la cuenca afluyente al embalse Cogotí y la cuenca intermedia por el río Huatulame entre los embalses Cogotí y La Paloma.

En estas subcuencas se presentan crecidas ocasionadas por precipitaciones de invierno y de verano y por deshielos; siendo las crecidas pluviales de invierno los que presentan mayores caudales máximos.

En las tablas 4.51, 4.52 y 4.53 se presentan las crecidas con período de retorno 1000 años para cada subcuenca.

**TABLA 4.51**  
**CUENCA AFLUENTE POR EL RIO GRANDE**

t	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0	60
6	1200
12	2650
18	2200

cont.

**TABLA 4.51**  
**CUENCA AFLUENTE POR EL RIO GRANDE**

t	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
24	1800
30	1440
36	1140
42	920
48	720

**TABLA 4.52**  
**CUENCA INTERMEDIA POR EL RIO HUATULAME**

t	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0	20
6	1500
12	1100
18	820
24	600
30	450
36	310
42	190
48	110

**TABLA 4.53**  
**CUENCA AFLUENTE AL EMBALSE COGOTI**

t	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0	30
6	880
12	2990
18	1700
24	1060
30	740
36	560
42	440
48	340

**4.5.2.11 Antecedentes del Valle que se Desarrolla Aguas Abajo de la Presa La Paloma**

Aguas abajo de la presa La Paloma, se distinguen dos valles; el primero se ubica entre la presa y una angostura situada inmediatamente aguas arriba de la confluencia de los ríos Grande y Hurtado, y tiene una longitud aproximada de 18 kms. El segundo, se desarrolla aguas abajo de dicha angostura en forma aproximadamente perpendicular al primer valle; por él escurre el río Limarí y en él se sitúa la ciudad de Ovalle.

En el segundo valle, inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Grande (que se desarrolla por el primer valle) y Hurtado, y a aproximadamente

2600 m. aguas arriba de la ciudad de Ovalle, existe otra garganta más estrecha que la anterior, por lo que se estimó se formaría un represamiento transitorio aguas arriba de ella sobre el río Hurtado.

Para los valles recién mencionados, se seleccionó un coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0,070 basándose en los seleccionados en Hidroproyectos (1980). Por otra parte, los perfiles usados para describir los valles fueron tomados de las planchetas IGM a escala 1:25000 denominadas Embalse Paloma, Los Algarrobos, La Chimba y Ovalle. Además de una de estas planchetas, se estimó el volúmen de agua que se almacenaría en la poza antes mencionada en función de la cota.

En la tabla 4.54 se indica la ubicación y menor cota de cada uno de los perfiles usados para describir los valles. Por último, en la tabla 4.55 se indica el volúmen en la zona de represamiento transitorio, en función de la cota.

**TABLA 4.54**  
**PERFILES TOPOGRAFICOS**

Perfil	D	Zf
Nº	m	m
1	0	325,0
2	1825	312,5
3	3675	300,0
4	6300	287,5
5	8925	275,0

cont.

TABLA 4.54  
PERFILES TOPOGRAFICOS

Perfil	D	Zf
Nº	m	m
6	10838	262,5
7	12750	250,0
8	14925	237,5
9	17100	225,0
10	18250	218,4
11	19100	218,0
12	21725	200,0
13	24450	187,5

TABLA 4.55  
VOLUMENES DE LA POZA

Cota	Volumen
m	$\times 10^3 \text{ m}^3$
218	0,0
225	1340,5
250	49390,5
275	175153,0



#### 4.5.3 Condiciones de Aplicación de los Modelos

En primer lugar, se determinó cuál es el hidrograma que resulta de la ruptura de la presa Cogotí cuando ella falla por piping. Para ello, se supuso que la profundidad del agua en el lago es de 60 m. y con este valor se determinó el ancho basal y el tiempo de formación de la brecha con la metodología de Mac Donald et al (1984), clasificando a la presa como "non - earthfill".

Cabe señalar que para el cálculo del tiempo de formación de la brecha, hubo que clasificar a la presa como "earthfill" (debido a que dicha metodología no presenta un gráfico que permita calcular el tiempo de formación de la brecha cuando la presa es clasificada como "non - earthfill"). Se estudiaron dos condiciones, la primera fue aquella en la cual el caudal afluente al embalse es igual a  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , y la segunda, cuando arriba al embalse la crecida milenaria.

Se completó este estudio determinando la sensibilidad que presenta el caudal máximo del hidrograma de ruptura, con respecto al tiempo de formación de la brecha.

Finalizado lo anterior, se propagó uno de los hidrogramas que se generan como consecuencia de la ruptura de la presa Cogotí entre dicha presa y el embalse La Paloma, considerando como condición de borde en el extremo de aguas abajo la existencia de niveles de escurrimiento normal. Además, se investigó la influencia que tiene en los resultados, el incorporar nuevas secciones topográficas en la descripción del valle y el efecto de

suponer que el escurrimiento es supercrítico en lugar de subcrítico.

Posteriormente, se estudió el comportamiento del embalse La Paloma, cuando la cota del agua en él corresponde a 411,5 m.s.n.m. y arriban crecidas producidas por la ruptura de la presa Cogotí.

A continuación, se estudió cuál es el hidrograma que se produce como consecuencia de la ruptura de la presa La Paloma cuando ésta falla por piping u overtopping. En ambos casos, se supuso que la cota en el embalse corresponde a 411,5 m.s.n.m., pero en el caso de overtopping se supuso que llega al embalse una crecida producida por la ruptura de la presa Cogotí, sin que funcione el vertedero de La Paloma.

Para generar el hidrograma de ruptura se empleó, en primer lugar, el modelo DAMBRK estimando las características de la brecha con la metodología de Mac Donald et al. En el caso de una falla por overtopping, se realizó un análisis de sensibilidad con respecto al ancho basal de la brecha y en el caso de piping, con respecto a la cota de iniciación de este fenómeno.

Finalizado el análisis de sensibilidad, se determinaron hidrogramas de ruptura para fallas ocasionadas por piping u overtopping, empleando el modelo BREACH y considerando que la presa puede modelarse de dos formas distintas, que se verán más adelante, denominadas "modelación tipo 1" y "modelación tipo 2", respectivamente.

En la utilización del modelo BREACH para

simular una falla por overtopping, debido al pequeño número de coordenadas del hidrograma afluente que este modelo acepta como datos, fue necesario calcular previamente el llenado del embalse hasta la cota de coronamiento, partiendo de la cota 411,5 m.s.n.m., sin considerar el funcionamiento del vertedero y cuando la crecida afluente es la que produce la ruptura de la presa Cogotí.

Una vez realizado el estudio de la generación del hidrograma de ruptura, se estudió la propagación de un hidrograma generado por el modelo DAMBRK y de otro generado por el modelo BREACH. En esta fase se investigó cómo afectan los resultados la existencia de problemas de convergencia, que se producen en el algoritmo de resolución de las ecuaciones de régimen impermanente y, la relación que tienen estos problemas con la existencia en algunos instantes de escurrimiento supercrítico en algunas secciones del valle. Se investigó, además, la relación que tienen los problemas de convergencia detectados con la selección de los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$ .

En el estudio de la propagación de la crecida, se consideró que en el extremo de aguas abajo del primer valle (el que se desarrolla entre la presa y la garganta ubicada aguas arriba de la confluencia de los ríos Grande y Hurtado) se tienen niveles de escurrimiento normal. Esto se complementó con un análisis del efecto que tiene suponer en la garganta escurrimiento crítico.

Obtenido un hidrograma a la salida de la garganta, dicho hidrograma se introdujo a la zona de represamiento transitorio que se forma sobre el río Hurtado, determinándose a continuación los niveles que se

producen en dicha zona en función del tiempo. Para ello, se empleó la ecuación de continuidad y la condición de crisis en la garganta de la salida de la zona de represamiento. Los niveles así obtenidos fueron utilizados como condición de borde de aguas abajo en la propagación de la crecida, debido a la ruptura de Paloma en el río Grande. El hidrograma a la salida de la zona de represamiento en la confluencia del río Grande y Hurtado, se obtuvo transitando el hidrograma proveniente del río Grande a través de dicha zona.

Obtenido el hidrograma a la salida de la zona de represamiento transitorio, dicho hidrograma se propagó hacia aguas abajo en el río Limarí, suponiendo escurrimiento subcrítico en todo el tramo y como condición de borde de aguas abajo, aquella dada por niveles de escurrimiento normal. Para el perfil que se ubica a la altura de Ovalle, se modeló aquella parte que se desarrolla sobre la ciudad como si se tratara de una zona de almacenamiento transitorio.

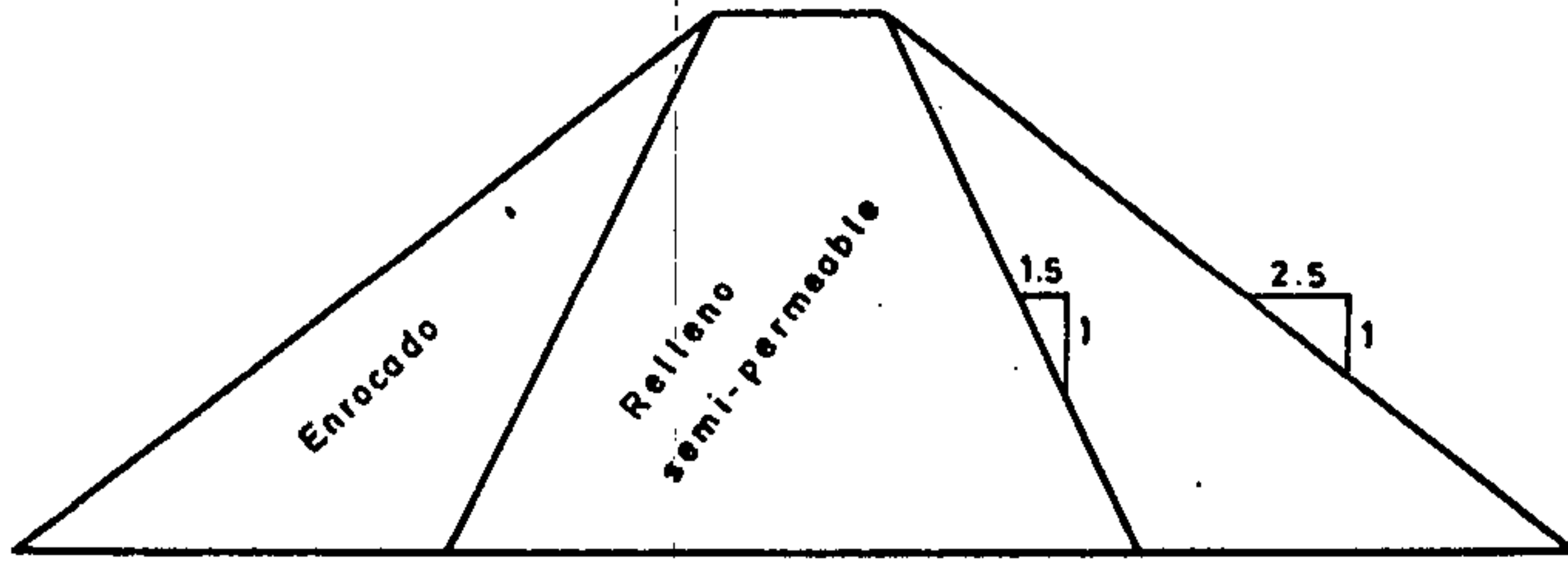
Como se ha señalado, para la utilización del modelo BREACH se modeló a la presa de dos maneras diferentes, como se explica a continuación:

a. Modelación tipo 1:

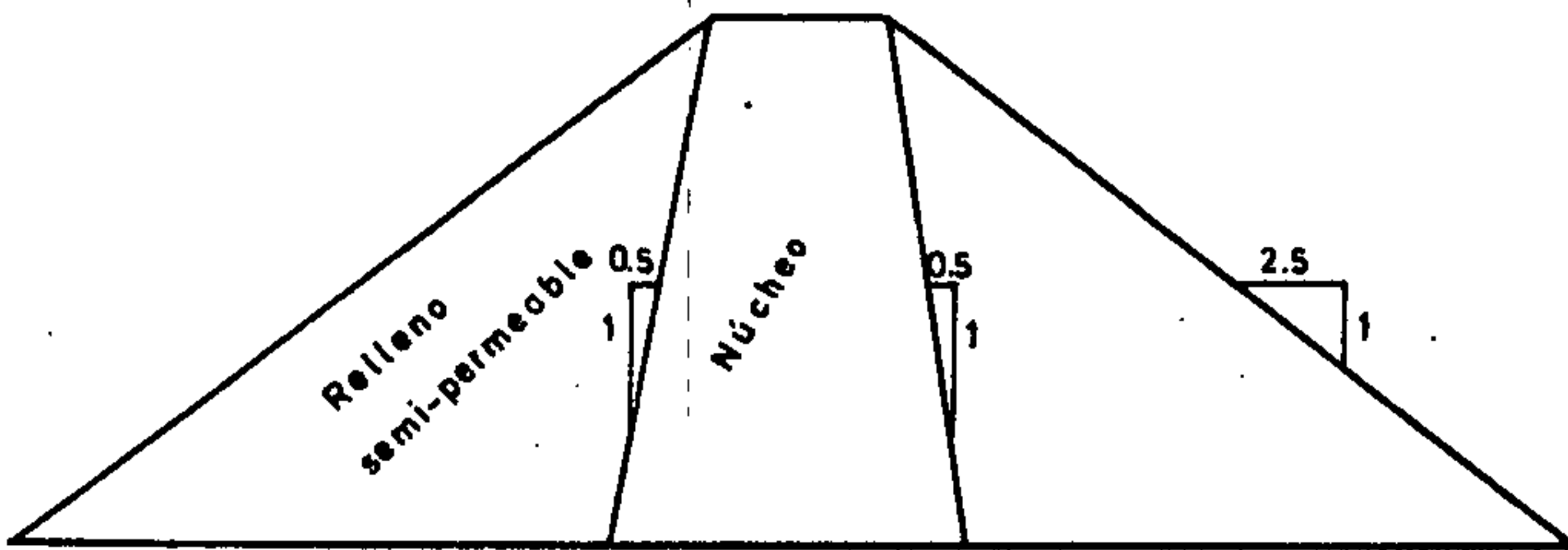
Se considera a la presa compuesta por un enrocado y un relleno semipermeable, tal como muestra la Fig. 4.9.

b. Modelación tipo 2:

Se considera a la presa compuesta por un relleno semipermeable y un núcleo, tal como muestra la Fig. 4.9, con un enrocado cubriendo el talud de agua abajo.



MODELACION TIPO 1



MODELACION TIPO 2

FIG. 4.9

MODELACIONES PRESA LA PALOMA

Las propiedades de los materiales que componen la presa, son los que se detallan a continuación:

- Enrocado:

$$\begin{aligned} &= 1,65 \text{ ton/m}^3 \\ D50 &= 50 \text{ mm.} \\ n &= 0,4 \\ c &= 0 \text{ ton/m}^2 \\ \phi &= 40^0 \\ D90/D30 &= 6,0 \end{aligned}$$

- Semipermeable:

$$\begin{aligned} &= 1,44 \text{ ton/m}^3 \\ D50 &= 9 \text{ mm.} \\ n &= 0,38 \\ c &= 0 \text{ ton/m}^2 \\ \phi &= 38^0 \\ D90/D30 &= 10,0 \end{aligned}$$

- Núcleo impermeable:

$$\begin{aligned} \text{sat} &= 2,06 \text{ ton/m}^3 \\ D50 &= 0,2 \text{ mm.} \\ n &= 0,39 \\ c &= 4,5 \text{ ton/m}^2 \\ \phi &= 0^0 \\ D90/D30 &= 45,0 \end{aligned}$$

#### 4.5.4 Presentación, Análisis y Discusión de los Resultados

#### 4.5.4.1 Generación del Hidrograma de Ruptura para la Presa Cogotí

Con la metodología de Mac Donald et al., se determinan las siguientes características de la brecha:

- Cuando el caudal afluente al embalse es igual a  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ :

Base de la brecha : 58 m.

Tiempo de formación (earthfill) : 3 hrs.

- Cuando arriba al embalse la crecida milenaria:

Base de la brecha : 72 m.

Tiempo de formación (earthfill) : 3,0 hrs.

En este caso, el volumen en el embalse se calculó como el que almacena el embalse para un nivel del agua igual a 60 m. más el volumen de agua aportado por la crecida milenaria en 3 horas.

Para la brecha que se produce cuando el caudal afluente al embalse es igual a  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  determinaron los caudales máximos en función de la cota de iniciación de piping que figuran en la tabla 4.56.

**TABLA 4.56**  
**VARIACION DEL CAUDAL MAXIMO**  
**CON RESPECTO AL NIVEL DE INICIACION DEL PIPING (Zp)**

Zp	Caudal
m	m <sup>3</sup> /s
60	23489
35	23190
10	28600

Como se aprecia en esta tabla, los resultados experimentan una variación inferior al 22% al variar la cota Zp entre 60 m. y 10 m.

Considerando que en el gráfico que presenta la metodología de Mac Donald et al. para calcular el tiempo de formación de la brecha, se indican tiempos que varían entre 0,25 hrs. y 7 hrs. cuando se trata de una presa "non - earthfill", se determinaron para una brecha de 58 m. de ancho basal y Zp = 60 m., los caudales máximos que figuran en la tabla 4.57.

**TABLA 4.57**  
**VARIACION DEL CAUDAL MAXIMO**  
**EN FUNCION DEL TIEMPO DE FORMACION DE LA BRECHA (T)**

T	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0,25	63140
1,0	49898
3,0	23489
7,0	11380



Se observa en esta tabla que el caudal máximo del hidrograma de ruptura, es muy sensible al tiempo de formación de la brecha.

Por otra parte, con el modelo DAMBRK para la brecha que predice la metodología de Mac Donald et al., cuando arriba el embalse la crecida milenaria, y para una cota de iniciación del piping igual a 60 m., se genera un hidrograma que presenta un caudal máximo igual a 26718 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.5.4.2 Conclusiones de la Generación del Hidrograma de Ruptura para Cogotí

1. De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede afirmar que la mayor fuente de incertidumbre con respecto a la determinación del caudal máximo que presenta el hidrograma de ruptura, proviene de la dificultad para estimar el tiempo de formación de la brecha en este tipo de presas.
2. El nivel de iniciación del piping ( $Z_p$ ) y el ancho basal de la brecha, tienen una influencia mucho menor sobre el caudal máximo que la que tiene el tiempo de formación de la brecha.
3. De acuerdo a los resultados obtenidos, es probable que como consecuencia de la ruptura de la presa Cogotí, se generará una crecida que presentará un caudal máximo comprendido entre 12000 m<sup>3</sup>/s y 63000 m<sup>3</sup>/s.
4. Finalmente, es conveniente señalar que en todas las

aplicaciones realizadas se supuso que el nivel del lago es igual a 60 m. Esta suposición se basa en que no se dispone de datos acerca del volumen embalsado a niveles mayores. Se cree que los caudales máximos que se obtengan, no variarán demasiado al utilizar niveles del lago superiores, no obstante, lo que si aumenta es el volumen de agua que aporta la crecida que se originaría, lo cual puede ser un factor importante en el análisis del efecto que tiene para el embalse La Paloma la ruptura de la presa Cogotí.

En lo que sigue, se supondrá que la crecida que origina la ruptura de la presa Cogotí, es aquella que figura en la tabla 4.58, cuyo caudal máximo es igual a 23489 m<sup>3</sup>/s. Dicha crecida corresponde a un ancho de brecha de 58 m. y un tiempo de formación de la misma de 3.0 hrs.

**TABLA 4.58**  
**HIDROGRAMA DE RUPTURA PARA COGOTI**

Tiempo	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0,00	1
0,24	118
0,48	660
0,72	1790
0,96	3581
1,26	6739
1,50	9889
1,74	13404

cont.

**TABLA 4.58**  
**HIDROGRAMA DE RUPTURA PARA COGOTI**

Tiempo	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
1,98	17019
2,22	20363
2,52	23329
2,76	23489
3,00	20893
3,24	10297
3,54	4187
3,76	3052
4,05	2225

#### 4.5.4.3 Propagación del Hidrograma de Ruptura de la Presa Cogotí

En este punto se estudia la propagación del hidrograma que figura en la tabla 4.58, pero considerando que éste se inicia cuando se producen 660 m<sup>3</sup>/s. Este último caudal se impuso para evitar que las condiciones iniciales se calculen con un caudal muy pequeño, lo cual podría producir problemas de convergencia.

Usando  $\Delta X$  igual a 1850 m., que corresponde a la mínima distancia entre dos secciones topográficas sucesivas y  $\Delta t$  igual a 0,0456 hrs., se obtuvieron los resultados de la tabla 4.59. El tiempo de ejecución fue de 35 seg. de C.P.U.

TABLA 4.59  
PROPAGACION CRECIDA COGOTI

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	605,1	23489	0,0	13,3
1850	583,0	23473	-10,9	10,2
3700	572,3	23416	2,8	5,9
7950	550,6	23290	8,2	7,9
11650	523,5	23192	13,7	7,0
15950	495,0	23050	21,9	5,2
21250	470,9	22724	32,8	5,8
24750	443,0	22649	41,0	7,8
27350	412,2	22617	41,0	6,1
30900	388,1	22504	52,0	4,0
33650	375,1	22379	62,9	3,4

Debido a que se produjo un tiempo negativo en la segunda sección topográfica y a la ocurrencia de tiempos iguales para dos secciones topográficas sucesivas, se redujo  $\Delta t$  a 0,0228 hrs., obteniéndose los resultados que figuran en la tabla 4.60. El tiempo de ejecución fue, en este caso, de 58 seg. de C.P.U.

TABLA 4.60  
PROPAGACION CRECIDA COGOTI

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	605,1	23489	0,0	13,3
1850	583,0	23472	-10,9	10,2
3700	572,3	23452	2,8	5,9
7950	550,6	23332	8,2	7,9
11650	523,5	23240	13,7	7,0
15950	495,0	23094	21,9	5,2
21250	470,9	22777	34,2	5,8
24750	443,0	22724	39,7	7,8
27350	412,2	22703	42,4	6,1
30900	388,1	22613	53,3	4,0
33650	375,2	22510	62,9	3,4

Los resultados de la tabla anterior muestran que no obstante el cambio en  $\Delta t$ , continúa produciéndose un tiempo negativo en la segunda sección topográfica. Por tal motivo, se redujo  $\Delta t$  a 0,0114 hrs., obteniéndose los resultados que figuran en la tabla 4.61. El tiempo de ejecución fue, en este caso, de 88 seg. C.P.U.

TABLA 4.61  
PROPAGACION CRECIDA COGOTI

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	605,1	23489	0,0	13,3
1840	583,0	23511	-10,9	10,2
3700	572,3	23478	2,0	5,9
7950	550,6	23343	7,5	7,9
11650	523,5	23256	13,0	7,0
15950	495,0	23129	21,2	5,2
21250	470,9	22810	34,9	5,8
24750	443,0	22761	40,3	7,8
27350	412,2	22742	43,1	6,1
30900	388,1	22663	53,3	4,0
33650	375,2	22572	62,2	3,4

Como puede observarse en las tablas 4.59, 4.60 y 4.61, aún cuando no se pueda solucionar completamente el problema de tiempos de ocurrencia de niveles máximos negativos, los resultados que conciernen a niveles, caudales y tiempos, son muy parecidos entre si.

Debido a la persistencia del problema de la ocurrencia de un valor negativo para el tiempo en el cual se produce el nivel máximo en la segunda sección topográfica, se cambió la modelación del sistema introduciendo cuatro nuevas secciones topográficas a 13800 m., 18600 m., 26050 m. y 29100 m. de la presa Cogotí. Al propagar la crecida con esta nueva modelación se produjeron problemas de convergencia en  $T = 0$  ó en el cálculo de

condiciones iniciales al utilizar  $\Delta X$  igual a 1.300 m., 867 m., 650 m. y 325 m. Luego se incorporaron una a una las secciones topográficas anteriores, detectándose que al incorporar las secciones ubicadas a 26050 m. y a 29100 m. de la presa no se producen problemas de convergencia.

En la tabla 4.62 se muestran los resultados obtenidos al incorporar a la modelación inicial, las secciones topográficas ubicadas a 26050 m. y 29100 m. de la presa, y utilizar  $\Delta X = 1300$  m.,  $\Delta t = 0,0228$  hrs. El tiempo de ejecución fue de 78 seg. C.P.U.

**TABLA 4.62**  
**PROPAGACION CRECIDA COGOTI**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	605,3	23489	0,0	13,1
1850	582,9	23472	-10,9	10,2
3700	572,4	23453	2,8	5,9
7950	550,4	23316	8,2	8,0
11650	522,8	23233	13,7	7,5
15950	495,1	23088	21,9	5,2
21250	468,8	22818	31,4	7,2
24750	440,7	22713	31,4	10,4
26050	425,9	22710	42,4	5,8
27350	412,1	22707	41,0	6,2
29100	397,7	22652	49,3	4,0
30900	388,2	22557	54,7	3,9
33650	375,1	22433	62,9	3,5

Como puede observarse de la tabla 4.62, al incorporar nuevas secciones topográficas los resultados no experimentan una variación importante y por otra parte, continúa produciéndose un tiempo negativo para la segunda sección topográfica. Esto último puede deberse al uso de valores para  $\Delta t$  muy grandes en comparación al tiempo de viaje de la onda hasta dicha sección. Sin embargo, como los demás resultados no se modifican en forma apreciable al reducir  $\Delta t$  y el tiempo de computación aumenta con la reducción de  $\Delta t$  se optó por aceptar estos resultados. También es necesario señalar que de no haberse incorporado la segunda sección topográfica en la descripción del valle, este problema no hubiera existido.

Por otra parte, es necesario señalar que el escurrimiento fue subcrítico en todo el valle hasta un tiempo de simulación igual a 1,345 hrs., a partir del cual se registraron números de Froude superiores a 1,0 en algunas secciones topográficas, hasta las 3,671 hrs. Por otra parte, el número de Froude alcanzó un valor máximo igual a 1,2 a las 3,055 hrs., en la sección ubicada a 24750 de la presa.

Cuando se especificó que el escurrimiento es supercrítico en todo el valle y se mantuvieron las condiciones de simulación utilizadas para obtener los resultados que figuran en la tabla 4.62, se tuvieron problemas de convergencia en el cálculo de las condiciones iniciales que provocaron la detención del programa.

Finalmente, es necesario indicar que sólo en el tramo definido por las secciones topográficas ubicadas a 24750 m. y a 27350 m. de la presa, la pendiente



de fondo es superior a 9,5%. valor que fija Fread como límite del escurrimiento subcrítico.

#### 4.5.4.4 Conclusiones de la Propagación de Hidrograma de Ruptura de Cogotí

1. Los resultados obtenidos al propagar la crecida que se genera debido a la ruptura de la presa Cogotí, se muestran muy poco sensibles a la selección de los incrementos  $\Delta x$  y  $\Delta t$ , y a la incorporación de nuevas secciones topográficas en la descripción del valle.
2. El problema de la ocurrencia de un tiempo negativo en la segunda sección topográfica, puede evitarse al no incorporar esta sección en la descripción del valle. Esto último puede aceptarse debido a que la incorporación o no de una sección topográfica no afecta mucho los resultados, además, hay que considerar que la información topográfica fue obtenida de planos topográficos a escala 1:50.000 con curvas de nivel cada 25 m., luego no tiene sentido efectuar una descripción muy fina del valle.
3. El modelo DAMBRK no puede simular el complejo escurrimiento que se verifica debido al cambio de régimen hidráulico que ocurre en algunas secciones topográficas en algunos instantes, pero especificando que el escurrimiento es de un régimen hidráulico igual al que predomina, pueden obtenerse resultados.
4. De especificarse un régimen hidráulico distinto al que se produce inicialmente, se producen problemas de

convergencia que provocan la detención del programa.

5. En este estudio, la mayor fuente de incertidumbre proviene de la dificultad para estimar el hidrograma que se genera producto de la ruptura de la presa.
6. De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede afirmar que en el tramo en consideración la crecida sufre una amortiguación de aproximadamente  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  y que el tiempo de viaje de la onda es de aproximadamente 1 hora.
7. En lo que sigue, se supondrá que como consecuencia de la ruptura de la presa Cogotí llega al embalse La Paloma una crecida que presenta un caudal máximo igual a  $22433 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 4.5.4.5 Comportamiento del Embalse La Paloma Frente a Crecidas Originadas por la Ruptura de la Presa Cogotí

En esta sección se investiga, mediante la aplicación del modelo DAMBRK, el comportamiento del embalse La Paloma frente a crecidas producidas por la ruptura de la presa Cogotí, considerando que la cota en el embalse La Paloma, es igual a 411,5 m.s.n.m., que funciona en forma automática el vertedero de La Paloma y que se está evacuando por obras de entrega a riego un caudal igual a  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En la tabla 4.63 se muestra el comportamiento del embalse frente a la crecida de caudal máximo igual.

a  $22433 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que en la tabla 4.64 se muestra el comportamiento del embalse frente al arribo de la crecida "límite" de caudal máximo igual a  $63139 \text{ m}^3/\text{s}$ . En estas tablas  $t$  es el tiempo,  $Q_a$  es el caudal afluente al embalse,  $Z_e$  es la cota del agua en el embalse y  $Q_v$  es el caudal evacuado por el vertedero.

**TABLA 4.63**  
**COMPORTAMIENTO DEL EMBALSE**  
**PARA LA CRECIDA DE CAUDAL MAXIMO IGUAL A  $22433 \text{ m}^3/\text{s}$**

$t$	$Q_a$	$Z_e$	$Q_v$
hrs	$\text{m}^3/\text{s}$	m	$\text{m}^3/\text{s}$
0	600	411,5	0
0,74	11500	411,8	2200
0,97	16800	412,1	4900
1,18	20100	412,4	6500
1,34	21900	412,7	6500
1,50	22300	413,0	6600
1,67	21500	413,3	6700
1,86	19300	413,6	6800
2,10	15500	413,9	6900
2,76	7000	414,2	6900
3,72	2600	413,9	6900

**TABLA 4.64**  
**COMPORTAMIENTO DEL EMBALSE**  
**PARA LA CRECIDA DE CAUDAL MÁXIMO IGUAL A 63139 m<sup>3</sup>/s**

t	Qa	Ze	Qv
hrs	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s
0	1	411,5	0
0,13	11500	411,5	300
0,21	42400	411,8	2300
0,25	63100	412,0	4400
0,36	55700	412,8	6600
0,48	48600	413,4	6700
0,60	40600	413,9	6900
0,79	29200	414,5	7000
1,28	7100	415,1	7200
2,01	1800	414,7	7100

Como puede apreciarse en estas tablas, la crecida de caudal máximo igual a 22433 m<sup>3</sup>/s no provoca la superación de la cota de coronamiento de la presa (415 m.s.n.m.), mientras la crecida "límite" provoca un overtopping aún cuando funcione adecuadamente el vertedero.

#### 4.5.4.6 Conclusiones Acerca del Comportamiento del Embalse La Paloma

1. La crecida que genera la ruptura de la presa Cogotí no produce necesariamente la ruptura de la presa La Paloma. Esto depende del volumen de agua almacenado

en los embalses Cogotí y La Paloma en momentos de producirse la ruptura, del comportamiento del vertedero del embalse La Paloma y de la rapidez con la que se rompa la presa Cogotí.

2. De encontrarse los embalses Cogotí y La Paloma con niveles altos (del orden de 60 m. en Cogotí y cercanos a la cota 411,5 m.s.n.m. en La Paloma) y si el sismo que produce la ruptura de la presa Cogotí daña las compuertas del vertedero La Paloma, lo más probable es que la crecida que origine la ruptura de la presa Cogotí produzca la ruptura de la presa La Paloma.
3. Si el nivel en el embalse Cogotí es de 60 m., el volumen embalsado por dicho embalse ( $138,35 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) cabe entre cota 410,6 m.s.n.m. y la cota de coronamiento de la presa La Paloma. Por lo tanto, si se quiere estar seguro que la crecida que produce la ruptura de la presa Cogotí no produzca la ruptura de la presa La Paloma es necesario adoptar una política en cuanto a los niveles máximos que se acepten en La Paloma en función del nivel del agua en Cogotí.

#### 4.5.4.7 Generación del Hidrograma de Ruptura para la Presa La Paloma

En este punto se estudia cuál es la crecida que se origina debido a la ruptura de la presa La Paloma, cuando dicha ruptura se produce como consecuencia de un overtopping debido al arribo al embalse de la crecida que genera la ruptura de la presa Cogotí y no funciona el vertedero de La Paloma, o cuando la ruptura de la presa es

originada por un proceso de piping. En ambos casos, en la generación del hidrograma de ruptura, se emplearon los modelos DAMBRK y BREACH.

Para la ruptura de la presa ocasionada por overtopping, con la metodología de Mac Donald et al., se determinaron las siguientes características de la brecha:

- Ancho basal : 360 m. o entre 280 m. y 390 m.
- Tiempo de formación : 5 hrs.

Se considera que el ancho basal varía entre 280 m. y 390 m., debido a la incertidumbre en la lectura del gráfico respectivo. Por otra parte, 360 m. es el valor que se considera más confiable.

Para esta misma condición de ruptura (overtopping) con la metodología de Mac Donald, se determinaron los siguientes caudales máximos:

- De la curva de mejor ajuste : 37.000 m<sup>3</sup>/s
- De la curva envolvente : 113.000 m<sup>3</sup>/s

Para una falla por piping se determinaron, con la metodología de Mac Donald et al., las siguientes características para la brecha:

- Ancho basal : 280 m.
- Tiempo de formación : 5 hrs.

En la tabla 4.65 figuran los caudales máximos obtenidos con el modelo DAMBRK en función del ancho basal de la brecha para una ruptura por overtopping.

en tanto en la tabla 4.66 aparecen los caudales máximos en función de la cota de iniciación del piping.

TABLA 4.65  
CAUDALES MAXIMOS

Base	Caudal
m	m <sup>3</sup> /s
280	96610
360	100120
390	101246

TABLA 4.66  
CAUDALES MAXIMOS

Zp	Caudal
m	m <sup>3</sup> /s
411,5	82449
377,5	78706

Como se aprecia en las tablas 4.65 y 4.66 la incertidumbre existente en el ancho basal de la brecha y en la cota de iniciación del piping, respectivamente, no afectan significativamente los resultados. Por otra parte, si la falla es ocasionada por overtopping se generan caudales máximos del orden de 100.000 m<sup>3</sup>/s, mientras que para una falla por piping dichos caudales son del orden de 80.000 m<sup>3</sup>/s.

A continuación se presentan los resultados obtenidos con el modelo BREACH para fallas ocasionadas por overtopping y por piping, considerando las modelaciones antes mencionadas para la presa. En este cálculo se supuso que el 50% de los poros de la presa se encuentran saturados.

a) Cuando la presa falla por overtopping se obtienen los siguientes resultados:

- Usando la modelación tipo 1:
 

Caudal máximo del hidrograma	= 62821 m <sup>3</sup> /s
Ancho basal de la brecha	= 0,4 m.
Talud de los lados de la brecha	= 1:1 (H:V)
Tiempo desde el inicio de la erosión del talud de aguas arriba hasta la ocurrencia del caudal máximo	= 6 minutos
  
- Usando la modelación tipo 2:
 

Caudal máximo del hidrograma	= 48482 m <sup>3</sup> /s
Ancho basal de la brecha	= 0,3 m.
Talud de los lados de la brecha	= 0,81:1 (H:V)
Tiempo desde el inicio de la erosión del talud de aguas arriba hasta la ocurrencia del caudal máximo	= 2,4 minutos

Como se aprecia en estos resultados, la modelación que se adopte para la presa afecta en forma importante los resultados. Por otra parte, con este modelo se generan brechas que se forman muy rápidamente y que presentan un ancho basal muy pequeño.

Para verificar la incidencia que tiene en



el ancho basal de la brecha la cohesión del material que compone los espaldones de la presa, se supuso para dicho material una cohesión igual a  $2,25 \text{ ton/m}^2$  en lugar de  $0 \text{ ton/m}^2$ , obteniéndose al emplear una modelación tipo 2, una brecha de 22,5 m. de ancho basal y un caudal máximo igual a  $52992 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se aprecia en este resultado, la incidencia desproporcionada que tiene para el ancho basal de la brecha la cohesión del material que compone los espaldones de la presa. La cohesión incide directamente sobre el mecanismo de desplome de los taludes de la brecha y ello afecta el crecimiento de su ancho basal.

b) Cuando la presa falla por piping se obtienen los siguientes resultados:

- Cuando el piping se inicia en la cota 394,5 m.s.n.m. y se utiliza la modelación tipo 1:
 

Caudal máximo	=	64388 $\text{m}^3/\text{s}$
Ancho basal de la brecha	=	11,8 m.
Talud de los lados de la brecha	=	1:1 (H:V)
  
- Cuando el piping se inicia en la cota 360,5 m.s.n.m. y se utiliza la modelación tipo 1:
 

Caudal máximo	=	80249 $\text{m}^3/\text{s}$
Ancho basal de la brecha	=	34,1 m.
Talud de los lados de la brecha	=	1:1 (H:V)
  
- Cuando el piping se inicia en la cota 377,5 m.s.n.m. y se utiliza la modelación tipo 1:
 

Caudal máximo	=	69627 $\text{m}^3/\text{s}$
Ancho basal de la brecha	=	22,6 m.
Talud de los lados de la brecha	=	1:1 (H:V)

- Cuando el piping se inicia en la cota 377,5 m.s.n.m. y se utiliza la modelación tipo 2:
 

Caudal máximo	= 60730 m <sup>3</sup> /s
Ancho basal de la brecha	= 22,8 m.
Talud de los lados de la brecha	= 0,81 (H:V)

Es necesario señalar, además, que en todos los casos estudiados la brecha se desarrolló muy rápidamente, alcanzando tiempos del orden de unos pocos minutos.

De los resultados recién mostrados se puede concluir que cuando se simula una falla por piping, se generan brechas de mayor ancho basal que cuando se simula una falla por overtopping. Además, para una falla por piping, es mayor la variación que experimentan los resultados al variar la cota de iniciación del piping que la que ocurre al modificar la modelación de la presa. Por otra parte, a medida que disminuye la cota de iniciación del piping, se obtienen mayores caudales máximos y mayores anchos basales.

Finalmente, es necesario señalar que el tiempo de ejecución fue siempre inferior a 5 seg. de C.P.U.

En la tabla 4.67 se presenta el hidrograma generado por el modelo BREACH para una falla por piping que se inicia en la cota 377,5 m.s.n.m., utilizando la modelación tipo 1.

TABLA 4.67  
HIDROGRAMA GENERADO POR EL MODELO BREACH

Tiempo	Caudal
hrs	m <sup>3</sup> /s
0,0	4269
0,1	10995
0,2	30005
0,3	48398
0,4	66791
0,5	65951
0,7	62275
0,9	58722
1,1	55352
1,3	52136
1,5	49063
1,7	46126
1,9	43315
2,1	40627
2,3	38065
2,5	35637

**4.5.4.8 Conclusiones de la Generación del Hidrograma de Ruptura de La Paloma**

1. Para rupturas producidas por overtopping, el modelo DAMBRK en combinación con la metodología de Mac Donald et al., genera hidrogramas con caudales máximos del orden de 100.000 m<sup>3</sup>/s y que presentan muy poca variación al modificar el ancho basal de la brecha. Para

la misma circunstancia, se generan con el modelo BREACH hidrogramas con caudales máximos del orden de  $63.000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $49.000 \text{ m}^3/\text{s}$ , dependiendo de la modelación que se adopte para la presa, y que ocurren aproximadamente 3,2 hrs. después del inicio del overtopping.

2. Para rupturas iniciadas por piping, el modelo DAMBRK en combinación con la metodología de Mac Donald et al., genera hidrogramas con caudales máximos del orden de  $80.000 \text{ m}^3/\text{s}$  y que presentan muy poca variación al modificar la cota de iniciación del piping. Para la misma circunstancia, el modelo BREACH genera hidrogramas con caudales máximos comprendidos entre  $80.000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $60.000 \text{ m}^3/\text{s}$ , dependiendo fundamentalmente del nivel de iniciación del piping. Por otra parte, según el modelo DAMBRK los caudales máximos ocurren alrededor de 4,0 hrs. después de iniciada la ruptura, mientras que según el modelo BREACH dichos caudales ocurren entre 1,0 y 1,5 hrs. después de iniciada la ruptura.
3. Con la metodología de Mac Donald et al., se estiman brechas de un ancho basal importante, mientras que con el modelo BREACH se generan brechas de muy pequeño ancho basal, el cual es mayor en el caso de piping. Por otra parte, el ancho basal aumenta al aumentar la cohesión del material que conforma los espaldones de la presa.

#### 4.5.4.9 Propagación de Hidrogramas de Ruptura de La Paloma

En esta sección se muestran y discuten los

resultados obtenidos al propagar un hidrograma de caudal máximo igual a  $100.120 \text{ m}^3/\text{s}$  generado por el modelo DAMBRK para una falla por overtopping, y aquel generado por el modelo BREACH que figura en la tabla 4.67.

Es necesario señalar que sólo en el último caso, el hidrograma fue propagado hasta la ciudad de Ovalle. Por lo tanto, cuando se discutan los resultados obtenidos en Ovalle, es necesario tener en cuenta que dichos resultados fueron obtenidos para un hidrograma que no es el más desfavorable que puede generarse producto de la ruptura de la presa La Paloma.

#### 4.5.4.9.1 Resultados de la Propagación del Hidrograma de Ruptura que Presenta un Caudal Máximo Igual a $100.120 \text{ m}^3/\text{s}$

En este caso el hidrograma de ruptura fue generado y propagado por el modelo DAMBRK en un mismo proceso, razón por la cual en la primera sección topográfica se presentan caudales máximos ligeramente inferiores a  $100.120 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Al utilizar  $\Delta t$  igual a 0,25 hrs. y  $\Delta X$  igual a 1.150 m. y 575 m., respectivamente, se produjeron problemas de convergencia a las 7 hrs. de simulación que provocaron la detención del programa. Al utilizar  $\Delta X$  igual a 91,7 m. y  $\Delta t$  igual a 0,25 hrs., se obtuvieron los resultados que figuran en la tabla 4.68. En este caso el tiempo de ejecución fue de 129 seg. C.P.U.

**TABLA 4.68**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	355,7	100009	0,0	8,7
1825	338,5	99791	0,0	9,8
3675	326,8	99455	15,0	6,6
6300	311,9	99501	15,0	6,1
8925	298,2	99426	15,0	7,1
10838	282,0	99183	15,0	5,5
12750	271,1	98602	30,0	5,9
14925	261,0	96958	60,0	4,0
17100	259,5	91324	60,0	4,5
18250	258,0	88785	60,0	6,3

En este caso el número de Froude fue siempre inferior a 1,0, alcanzando un valor máximo igual a 0,75.

Debido a que se presentaron tiempos de viaje iguales en secciones topográficas sucesivas, se redujo  $\Delta t$  a 0,067 hrs. manteniendo  $\Delta X$  igual a 91,7 m. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 4.69. En este caso el tiempo de ejecución fue de 338 seg. de C.P.U.

TABLA 4.69  
PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	355,7	100082	0,0	8,7
1825	338,6	100006	0,0	9,8
3675	326,8	99964	4,0	6,6
6300	311,9	99820	9,0	6,2
8925	298,2	99691	13,0	7,1
10838	282,0	99600	17,0	5,5
12750	271,2	99477	21,0	5,9
14925	260,3	100857	34,0	4,0
17100	257,9	107351	30,0	4,6
18250	256,3	115542	54,0	9,4

En este caso se presentaron problemas de convergencia que fueron solucionados en forma automática por el modelo a partir de las 5,40 horas de iniciada la simulación y hasta las 6,84 horas. Por otra parte, el número de Froude fue siempre inferior a la unidad alcanzando un valor máximo igual a 0,75.

El caudal máximo ocurre en la primera sección a las 5,9 hrs. de iniciada la simulación y a las 3,8 hrs. de iniciado el overtopping.

Al reducir  $\Delta t$  a 0,0125 hrs. manteniendo el valor de  $\Delta X$ , se obtuvo resultados que muestran una gran inconsistencia en los tiempos de viaje de la onda y en los

caudales; el caudal en la última sección topográfica resultó igual a  $163.659 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para este caso el número de Froude adoptó valores mayores a la unidad. Por otra parte, se presentaron numerosos problemas de convergencia que se iniciaron a las 4,6 horas de iniciada la simulación y continuaron hasta 6,0 horas, los cuales fueron siempre solucionados en forma automática por el programa.

Debido a que  $\Delta X$  no puede ser inferior a 91,7 m., pues el número máximo de secciones creadas por el modelo vía interpolación no puede ser superior a 200 y considerando que los problemas de convergencia que provocaron la detención del programa al usar valores de  $\Delta X$  grandes se producían después de las 7 horas, se utilizó  $\Delta X$  igual a 1.150 m.,  $\Delta t$  igual a 0,25 horas y una duración de la simulación de 7 horas, obteniéndose los resultados que figuran en la tabla 4.70. En este caso el tiempo de ejecución fue de 9 seg. C.P.U.

**TABLA 4.70**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	$\text{m}^3/\text{s}$	min	m/s
0	356,0	100009	0,0	8,5
1825	339,1	99811	0,0	9,5
3675	326,8	99472	15,0	6,6
6300	312,3	99476	15,0	6,0
8925	294,2	99415	0,0	10,9
10838	283,9	99026	30,0	4,8

cont.



TABLA 4.70  
PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
12750	267,4	98956	0,0	10,4
14925	263,0	97250	60,0	4,0
17100	262,3	90051	60,0	4,2
18250	261,4	86476	60,0	6,9

En este caso no se presentaron problemas de convergencia, pero se produjeron números de Froude mayores a la unidad en la sección ubicada a 8925 m. de la presa.

Como puede observarse en la tabla 4.70, en este caso no se produjeron problemas de aumento de caudales, pero si se presentan anomalías en los tiempos de ocurrencia de los niveles máximos.

Al reducir  $\Delta t$  a 0,067 horas y a 0,033 horas manteniendo  $\Delta X$  igual a 1.150 m. se registraron inconsistencias en los resultados y se produjeron problemas de convergencia que fueron solucionados en forma automática por el modelo. Los resultados obtenidos para  $\Delta X$  igual a 1.150 m. y  $\Delta t$  igual a 0,033 horas figuran en la tabla 4.71. En este caso el tiempo de ejecución fue de 65 seg. de C.P.U.

**TABLA 4.71**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	358,4	100062	0,0	9,5
1825	341,1	101652	-0,3	11,2
3675	328,2	103423	0,0	7,5
6300	314,2	107815	-2,3	7,3
8925	296,6	108759	-2,3	16,9
10838	285,2	109389	-0,3	6,2
12750	269,6	107148	-2,3	12,6
14925	259,7	108106	43,5	5,1
17100	256,3	107448	41,5	4,7
18250	251,9	117246	27,2	11,8

En este caso se registraron números de Froude, que oscilaron adoptando valores superiores e inferiores a 1,0.

#### 4.5.4.9.2 Observaciones con Respecto a la Propagación de la Crecida

1. Cuando se presentan problemas de convergencia, aunque sean solucionados en forma automática por el modelo, se producen inconsistencias en los resultados.
2. Los problemas de convergencia en el algoritmo de resolución de las ecuaciones de régimen impermanente aumentan al reducir el incremento  $\Delta t$ .

3. Debido a que no fue posible disminuir  $\Delta X$  para no superar el número máximo de secciones creadas, ni disminuir  $\Delta t$ , para evitar problemas de convergencia, se consideran como resultados finales de la propagación de la crecida de caudal máximo igual a  $100.120 \text{ m}^3/\text{s}$ , a los que figuran en la tabla 4.68.
4. De acuerdo a lo anterior la crecida de caudal máximo igual a  $100.120 \text{ m}^3/\text{s}$ , en el tramo que se ubica entre la presa y la confluencia de los ríos Grande y Hurtado, experimenta una amortiguación de aproximadamente un 11% y demora aproximadamente 1 hora en recorrer dicho tramo.

#### 4.5.4.9.3 Resultados de la Propagación del Hidrograma de Ruptura que Presenta un Caudal Máximo Igual a $66.791 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Con el fin de investigar la propagación de una crecida menor a la analizada en el punto precedente, en esta sección se muestran y discuten los resultados obtenidos al propagar el hidrograma de la tabla 4.67 con un tiempo de simulación de 3 horas. También se investiga cuándo aparecen números de Froude superiores a 1,0, qué relación tienen con la existencia de problemas de convergencia, y cómo afecta los resultados la incorporación de nuevas secciones topográficas en la descripción del valle. Además, se investiga el comportamiento de la zona de represamiento transitorio frente al arribo de una crecida producida por la ruptura de la presa La Paloma, y cómo afectan los niveles existentes en dicha zona a los resultados de la propagación de la crecida por el río Grande.

Finalmente, se muestran los resultados obtenidos al propagar por el valle del río Limarí el hidrograma que se obtiene a la salida de la zona de represamiento.

Usando  $\Delta X$  igual a 1.150 m. y  $\Delta t$  igual a 0,02 horas, se obtienen los resultados que figuran en la tabla 4.72. En este caso el tiempo de ejecución fue de 28 seg. C.P.U.

**TABLA 4.72**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	351,4	66791	0,0	7,9
1825	335,2	65789	4,8	8,0
3675	323,2	64785	8,4	5,8
6300	308,0	63453	20,4	5,2
8925	293,1	63017	14,4	8,8
10838	279,6	62234	34,8	4,6
12750	266,5	62917	25,2	7,2
14925	253,8	61697	51,6	3,9
17100	248,6	57154	71,6	4,7
18250	245,0	55557	76,0	6,4

En este caso no se produjeron problemas de convergencia y el número de Froude fue, en general, para todas las secciones inferior a la unidad, salvo en la sección ubicada a 8.925 m. de la presa en la cual en

algunos instantes de produjeron valores superiores a 1,0, alcanzando un valor máximo igual a 1,01.

Debido al problema de aumento de caudal detectado entre las secciones ubicadas a 10.838 m. y a 12.750 m. de la presa, se disminuyó  $\Delta t$  a 0,008 horas, manteniendo el valor de  $\Delta X$ , obteniéndose los resultados de la tabla 4.73. En este caso el tiempo de ejecución fue de 83 seg. C.P.U.

**TABLA 4.73**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	355,5	66790	0,0	8,9
1825	336,0	65824	1,9	16,4
3675	326,0	64838	0,0	6,4
6300	311,5	64460	0,0	5,7
8925	295,0	63774	0,0	11,5
10838	280,0	72110	0,9	6,3
12750	268,2	66241	0,0	8,4
14925	254,4	76198	3,1	5,5
17100	249,7	64005	0,0	4,8
18250	242,6	74098	45,4	19,3

En este caso se registraron numerosos problemas de convergencia que fueron solucionados en forma automática por el modelo. Por otra parte, en algunas

secciones se registraron para algunos instantes números de Froude superiores a 1,0.

Al reducir  $\Delta X$  a 91,7 y utilizar  $\Delta t$  igual a 0,02 horas, se obtuvieron los resultados que figuran en la tabla 4.74. El tiempo de ejecución fue de 591 seg. C.P.U.

TABLA 4.74  
PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	351,4	66791	0,0	7,8
1825	334,9	65886	3,6	8,2
3675	323,2	65023	9,6	5,9
6300	307,9	63669	19,2	5,3
8925	294,7	62530	25,2	6,2
10838	278,8	62185	32,4	4,6
12750	267,1	61480	38,4	5,2
14925	253,9	60551	51,1	3,8
17100	246,4	59889	70,4	5,1
18250	243,2	64093	68,6	8,9

En este caso se tuvieron problemas de convergencia que fueron solucionados en forma automática por el modelo. Por otra parte el escurrimiento fue siempre y en todas las secciones subcrítico.

Como puede observarse en las tablas 4.72, 4.73 y 4.74, la aparición de números de Froude superiores a 1,0 está asociada al uso de incrementos  $\Delta X$  superiores a 91,7 m.

Para descartar que la existencia de escurrimiento supercrítico en algunos instantes en algunas secciones topográficas sea la causante de los problemas de convergencia, el coeficiente de rugosidad de Manning fue aumentado a 0,070 a 0,120, obteniéndose para  $\Delta X$  igual a 1.150 m. y  $\Delta t$  igual a 0,02 horas, los resultados que figuran en la tabla 4.75. En este caso el tiempo de ejecución fue de 37 seg. C.P.U.

**TABLA 4.75**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	357,0	66791	0,0	5,6
1825	341,1	65165	3,6	5,6
3675	327,5	63718	14,4	4,1
6300	312,5	61104	28,8	3,8
8925	296,9	60630	26,4	5,4
10838	282,8	59359	47,3	3,3
12750	269,7	59601	41,0	5,3
14925	258,6	57930	97,0	2,8
17100	255,8	57227	120,4	3,2
18250	254,3	61040	119,8	5,1

En este caso el escurrimiento fue siempre y en todas las secciones topográficas subcrítico, pero nuevamente se presentaron problemas de convergencia que fueron solucionados en forma automática por el modelo. Como puede observarse en la tabla, también se presentaron problemas de inconsistencia en los caudales.

También, utilizando un coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0,120, se propagó la crecida empleando  $\Delta X$  igual a 91,7 m. y,  $\Delta t$  igual a 0,01 horas y 0,02 horas, obteniéndose siempre resultados que presentaron inconsistencias y se registraron problemas de convergencia, aún cuando el escurrimiento fue siempre subcrítico.

Una vez que se constató que la aparición en algunos instantes y en algunas secciones topográficas de escurrimiento supercrítico no tenía relación con los problemas de convergencia, volvió a usarse  $n = 0,070$  y se cambió la configuración física del sistema al emplear sólo 6 secciones topográficas para describir el tramo. Usando  $\Delta X$  igual a 1.150 m. y  $\Delta t$  igual a 0,02 horas, se obtuvieron los resultados de la tabla 4.76. En este caso el tiempo de ejecución fue de 31 seg. C.P.U.

**TABLA 4.76**  
**PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	351,4	66791	0,0	7,8
3675	323,8	64396	12,0	5,6

cont.



TABLA 4.76  
PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
8925	295,2	61845	28,8	5,8
12750	268,7	60993	42,0	4,8
17100	248,8	57701	74,1	4,6
18250	245,3	56070	79,1	6,3

En este caso no se produjeron problemas de convergencia y el escurrimiento fue siempre subcrítico. Por otra parte, como se observa en la tabla no existe ninguna anomalía en los caudales; el aumento de la velocidad en la última sección topográfica, puede explicarse por el angostamiento que allí ocurre.

De lo expuesto, puede concluirse que los problemas de convergencia se deben principalmente a la configuración física del sistema empleada originalmente para propagar la crecida; la aparición de números de Froude superiores a 1,0 posiblemente se deba a dichos problemas de convergencia.

Para investigar la influencia que tiene la condición de borde del extremo de aguas abajo en los resultados, se propagó la crecida suponiendo que en dicho extremo se tiene escurrimiento crítico obteniéndose, al usar  $\Delta X$  igual 1.150 m. y  $\Delta t$  igual a 0,02 horas, los resultados que figuran en la tabla 4.77

TABLA 4.77  
PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	351,4	66791	0,0	7,8
3675	323,8	64379	12,0	5,6
8925	295,2	61855	26,4	5,8
12750	268,7	60965	39,6	4,8
17100	246,9	59241	56,7	4,3
18250	234,7	59171	56,7	12,7

Como puede observarse al comparar la tabla 4.76 (obtenida suponiendo la existencia de niveles de escurrimiento normal en el extremo de aguas abajo) y la tabla 4.77, la condición de borde utilizada afecta en forma importante los resultados.

Para definir la condición de borde en el extremo de aguas abajo, se estudió el comportamiento de la zona de represamiento transitorio que se forma sobre el río Hurtado, suponiendo como hidrograma afluente el que se obtiene en la sección ubicada a 18.250 m. de la presa en la tabla 4.76.

Es importante señalar que en este caso no puede utilizarse la opción que ofrece el modelo DAMBRK para considerar la existencia de presas y/o puentes en el extremo de aguas abajo, debido a que para dichas presas no se introduce una curva de embalse (que podría haber sido

la de la zona de represamiento), sino que el volumen embalsado es calculado a partir de los perfiles que se ubican en la presa y aguas arriba de ella.

En la tabla 4.78 se muestra el comportamiento de la zona de represamiento frente al arribo a ella del hidrograma que se obtiene en la última sección de la tabla 4.76, suponiendo la existencia de crisis en la garganta de salida de dicha zona.

En la tabla 4.78, T es el tiempo, Qa es el caudal afluente a la zona de represamiento, Z es la cota del agua en dicha zona, y Qs es el caudal que sale por la garganta.

**TABLA 4.78**  
**COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE REPRESAMIENTO**

T	Qa	Z	Qs
hrs	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s
0	4410	221,98	4410
0,1	5190	222,3	4895
0,2	7470	223,2	6737
0,3	26690	226,1	13549
0,4	42100	229,2	22708
0,5	50320	232,4	34777
0,6	54160	234,8	44802
0,7	55720	236,1	50999
0,8	56070	236,7	54086
0,9	55890	237,0	55296
1,0	55350	237,0	55503

cont.

TABLA 4.78  
COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE REPRESAMIENTO

T	Qa	Z	Qs
hrs	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s
1,1	54610	236,9	55168
1,2	53780	236,8	54546
1,3	52870	236,7	53768
1,4	51910	236,5	52895
1,5	50891	236,3	51954
1,6	49803	236,1	50947
1,7	48638	235,9	49873
1,8	47390	235,6	48725

Como se aprecia en esta tabla, la cota máxima que alcanza el agua corresponde a 237,0 m.s.n.m. y el amortiguamiento que experimenta la crecida es de aproximadamente un 1%.

Conocido el instante para el cual llegan a la poza 4.410 m<sup>3</sup>/s (0,7 horas después del inicio de la propagación de la crecida en el tramo que se desarrolla entre la presa La Paloma y la zona de represamiento), y conocido el nivel en dicha zona en función del tiempo (tabla 4.78), se puede incorporar como condición de borde en el extremo de aguas abajo estos niveles en función del tiempo. Con esta condición de borde se obtienen los resultados que figuran en la tabla 4.79, al usar  $\Delta X$  igual a 1.150 m. y  $\Delta t$  igual a 0,02 horas.

TABLA 4.79  
PROPAGACION CRECIDA LA PALOMA

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
0	351,4	66791	0,0	7,8
3675	323,8	64395	12,0	5,6
8925	295,2	61908	27,6	5,8
12750	268,7	60967	40,8	4,8
17100	246,8	59641	56,9	4,3
18250	237,0	58945	68,3	15,3

Como puede apreciarse al comparar las tablas 4.76 y 4.79, la condición de borde en el extremo de aguas abajo influye en forma importante en los resultados, especialmente en el nivel máximo que alcanza el agua en la última sección topográfica.

Finalmente, en la tabla 4.80 se muestra el comportamiento de la zona de represamiento transitorio al introducir en ella el hidrograma que se obtiene en la última sección de la tabla 4.79.

TABLA 4.80  
COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE REPRESAMIENTO

T	Qa	Z	Qs
hrs	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s
0,0	4300	221,92	4308
0,1	4606	222,0	4487
0,2	7428	223,1	6433
0,3	26786	226,1	13589
0,4	44144	229,3	23247
0,5	53693	232,9	36605
0,6	57558	235,4	47736
0,7	58779	236,8	54247
0,8	58709	237,3	57138
0,9	57973	237,5	57920
1,0	56911	237,4	57609
1,1	55604	237,2	56733
1,2	54166	237,0	55542
1,3	52709	236,7	54196
1,4	51316	236,5	52811
1,5	49870	236,2	51416
1,6	48468	235,9	50015
1,7	47085	235,6	48634
1,8	45754	235,3	47279

Como se aprecia en la tabla 4.80 el nivel máximo que alcanza el agua en la zona de represamiento transitorio, corresponde a 237,5 m.s.n.m. Por otra parte en dicha zona la crecida experimenta una amortiguación de aproximadamente un 1,5% y un desfase en los caudales

máximos de 0,2 horas.

Finalmente, es necesario señalar que debido a la semejanza en los niveles obtenidos en las tablas 4.78 y 4.80 se adoptó como resultados finales de la propagación de la crecida en el río Grande a los de la tabla 4.79 y como resultados del comportamiento de la zona de represamiento a los de la tabla 4.80.

Finalmente, se propagó el hidrograma que se obtiene a la salida de la zona de represamiento transitorio entre la garganta (19.100 m. aguas abajo de la presa) y una sección ubicada 2.725 m. aguas abajo de la ciudad de Ovalle, en la cual se supone se producirán niveles de escurrimiento normal.

Debido a que parte del perfil que se ubica 21.725 m. aguas abajo de la presa La Paloma se desarrolla sobre Ovalle, se consideró en su modelación que aquella parte del perfil que se ubica sobre la ciudad, corresponde a una zona de almacenamiento transitorio.

Si la ciudad de Ovalle hubiera copado la totalidad del valle, o gran parte de la zona más baja de él, hubiera tenido que modelarse el tramo en el cual se desarrolla la ciudad, empleando en él un coeficiente de rugosidad de Manning elevado.

Para la modelación empleada, los resultados obtenidos figuran en las tablas 4.81, 4.82 y 4.83, en donde el coeficiente de rugosidad de Manning empleado para el cauce del río Limarí corresponde a 0,070.

Al utilizar  $\Delta X$  igual a 2.625 m. y  $\Delta t$  igual a 0,045 horas, se obtienen los resultados de la tabla 4.81.

TABLA 4.81  
PROPAGACION CRECIDA SOBRE OVALLE

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
19100	242,6	57920	0,0	9,1
21725*	223,6	56626	5,4	6,3
24450	200,2	56800	13,5	4,7

\* Perfil a la altura de Ovalle.

Al utilizar  $\Delta X$  igual a 1312,5 m. y  $\Delta t$  igual a 0,045 horas, se obtienen los resultados de la tabla 4.82.

TABLA 4.82  
PROPAGACION CRECIDA SOBRE OVALLE

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
19100	239,7	57920	0,0	10,5
21725*	222,2	56556	10,8	7,3
24450	200,4	56273	18,9	4,5

\* Perfil a la altura de Ovalle.



Al utilizar  $\Delta X$  igual a 656,3 m. y  $\Delta t$  igual a 0,045 horas, se obtienen los resultados de la tabla 4.83.

**TABLA 4.83**  
**PROPAGACION CRECIDA SOBRE OVALLE**

D	Zm	Qp	Tm	Vm
m	m	m <sup>3</sup> /s	min	m/s
19100	240,0	57920	0,0	10,3
21750*	222,1	56746	16,2	7,3
24450	200,4	56343	24,3	4,5

\* Perfil a la altura de Ovalle.

Como puede apreciarse en las tablas 4.81, 4.82 y 4.83 los resultados, con excepción del tiempo de viaje de la onda, se muestran muy poco sensibles a la selección de  $\Delta X$ . Por otra parte, considerando que la ciudad de Ovalle se desarrolla entre las cotas 200 m.s.n.m. y 250 m.s.n.m., dicha ciudad se verá comprometida en forma importante al producirse la ruptura de la presa La Paloma.

#### **4.5.4.10 Conclusiones Acerca de la Propagación de Crecidas Originadas por la Ruptura de la Presa La Paloma**

1. Dependiendo del hidrograma que se propaga, de los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$  utilizados, y, fundamentalmente, del número de perfiles que se usen para describir el

valle, aparecen problemas de convergencia que aún cuando sean solucionados en forma automática por el programa, producen inconsistencias en los resultados. Dichos problemas de convergencia aumentan al reducir el incremento  $\Delta t$ .

2. La presencia de números de Froude superiores a 1,0 que se produjeron fundamentalmente al utilizar valores grandes de  $\Delta X$ , no tienen ninguna relación con los problemas de convergencia, los que incluso aumentaron al usar valores del coeficiente de rugosidad de Manning que aseguren un escurrimiento subcrítico. Debe tenerse en cuenta, no obstante, que cuando se supuso que el escurrimiento es supercrítico en todo el tramo, se produjeron problemas de convergencia que provocaron la detención del programa.
3. Al cambiar la modelación física del valle, utilizando menos perfiles para su descripción, se solucionaron los problemas de convergencia.
4. Con respecto a los resultados obtenidos, es necesario señalar que ellos mostraron ser muy sensibles a la condición de borde usada para el extremo de aguas abajo en el río Grande.
5. De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede afirmar que entre la presa y la confluencia de los ríos Grande y Hurtado, la crecida que origina la ruptura de la presa La Paloma, sufre una amortiguación comprendida entre  $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $12.000 \text{ m}^3/\text{s}$  (10% y 12%, respectivamente), dependiendo del caudal máximo que presente el hidrograma de ruptura ( $66.791 \text{ m}^3/\text{s}$  y

100.120 m<sup>3</sup>/s, respectivamente). Por otra parte, la onda demora en recorrer dicho tramo aproximadamente 1,1 hora.

6. Entre la entrada a la zona de represamiento transitorio y la ciudad de Ovalle, la crecida de 66.791 m<sup>3</sup>/s experimenta una amortiguación del orden de 2.200 m<sup>3</sup>/s y demora aproximadamente 0,5 horas en cubrir dicho tramo (incluyendo el desfase en la zona de represamiento).

**CAPITULO 5**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

En este capítulo se presentan las principales conclusiones y recomendaciones derivadas de la revisión bibliográfica efectuada, de los modelos analizados en este trabajo y de las aplicaciones realizadas.

### 5.1 CONCLUSIONES GENERALES RESPECTO A LA REVISION BIBLIOGRAFICA

Existen dos grandes temas que han preocupado a investigadores: el primero es el de la determinación de la seguridad de una presa y el segundo, es aquel que se refiere a la construcción de modelos matemáticos y elaboración de teorías que permitan predecir las consecuencias de la ruptura de una presa.

Para generar la crecida que se produce debido a la ruptura de una presa, es preciso distinguir entre una presa de hormigón en la cual la falla es brusca (lo cual genera una onda positiva que se desplaza hacia aguas abajo y otra negativa que se desplaza hacia aguas arriba) y una presa de tierra, en la cual la ruptura es gradual debido a la erosión de la presa producida por el agua que escurre sobre o a través de ella.

Existen numerosos modelos que permiten generar y propagar la crecida que se produce como consecuencia de la ruptura de una presa. Sin embargo, es muy poco lo que se ha investigado y desarrollado con respecto al mecanismo de ruptura de la presa y a los cambios morfológicos que experimenta el cauce frente al paso de este tipo de crecidas.

## 5.2 CONCLUSIONES GENERALES REFERENTES A LOS MODELOS UTILIZADOS

### 5.2.1 Conclusiones referentes al modelo DAMBRK

Este modelo consta de dos partes: la primera es una metodología que permite generar el hidrograma de ruptura conociendo las características de la brecha, en tanto la segunda, es un modelo hidráulico basado en las ecuaciones de Saint-Venant que permite propagar dicho hidrograma a lo largo del valle ubicado aguas abajo de la presa.

El modelo ofrece una gran cantidad de opciones en la simulación de la propagación de la crecida. Algunas de ellas permiten enfrentar situaciones en las que se verifica un escurrimiento complejo, pero la mayoría de las opciones no guardan relación con la precisión de los datos de entrada ni con la fidelidad con la que puede representarse el mecanismo de ruptura de la presa. El gran número de opciones tiene el inconveniente de convertir al modelo en un programa computacional altamente complejo, de gran tamaño y de difícil operación.

### 5.2.2 Conclusiones referentes al modelo BREACH

En este modelo se combinan principios de hidráulica, mecánica de suelos y transporte de sedimentos para determinar el hidrograma de ruptura y las características de la brecha que se formaría en una presa de tierra como consecuencia de su ruptura conociendo sólo las características geométricas de la presa y las características

físicas de los materiales que la conforman.

El principal inconveniente de este modelo lo constituye la duda que merece la validez de las hipótesis y ecuaciones sobre las que se fundamenta. Por otra parte, atenta contra la confiabilidad del modelo el que se incorpore demasiado detalle en la cuantificación de algunos aspectos cuando las hipótesis de cálculo son dudosas.

### 5.2.3 Conclusiones referentes a la metodología de Mac Donald et al

Esta metodología permite estimar las características que tendría la brecha que se formaría en una presa de tierra como consecuencia de su ruptura ya sea por piping u overtopping conociendo las características geométricas de la presa y del embalse.

La principal limitación de esta metodología proviene del pequeño número de casos considerados para su formulación y de la gran dispersión que presentan los puntos con respecto a las curvas ajustadas.

### 5.3 CONCLUSIONES PARTICULARES REFERENTES A LAS APLICACIONES REALIZADAS

Antes de presentar las principales conclusiones referentes a cada una de las aplicaciones realizadas, es necesario señalar que, en la mayoría de los casos, la principal fuente de incertidumbre en los resultados proviene de la dificultad asociada con la definición del hidro-

grama que se produce como consecuencia de la ruptura de la presa. Esto último se debe al relativo desconocimiento del mecanismo que produce la ruptura de la presa y en consecuencia la modelación matemática del fenómeno es todavía muy incierta.

### 5.3.1 Conclusiones referentes a la atagüa Convento Viejo

En esta aplicación la principal fuente de incertidumbre en los resultados proviene de la dificultad para definir cuál es el hidrograma de ruptura, pues con el modelo DAMBRK en combinación con la metodología de Mac Donald et al se genera un hidrograma que presenta un caudal máximo del orden de 5400 m<sup>3</sup>/s, en tanto con el modelo BREACH se genera un hidrograma que presenta un caudal máximo del orden de 1900 m<sup>3</sup>/s.

En esta aplicación el caudal máximo del hidrograma de ruptura que genera el modelo DAMBRK se muestra muy sensible al ancho basal de la brecha, variando un 25% al variar el ancho basal de la brecha un 33%.

Los resultados que entrega el modelo BREACH no se muestran muy sensibles a las características de los materiales que conforman la presa.

Al propagar la crecida se produjeron inconsistencias en los caudales. Por otra parte se produjeron iguales tiempos de ocurrencia de los niveles máximos en secciones topográficas sucesivas. Estos problemas fueron resueltos disminuyendo el incremento  $\Delta t$  muy por debajo del tiempo de viaje de la onda entre dos secciones topográficas.



sucesivas.

Del análisis de sensibilidad realizado se aprendió que las variables que se muestran más sensibles son el tiempo de ocurrencia de los niveles máximos y la amortiguación que experimenta la crecida. Además los parámetros que más inciden en los resultados son la crecida que se está propagando y el coeficiente de rugosidad de Manning utilizado..

Finalmente, es necesario señalar que no tiene sentido propagar la crecida en un tramo de muy pequeña longitud (7 kms), ni utilizar perfiles topográficos muy próximos en la descripción del valle, pues la amortiguación que experimenta la crecida en tal longitud es despreciable comparada con la incertidumbre existente en la definición del caudal máximo que se produce al pie de la presa.

### 5.3.2 Conclusiones referentes a la presa Colbún

En esta aplicación la principal fuente de incertidumbre proviene de la dificultad existente para cuantificar las mermas de agua que se producen en el tramo comprendido entre la presa y la ciudad de San Javier.

La principal fuente de incertidumbre en la generación del hidrograma, proviene de la incertidumbre existente en el tiempo de formación de la brecha, pues para todas las brechas simuladas se generaron caudales máximos muy similares, a condición de utilizar un mismo tiempo de formación para ellas.

En esta aplicación resultó que cuando la presa falla por overtopping se generan caudales máximos del orden de 150000 m<sup>3</sup>/s y cuando falla por piping del orden de 90000 m<sup>3</sup>/s. Para este último caso existe una nueva fuente de incertidumbre que corresponde al nivel de inicio del piping y que tiene una incidencia importante en los resultados.

Los problemas de convergencia que se detectaron en el cálculo de las condiciones iniciales o en el algoritmo de resolución de las ecuaciones de régimen impermanente fueron siempre solucionados reduciendo el incremento  $\Delta X$ .

Se detectó que al introducir nuevas secciones en la descripción del valle, los resultados experimentan variaciones, pero se alcanza rápidamente una situación límite en la cual al incorporar nuevas secciones topográficas en la descripción del valle los resultados no experimentan alteraciones significativas.

Una vez obtenidos resultados en los cuales no se produzcan inconsistencias en los caudales ni tiempos iguales de ocurrencia de niveles máximos en secciones topográficas sucesivas, los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta t$  no tienen incidencia en los resultados.

Como consecuencia de la ruptura de la presa Colbún se producirán en Constitución caudales máximos comprendidos entre 5800 m<sup>3</sup>/s y 12800 m<sup>3</sup>/s.

### 5.3.3 Conclusiones referentes al sistema Cogotí-Paloma

En la determinación de la crecida que origina la ruptura de la presa Cogotí, la principal fuente de incertidumbre proviene de la dificultad para estimar el tiempo de formación de la brecha. Al variar dicho tiempo entre 0,25 y 7 horas, el caudal máximo varía entre 63100 m<sup>3</sup>/s y 11400 m<sup>3</sup>/s.

Al propagar la crecida que origina la ruptura de la presa Cogotí, se constató que en algunos instantes y en algunas secciones topográficas, se produce escurrimiento supercrítico, pero ello no fue un impedimento para obtener resultados a pesar que se había especificado un escurrimiento subcrítico. Por otra parte, cuando se especifica la existencia de un escurrimiento supercrítico se producen problemas de convergencia en el cálculo de las condiciones iniciales.

De producirse la ruptura de la presa La Paloma, con el modelo DAMBRK en combinación con la metodología de Mac Donald et al, se generan caudales máximos del orden de 100000 m<sup>3</sup>/s para una falla por overtopping y del orden de 80000 m<sup>3</sup>/s para fallas por piping.

Con el modelo BREACH, se generan caudales inferiores a los obtenidos con el modelo DAMBRK en combinación con la metodología de Mac Donald. Por otra parte, los resultados obtenidos con dicho modelo se muestran muy sensibles a la modelación de la presa cuando la presa falla por overtopping, y muy sensibles al nivel de iniciación del piping cuando la presa falla por tal motivo. Además, con este modelo se generan brechas de ancho basal muy pequeño.

Al propagar la crecida que se origina como consecuencia de la ruptura de la presa La Paloma, se produjeron numerosos problemas de convergencia que fueron solucionados siempre en forma automática por el programa. Dichos problemas, que aumentaban al reducir el incremento  $\Delta t$ , causaban inconsistencias en los resultados, y sólo fueron resueltos al disminuir el número de secciones topográficas usados para describir el valle.

Finalmente, es necesario señalar que en esta aplicación se constató que la condición de borde empleada en el extremo de aguas abajo, tiene una incidencia importante en los resultados, especialmente en las secciones topográficas usadas en el extremo de aguas abajo.

#### 5.4 RECOMENDACIONES PARA EFECTUAR ESTUDIOS DE RUPTURAS DE PRESAS DE TIERRA

Si se desea efectuar una evaluación preliminar cuyo objeto sea tener una estimación de la magnitud del fenómeno, es recomendable centrar el estudio en la determinación del hidrograma de ruptura, utilizando una fórmula tal como la de Wetmore y Fread o un modelo paramétrico tal como el que tiene el modelo DAMBRK. En ambos casos, es conveniente hacer uso de varias recomendaciones y metodologías para estimar las características de la brecha. Para investigar la amortiguación que experimenta la crecida, es posible emplear un modelo simplificado tal como el que se presenta en el Anexo B.

Si se desea efectuar un estudio más detallado, es recomendable usar un modelo de generación y propagación de crecidas, tal como el modelo DAMBRK, y emplear

varias recomendaciones y metodologías para definir las características de la brecha. En la propagación de la crecida es conveniente preocuparse de definir adecuadamente el coeficiente de rugosidad de Manning y la condición de borde de aguas abajo. Además, es aconsejable investigar la existencia de mermas de agua.

Es conveniente tener presente que, por lo general, la mayor fuente de incertidumbre proviene de la dificultad para determinar el hidrograma de ruptura. Por otra parte, es necesario considerar que los modelos de base física, tal como BREACH, si bien tienen un futuro promisorio, hoy no puede confiarse demasiado en los resultados que entregan, debido al desconocimiento actual de la mecánica de formación de la brecha.

Es necesario tener presente que existen numerosos modelos de rastreo, los hay unidimensionales, bidimensionales y de malla, cuya selección se efectúa en función de la complejidad de la topografía, de la precisión con la que se desee simular el fenómeno y de los recursos disponibles.

Finalmente, es aconsejable tener presente que si se desea mejorar los resultados que se obtienen con los modelos matemáticos, o si se desea evaluar y/o investigar ciertos aspectos poco conocidos o difíciles de determinar del fenómeno, es posible recurrir al uso de modelos hidráulicos a escala.

## BIBLIOGRAFIA

1. Arrau, L. s/f. Cálculo Curva de Descarga Túnel Ladera Norte. Embalse Convento Viejo. Minuta Interna-Dirección de Riego-M.O.P.
2. Ayala, L. et al. 1981. Estudio de la Degradación del Río Maule Aguas Abajo de la Presa Colbún. C.R.H. Universidad de Chile. Publ. C.R.H. 81-7-E.
3. Ayala, L. et al. 1984. Estudio de la Degradación del Río Maule Aguas Abajo de la Presa Colbún. Tercera Etapa. C.R.H. Universidad de Chile. Publ. C.R.H. 84-7-E.
4. Ballofet, A. et al. 1974. Dam Collapse Wave in a River. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. vol. 100, N° HY5 May.
5. Ballofet, A. 1982. Numerical Analysis of the Teton Dam Failure Flood. Journal of Hyd. Research N°4.
6. B.F. Ing. Civiles. 1980. Rehabilitación y Terminaciones del Embalse La Paloma. Estudio de las Crecidas Pluviales Afluentes al Embalse La Paloma.
7. B.F. Ing. Civiles. 1980. Rehabilitación y Terminaciones del Embalse La Paloma. Estudio de Crecidas Afluentes al Embalse Durante el Período de Deshielos.
8. Blind, H. 1983. The Safety of Dams. Water Power and Dam Construction. May.

9. Brown, R.J. et al. 1977. A simulation of the Hydraulic Events during and Following the Teton Dam Failure. Proceedings of the Dam Break Flood Routing Workshop. Water Resources Council.
10. Bury, K.V. et al. 1985. Assesing the Failure Probability of Gravity Dams. Water Power and Dam Construction. Nov.
11. C.O.E. 1978. Flood Hydrograph Package (HEC-1), Users Manual for Dam Safety Investigations. Hyd. Eng. Center, U.S. Army Corps. Eng. Davis, California.
12. Cornejo, J. 1986. Minuta Interna-Dirección de Riego-M.O.P. Marzo.
13. Coyne et Bellier. 1981. Terminación de los Embalses Paloma y Aromos. Diagnóstico Anteproyectos. Parte 1 y 2.
14. Cristofano, E.A. 1965. Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams. United States Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
15. Cunge, J.A. 1970. Calcul de Propagation des Ondes de Rupture de Barrages La Houille Blanche N°1.
16. Chen, C. 1980. Laboratory Verification of a Dam Break Food Model. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 106 N°Hy4. April.



17. Chen, C. et al. 1980. Dam-Break Wave Model: Formulation and Verification. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E Vol. 106 N°Hy5, May.
18. Chow, V.T. 1959. Open-channel Hydraulics, Mc Graw-Hill Book Co.
19. Davidson, D.D. et al. 1975. Water Waves Generated by Landslides in Reservoirs. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. 101, Hy12, Dec.
20. Dressler, R.F. 1952. Hydraulic Resistance Effect Upon the Dam-Break Functions. Journal of Research Vol. 49, N°3, Sept.
21. ENDESA. 1977. Proyecto Colbún. Aprovechamiento Hidroeléctrico del Río Maule.
22. Fread, D.L. et al. 1973. Transient Hydraulic Simulation Breached Earth Dams. Journal of the Hyd. Div. Vol.99 N° Hy1, Jan.
23. Fread, D.L. 1982. Some Limitations of Dam-Breach Flood Routing Model A.S.C.E. Fall Convention St. Louis, Missouri, Oct.
24. Fread, D.L. 1984. DAMBRK: The NWS Dam-Break Flood Forecasting Model. July.
25. Fread, D.L. 1985. BREACH: An Erosion Model For Earthen Dam Failures.
26. Gómez N., J.L. et al. 1958. Saltos de Agua y Presas Embalses. Tercera Edición. Tomo II.

27. Goubet, A. 1979. Risques Associes aux Barrages. La Houille Blanche N°8.
28. Harris, G.W. et al. 1967. Outflow from Breached Earth Dams. University of Utah.
29. Hidroproyectos. 1980. Determinación Eje Hidráulico Río Grande-Limarí. Embalse Paloma. Informe HP-14/80.
30. Houston, M. 1984. Discussion of Breaching Characteristics of Dam Failures. Journal of the Hyd. Eng. A.S.C.E. Vol 110 N°10, Oct.
31. Hunt, B. 1982. Asymptotic Solution for Dam-Break Problems. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol 108, N°Hy1, Jan.
32. Hunt, B. 1983. Asymptotic Solution for Dam-Break on Sloping Channel. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol 109, N°12, Dec.
33. Hunt, B. 1984. Dam Break Solution. Journal of the Hyd. Eng. A.S.C.E. Vol 110, N°6, June.
34. Hunt, B. 1984. Perturbation Solution for Dam-Break Floods. Journal of the Hyd. Eng. A.S.C.E. Vol. 110, N°8, August.
35. Hromadaka, T.V. et al. 1985. A Two-Dimensional Dam-Break Flood Plain Model. Adv. Water Resources, Vol. 8, Mar.

36. INAI: Ing. Consultores. s/f. Estudio del Caudal de Diseño del Vertedero. Proyecto Convento Viejo. M.O.P.
37. INAI: Ing. Consultores. s/f. Estudio de Crecidas. Proyecto Convento Viejo. M.O.P.
38. INAI: Ing. Consultores. s/f. Estudio de los Recursos Hídricos Afluentes al Embalse Convento Viejo. Proyecto Convento Viejo. M.O.P.
39. INAI: Ing. Consultores. s/f. Proyecto Convento Viejo. Informe Final M.O.P.
40. Jansen, R.B. 1980. Dams and Public Safety. A Water Resources Technical Publication. U.S. Department of the Interior.
41. Katopodes, N. et al. 1978. Computing Two-Dimensional Dam Break Flood Model. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 104, N° Ny9, Sept.
42. Katopodes. N. et al. 1983. Applicability of Dam-Break Flood Wave Models. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 109, N°5, May.
43. Koutitas, J. et al. 1977. Finite Element Approach to Waves Due to Landslides. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 103, N°Hy9, Sept.
44. Land, L.F. 1980. Mathematical Simulation of the Toccoa Falls, Georgia Dam Break Flood. Wat. Res. Bulletin, 16, N°6.
45. Loukola, E. et al. 1985. The Finnish Approach to Dam Safety. Water Power and Dam Construction. November

46. Mac Donald, T.C. et al. 1984. Breaching Characteristics of Dam Failure. Journal of the Hyd. Eng. Vol. 110, N°5, May.
47. Martin, J. 1985. A Consulting Engineer's View on Dam Safety. Water Power on Dam Construction. November.
48. Montes, S. 1981. Movimiento Impermanente en Canales. C.R.H. Universidad de Chile. Publ. C.R.H. 81-9-E.
49. Muskatiovic, J. 1973. Importance of Hydraulic Model Studies in Certain Cases of Analysis of Propagation of Flood Waves Generated by Dam Failures. Quinzieme Congrès de L'association Internationale de Recherches Hydrauliques. Istambul.
50. Ponce, V.M. et al. 1981. Modeling Gradual Dam Breaches. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 107, N°Hy6, July.
51. Rajar, R. 1973. Modele Mathématique at Abaques sans Dimensions pour la Determination de L'écoulement qui suit la Rupture d'un Barrage. Onzieme Congrès de Grands Barrages. Madrid.
52. Rajar, R. 1978. Mathematical Simulation of Dam-Break Flow. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 104, N°Hy9, Sept.
53. Ritter, A. 1892. Dic. Fortpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure. Berlin. Vol. 36 Part 2, N°33, Aug.
54. Rose, D. 1978. Risk of Catastrophic Failure of Major Dams. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. vol. 104, N°Hy9, Sept.

55. Sakkas, J.G. et al. 1973. Dam-Break Flood in a Prismatic Dry Channel. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 99, N°Hy12. Dec.
56. Schamber, D.R. et al. 1984. One-Dimensional Model for Partially Breached Dams. Journal of the Hyd. Eng. A.S.C.E. Vol. 110, N°8, Aug.
57. Serafim, J.L. 1981. Safety of Dams Judged from Failures. Water Power and Dam Construction. December.
58. Simmons, D.B. et al. 1980. Study of Hydraulic and Geomorphic Changes in an Alluvial Channel Induced by Failure of a Dam. International Conference on Water Resources Development. Taipei, Taiwan, May.
59. Singh, K.P. et al. 1984. Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulations Models. Journal of Hydrology. Vol. 68, N° 1/4, Feb.
60. Smart, G.M. 1984. Sediment Transport Formula for Steep Channels. Journal of the Hyd. Eng. A.S.C.E. Vol. 107, N°3, Mar.
61. Su, S. et al. 1970. Geometric and Frictional Effects on Sudden Releases. Journal of the Hyd. Div. A.S.C.E. Vol. 96, N°Hy11, Nov.
62. Thirriot, C.T. 1973. Onde de Rupture de Barrage dans un Valle Prismatic et Point de Vu Thermodynamique. Quinzieme Congrès de L'association Internationale de Recherches Hydrauliques. Istanbul.

63. Thirriot, C.T. 1975. Models Mathematique Approache de l'erosion des Diques ou Barrages en Terre Soumis a submersion. XVI Congrès de l'A.I.R.H. Vol. 2, Sao Paulo, Brasil.
64. Valdés, V. et al. 1977. Curvas de Capacidad y Superficie. Embalse Convento Viejo.
65. Veillon, H. 1986. Fallas de una Presa de Rockfill. Aplicación al Caso del Embalse Cogotí. Memoria Universidad de Chile. Departamento de Ingeniería Civil.
66. Water Power and Dam Construction. 1985. Four Major Dam Failures Re-examined. November.
67. Wetmore, J. et al. s/f. The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model for Desk-Top and Hand-Held Microcomputers.
68. Whitam, G.B. 1955. The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam Break-Problems. Proccedings, Royal Society of London, Series A, Vol. 227.
69. Xanthopoulos, T. et al. 1976. Numerical Simulation of a Two-Dimensional Flood Wave Propagation Due to Dam Failure. Journal of Hyd. Res. N°4.

ANEXO A

ESTADISTICAS DE FALLAS DE PRESAS

Se presentan en este anexo dos tablas: la primera obtenida de Gómez N. y Aracil (1958) contiene datos sobre causas de falla y porcentajes de ocurrencia, en tanto la segunda, construida a partir de dos tablas que figuran en Goubet (1979) muestra grandes presas que han fallado (presas de altura mayor o igual a 15 m).

**TABLA A.1**  
**ESTADISTICA DE CAUSAS DE FALLA Y PORCENTAJES**  
**DE OCURRENCIA**

Causa	% de ocurrencia
Vertedero insuficiente.	20
Vertedero insuficiente debido a la crecida que origina la ruptura de una presa ubicada aguas arriba.	3
Dientes de fundación inadecuados. Cimentación porosa con filtración o erosión bajo la presa, o permitiendo el deslizamiento en presas de hormigón.	17
Fallas de construcción. Material poco compacto en las presas de tierra o defectuosa ejecución en las de hormigón.	9
Filtración en el contorno de las tuberías que atraviezan la presa en las de tierra o escollera.	6
Defectos de proyecto. Taludes demasiado fuertes en las de tierra; sección demasiado débil en las de hormigón.	6
Deficiencia de medios para desviar el río durante la construcción.	3



Causa	% de ocurrencia
Excesiva cantidad de arcilla u otra clase de material fino en las presas de tierra.	4
Presión del hielo o efecto desintegrador del mismo.	3
Explotación o conservación inadecuada.	2
Minado por animales roedores en presas de tierra.	1
Materiales defectuosos o conteniendo sales solubles en presas de tierra.	1
Cimentación inestable o débil.	2
Tuberías a través de presas de tierra o escollera, deficientemente apoyadas, que ocasionan asientos o roturas. Mala colocación de las válvulas.	1
Erosión al pie de la presa o vertedero.	4
Terremotos.	1
Rotura del fondo en pequeños embalses.	2
Varias causas o causas indeterminadas.	17

Para construir la Tabla A.1 Gómez N. y Aracil consideraron 308 presas que fallaron entre los años 1799 y 1944.

**TABLA A.2**  
**ESTADISTICA DE RUPTURA DE GRANDES PRESAS**

Pais	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
Argelia	Cheurfas	42	Hormigón grav.	1882	1885
	Fergoug	43	Hormigón grav.	1871	1872
	Fergoug	43	Hormigón grav.	1871	1881
	Fergoug	43	Hormigón grav.	1885	1927
	St. Lucien	27	Tierra	1861	1862
	Sig	21	Hormigón grav.	1858	1885
	Tabia	25	Tierra	1876	1876
Argentina	Pardo	15	Enrocado	1940	1969
Australia	Briseis	27	Tierra	1934	1929
Brasil	Oros	-	Tierra	1962	1960
	A.S. de Oliveira	-	Tierra	1958	1977
	E. de Cumha	63	Tierra	1960	1977
Canadá	Scott Falls	15	Hormigón grav.	1921	1923
Colombia	La Regadera	37	Tierra	1938	1937
	Del Monte	-	-	-	1976
Corea	Hyokiri	-	-	-	1961
Checoslovaquia	Bila Desna	17	Tierra	1915	1916

País	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
España	Odiel	35	Enrocado	-	1970
	Puentes	50	Hormigón grav.	1791	1802
	Vega de Tera	34	Contrafuertes	1956	1959
	Torrejón Tajo	176	Hormigón grav.	1967	1965
Filipinas	Santo Thomas	-	Tierra	-	1976
Francia	Bouzey	22	Hormigón grav.	1888	1895
	Malpasset	66	Arco	1954	1959
Gran Bretaña	Torside	38	Tierra	1855	1854
	Wood Lead	28	Tierra	1851	1851
	Bilberry	32	Tierra	1840	1852
	Dale Dike	29	Tierra	1863	1864
	Rhodesworth	29	Tierra	1855	1852
India	Khadakwasla	32	Hormigón grav.	1879	1961
	Kharagpur	24	Tierra	1956	1961
	Kundli	45	Hormigón grav.	1924	1925
	Hower Khajuri	16	Hormigón grav.	1949	1949
	Pagara	30	Tierra	1927	1943
	Ahraura	26	Tierra	1953	1953
	Kaddam	41	Tierra	1957	1958
	Kadar Nala	20	Tierra	1964	1964
	Panshet	49	Tierra	1961	1961

País	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
India	Tigra	28	Hormigón grav.	1917	1917
	Naghād	32	Tierra	1883	1883
	Nanaksagar	16	Tierra	1962	1967
	Chitauni	-	Enrocado	-	1968
	Dhanibara	21	Tierra	1975	1976
	Manivali	18	Tierra	1976	1976
	Macchu 2	26	Tierra	1973	1979
	Sempor	54	Enrocado	-	1967
Indonesia	Gleno	49	Contrafuertes	1923	1923
Italia	Zerbino	16	Hormigón grav.	1924	1935
	Ashizawa	15	Tierra	1912	1956
Japón	Heiwaïke	20	Tierra	1949	1951
	Iruka	-	-	1633	1868
	Kogoetameike	16	Tierra	1807	1959
	Komoro	16	Contrafuertes	1927	1928
	O. Tameike	19	Tierra	1944	1936
	Wadigatara	39	Tierra	-	1975
	Libia	La Laguna	17	Tierra	1912
Méjico	Bolan	19	Tierra	1961	1976
Pakistán	Selsfors	21	Contrafuertes	1944	1943
Suecia	Emali 1	18	Hormigón grav.	1893	1916
Turquía					

País	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
U.S.A.	Emery	15	Tierra	1850	1966
	W. Brook	19	Tierra	1943	1972
	Sheep Creek	18	Tierra	1969	1970
	Lake Barcroft	21	Horm. y tierra	1913	1972
	Walter Bouldin	50	Tierra	1967	1975
	Teton	120	Tierra	1976	1976
	Anaconda	22	Tierra	1898	1938
	Angels	16	Hormigón grav.	1895	1895
	Apishopa	35	Tierra	1920	1923
	Ashley Dam	18	Contrafuertes	1908	1909
	Austin	21	Hormigón grav.	1893	1900
	Baldwin Hills	80	Tierra	1951	1963
	Balsam	18	Tierra	1927	1929
	Bayless	-	Hormigón grav.	1909	1910
	Bayless	15	Hormigón grav.	1909	1911
	Black Rock	21	Enrocado	1907	1909
	Bully Creek	28	Enrocado	1913	1925
	Castlewood	28	Enrocado	1890	1933
	Cazadero	-	Enroc. y Mad.	1906	1965
	Chamberslake	17	Tierra	1885	1891
Chamberslake	17	Tierra	1892	1907	

País	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
U.S.A.	Corpus Chris	32	Tierra	1930	1930
	Cuba	16	Tierra	1851	1868
	Dykstra	15	Tierra	-	1926
	Elwha	34	Contrafuertes	1911	1912
	English	31	-	1878	1883
	Fred Burr	18	Tierra	1947	1948
	Gallinas	-	-	1910	1957
	Graham Lake	34	Tierra	1922	1923
	Greenlick	19	Tierra	1901	1904
	Hatchtown	19	Tierra	1908	1914
	Hauser Lake	21	-	1906	1908
	Hebron	17	Tierra	1913	1914
	Hebron	17	Tierra	1913	1942
	Jenning D3	21	Tierra	1962	1963
	Julesburg	16	Tierra	1903	1910
	Lake Francis	15	Tierra	1899	1899
	Lake Larnier	19	Arco	1925	1926
	Lake Tosa way	19	Tierra	1902	1916
Lake Vera	15	Enrocado	1880	1905	
Little Deer Creek	26	Tierra	1962	1963	
Littlefield	37	Enrocado	1929	1929	

País	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
U.S.A.	Long Tom	18	Tierra	1915	1916
	Lookoutshoal	25	Tierra	1915	1916
	Lower Otay	41	-	1897	1916
	Lyman	20	Tierra	1913	1915
	Mammoth	23	Tierra	1916	1917
	Mac Mahon Gull	17	Tierra	1924	1926
	Mill Crock C.	20	-	1899	1957
	Moyle River	16	Arco	-	1926
	Owen	17	Tierra	1915	1914
	Owerholser	17	Contrafuertes	1920	1923
	St. Francis	56	Hormigón grav.	1926	1928
	Schaeffer	30	Tierra	1911	1921
	Sepúlveda	20	Tierra	1914	1914
	Sinker Creek	21	Tierra	1921	1943
	Snacke Ravine	20	Tierra	1898	1898
	South Fork	22	Tierra	1852	1889
	Stockton Creek	33	Tierra	1949	1950
	Stony River	16	Contrafuertes	1913	1914
	Sweet Water M	35	Horm. y tierra	1888	1916
	Swift	48	Enrocado	1914	1964
Joreson	15	Tierra	1898	1953	

País	Nombre de la Presa	Altura (m)	Tipo	Año fin Construcción	Año Ruptura
U.S.A.	Utica Res. N3	21	Tierra	1873	1902
	Wagner Creek	15	Tierra	1918	1938
	Walnut Grove	34	Enrocado	1888	1890
	Wisconsin Dells	18	Enrocado	1909	1911
	Wyandotte County	28	Tierra	1941	1937
Yugoslavia	Ovcar Banja	27	Tierra	1952	1965



ANEXO B

UN MODELO SIMPLIFICADO DE GENERACION Y  
PROPAGACION DE CRECIDAS GENERADAS POR  
RUPTURA DE PRESAS

## B.1 INTRODUCCION

En este anexo se presenta un modelo simplificado de generación y propagación de crecidas originadas por la ruptura de presas, denominado modelo SMPDBK. Para ilustrar su uso se aplica al caso de la ruptura de la ataguía Convento Viejo.

Este modelo permite al usuario estimar el caudal máximo que se produce al pie de la presa así como en otros puntos ubicados en el valle que se desarrolla aguas abajo de ella, los correspondientes niveles máximos que alcanza el escurrimiento, los instantes en los cuales ocurren los caudales máximos, y los instantes para los cuales se alcanza una profundidad de escurrimiento dada en ciertos puntos del valle.

El modelo fue desarrollado por Wetmore y Fread (S/F) en base a resultados obtenidos con el modelo DAMBRK bajo el supuesto que en el extremo de aguas abajo no existe ninguna estructura u obstrucción que controle el escurrimiento. Requiere una mínima cantidad de datos acerca de la presa, del embalse y del valle por donde se propagará la crecida, y con él pueden obtenerse resultados en forma manual empleando para ello una calculadora programable o mediante el uso de un microcomputador.

## B.2 DESCRIPCION DEL MODELO

En la primera parte del modelo se determina el caudal máximo que se produce al pie de la presa y en la segunda, basándose en una descripción simplificada del

valle, se determinan niveles máximos, tiempos de viaje de la onda, etc.

### B.2.1 Determinación del caudal máximo al pie de la presa

Para su determinación es necesario conocer:

- As : superficie del embalse (en acres) correspondiente al nivel del agua en el embalse al iniciarse la ruptura.
- H : profundidad del agua (en pies) en el embalse al inicio de la ruptura, medida sobre la elevación final del fondo de la brecha.
- Br : ancho medio final de la brecha (en pies).
- tf : tiempo de formación de la brecha (en minutos).
- Qo : caudal (en pies<sup>3</sup>/s) adicional al que escurre por la brecha. (p.e. generación hidroeléctrica)

Para determinar algunos de estos parámetros es posible utilizar las recomendaciones de los autores que se indican a continuación:

- (1) H es igual a la altura de la presa
- (2) Br es igual a 3·H
- (3) tf es igual a H/3, estando H medido en pies y tf en minutos

Para fallas graduales, el caudal máximo al pie de la presa se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_{\text{máx}} = Q_0 + 3,1 \cdot Br \cdot \left[ \frac{C}{t_f/60 + C/\sqrt{H}} \right]^3 \quad (\text{B.1})$$

Donde

$$C = 23,4 \cdot A_s/Br \quad (\text{B.2})$$

En cambio si la falla es instantánea (presa de hormigón en que  $t_f = 0,001 \cdot H$ ), para calcular el caudal máximo al pie de la presa se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = 3,1 \cdot Br \cdot I_v \cdot I_n \cdot H_d^{3/2} \quad (\text{B.3})$$

Donde

$H_d$  es la altura de la presa medida en pies

$$I_v = \frac{(1,0 + 0,148(Br/B)^2(m+1)^2 - 0,083(Br/B)^3 \cdot (m+1)^{5/2})^{3/2}}{\quad} \quad (\text{B.4})$$

$$I_n = \frac{(1,0 - 0,5467(Br/B)(m+1)^{0,5} + 0,2989(Br/B)^2 \cdot (m+1)^{1/4} - 0,1634(Br/B)^3(m+1)^{1/8} + 0,0893(Br/B)^4 \cdot (m+1)^{1/16} - 0,0486(Br/B)^5(m+1)^{1/32})^{3/2}}{\quad} \quad (\text{B.5})$$

Donde  $B$  es el ancho del valle (en pies) a la cota de coronamiento de la presa, y  $m$  es un coeficiente calculado para la sección ubicada inmediatamente aguas abajo de la presa como se explica a continuación:

El valle por donde se propaga la crecida se supone que tiene la forma que se indica en la Fig. B.1, en la cual el parámetro  $h_v$  puede considerarse finito o infinito, y a la porción inferior del valle se le ajusta la siguiente ecuación:

$$B = K \cdot h^m \quad (B.6)$$

En esta expresión B es el ancho superficial del valle correspondiente a la profundidad de escurrimiento h. K y m son coeficientes que se determinan mediante el empleo de las siguientes expresiones:

$$m = \frac{\sum (\log h_i)(\log B_i) - \frac{(\sum \log h_i)(\sum \log B_i)}{I}}{\sum (\log h_i)^2 - \frac{(\sum \log h_i)^2}{I}} \quad (B.7)$$

$$\log K = \frac{\sum \log B_i}{I} - m \frac{\sum \log h_i}{I} \quad (B.8)$$

$$K = 10^{\log K} \quad (B.9)$$

En estas expresiones  $B_i$  es el ancho superficial asociado a la altura  $h_i$  ( $i = 1, I$ ).

Si la altura  $h_v$  tiene un valor finito, el caudal  $Q_v$  se calcula empleando la ec. (B.10)

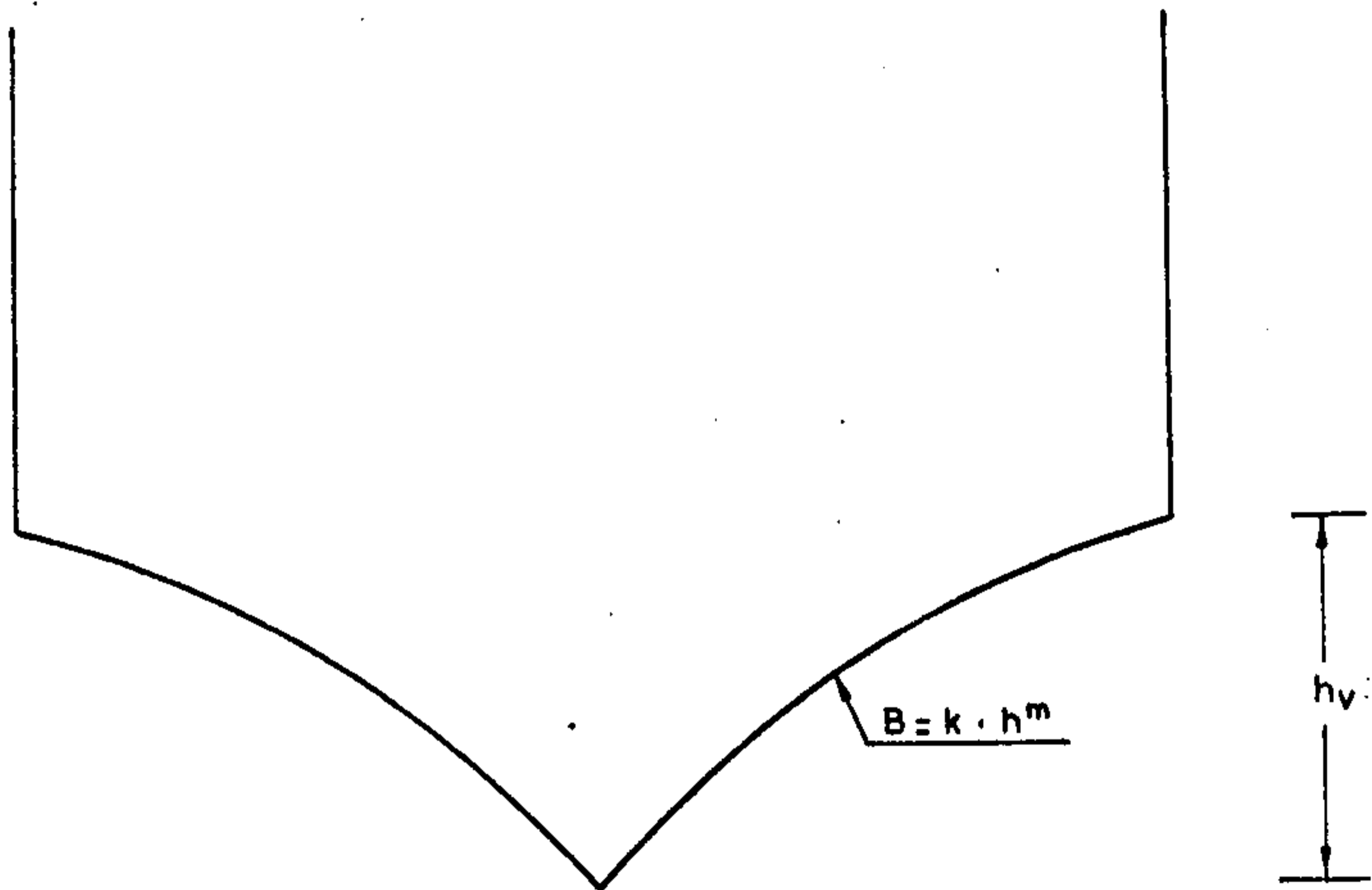


FIG. B.1 FORMA DEL VALLE POR DONDE SE PROPAGA LA CRECIDA

$$Q_v = \frac{1,49}{n} i_0^{0,5} \frac{K}{(m+1)^{5/3}} h_v^{(m+5/3)} \quad (B.10)$$

Donde  $n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning del valle e  $i_0$  es la pendiente de la primera porción de él.

Si en la descripción del valle se considera que la altura  $h_v$  tiende a infinito, se supone que  $Q_v$  también lo hace.

Si  $Q_v > Q_{\text{máx}}$  se determina la altura al pie de la presa ( $h_{\text{máx}}$ ) mediante la siguiente expresión:

$$h_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}^{1/b}}{a} \quad (B.11)$$

Donde

$$a = \frac{1,49}{n} i_0^{0,5} \frac{K}{(m+1)^{5/3}} \quad (B.12)$$

$$b = m + 5/3 \quad (B.13)$$

Si  $Q_v < Q_{\text{máx}}$  la altura  $h_{\text{máx}}$  se calcula con la siguiente expresión:

$$h_{\text{máx}} = \rho(Q_{\text{máx}})^{3/5} + \gamma \cdot h_v \quad (B.14)$$

Donde

$$\rho = \left[ \frac{1}{a(m+1)^{5/3} \cdot h_v^m} \right]^{3/5} \quad (\text{B.15})$$

$$\gamma = m/(m+1) \quad (\text{B.16})$$

Calculados  $Q_{\text{máx}}$  y  $h_{\text{máx}}$  se efectúan correcciones por sumergencia de la siguiente manera:

Primero se calcula una altura  $h_w$  de referencia con la siguiente expresión:

$$h_w = \left[ \frac{C}{t_f/60 + C/\sqrt{H}} \right]^2 \quad (\text{B.17})$$

Si  $h_{\text{máx}} > 0,67 h_w$  se efectúan correcciones por sumergencia calculando en forma iterativa un factor  $K_s(k)$  para la iteración  $k$ , que se basa en un factor  $K_s$  determinado de la ecuación siguiente:

$$K_s = 1,0 - 27,8 \left[ \frac{h_{\text{máx}}}{h_w} - 0,67 \right]^3 \quad (\text{B.18})$$

Luego se determina  $K_s(k)$  con la siguiente expresión:

$$K_s(k) = 0,5 (K_s + K_s(k-1)) \quad (K_s(0) = 1,0) \quad (\text{B.19})$$



$K_s(k)$  no puede ser inferior a 0,8. En caso contrario se impone  $K_s(k) = 0,8$ .

Una vez determinado el coeficiente de corrección  $K_s(k)$ , se determina el caudal máximo que ocurre al pie de la presa empleando la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx}}^{(k)} = K_s^{(k)} Q_{\text{máx}}^{(k-1)} \quad (\text{B.20})$$

$$Q_{\text{máx}}^{(0)} = \text{caudal máximo inicial al pie de la presa.}$$

Enseguida el caudal corregido es comparado con  $Q_v$  para calcular  $h_{\text{máx}}^{(k)}$ , después de lo cual se calcula  $h_w^{(k)}$  con la siguiente ecuación:

$$h_w^{(k)} = h_w^{(k-1)} + Q_{\text{máx}}^{(k-1)} - Q_{\text{máx}}^{(k)} \cdot \frac{60 \cdot t_f}{2 \cdot A_s \cdot 43560} \quad (\text{B.21})$$

Determinados  $h_w^{(k)}$  y  $h_{\text{máx}}^{(k)}$  se calcula  $K_s$  con la expresión (B.18) y luego  $K_s^{(k+1)}$  con la expresión (B.19).

Con  $K_s^{(k+1)}$  se calcula el caudal máximo al pie de la presa mediante el empleo de la expresión (B.20). El proceso finaliza si entre dos caudales calculados en iteraciones sucesivas existe una diferencia menor al 5%, es decir, si se satisface la siguiente desigualdad:

$$0,95 Q_{\text{máx}}^{(k-1)} < Q_{\text{máx}}^{(k)} < 1,05 Q_{\text{máx}}^{(k-1)} \quad (\text{B.22})$$

### B.2.2 Propagación de la crecida

Para propagar la crecida se emplean las curvas de rastreo de las Fig. B.2, B.3 y B.4.

Para propagar la crecida hasta el perfil topográfico  $j$ , es necesario calcular, en primer lugar, el ancho superficial  $B_{ij}$  para cada sección  $j$  correspondiente a la profundidad  $h_i$  y luego los anchos superficiales medios del valle ( $\bar{B}_i$ ) empleando la ecuación:

$$\frac{\bar{B}_i}{B_i} = \frac{0,5(B_{i1}+B_{i2})(x_2-x_1)+\dots+0,5(B_{ij-1}+B_{ij})(x_j-x_{j-1})}{(x_j - x_1)} \dots(B.23)$$

Donde  $x_j$  es la distancia entre la presa y la sección  $j$ .

Determinados los anchos superficiales medios correspondientes a las profundidades  $h_i$ , se calculan con las expresiones (B.7), (B.8) y (B.9) los parámetros  $\bar{K}$  y  $\bar{m}$ .

Luego, se calcula la distancia  $x_c$  con una de las siguientes ecuaciones:

Si  $H_d < h_d$  se emplea la siguiente expresión:

$$x_c = \frac{(\bar{m}+1)}{\bar{K}} \cdot \frac{V_r}{H_d^{\bar{m}+1}} \cdot \frac{\delta}{1+4(0,5)^{\bar{m}+1}} \quad (B.24)$$

Si  $H_d > h_v$ ,  $x_c$  se calcula con:

$$x_c = \frac{6 V_r}{\bar{K} h \bar{m} \left[ 3 H_d - 5 \frac{\bar{m} h_v}{\bar{m}+1} \right]} \quad (\text{B.25})$$

Donde  $H_d$  es la altura de la presa (en pies.) y  $V_r$  es el volumen del embalse (en pies cúbicos).

Se supone que a la distancia  $x_c$  de la presa la altura de escurrimiento es  $h_x$  y por lo tanto la altura media de dicho tramo es:

$$h = \frac{h_{\text{máx}} + h_x}{2} = \theta h_{\text{máx}} \quad (\text{B.26})$$

El parámetro  $\theta$  es calculado en forma iterativa mediante el empleo de las curvas de rastreo comenzando con  $\theta$  igual a 0,95 de la manera que se indica a continuación.

En primer lugar se determina  $D_c$  con una de las siguientes ecuaciones:

Si  $Q_{\text{máx}} < Q_v$  se usa:

$$D_c = \frac{\theta h_{\text{máx}}}{\bar{m}+1} \quad (\text{B.27})$$

En caso contrario:

$$D_c = h_{m\acute{a}x} - h_v + \frac{h_v}{\bar{m}+1} \quad (B.28)$$

Calculado  $D_c$  se determina la velocidad media en el tramo de longitud  $x_c$  (pies).

$$V_c = \frac{1,49}{n} 10^{0,5} D_c^{2/3} \quad (B.29)$$

Luego, mediante (B.30) se determina el número de Froude medio ( $F_c$ )

$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{gD_c}} \quad (B.30)$$

Donde  $g$  es igual a 32,2 pies/seg<sup>2</sup>

Finalmente, antes de emplear las curvas de rastreo, se calculan  $A_c$  y  $V^*$  de la siguiente manera:

Si  $Q_{m\acute{a}x} < Q_v$  se utiliza:

$$A_c = \bar{K} (\theta h_{m\acute{a}x})^{\bar{m}} D_c \quad (B.31)$$

En caso contrario se usa:

$$A_c = \bar{K} h_v^{\bar{m}} D_c \quad (B.32)$$

Calculado  $A_c$ , se calcula  $V^*$  mediante la .ec.  
(B.33).

$$V^* = \frac{V_r}{A_c x_c} \quad (B.33)$$

Conocido  $F_c$  y  $V^*$  se determina, mediante el empleo de la curva de rastreo correspondiente, para la razón  $X/X_c$  igual a 1,0, la razón  $Q_p/Q_{m\acute{a}x}$  con la cual se determina  $Q_p$ , que es el caudal máximo que se produce a la distancia  $X_c$  de la presa.

Conocido  $Q_p$  se determina  $h_x$  mediante el empleo de las ec. (B.11) o (B.14) dependiendo como sea  $Q_p$  en relación a  $Q_v$ .

Finalmente, con  $h_x$  y el empleo de la ec. (B.34) se calcula el parámetro  $\theta$ .

$$\theta = \frac{h_{m\acute{a}x} + h_x}{2 h_{m\acute{a}x}} \quad (B.34)$$

Si el nuevo valor de  $\theta$  difiere en más de un 5% del valor previamente supuesto o calculado se repiten los cculos, determinando primero  $D_c$ , hasta que la diferencia entre dos valores de  $\theta$  sucesivos sea inferior al 5%.

Determinado  $\theta$  se determinan  $F_c$  y  $V^*$ , y por lo tanto una curva de rastreo. Ahora, en base a dicha curva se calculan las propiedades del escurrimiento para la sección ubicada a  $X_j$  pies de la presa.

En primer lugar, se calcula la razón  $X_j/X_c$  y mediante la curva de rastreo ya determinada se calcula  $Q_p$  que es ahora, el caudal máximo que se produce a  $j$  pies de

de la presa (sección j).

Para calcular el tiempo de viaje de la onda hasta la sección j se procede de la siguiente manera:

- Se determina de una manera similar a lo ya explicado, el caudal máximo de una sección ubicada a la mitad de la distancia entre la presa y la sección j; es decir a  $X_j/2$  pies de la presa.
- Obtenido el caudal máximo a la distancia  $X_j/2$  de la presa se calcula el caudal de referencia ( $Q_{ref}$ ) multiplicando el caudal máximo a la distancia  $X_j/2$  por el factor  $(0,3 + \bar{m}/10)$ .
- Con el caudal de referencia, dependiendo si es mayor o menor que  $Q_v$ , se emplea la ec.(B.11) o (B.14) para calcular la altura de referencia ( $h_{ref}$ ), empleando por supuesto  $Q_{ref}$  en vez de  $Q_{m\acute{a}x}$ .
- Con la altura de referencia y la ecuación (B.27) o (B.28) según corresponda, se determina  $D_{ref}$  empleando para ello  $h_{ref}$  en lugar de  $\theta_{h_{m\acute{a}x}}$ .
- Con  $D_{ref}$  y la expresión (B.29) se calcula  $V_{ref}$ .
- Con  $V_{ref}$  y el empleo de las ecuaciones (B.35) y (B.36) se determina el tiempo para el cual se produce el caudal máximo en la sección j.

$$C(\text{millas/hr}) = 0,682 V_{ref}(5/2 - 2/3(\bar{m}/\bar{m} + 1)) \quad (\text{B.35})$$

$$t_p(\text{hrs}) = t_f(\text{hrs}) + \frac{X_j(\text{millas})}{C(\text{millas/hr})} \quad (\text{B.36})$$

La profundidad máxima que se produce en la sección  $j$  se calcula con la expresión (B.27) o (B.28), pero empleando el caudal máximo que se produce en la sección  $j$  y los coeficientes  $m$  y  $K$  determinados para dicha sección en lugar del tramo.

Finalmente, es posible calcular los instantes para los cuales se alcanza una profundidad  $h_f$  preespecificada en la sección  $j$  (instante para el cual se supera la profundidad  $h_f$  e instante para el cual la profundidad desciende a un nivel inferior a  $h_f$ ).

En primer lugar, es necesario calcular el caudal  $Q_f$  asociado a la profundidad  $h_f$  mediante la expresión:

$$Q_f = a \cdot h_f^b \quad (\text{B.37})$$

En esta expresión  $a$  y  $b$  se calculan empleando las ec. (B.12) y (B.13) utilizando en ellas los coeficientes  $K$  y  $m$  de la sección  $j$ .

Obtenido  $Q_f$  se calculan los tiempos  $t_{fld}$  y  $t_d$  de inicio y fin de la inundación respectivamente.

$$t_{fld}(\text{hrs}) = t_p(\text{hrs}) - \left[ \frac{Q_p - Q_f}{Q_p - Q_0} \right] t_f(\text{hrs}) \quad (\text{B.38})$$

$$t_d(\text{hrs}) = t_p(\text{hrs}) + \left[ \frac{24,2 \cdot V_r}{Q_p - Q_o} - t_f(\text{hrs}) \right] \frac{Q_p - Q_f}{Q_p - Q_o}$$

...(B.39)

En las expresiones anteriores  $V_r$  es el volumen del embalse medido en (acres/pie).

### B.3 APLICACION DEL MODELO SMPDBK A CONVENTO VIEJO

Se muestran en esta sección los resultados obtenidos al aplicar este modelo a la ruptura de la ataguía Convento Viejo.

Los datos requeridos para esta aplicación son:

$A_s$	=	2631,5 acres
$H$	=	50,8 pies
$Br$	=	$3 \times 50,8 \cong 152,4$ pies
$t_f$	=	$50,8/3 = 16,9$ min
$Q_o$	=	28957 pies <sup>3</sup> /s
$V_r$	=	33490,8 acres/pie
$n$	=	0,070
$H_d$	=	51,8 pies

Tanto  $Br$  como  $t_f$  fueron calculados basándose en las recomendaciones de Wetmore y Fread.

Para describir el valle fueron usados los perfiles que figuran en la Tabla B.1.



TABLA B.1  
PERFILES CONVENTO VIEJO

X=0 millas		X=2,259 mill.		X=4,166 mill.	
Z(pies)	B(pies)	Z(pies)	B(pies)	Z(pies)	B(pies)
793,0	0,0	753,6	0,0	720,8	0,0
794,0	1640,0	754,6	1772,0	721,8	8169,0
812,0	1673,0	762,8	6611,0	738,2	8940,0
820,2	1739,0	787,4	7234,0	754,6	9482,0
826,6	1903,0	820,2	7398,0	787,4	10105,0

**B.3.1. Determinación del caudal máximo al pie de la presa**

Mediante las ec. (B.1) y (B.2) se determinó  $Q_{\text{máx}}$ :

$$Q_{\text{máx}} = 197490 \text{ pies}^3/\text{s} \quad (5592 \text{ m}^3/\text{s})$$

Considerando la primera sección topográfica se determinó las profundidades  $h_i = Z_i - 793$  y luego, empleando las ecs. (B.7) y (B.8), los coeficientes  $m$  y  $K$ .

$$m = 0,028$$

$$K = 1618,2$$

Con  $m$ ,  $K$  y el empleo de las ecs. (B.11), (B.12) y (B.13) se calculó  $h_{\text{máx}}$

$$i_0 = (793,0 - 753,6)/(2,259 \cdot 5280) = 0,0033$$

$$h_{\text{máx}} = 15,5 \text{ pies} \quad Z_{\text{máx}} = 808,5 \text{ pies}$$

Luego, con la ec. (B.17) se calculó  $h_w$

$$h_w = 50,3 \text{ pies}$$

Como  $h_{\text{máx}}/h_w$  es igual a 0,31 valor menor que 0,67 no se efectuaron correcciones por sumergencia y por lo tanto, el caudal al pie de la presa es igual a 197490 pies cúbicos por segundo, ocurriendo 16,9 minutos después de iniciado el proceso de ruptura de la presa y con una profundidad máxima al pie de la presa igual a 15,5 pies.

Como se observa el resultado obtenido para el caudal máximo al pie de la presa es similar al que se obtuvo con el modelo DAMBRK para la brecha de Mac Donald et al. Esto ocurre debido a que, como se vió en el Capítulo 4, en esta aplicación los resultados presentan pequeñas variaciones con respecto al tiempo de formación de la brecha. Sin embargo, esto no ocurre en todas las aplicaciones y por lo tanto, siempre debe tenerse cuidado en la definición del tiempo de formación de la brecha y no sólo usar una recomendación para definir este importante parámetro.

### **B.3.2 Determinación de niveles y caudales en la última sección topográfica**

En primer lugar es necesario determinar los coeficientes  $\bar{K}$  y  $\bar{m}$  para el valle que se desarrolla entre la presa y dicha sección y los coeficientes  $K$  y  $m$  de la

Última sección topográfica.

Usando las alturas de la primera sección topográfica se obtuvo para el valle:

$$\bar{K} = 3236$$

$$\bar{m} = 0,191$$

Por otra parte, para la última sección topográfica se determinó:

$$K = 8077$$

$$m = 0,047$$

Determinados los parámetros  $K$  y  $m$  para el valle se determina  $X_c$  ( $h_v, Q_v \rightarrow \infty$ )

$$X_c = 10633 \text{ pies}$$

Ahora, suponiendo  $\theta = 0,095$  y sabiendo que  $h_{\text{máx}}$  es igual a 15,5 pies, se calculó  $D_c$  empleando la ec. (B.27).

$$D_c = 12,4 \text{ pies}$$

Conociendo  $D_c$  se calculó  $V_c$  con la ec. (B.29) y luego  $F_c$ , empleando para ello la ec. (B.30)

$$V_c = 6,55 \text{ pies/seg}$$

$$F_c = 0,33$$

Por otra parte,  $A_c$  se calculó con la ec. (B.31) resultando igual a 67070 pies<sup>2</sup>.

Conociendo el volumen del embalse ( $V_r$ ) y los parámetros recién calculados  $X_c$  y  $A_c$ , se calculó  $V^*$  empleando la ec. (B.33) ( $V^*$  resulta igual a 2,0).

Interpolando de las curvas de rastreo para  $V^* = 2,0$ ;  $F_c = 0,33$  y  $X/X_c = 1$  se obtuvo:

$$Q_p/Q_{m\acute{a}x} = 0,77$$

De donde  $Q_p = 152067$  pies<sup>3</sup>/s.

Conocido  $Q_p$  se calculó  $h_x$  mediante la ec. (B.11), resultando:

$$h_x = 8,3 \text{ pies}$$

$$\text{De donde: } \theta = \frac{15,5 + 8,3}{2 \cdot 15,5} = 0,77$$

Como  $\theta$  difiere más de un 5% del supuesto (0,95) fue necesario repetir los cálculos.

$$\begin{aligned} D_c &= 10,0 \text{ pies} \\ V_c &= 5,68 \text{ pies/seg} \\ F_c &= 0,32 \\ A_c &= 51961 \\ V^* &= 2,6 \end{aligned}$$

Interpolando del gráfico se obtuvo:

$$Q_p/Q_{m\acute{a}x} = 0,83, \text{ luego } Q_p = 163917 \text{ pies}^3/\text{s}.$$

De donde se determinó, nuevamente  $h_x$  y  $\theta$ .

$$h_x = 8,7 \text{ pies}$$

$$\theta = 0,78$$

Como el nuevo valor de  $\theta$  difiere de menos del 5% del valor anteriormente calculado se consideró valores correctos  $V^* = 2,6$  y  $F_c = 0,32$ .

Para determinar el caudal máximo que se produce en la sección ubicada a 4,166 millas de la presa se calculó primero la razón  $X_j/X_c$ .

$$X_j/X_c = \frac{4.166 \cdot 5280}{10633} = 2,1$$

Luego por interpolación de las curvas de rastreo se determinó:

$$Q_p/Q_{m\acute{a}x} = 0,70 \quad Q_p = 138243 \text{ pies}^3/\text{s}$$

Por lo tanto el caudal máximo en la sección ubicada a 4,166 millas de la presa es 138243 pies<sup>3</sup>/s. Con este caudal se determinó, mediante el empleo de los parámetros de dicha sección ( $m$  y  $K$ ) y las ecs. (B.11), (B.12) y (B.13) la profundidad máxima en dicha sección resultando igual a  $h = 4,9$  pies.

Para determinar el tiempo de viaje de la onda es necesario calcular por interpolación en las curvas de rastreo el caudal en una sección ubicada a medio camino

entre la presa y la sección ubicada a 4,166 millas de la presa. Dicho caudal permitió calcular:

$$Q_{ref} = 52306 \text{ pies}^3/\text{s}$$

$$h_{ref} = 4,7 \text{ pies}$$

$$D_{ref} = 3,9 \text{ pies}$$

$$V_{ref} = 3,05 \text{ pies/seg}$$

Con lo anterior se determinó la velocidad de propagación de la onda empleando la ec. (B.35).

$$C = 3,244 \text{ millas/hr}$$

Mediante el empleo de la expresión (B.36) se determinó a continuación el instante para el cual se produce el caudal máximo en la sección ubicada a 4,166 millas de la presa:

$$t_p = 1,57 \text{ horas}$$

En la tabla B.2 se comparan los resultados entregados por el modelo DAMBRK y este modelo simplificado.

TABLA B.2  
RESULTADOS OBTENIDOS

Parámetro	DAMBRK		SMPDBK	
	Dist. (m)	0,0	6704	0,0
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	5451	4808	5592	3915
Tiempo (hrs)	0,8	2,26	0,28	1,57
Prof. (m)	4,8	2,2	4,7	1,5

Como puede apreciarse en esta tabla, existe una gran semejanza en los caudales máximos al pie de la presa (Dist =0,0 m) que predicen los modelos DAMBRK y SMPDBK aún cuando las características de la brecha en el primer modelo fueron estimados con la metodología de Mac Donald et al (1984) y en el segundo, mediante las recomendaciones de Wetmore y Fread.

La diferencia que existe en los tiempos de ocurrencia de los niveles máximos, se debe a que en un modelo se usó como tiempo de formación de la brecha la que se estima con la metodología de Mac Donald (0,8 hrs) y en el otro las recomendaciones de Wetmore y Fread (0,28 hrs).

La diferencia en los caudales en la última sección topográfica es inferior al 23% y en la profundidad del agua, inferior al 47%. Sin embargo, se cree que estos valores pueden mejorarse al usar el mismo número de secciones topográficas para describir el valle en el modelo SMPDBK que las usadas en el modelo DAMBRK.

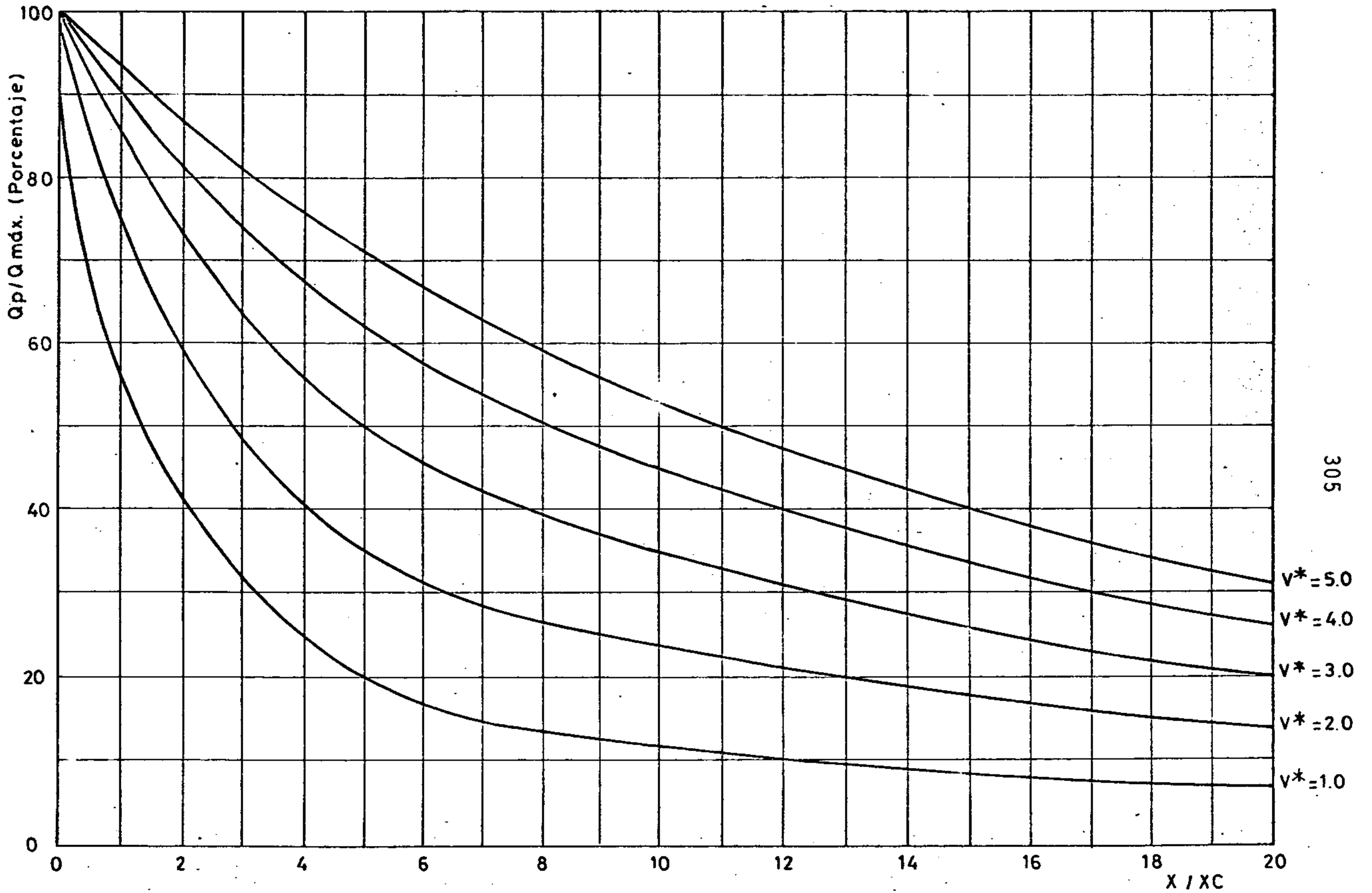
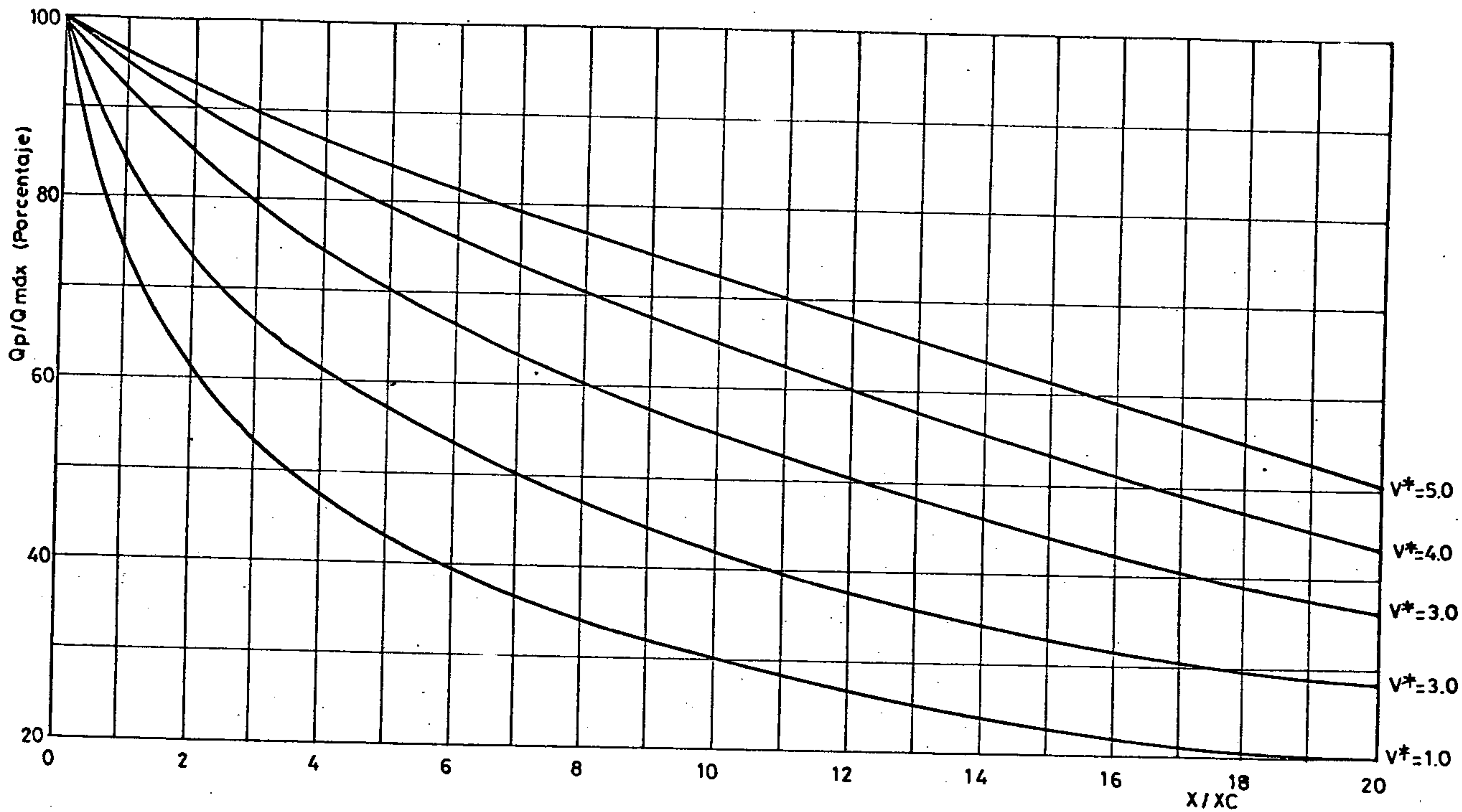


FIG. B.2

CURVA DE RASTREO DEL MODELO SIMPLIFICADO

$F_c = 0.25$





306

FIG. B.3

CURVA DE RASTREO DEL MODELO SIMPLIFICADO  $F_c = 0.50$

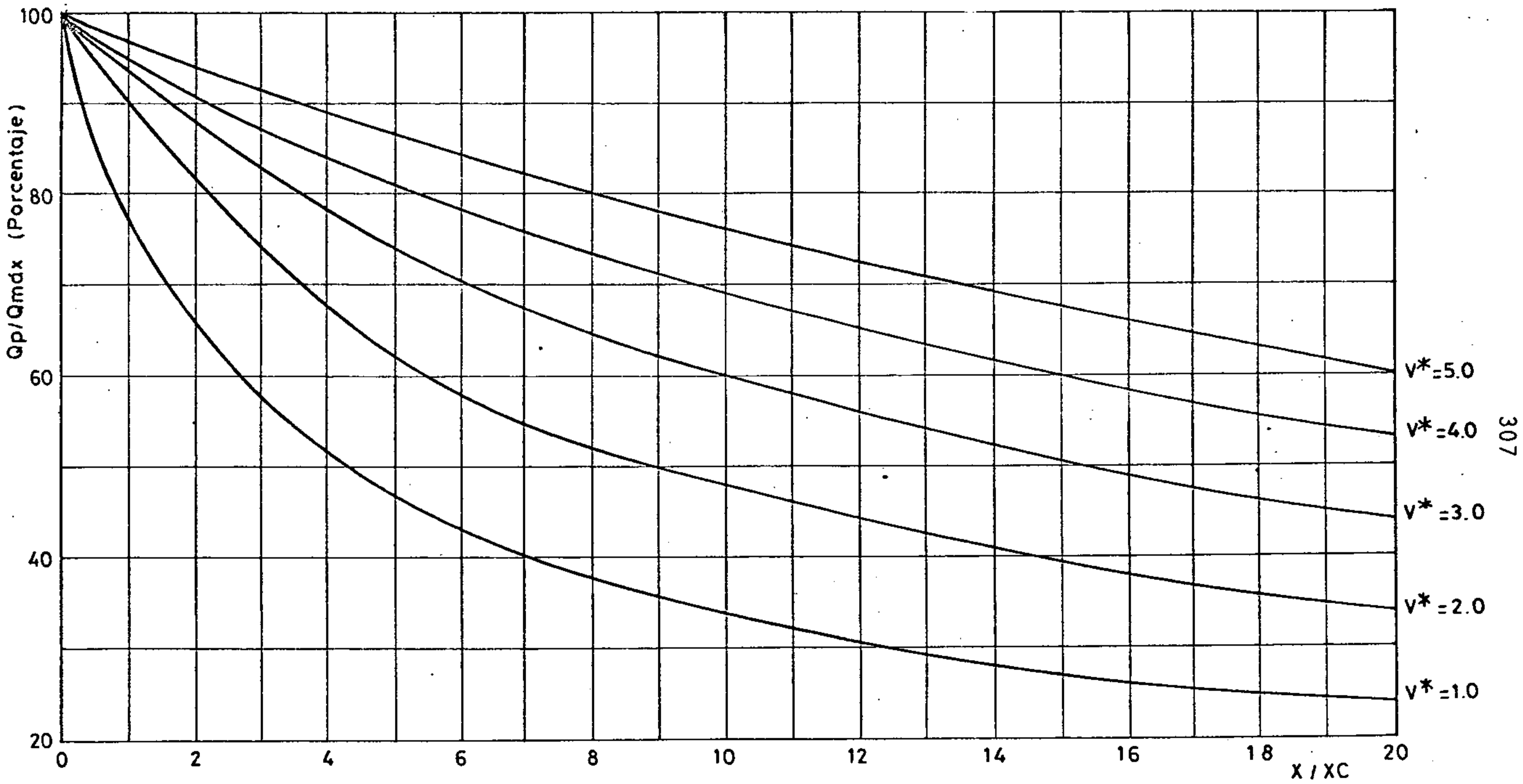


FIG.B.4 CURVA DE RASTREO DEL MODELO SIMPLIFICADO  $F_c = 0.75$

**ANEXO C**

**MANUAL DE USO DE LOS PROGRAMAS**

### C.1 INTRODUCCION

En este anexo se presentan el manual de uso del modelo DAMBRK, el manual de uso del modelo BREACH y los antecedentes acerca del uso y compilación de tales modelos.

### C.2 MANUAL DE USO DEL MODELO DAMBRK

Para usar este modelo debe escogerse en primer lugar algunas de las opciones que ofrece y que se presentan a continuación. Dependiendo de la selección hecha se leerán ciertos registros y algunas variables tomarán los valores que se indican.

- Opción N°1. Rastreo volumétrico en el embalse y rastreo hidráulico subcrítico en el valle.  
 KUI=0; KKN=1; KSUPC=0; MULDAM=0  
 Registros 1-4 y 6-58
- Opción N°2. Rastreo volumétrico en el embalse y rastreo hidráulico supercrítico en el valle.  
 KUI=0; KKN=1; KSUPC=1; MULDAM=0.  
 Registros 1-4 y 6-58
- Opción N°3. Rastreo volumétrico en el embalse y rastreo hidráulico supercrítico en una primera porción del valle y subcrítico en el resto.  
 KUI=0; KKN=2; KSUPC=1; MULDAM=0  
 Registros 1-4; 6-52 y 16-58

- Opción N°4. Idem 1, pero con rastreo hidráulico en el embalse.  
KUI=1; KKN=2; KSUPC=0; MULDAM=0  
Registros 1-4, 8-58, 63 y 16-52
- Opción N°5. Idem 2, pero con rastreo hidráulico en el embalse.  
KUI=1, KKN=2, KSUPC=1; MULDAM=0  
Registros 1-4, 8-58, 63 y 16-52
- Opción N°6. Idem 3, pero con rastreo hidráulico en el embalse.  
KUI=1; KKN=3; KSUPC=1; MULDAM=0  
Registros 1-4, 8-58, 63, 16-52 y 16-52
- Opción N°7. Rastreo hidráulico subcrítico de un hidrograma dado.  
KUI=0; KKN=9; KSUPC=0; MULDAM=0  
Registros 1-4 y 12-52
- Opción N°8. Rastreo hidráulico supercrítico de un hidrograma dado:  
KUI=0; KKN=9; KSUPC=1; MULDAM=0  
Registros 1-4 y 12-52
- Opción N°9. Método secuencial. Rastreo volumétrico en el embalse y rastreo hidráulico subcrítico en el valle en el cual se encuentra una presa que puede fallar.  
KUI=0; KKN=2; KSUPC=0; MULDAM=1  
Registros 1-4, 6-63, 16-63, ... y 16-52

Opción N°10. Método secuencial. Idem 9, pero con rastreo hidráulico en el embalse.

KUI=1; KKN=3, KSUPC=0; MULDAM=1

Registros 1-4, 8-50, 63, 16-63,... y 16-52

Opción N°11. Método simultáneo para una única presa o puente utilizando rastreo hidráulico aguas arriba y aguas abajo de la estructura, usando en ella condiciones de borde especiales.

KUI=1; KKN=1; KSUPC=0; MULDAM=1

Registros 1-5, 8-11 y 12-58

Opción N°12. Método simultáneo idem 11, pero con numerosas estructuras ubicadas en el valle por donde se propaga la crecida.

KUI=1; KKN=1; KSUPC=0; MULDAM=n° de presas y/o puentes.

Registros:

(1) MDAM, MRVR, MNAME - 20A4

MDAM : nombre de la presa (col. 1-20)

MRVR : nombre del embalse (col. 21-40)

MNAME : nombre de la institución (col. 41-60)

(2) MESSAGE - 20A4

MESSAGE : algún dato tal como la dirección de la institución que está realizando el estudio.

(3) KKN, KUI, MULDAM, KDMP, ITEH, NPRT, KFLP, KSL - 8I10

- KKN : Representa el número de porciones en que es dividido el valle. Si KSUPC=0, KKN=1; si KSUPC=1, KKN es igual a 1 en el caso que el escurrimiento sea en todo el valle supercrítico, o es igual a 2 si sólo se produce un escurrimiento supercrítico en una primera porción del valle. Si KKN=9, un hidrograma es leído y rastreado por el modelo.
- KUI : Representa el tipo de rastreo en el embalse si KUI=0 se utiliza un rastreo volumétrico y si KUI=1 se usa una técnica de rastreo hidráulico para determinar los niveles en el embalse.
- MULDAM : Representa el número de presas ubicadas en el valle por donde se propaga la crecida.
- KDMP : Parámetro de impresión si KDMP=0 sólo se imprime el título de cada página; KDMP=1, se titula cada página, se imprime un resumen y una descripción de cada variable; KDMP=2, idem a KDMP=1 más datos de entrada; KDMP=3 se titula cada página y se imprimen los datos de entrada; KDMP=4, idem KDMP=2 cuando para; KDMP=5, entonces KDMP toma el valor 3 y el parámetro IOPUT de la tarjeta N°4 controla la impresión.
- ITEH : Si ITEH=0 el hidrograma afluente al embalse es generado mediante el uso de una función; si ITEH > 1 entonces corresponde al número de puntos que tendrá el hidrograma afluente (ITEH < 50).

NPRT : Parámetro que controla la impresión si JNK=9. NPRT es el número total de secciones en las cuales se imprime información durante el rastreo hidráulico si NPRT=0 el modelo usa una variable NPRT calculada por el programa e imprime información en NPRT intervalos (NPRT≤30).

KFLP : Si KFLP=0 se usa el rastreo hidráulico normal, si KFLP=1 se usan las ecuaciones de rastreo que consideran que el escurrimiento por los cauces de inundación y el cauce principal tienen propiedades diferentes.

KSL : Si KSL=0 no ocurre ningún deslizamiento de tierra; si KSL=1 ocurre un deslizamiento de tierra en una orilla del embalse; si KSL=2 ocurre en las dos orillas del embalse.

(4) NPT(K) - 8I10

NPT(K) : Número de las secciones en las cuales se imprime información hidráulica. K va de 1 a NPRT.

Este registro (4) se omite si NPRT=0.

(4') IOPUT(K) - 10I1 - 2I2

IOPUT(K) : Parámetro de control sobre JNK. IOPUT(K)=0 permite la impresión y IOPUT(K)=1 suprime la impresión.



- col 1 : perfil de fondo.
- col 2 : tablas con resumen de datos.
- col 3 : tablas con condiciones iniciales (caudales)
- col 4 : tablas con condiciones iniciales (elevaciones)
- col 5 : condiciones en los extremos del valle durante el rastreo de la crecida.
- col 6 : en cada presa elevaciones del embalse durante el paso de la crecida.
- col 7 : tabla resumen final.
- col 8 : hidrogramas.
- col 9 : información de características de las secciones.
- col 10 : elevaciones en el embalse.
- col 11 : representa el instante en el cual empiezan a imprimirse resultados.
- col 12 : intervalo de tiempo para el cual se imprime información.

Este registro se omite si JNK#5 .

(5) IDAM(K) - 8I10

IDAM(K) : Número de la sección coincidente con el talud de aguas arriba de la presa K va de 1 a MULDAM.

Este registro sólo se lee para las opciones 11 y 12.

(6) SA(K) - 8F10.0

SA(K) : superficie en acres o volumen en acresxpie del embalse a la elevación HSA(K). Si KUI=1 y KKN≠1 o KKN=9 se omite este registro.

(7) HSA(K) - 8F10.0

HSA(K) : elevación en pies referida al nivel medio del mar. Se parte con la mayor elevación y la última debe ser igual a YBMIN. Si KUI=1 y KKN≠1 o KKN=9 se omite este registro.

(8) RLM, YO, Z, YBMIN, BB, TFH, DATUM, VOL - 8F10.0

RLM : longitud del embalse en millas.

YO : elevación inicial del agua en el embalse en pies.

Z : talud 1:Z (H:V) de los lados de la brecha.

YBMIN : minima elevación que alcanza el fondo de la brecha (pies).

BB : ancho basal final de la brecha (pies).

TFH : tiempo de formación de la brecha (hrs).

DATUM : elevación del fondo de la presa (pies).

VOL : si VOL=1.0, SA(K) es volumen y si VOL=0.0 SA(K) es un área.

(9) HF, HD, HSP, HGT, CS, CG, CDO, QT - 8F10.0

HF : elevación del agua cuando el proceso de ruptura comienza. Si HF<HD se simula una falla iniciada por piping.

HD : elevación del coronamiento de la presa (pies).

HSP : elevación de la cresta del vertedero (pies).

HGT : elevación del centro del orificio dejado por la abertura de compuertas (pies).

- CS : coeficiente de gasto para el vertedero; es igual a 2.6 a 3.2 veces el ancho del vertedero (pies).
- CG : coeficiente de gasto para el orificio; es igual a 0.60 a 0.80 veces el área del orificio.
- CDO : coeficiente de gasto para la presa; es igual a 2.6 a 3.2 veces la longitud del coronamiento de la presa menos la longitud de vertederos.
- QT : Caudal constante que abandona la presa hasta que la brecha se haya formado completamente (pies<sup>3</sup>/s).

Los registros (8) y (9) se omiten si KKN=9.

(10) QSPILL(K,L) - 8F10.0

QSPILL(K,L) : valores del caudal (pies<sup>3</sup>/s) en la curva de descarga del vertedero u orificio bajo compuertas: L va de 1 a MULDAM( $\leq 10$ ). Si MULDAM=0 entonces L=1. (K $\leq 8$ ).

(11) HEAD(K,L) - 8F10.0

HEAD(K,L) : carga sobre el vertedero (pies) asociada al caudal QSPILL (K,L).

Los registros (10) y (11) sólo son leídas si HSP $\neq 0.0$  y CS=0.0 o HGT $\neq 0.0$  y CS=0.0. Estas registros son leídos en el siguiente orden (10), (11), (10), (11)... a medida que L va de 1 a MULDAM.

(12) DHF, TEH - 2F10.0

DHF : intervalo (hrs) entre QI(K) del hidrograma afluente al embalse; si DHF=0.0 estos intervalos no son iguales.

TEH : tiempo (hrs) desde el inicio al término de la simulación.

(13) QO, RHO, GAMA, TPG - 4F10.0

QO : caudal inicial (pies<sup>3</sup>/s).

RHO : razón caudal máximo caudal inicial para el hidrograma afluente al embalse.

GAMA : razón entre el tiempo desde el caudal inicial al centro de gravedad del hidrograma afluente y el tiempo al caudal máximo.

TPG : tiempo (hrs) desde el caudal inicial al caudal peak del hidrograma afluente.

Este registro se omite si ITEH≠0. De incluir esta tarjeta (13) se omiten las N° (14) y (15).

(14) QI(K) - 8F10.0

QI(K) : caudal (pies<sup>3</sup>/seg) afluente al embalse. K va de 1 a ITEH.

(15) TI(K) - 8F10.0

TI(K) : tiempo (hrs) asociado a QI(K). Si DHF≠0 o ITEH=0 se omite este registro. K va de 1 a ITEH.

(16) NS, NCS, NTT, JNK, KSA, KSUPC, LQ, KCS 8I10

NS : número de secciones usadas para describir el valle por donde se propagará la crecida. La primera sección debe ser aquella que se ubica inmediatamente aguas abajo de la presa. NS debe ser mayor o igual a 2 y menor

a 90.

- NCS : número máximo de anchos superficiales usados para describir cada sección.
- NTT : número total de secciones en las cuales se imprimirá un hidrograma.  $NTT \leq 6$ . Si NTT es igual a un número negativo entre 1 y 6 los hidrogramas no se dibujarán.
- JNK : si  $JKN=0$  se imprimirán todos los datos de entrada e hidrogramas; si  $JNK=1$  se imprime una tabla de vaciado del embalse, un dibujo de elevaciones máximas en cada sección y de tiempos de ocurrencia y se dibujan hidrogramas; si  $JNK=4$  información adicional es impresa en cada  $\Delta t$ ; si  $JNK=9$  información hidráulica es impresa en cada sección y para cada  $\Delta t$  para revisión (debugging).
- KSA : si  $KSA=0$  el valle de aguas abajo se describe por medio de tablas de elevaciones versus anchos superficiales; si  $KSA=1$  se utilizan curvas de áreas de escurrimiento versus elevaciones. Si  $KSA < 0$ , entonces  $KSA=0$  y son usadas opciones de suavizamiento.
- KSUPC : Si  $KSUPC=0$  el escurrimiento en todo el valle es subcrítico; si  $KSUPC=1$  el escurrimiento es supercrítico en una primera porción del valle y subcrítico en el resto o supercrítico en todo el valle.
- LQ : parámetro que denota el número total de hidrogramas afluentes al valle, cada uno con un máximo de 50 puntos.  $LQ < 10$ .

KSG : número de puntos de la curva de coeficientes de gasto de las compuertas vs. tiempo, descritos en las tarjetas (43) y (46). Si KSG es negativo denota el número total de compartimientos de inundación con un máximo igual a 16.

(17) NT(K) - 6I10

NT(K) : número de secciones (1 a NS) en las cuales se entregará un hidrograma. K va de 1 a NTT.

Si NTT=0 este registro (17) se omite.

(18) SMF, NTSM, NSMR - F10.2, 2I10

SMF : factor de suavizamiento comprendido entre 0,5 y 0,9.

NTSM : Si NTSM=1 suavizamiento de anchos a lo largo del eje x; si NTSM=2 suavizamiento de anchos en la vertical, con un cambio máximo igual a  $|KSAI-50|$ ; si NTSM=3 suavizamiento de elevaciones a lo largo del eje x; si NTSM=4 suavizamientos tipo 1 y 2; si NTSM=5 suavizamiento tipo 1, 2 y 3.

NSMR : número de tramos en los cuales se harán suavizamientos.

(19) NUSM(K), NDSM(K) - 2I10

NUSM(K) : sección en el extremo de aguas arriba para tramo de suavizamiento K.

NDSM(K) : sección en el extremo de aguas abajo para tramo de suavizamiento K.

Este registro (19) se repite para K=1 a NSMR.

Los registros (18) y (19) son omitidos si KSA>0.

(20) XS(I), FSTG(I), XSL(I), XSR(I) - 4F10.0

XS(I) : distancia (millas) entre la presa y la sección I. SI KFL=1, XS(I) se mide a lo largo del cauce principal.

FSTG(I) : elevación (pies) a la cual comienza a escurrir agua por los cauces de inundación. Puede dejarse en blanco.

KSL(I) : Si KFLP=0 se deja en blanco; si KFLP=1 distancia entre la presa y el cauce de inundación izquierdo de la sección I.

KSR(I) : idem XSL(I), pero para el cauce de inundación derecho.

(21) HS(K,I) - 8F10.0

HS(K,I) : elevación (pies) correspondiente a cada ancho superficial BS(K,I). K va de 1 a NCS≤8. Se comienza con el menor valor.

(22) BS(K,I) - 8F10.0

BS(K,I) : ancho superficial (pies) correspondiente a parte activa del escurrimiento. K va de 1 a NCS.

Este registro (22) se omite si  $KSA=1$ .

(23) BSL(K,I) - 8F10.0

BSL(K,I) : ancho superficial (pies) correspondiente a la parte activa del escurrimiento en el cauce de inundación izquierdo para la elevación HS(K,I). K va de 1 a NCS.

(24) BSR(K,I) - 8F10.0

BSR(K,I) : idem BSL(K,I) para el cauce de inundación del lado derecho.

Los registros (23) y (24) se omiten si  $KFLP=0$ .

(25) BSS(K,I) - 8F10.0

BSS(K,I) : ancho superficial (pies) correspondiente a la parte de almacenamiento transitorio del escurrimiento para la elevación HS(K,I). K va de 1 a NCS.

Este registro (25) se omite si  $KSA=1$ .

(26) DSA(K,I) - 8F10.0

DSA(K,I) : superficie (acres) de escurrimiento activo correspondiente a la elevación HS(K,I). K va de 1 a NCS.

(27) SSA(K,I) - 8F10.0

SSA(K,I) : superficie (acres) de escurrimiento inactivo o de almacenamiento transitorio correspondiente a la elevación HS(K,I). K va de 1 a NCS.



Estos registros (26) y (27) se omiten si  $KSA \leq 0$ .

Los registros (20) a (27) son repetidos de no omitirse a medida que I va de 1 a NS.

(28)  $CM(K, I)$  - 8F10.0

$CM(K, I)$  : coeficiente n de Manning correspondiente a la elevación  $HS(K, I)$ . K va de 1 a NCS. NCS valores son colocados de cada registro. El coeficiente n representa la rugosidad encontrada por el escurrimiento en el tramo definido por las secciones I e I+1.

(29)  $CML(K, I)$  - 8F10.0

$CML(K, I)$  : idem  $CM(K, I)$  para el cauce de inundación izquierdo.

(30)  $CMR(K, I)$  - 8F10.0

$CMR(K, I)$  : idem  $CML(K, I)$  para el cauce de inundación derecho.

Los registros (29) y (30) se omiten si  $KFLP = 0$ .

Los registros (28), (29), (30) son repetidos, si no se omiten, para  $I = 1$  a  $NS - 1$ .

(31)  $DXM(I)$  - 8F10.0

$DXM(I)$  : mínimo  $\Delta X$  en millas que será usado para el tramo definido por las secciones I e I+1.  $NS - 1$  valores deben colocarse en 1 o más registros (8 por registro). Los valores dados a  $DXM(I)$  deben ser tales que no se

creen más de 200 secciones. Según Fread DXM debe escogerse como  $C \cdot \Delta t$ , donde C es la velocidad aproximada de viaje de la onda.

(32) FKC(I) - 8F10.0

FKC(I) : coeficiente de expansión o contracción. Los valores para contracción varían entre 0.1 y 0.3, y los valores para expansión entre -0.5 y -1.0. Si los efectos de expansión o contracción son despreciables debe ingresarse 0.0. NS-1 valores deben colocarse en 1 o más registros.

(33) QMAXD, QLL, DTHM, YDN, SOM, FII, EPSY, TFI - 8F10.0

QMAXD : caudal máximo (pies<sup>3</sup>/s) estimado en la última sección. Sólo se requiere cuando QLL ≠ 0.0.

QLL : máximo caudal de merma lateral (pies<sup>3</sup>/sXpie). Si QLL < 0 es calculado por el modelo.

DTHM :  $\Delta t$  inicial en horas; si DTHM = 0.0,  $\Delta t$  es calculado por el programa; si DTHM = 0 representa el divisor M para determinar  $\Delta t$ .

YDN : indica la condición de borde en el extremo de aguas abajo. SI YDN = 0.0 altura normal; YDN ≠ 0 existe una estructura tal como una presa en dicho extremo; si YDN = 0.25 una curva de descarga unívoca especificada por el usuario; YDN = 0.5 altura crítica; YDN = 0.75 elevaciones de agua en función del tiempo; YDN = 1.0 altura normal, pero las elevaciones del agua en cada sección serán leídas en el registro (48) en vez de ser

calculadas por el modelo.

SOM : pendiente (pies/milla) de las primeras millas del valle aguas abajo de la presa.

FII : factor  $\theta$  del esquema de diferencias finitas. Si  $FII=0.0$ ,  $\theta=0.60$ ; si  $FII=0.5$ ;  $\theta=0.60$  y el modelo permite la ocurrencia de escurrimientos negativos; si  $FII=0.51$ ,  $\theta=0.60$  y el modelo de rastreo corresponde a la aproximación de onda difusiva.

EPSY : criterio de convergencia (pies) para el algoritmo de Newton-Raphson del esquema de diferencias finitas. Si se deja en blanco  $EPSY=0.01$  pies. También sirve para especificar el exponente  $m$ , de las ecuaciones para repartir la merma de agua, especificando  $EPSY > 0.1$ . Si  $EPSY < 0.50$   $M=4$ ;  $EPSY > 0.5$   $M=EPSY$  y  $EPSY=0.01$  pies.

TFI : tiempo para el cual  $\Delta t$  cambia a  $DTHM/M$ .

(34) NPLD - I10

NPLD : número del último compartimiento de inundación en el mismo lado que se ubica el primero. Si no hay transferencia de agua entre compartimientos de inundación adyacentes  $NPLD=0$ .

Este registro (34) se omite si  $KCG \geq 0$ .

(35) NPXI(K), NQLP(K), PWELV(K), PCWR(K), PEO(K), QMINP(K) -  
2I10, 4F10.0

NPXI(K) : número de la sección que se ubica inmediatamente aguas arriba del tramo donde el aporte al compartimiento de inundación K ocurre.

NQLP(K) : parámetro que indica si la descarga por bomba en el compartimiento K será especificada mediante un hidrograma. 1 indica si, 0 indica no.

PWELV(K) : elevación media (pies) del coronamiento del pretil a lo largo del tramo en que se incorporará agua al compartimiento K.

PCWR(K) : coeficiente de gasto (2.6 a 3.2) para el pretil anterior.

PEO(K) : elevación (pies) inicial del agua en el compartimiento de inundación K.

QMINP(K) : caudal mínimo ( $\text{pies}^3/\text{s}$ ) del total de bombas del compartimiento K para todo instante.

(36) PSA(I,K) - 8F10.0

PSA(K,I) : Volumen (acrespie) del compartimiento K bajo la elevación PEL(I,K). I va de 1 a 8.

(37) PEL(I,K) - 8F10.0

PEL(I,K) : elevación (pies), comenzando por la menor, asociada al volumen PSA(I,K). La mayor elevación debe ser superior que cualquiera que ocurra en el compartimiento K.

(38) QPU(I,K) - 8F10.0

QPU(I,K) : caudal (pies<sup>3</sup>/s) que fluye hacia el compartimiento K además del que escurre sobre el pretil desde el río. I va de 1 a ITEH.

(39) QLP(I,K) - 8F10.0

QLP(I,K) : caudal total impulsado por bombas (pies<sup>3</sup>/s) desde el compartimiento K. I va de 1 a ITEH.

Este registro (39) se omite si NQLP(K)=0.

(40) COFF(I,K) - 8F10.0

COFF(I,K) : coeficiente de gasto (2,6 a 3,2) por la longitud en pies del cororamiento del pretil) para el pretil que separa los compartimientos K y K+1. I va de 1 a 8.

(41) HCFF(I,K) - 8F10.0

HCFF(I,K) : elevación (pies) asociada al coeficiente de gasto COFF(I,K), comenzando con la elevación menor. I va de 1 a 8.

Los registros (40) y (41) se omiten si NPLD=0.

Si  $KCG \geq 0$  se omiten los registros (34) a (45), de lo contrario se repiten el (33) al (41) a medida que K va de 1 a ABS (KCG).

(42) NPM - I10

NPM : número total de bombas en todos los compartimientos.

(43) IPMPL(L), NXPD(L), PEMN(L), PEMX(L) - 2I10, 2F10.0

IPMPL(L) : número del compartimiento en que se localiza la bomba L.

NXPD(L) : número de la sección que se ubica inmediatamente aguas arriba del tramo donde la bomba L descarga hacia el río.

PEMN(L) : elevación (pies) del agua en el compartimiento cuando la bomba L comienza a funcionar.

PEMX(L) :: idem PEMN(L), pero cuando la bomba se detiene.

(44) DHP(I,L) - 8F10.0

DHP(I,L) : cargas (pies) asociadas a los caudales de la bomba L, comenzando por la más pequeña. I va de 1 a 8.

(45) QP(I,L) - 8F10.0

QP(I,L) : caudal (pies<sup>3</sup>/s) de la curva de descarga de la bomba L asociados a DHP(I,L).

Los registros (44) y (45) se omiten si  $NQLP(K)=0$  y se omite también el (43) si  $NPM=0$ . De no omitirse, se repiten a medida que  $L$  va de 1 a  $NPM$ .

(46)  $LQL(K)$  - 8I10

$LQL(K)$  : número de sección que se ubica inmediatamente aguas arriba del tramo en el que ocurren aportes laterales o sale agua.  $K$  va de 1 a  $LQ$ . Si  $LQL(K)<0$  el tramo está bordeado por pretilos por sobre los cuales puede salir agua.

(47)  $QL(L,K)$  - 8F10.0

$QL(L,K)$  : aporte lateral en el punto  $K$  para los mismos tiempos que el hidrograma afluente al embalse.  $L$  va de 1 a  $ITEH$ .  $K$  va de 1 a  $LQ$ . Si  $LQL(K)<0$ , dos valores son especificados en este registro:  $WELV(K)$  elevación media (pies) de la cresta del pretil y  $CWR(K)$  coeficiente de gasto (2,6 a 3,2) para el pretil.

Los registros (46) y (47) se omiten si  $LQ=0$ .

(48)  $YD(I)$  - 8F10.0

$YD(I)$  : elevaciones iniciales (pies) del agua en el valle.

Este registro (48) se omite si  $YDN\neq 1,0$  y entonces el programa calcula los niveles iniciales del agua en el embalse.

(49) RH(K) - 8F10.0

RH(K) : elevaciones (pies) de la curva de descarga del extremo de aguas abajo. K va de 1 a 8.

(50) RQ(K) - 8F10.0

RQ(K) : caudales (pies<sup>3</sup>/s) asociados a RH(K).

Los registros (49) y (50) se omiten si  $YDN \neq 0.25$ .

(51) STN(K) - 8F10.0

STN(K) : elevaciones (pies) en el extremo de aguas abajo. K va de 1 a ITEH.

(52) TTN(K) - 8F10.0

TTN(K) : tiempos (hrs) asociados a STN(K).

Los registros (51) y (52) se omiten si  $YDN \neq 0.75$ .

(53) NSLI - I10

NSLI : número total de secciones en las cuales ocurren deslizamientos de tierra. El número total de secciones incluyendo aquellas creadas vía interpolación debe ser inferior a 31.  $NSLI \leq 6$ .

(54) NXSLI(K), TSL, HSL(K), HSM(K), HSU(K), THKSL(K),  
ALPHA, POR - I10, 7F10.2

NXSLI(K) : número de la sección (consecutivo) donde ocurre un deslizamiento de tierra. K va de 1 a NSLI.



- TSL : tiempo (hrs) de duración del deslizamiento (generalmente de 15 segundos a unos pocos minutos).
- HSL(K) : elevación (pies) de la porción inferior del material que desliza. K va de 1 a NSLI.
- HSM(K) : elevación (pies) del punto medio de la masa que desliza. A esta elevación tiene su máximo espesor. K va de 1 a NSLI.
- HSU(K) : elevación (pies) de la porción superior de la masa que desliza. K va de 1 a NSLI.
- THKSL(K) : espesor (pies) del material que desliza a la altura HSM(K). K va de 1 a NSLI.
- ALPHA : ángulo de reposo (grados sexagesimales) que el material que desliza tendrá en el fondo del embalse.
- POR : porosidad (fracción decimal) del material que desliza.

Los registros (53) y (54) se omiten si  $KSL=0$ , en caso contrario se repite el registro (54) mientras K va de 1 a NSLI.

(55) ICG(K) - 8I10

- ICG(K) : si  $ICG(K)=1$  la presa tiene una compuerta que modifica su abertura en función del tiempo; si  $ICG(K)=0$  no. K es igual a 1 o va de 1 a

MULDAM, si MULDAM es distinto de cero.

(56) CGCG(L,K) - 8F10.0

CGCG(L,K) : coeficiente de gasto igual a un coeficiente por el área de las aberturas en el instante TCG(K). L va de 1 a KCG y K va de 1 al número total de presas que tienen compuertas que se abren en función del tiempo.

(57) GBL(L,K) - 8F10.0

GBL(L,K) : distancia (pies), asociada al tiempo TCG(L,K), entre el fondo y el borde de la compuerta (HGT-tarj(9)). L y K tienen la misma definición que en el registro (56).

(58) TCG(L,K) - 8F10.0

TCG(L,K) : tiempo (hrs) asociado a CGCG(L,K). L y K tienen las mismas definiciones anteriores.

Los registros (55), (56), (57) y (58) se omiten si KCG=0.

(59) Z, YBMIN, BB, TFH - 4F10.0

Estas variables tienen la misma definición que las del registro (8), pero se aplican a la presa de aguas abajo.

(60) HF, HD, HSP, HGT, CS, CG, CDO, QT - 8F10.0

Estas variables tienen la misma definición que las del registro (9), pero se aplican a la presa de

aguas abajo.

(61) QSPILL(K,1) - 8F10.0

(62) HEAD(K,1) - 8F10.0

Las variables de estos registros (61) y (62) tienen las mismas definiciones que las de los registros (10) y (11), y son leídas si se cumplen condiciones similares a las dadas para estos registros.

(63) UPSH, SOM, CMN - 3F10.0

UPSH : variable muda, se deja en blanco.

SOM : pendiente (pies/milla) para las primeras millas aguas abajo de la presa.

CMN : coeficiente de Manning para las primeras millas del valle que se ubica aguas abajo de la presa.

Los registros (59), (60), (61), (62) y (63) se omiten si KUI=0 y MULDAM=0 ó si KKN=9.

Si KUI=1 los registros (6) y (7) se omiten y los registros (8)-(58) se aplican al embalse y luego se leen los (16)-(58), pero aplicados, ahora, al valle.

En la descripción de las variables que requiere el modelo, las elevaciones deben referirse siempre al nivel medio del mar.

### Método simultáneo

En esta opción las secciones deben ser numeradas consecutivamente desde el comienzo del primer embalse hasta el fin del valle. Deben especificarse, también, secciones en los taludes de aguas abajo y aguas arriba de cada presa.

En esta opción se omiten los registros (6) y (7) y los registros (8) y (9) son repetidos para cada presa del sistema. Por otra parte tampoco son aplicables en este caso los registros (59) al (63). MULDAM es en este caso el número de presas en el valle.

### Inclusión de puentes

El método simultáneo puede usarse con presas y/o puentes. Los registros (8) y (9) son usados para describir el escurrimiento a través del puente. Sus terraplenes de acceso pueden romperse, si esto no es considerado posible HF debe especificarse con un valor muy grande. Las otras variables en esta tarjeta se aplican a la brecha del terraplén. En el registro (9) HD es la elevación (pies) del coronamiento de la porción superior del terraplén; HSPD es la longitud (pies), medida en forma perpendicular al escurrimiento, del coronamiento de la porción superior del terraplén; HGTD es la elevación (pies) de la porción inferior (emergencia) del terraplén (si no existe se deja en blanco); CSD es la longitud (pies) de la porción inferior del terraplén medida en forma perpendicular al escurrimiento; CGD es el ancho del coronamiento del terraplén medido en la dirección del escurrimiento; CDO es el coeficiente de

gasto para el escurrimiento a través del puente (V.T. Chow); QT es el  $\Delta t$  a usar cuando se supera la cota de coronamiento del terraplén. QT sólo se necesita cuando la primera estructura es un puente y cuando el hidrograma es de crecimiento suave, si es dejado en blanco se usa  $\Delta t=0,5$  hrs. En lugar de leer la longitud de la porción superior del terraplén, puede dejarse este valor en blanco y leer por medio de los registros (10) y (11) una tabla de longitud (pies) del terraplén versus elevación (pies) del agua.

#### Rastreo de un hidrograma dado

Al usar las opciones (7) y (8) no es posible considerar la existencia de presas y/o puentes en el valle.

#### Rastreo volumétrico en método simultáneo

Es posible usar esta técnica de rastreo en el método simultáneo (opción 11 y 12) para el primer embalse incluyendo los registros (6) y (7) después del (5) y poniendo  $IDAM(1)=1$  y entonces la primera sección debe situarse en el talud de aguas arriba de la primera presa.

#### Compartimiento de inundación

Cada compartimiento puede tener un único tramo en el cual ocurra transferencia de agua con el río. Este tramo es designado por  $NXPI(K)$ . K va de 1 a KCG.

Cada compartimiento puede tener un único tramo en el cual las bombas devuelven agua. El tramo es designado por  $NXP(L)$ .  $L$  va de 1 a  $NPM$ .

Un tramo no puede tener asociado más de un compartimiento de inundación, vale decir  $NXPI(1) \neq NXPI(2)$ .

Un tramo no puede tener asociado dos tipos de transferencia de agua, es decir  $NXPI(K) \neq NXPO(L)$ .

Puede fluir agua entre un compartimiento y otro adyacente sobre el pretil que los separa. Además, el compartimiento de más aguas abajo puede entregar agua hacia aguas arriba sobre el pretil. Los compartimientos son numerados desde aguas arriba comenzando a un lado del río y siguiendo en el otro.

### Selección de $\Delta t$

Es controlado por las variables  $DTHM$  y  $TFI$ .

- 1º Si se desea  $\Delta t$  constante durante todo el proceso  $DTHM = \Delta t$  y  $TFI = 0.0$
- 2º Si  $DTHM$  y  $TFI$  tienen valores distintos de cero,  $\Delta t = DTHM$  hasta alcanzar el tiempo  $TFI$ , luego  $\Delta t = \text{tiempo de formación de la brecha} / 20$ .
- 3º Si  $DTHM \leq 0$  entonces se calcula  $\Delta t$  como:

$$\Delta t = (\text{tiempo desde el inicio del crecimiento del hidrograma hasta alcanzar el caudal máximo}) / M. \quad (1)$$

donde  $M = 20$  o  $M = IDTHMI$  si  $DTHM < 0$

$\Delta t$  calculado con (1) se utiliza hasta que se alcanza el instante TFI o hasta que la presa falle, luego:

$$\Delta t = (\text{tiempo de formación de la brecha})/M. \quad (2)$$

Si TFI se especifica igual a cero, se calcula como sigue:

- i) Si para calcular el vaciado del embalse se usa una técnica de rastreo volumétrica  $TFI = \text{tiempo al máximo del hidrograma de ruptura} - \text{tiempo de formación de la brecha}$ .
- ii) En otro caso,  $TFI = TEH$  (tarjeta 12).

### Repetición de la simulación

Si se desea repetir la simulación cambiando sólo alguno de los valores de las siguientes variables (BB, Z, TFH, HD, YO, HF) y se está usando una opción comprendida entre la 1 y la 6, después del registro (1) se deben colocar:

UPDATE

BB, Z,, TFH, HD, YO, HF - 6F10.0

### C.3 MANUAL DE USO DEL MODELO BREACH

#### Registros

## (1) MESSAGE - 20A

MESSAGE : cualquier mensaje, tal como el nombre de la presa.

## (2) HI, HU, HL, HPI, HSP - 5F10.2

HI : elevación (pies) del agua en el embalse en  $t=0$ .

HU : elevación (pies) del coronamiento de la presa.

HL : elevación (pies) del fondo de la presa.

HPI : elevación (pies) en la cual comienza la falla por piping. Si la falla es debida a la superación de la cota de coronamiento de la presa se deja en blanco.

HSP : elevación (pies) de la cresta del vertedero. Si no existe se deja en blanco.

## (3) QIN(I) - 8F10.2

QIN(I) : caudal (pies<sup>3</sup>/s) afluente al embalse. I va de 1 a 8.  $I \geq 2$ .

## (4) TIN(I) - 8F10.2

TIN(I) : tiempo (hrs) asociado a QIN(I).

## (5) RSA(I) - 8F10.2

RSA(I) : superficie (acres), comenzando con la mayor, del embalse a la elevación HSA(I). I va de 1 a 8.  $I \geq 2$ .



(6) HSA(I) - 8F10.2

HSA(I) : elevación (pies) asociado a RSA(I).

(7) ZU, ZD, ZC, PORW, GL, GS, VMP - 7F10.2

ZU : talud aguas arriba: 1 vertical ZU horizontal.

ZD : talud aguas abajo: 1 vertical ZD horizontal.

ZC : talud para el material que compone el interior de la presa: 1 vertical ZC horizontal.

PORW : razón (0.0 a 1.0) de los poros que contienen agua.

GL : longitud media (pulgadas) del pasto. Si no existe dejar en blanco.

GS : si el pasto se encuentra en buenas condiciones GS=1.0 si se encuentra en malas condiciones o no existe GS=0.0.

VMP : velocidad permisible (pies/s) sobre el pasto antes que comience la erosión (3 a 6 pies/s).

(8) D50C, PORC, UWC, CNC, AFRC, COHC, UNFCC - 3F10.2, F10.4, 3F10.2

D50C : diámetro D50 (mm) para el material interior. Si no existe dejar en blanco.

PORC : razón de porosidad para el material interior. Si no existe dejar en blanco.

- UWC : peso específico (lb/pie<sup>3</sup>) del material interior si no existe dejar en blanco.
- CNC : coeficiente n de Manning para el material interior. Si es dejado en blanco será calculado mediante la relación de Strickler. Si se ingresa un valor mayor a 0.99 será calculado mediante el abaco de Moody (f vs. D50). Si no existe un material en el interior de la presa con propiedades diferentes a las del resto se deja en blanco.
- AFRC : ángulo de fricción interna (grados sexagesimales) para el material interior. Si no existe dejar en blanco.
- COHC : cohesión (lb/pie<sup>2</sup>) del material interior. Si no existe dejar en blanco.
- UNFCS : razón D90/D30 para el material interior. Si no existe dejar en blanco. Si se deja en blanco NFCS=10.0. Si no existe un material interior con propiedades distintas a las del resto dejar en blanco.

(9) D50S, PORS, UWS, CNS, AFRS, COHS, UNFCS - 3F10:2, F10.4, 3F10.2.

Estas variables tienen la misma definición que las del registro (8), pero no pueden dejarse en blanco pues representan las propiedades del material exterior que conforma la presa...

(10) BR, WC, CRL, SM, WV, CNV, D50DF, UNFCDF - 5F10.2, F10.4

BR : factor de crecimiento del ancho basal de la brecha. Si se deja en blanco BR=2.0

WC : Ancho (pies) del coronamiento de la presa.

CRL : longitud (pies) del coronamiento de la presa.

SM : pendiente (pies/milla) de las primeras millas del valle de aguas abajo de la presa.

WV : ancho (pies) del valle de pendiente SM.

CNV : coeficiente n de Manning para el valle de pendiente SM.

D50DF : D50 (mm) del enrocado que cubre el talud de aguas abajo. Si se deja en blanco D50DF=D50S

UNFCDF : razón D90/D30 para el enrocado. Si se deja en blanco UNFCDF=3.0 cuando D50DF > 0.0, o UNFCDF=UNFCS en otro caso.

(11) DTH, DBG, H, TEH, ERR, FPT - 2F20.3, 4F10.2

DTH :  $\Delta t$  que debe estar comprendido entre 0,02 y 0,20 hrs. Si se deja en blanco se usa 0.05 hrs.

DBG : parámetro de impresión: si DBG=0.0 impresión mínima incluyendo el hidrograma; DBG=0.001

impresión de variables para cada  $\Delta t$  incluyendo el hidrograma;  $DBG=0.002$  impresión en cada iteración incluyendo el hidrograma;  $DBG=0.003$  máxima impresión.

H : profundidad (pies) inicial de la brecha o ancho inicial del orificio. Usualmente  $0.1 < H < 1.0$ . Si se deja en blanco  $H=0.1$  pies.

TEH : duración (hrs) de la simulación.

ERR : tolerancia en las iteraciones, expresada en razón ( $0.1 < ERR < 1.0$ ). Si se deja en blanco  $ERR=0.10$ .

FPT : intervalos de incrementos de tiempo para los cuales se grafica el caudal del hidrograma de ruptura ( $1.0 < FPT < 10.0$ ). Si se deja en blanco  $FPT=1.0$ .

(12) SPQ(I) - 8F10.2

SPQ(I) : caudal (pies<sup>3</sup>/s) de la curva de descarga del vertedero comenzando por la menor. I va de 1 a 8.  $I \geq 2$ .

(13) SPH(I) - 8F10.2

SPH(I) : carga (pies) sobre el vertedero asociada a SPQ(I).

Si  $HSP=0.0$  se omiten las tarjetas (12) y

(13).

Variables del modelo

I	: contador
T	: tiempo (hrs)
DTH	: $\Delta t$ en horas
KG	: código:
	1 erosión de la cara de aguas abajo
	2 erosión de la cara de aguas arriba
	3 drenaje del embalse con la brecha en su dimensión máxima
	4 piping
	5 modo de colapso
KC	: altura de colapso
QTOT	: caudal total (pies <sup>3</sup> /s)
QTS	: caudal por vertedero (pies <sup>3</sup> /s)
QB	: caudal por la brecha (pies <sup>3</sup> /s)
SUB	: factor de corrección por sumergencia.
BT	: ancho superficial de la brecha (pies)
HY	: elevación del agua en el embalse (pies)
HC	: elevación del fondo de la brecha (pies)
BO	: ancho basal de la brecha (pies)
PPP	: longitud de piping (pies) si KG=4; máxima profundidad antes que fallen los taludes de los lados de la brecha si KG=2; porción restante del coronamiento de la presa si KG=1.
HP	: altura del orificio o profundidad de la brecha (pies)
YN	: profundidad normal del escurrimiento en la brecha (pies)

DH	: erosión estimada durante $\Delta t$ (pies)
DHH	: erosión calculada durante $\Delta t$ (pies)
KIT	: contador para iteraciones
TH	: ángulo que los lados de la brecha forman con la vertical (grados sexagesimales).
TF	: tiempo al inicio del modo 2 (hrs)
QTF	: caudal en el instante TF (pies <sup>3</sup> /s)
TP	: tiempo a la ocurrencia del caudal máximo (hrs).
QP	: caudal máximo (pies <sup>3</sup> /s)
TRS	: duración de la rama creciente del hidrograma (hrs)
TB	: tiempo en el cual un crecimiento significativo del caudal comienza (hrs)
TRSB	: TP-TB
BRD	: profundidad final de la brecha (pies)
BRW	: ancho superficial final de la brecha (pies)
HV	: elevación del coronamiento de la presa (pies)
THETA	: ángulo final que adoptan los lados de la brecha con la vertical (grados sexagesimales)
Q0	: caudal en T=0.0 (pies <sup>3</sup> /s)
YNM	: altura normal máxima del escurrimiento en la brecha (pies)
HCM	: altura crítica máxima del escurrimiento en la brecha (pies)
DTC	: duración de la remoción del material que colapsa (hrs)

Z : talud final de los lados de la brecha.  
 TFH : igual a TRS  
 B0 : ancho basal final de la brecha (pies)

#### C.4 ANTECEDENTES ACERCA DEL USO Y COMPILACION DE LOS MODELOS

Para compilar el modelo DAMBRK fue separado en 4 programas:

- ROPPGM que contiene el programa principal
- MAIN2? que contiene la subrutina del mismo nombre
- BDARY que contiene la subrutina BDARY
- ROPSUB que contiene el resto de las subrutinas del modelo

Cada uno de estos programas fue compilado en forma separada usando el compilador FORTRANVS. con la opción OPT(1).

Para compilar el modelo BREACH fue separado en dos programas, lo que permitió efectuar modificaciones a la subrutina TRAP sin que sea necesario volver a compilar el programa completo. Los programas son:

- BRECHA que contiene el programa principal y las subrutinas, exceptuando la subrutina TRAP
- TRAP que contiene la subrutina TRAP

Para ejecutar los programas se utilizó 1 mega byte de memoria, pues se producían problemas al utilizar el

modelo DAMBRK con 512 kilobytes.

El computador utilizado en este estudio corresponde al IBM 3031 de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile.