



**Universidad
Zaragoza**

Trabajo Fin de Grado

Análisis de modelos y simulación del flujo de agua
a través de roturas en presas de tierra:

Water flow through earth dam breaches modeling:

Autor

Marcos Arriazu Tejero

Directores

Mario Morales Hernández
Pilar Brufau García

Escuela de Ingeniería y Arquitectura
Año 2017

DECLARACIÓN DE
AUTORÍA Y ORIGINALIDAD

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./D^a. MARCOS ARRIAZU TEJERO

con nº de DNI 72992521-C en aplicación de lo dispuesto en el art.

14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster)

GRADO INGENIERÍA MECÁNICA, (Título del Trabajo)

ANÁLISIS DE MODELOS Y SIMULACION DEL
FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE ROTURAS POR
BRECHA EN PRESAS DE TIERRA

es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada debidamente.

Zaragoza, 22 de Septiembre 2017

Fdo: 

Resumen

Las presas de tierra son estructuras hidráulicas útiles para almacenar agua en épocas en las que las precipitaciones no abundan para regular el flujo en los ríos; pero también implican un riesgo, ya que su rotura puede causar daños materiales, económicos, e incluso pérdida de vidas. El objetivo principal de este trabajo consiste en analizar y modelizar algunas de las diferentes formas, modelos y métodos en los que una presa o mota puede romperse a través de una brecha. En general, la rotura a través de una brecha puede suceder por desbordamiento de agua por encima de la estructura o cuando la presión del agua almacenada es capaz de abrirse paso a través de la estructura en forma de conducto. El flujo de agua viene gobernado por el modelo de aguas poco profundas cuya expresión matemática conforma el llamado modelo de shallow-water (SWM) que no son más que las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas en la sección vertical. En este trabajo se ha usado la versión unidimensional para poder simplificar el problema. Al ser un sistema de ecuaciones hiperbólico no lineal se ha usado un método descentrado upwind de primer orden en volúmenes finitos para resolver las ecuaciones, en el que se ha incorporado un modelo de brecha como condición de contorno interna. La rotura de presas de tierra se ha modelizado a través de estructuras hidráulicas de vertedero/orificio de dimensiones variables en el tiempo. Se presentan resultados numéricos de varios casos académicos que contemplan toda la casuística posible de rotura por brecha; así como un caso experimental de sobre-vertimiento y dos casos reales de sobre-vertimiento y tubificación respectivamente. También se realizan comparaciones con medidas para validar estos resultados obteniendo conclusiones sobre la sensibilidad de cada uno de los parámetros que intervienen en la modelización de brechas.

Summary

Earth-filled dams are useful hydraulic structures that store water in periods in which precipitations are low, as it happens nowadays; to regulate river flow; but also they imply a risk when they break causing material and economical damages and even loss of lives. The main objective of this work is to analyze and model some of the different shapes, models and methods in which a dam or levee can collapse through a critical breach. In general, a dam breach can be caused by overtopping of water above the structure or when the stored water pressure is able to find its way through the structure named piping. Water flow is governed by the shallow water model (SWM), which is a depth average of the Navier-Stokes equations. The one-dimensional version has been adopted to simplify the problem. The SWM is a hyperbolic non-linear system of equations, so an upwind first order volume numerical scheme has been used to solve them; in which the dam breach has been introduced as an internal boundary condition. Earth dam breaches have been modelled as weirs or holes variable in time. Numerical results of different academic test are presented showing all possible geometric break shapes; as well as an experimental overtopping test case and two real cases of overtopping and piping respectively. Comparisons between numerical results and observed data have been carried out in order to validate the models obtaining conclusions about the sensibility of the parameters involved in breach modelling.

Índice general

1. Introducción	11
2. Modelo numérico de simulación del flujo de agua	15
3. Modelos de brecha	17
3.1. Sobre-vertimiento modelado como vertedero	18
3.1.1. Rectangular	18
3.1.2. Triangular	19
3.1.3. Trapezoidal	20
3.2. Tubificación modelada como orificio	21
3.3. Variación temporal de los parámetros geométricos de vertederos	22
3.3.1. Brecha rectangular de ancho fijo	22
3.3.2. Brecha rectangular de ancho variable	24
3.3.3. Brecha triangular de ángulos fijos	24
3.3.4. Brecha triangular de ángulos variables	25
3.3.5. Brecha trapezoidal de ángulos fijos	25
3.3.6. Brecha trapezoidal de ángulos variables	26
3.3.7. Brecha triangular inicial con evolución a trapezoidal	26
3.3.8. Brecha rectangular inicial con evolución a trapezoidal	27
3.3.9. Tubificación interior	27
4. Resultados numéricos	29
4.1. Casos académicos	29
4.2. Caso experimental de sobre-vertimiento	29
4.3. Caso real de sobre-vertimiento	34
4.4. Caso real de tubificación	39
5. Conclusiones	47
Bibliografía	49

A. Modelo de ecuaciones de aguas poco profundas (SWM)	51
B. Modelo numérico de resolución de las ecuaciones	55
B.1. Esquema numérico descentrado de primer orden	56
C. Condiciones iniciales y de contorno	59
C.1. Condiciones iniciales	59
C.2. Condiciones de contorno	59
C.2.1. Externas	60
C.2.2. Internas	60
D. Resultados numéricos	63
D.1. Casos académicos	63
D.1.1. Brecha rectangular de ancho fijo	64
D.1.2. Brecha rectangular de ancho variable	67
D.1.3. Brecha triangular de ángulos fijos	70
D.1.4. Brecha triangular de ángulos variables	73
D.1.5. Brecha trapezoidal de ángulos fijos	76
D.1.6. Brecha trapezoidal de ángulos variables	79
D.1.7. Brecha triangular inicial con evolución a trapezoidal	82
D.1.8. Brecha rectangular inicial con evolución a trapezoidal	85
D.1.9. Tubificación interior	88

Índice de figuras

3.1. Perfil de un canal de fondo plano con un vertedero rectangular.	18
3.2. Sección transversal de un vertedero rectangular.	19
3.3. Sección transversal de un vertedero triangular.	20
3.4. Sección transversal de un vertedero trapezoidal.	21
3.5. Perfil del canal con orificio en la presa. Definición de variables implicadas. .	22
3.6. Parámetros de una brecha rectangular de ancho fijo.	23
3.7. Parámetros de una brecha rectangular de anchura variable.	24
3.8. Parámetros de una brecha triangular de ángulos fijos.	25
3.9. Parámetros de una brecha trapezoidal de ángulos fijos.	26
3.10. Parámetros de una brecha de tipo tubificación.	27
3.11. Esquema de rotura de presa por tubificación. A la izquierda, evolución del orificio; a la derecha, sección tras el desplome.	28
4.1. Evolución temporal del caudal medido en el laboratorio y calculado por Faeh en el caso experimental de desbordamiento.	30
4.2. Evolución temporal calculada por Faeh para caso experimental de desbor- damiento.	31
4.3. Evolución de los parámetros geométricos de la brecha, en morado cota, en rojo anchura de la brecha, para el caso 4.2.	32
4.4. Evolución temporal del caudal que circula por la brecha en el caso experi- mental de desbordamiento con una sola pendiente de variación de la altura de la brecha (izquierda). Con dos pendientes de variación de altura de la brecha (derecha).	32
4.5. Evolución temporal de altura de agua (izquierda) y caudal (derecha) a través de la brecha. Caso 4.2.	33
4.6. Comparación de resultados numéricos (morado) y experimentales (rojo) de evolución temporal de caudal para el caso experimental de desbordamiento. .	33
4.7. Localización del caso real de rotura de presa por sobre-vertimiento.	34
4.8. Flujo a través de la brecha en la parte superior en el caso real de desbor- damiento.	35

4.9. Flujo a través de la brecha y transporte de sedimentos en el caso real de desbordamiento visto desde abajo.	35
4.10. Dimensiones de la presa en el caso real de desbordamiento.	35
4.11. Imágenes de la evolución de la brecha en el caso real de desbordamiento.	36
4.12. Evolución temporal del caudal de entrada y salida y nivel de la superficie libre medidas en el caso real de desbordamiento.	37
4.13. Muesca inicial sobre la cresta, con $h_m = 0,1m$ y $b_0 = 2m$ como dimensiones iniciales de la brecha en el caso real de desbordamiento.	37
4.14. Evolución de los parámetros geométricos de la brecha para el caso 4.3.	38
4.15. Evolución temporal de altura y caudal de la lámina de agua en la brecha para el caso 4.3.	38
4.16. Comparación de resultados numéricos y experimentales de evolución temporal del caudal para el caso de sobre-vertimiento real.	39
4.17. Esquema de tubificación por filtración.	40
4.18. Orificio inicial de rotura de presa por tubificación.	41
4.19. Dimensiones de la presa en el caso real de tubificación.	41
4.20. Evolución temporal de caudal de entrada y salida y nivel de agua de la rotura de brecha por tubificación. Medidas experimentales.	42
4.21. Imágenes de la evolución de la brecha en el caso real de tubificación.	42
4.22. Evolución de los parámetros geométricos circulares para el caso 4.4.	43
4.23. Evolución de los parámetros geométricos rectangulares para el caso 4.4.	43
4.24. Evolución temporal de altura (izda) y caudal (dcha) en la brecha para el caso real de tubificación.	44
4.25. Comparación datos experimentales y simulados.	45
A.1. Definición de algunas variables que intervienen en el SWM 1D.	52
A.2. Definición de variables en la sección transversal de un cauce.	53
B.1. Boceto del esquema numérico descentrado 1D.	58
C.1. Representación del perfil de un canal y localización de las condiciones de contorno.	60
C.2. Esquema de las condiciones de contorno en dos tramos. Círculos variables impuestas, flechas información calculada.	61
C.3. Sección transversal de una brecha en forma trapezoidal y lámina de agua por encima de la presa.	62
D.1. Vista general 3D de la condición inicial del flujo de agua en un canal regular de sección rectangular con brecha inicial rectangular.	63
D.2. Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.1.	65

D.25.Evolución de la brecha D.1.8 (marrón) junto a la lámina de agua (azul)	
para los instantes de tiempo $t = 49, 419, 509$ y $899s$	87
D.26.Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.9.	88
D.27.Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso	
D.1.9.	89

Capítulo 1

Introducción

El agua en el siglo XXI, así como en los siglos anteriores, es un recurso vital para la civilización humana. Es fundamental contar con abastecimiento suficiente para nuestra salud, medio ambiente, sociedad y economía. Existen dos factores importantes que amenazan este objetivo: el cambio climático, con el cual los recursos hídricos se vuelven más irregulares apuntando una tendencia a la sequía y el crecimiento demográfico. Ambos hacen que el consumo de agua sea mayor. De ahí la importancia del almacenamiento y regulación de las presas. Las presas son muros gruesos de piedra u otro material que se construyen en la sección transversal de un río, arroyo o canal para almacenar agua con el fin de derivarla o regular su curso fuera del cauce. Su construcción contribuye al desarrollo económico de la región y conllevan importantes inversiones económicas y grandes usos de recursos naturales y humanos.

Descubrimientos arqueológicos nos han demostrado que las presas de tierra y las redes de canales se remontan a 2000 años antes de Cristo, proporcionando agua suficiente para poder vivir. La primera presa de arena conocida es Sadd-el-Kafara [9], situada en Egipto y fechada su construcción en el año 2770 a.C., con una longitud de 183 metros, una altura máxima de 11 metros y 56 metros de ancho en la cresta. Sus caras estaban recubiertas de mampostería y su interior contenía piedras y gravilla. La construcción de la presa de Marib en el Yémen comenzó en el año 750 a.C. y duró 100 años [14]. Esta presa se componía de un terraplén de tierra de 4 metros de alto y de orificios en piedra para regular la salida del agua para el riego y necesidades domésticas. En 1986, tras una bomba, esta presa fue recrecida a una altura de 38 metros, permitiendo así crear un embalse de 398 millones de metros cúbicos de agua. Otra de las presas más antiguas que sigue en servicio fue un dique hecho de tierra y rocas construido hacia el año 1300 a.C. en el reino de Urartu, actual Siria [17]. En China, un sistema de presas y de canales fue construido en el 2280 a.C.. En Irán, varias presas antiguas que datan de los siglos *XIII* al *XVI*, se utilizan todavía en la actualidad [9]. En Sri Lanka, crónicas antiguas e inscripciones en piedra dan fe de numerosas presas y embalses que se remontan al siglo *VI* [9]. Redes de canales conectando cuencas aumentaban la capacidad de numerosos embalses cuyo fin

era el riego. Una de estas grandes presas, la presa de Minneriya, fue construida durante el reinado del rey Mahasen (276-303 d.C.) [9] y ha sido encontrada intacta en 1900. El éxito del funcionamiento de estos embalses hoy en día es debido a que los aliviaderos, los desagües y las escolleras construidas en esa época lejana son todavía compatibles con los principios y criterios de las obras modernas. Algunas torres de evacuación y algunos desagües construidos hace 2000 ó 3000 años fueron reparados durante el siglo *XVIII* convirtiéndolas así en estructuras operativas.

Los romanos [17] construyeron un sistema elaborado de presas de poca altura para el suministro de agua. La más conocida en España es la de Cornalvo, construida en tierra, con 24 metros de altura y 185 metros de largo. Después de la época romana hubo poca construcción de presas y hasta el siglo *XVI*, los españoles no construyeron grandes presas para el regadío. En el siglo *XIX* los ingenieros europeos han construido presas de 45 e incluso 60 metros de altura. En la tabla 1.1 se recogen algunos datos importantes de las diez presas más grandes en el mundo.

Las presas se clasifican según su tamaño, su forma, su objetivo, su riesgo potencial y los materiales de construcción, entre otros. Según el tamaño, una presa puede ser pequeña, mediana o grande dependiendo del volumen de agua almacenado. Según el material, las presas de hormigón son las denominadas presas de gravedad, presas bóveda o presas de contrafuertes. Las presas hechas a partir de tierra o de rocas son las llamadas presas de materiales sueltos. Estas últimas representan alrededor del 75% de la totalidad de las presas en el mundo y se construyen con tierra o bien con una mezcla de tierra y rocas. Algunas presas no se componen más que de tierra y se las llama simplemente presas de tierra; otras, se construyen con rocas, son las llamadas presas de escollera. Numerosas presas de materiales sueltos se construyen mezclando conjuntamente tierra y escollera y son las llamadas presas mixtas.

En el mundo existe un gran número de presas frente a un pequeño porcentaje de fallo o rotura de las mismas. El problema reside en que las consecuencias de su rotura son catastróficas; ya que pueden generar un daño enorme provocando daños materiales económicos e incluso la pérdida de vidas humanas [17]. Ante este hecho, para presas que embalsen agua y estén cerca de núcleos urbanos o de zonas donde pudieran ocasionar importantes daños materiales, es obligatorio elaborar un plan de emergencia y cada vez se demanda más un estudio de predicción de las consecuencias de la rotura de presas, sobre todo en E.E.U.U..

Nombre de la presa	Localización	Superficie (km^2)	Almacenamiento (millones m^3)	Longitud de coronación(m)	Altura(m)
Akosombo	Ghana	8500	144000	700	134
Guri	Venezuela	4000	135000	1300	16
W.A.C Bennett	Canadá	1773	74000	2068	183
Ataturk	Turquía	817	48000	1664	169
Tres Gargantas	China	576	39300	600	186
Hoover	EEUU	642	35700	379,1	221,4
Garrison	EEUU	554	29300	3444,2	64
Itaipú	Brasil- Paraguay	1400	29000	7919	196
Oahe	EEUU	1500	28500	2850	74,6
Fort Peck	Estados Unidos	980	22700	6409	76

Tabla 1.1: Datos característicos de las diez presas más importantes del mundo.

La forma de modelizar la rotura de brechas en presas que se ha elegido en este trabajo consiste en dar una descripción geométrica de los parámetros: anchura, profundidad, forma de la brecha y tiempo de desarrollo de la brecha de forma que un modelo numérico muestre como resultado la onda de agua que se generaría aguas abajo de la misma. Este proceso contiene una gran cantidad de incertidumbres, lo que hace que sea un problema numérico de difícil resolución; sobre todo en cuanto a precisión de los resultados. Esta no es la única forma que existe de modelizar la rotura de presa por brecha.

Otros modelos se basan en simplificaciones básicas de procesos de erosión y han demostrado ser inconsistentes con observaciones posteriores en algunos casos. Estos modelos contienen una gran cantidad de variables a ajustar que imposibilitan el cálculo aproximado. Singh [17] recoge una revisión de modelos de simulación de brecha y establece la siguiente clasificación:

- Predicción del caudal de salida a través de la brecha con ecuaciones de regresión (modelos empíricos).
- Predicción de la geometría y el caudal de salida de la brecha usando ecuaciones físicas simplificadas (modelos analíticos).
- Predicción del caudal de salida analítico usando tamaño, forma de la brecha y desarrollo con modelos de regresión (modelos paramétricos).
- Modelos que simulan el mecanismo de rotura de la brecha con algunas hipótesis de simplificación (modelos basados en la física del problema).

El modelo presentado aquí se encontraría en el último apartado. Los más usados son los paramétricos aunque el esfuerzo durante los últimos años se centra en los últimos. Como objetivo principal de este trabajo se pretende dar otro enfoque a la simulación de roturas de brecha; de una manera también simplificada, pero sin entrar en modelos de erosión del terreno; sino a través de la geometría de la rotura de brecha y su tiempo de colapso.

Los casos que se presentan, al ser una investigación en su punto inicial, son la mayoría académicos; con el objetivo de conocer en profundidad el comportamiento del flujo de agua bajo diferentes condiciones de rotura. También se ha abordado un caso experimental y dos casos reales aunque se quiere hacer notar la dificultad en encontrar todas las medidas en la revisión de la bibliografía y la ausencia de casos bien documentados con todos los datos necesarios.

Capítulo 2

Modelo numérico de simulación del flujo de agua

El flujo de agua se modeliza a través del modelo de aguas poco profundas (SWM). Este sistema de ecuaciones se resuelve con un método explícito descentrado preciso en la presencia de discontinuidades; que es capaz de resolver cualquier tipo de régimen de flujo. Para poder definir completamente el modelo se necesitan unas condiciones iniciales (asignación de valor a las variables en $t = 0$) y unas condiciones de contorno (valor de las variables en los extremos). Todo ello se detalla en los anexos A, B y C.

Capítulo 3

Modelos de brecha

El objetivo de este trabajo es la modelización de brecha y se ha optado por realizarlo mediante una ley de vertedero aplicada como condición de contorno interna. Las leyes de vertedero dependen directamente de la altura de agua aguas arriba del vertedero y de la geometría de paso del flujo. El comportamiento del crecimiento de la brecha en la presa vendrá determinado por la evolución temporal de la geometría de la sección de paso del flujo. Por simplicidad en el cálculo; y puesto que éste es un trabajo preliminar de análisis de modelos de rotura de presa por brecha, se ha elegido una función lineal para modelizar la evolución de la anchura y altura de vertedero. Desde que comienza la apertura de la brecha hasta que llega a sus dimensiones máximas lo llamaremos tiempo de rotura (t_{rotura}) de la brecha. Este tiempo será el que determine el valor máximo de los parámetros de la sección de la brecha.

Las brechas que se forman en la rotura de presas por sobre-vertimiento pueden tener distintas formas geométricas, incluso pueden cambiar de geometría durante la rotura. La forma de la brecha, aparte de otras variables, depende fundamentalmente del tipo de material y de su comportamiento en el entorno donde esté situada. Para simplificar las posibles formas de brecha nos centraremos en el estudio de las geometrías clásicas empleadas en los vertederos hidráulicos: rectangular, triangular y trapezoidal.

También tendremos en cuenta las roturas de presa por tubificación empleando la simplificación de salida de flujo a través de un orificio en un depósito, y como antes, el diámetro y su situación en el eje vertical, también dependerán del tiempo de rotura de la brecha.

A continuación se describen los modelos de vertedero que se van a utilizar junto a las expresiones para calcular el caudal que circula a través de ellos.

3.1. Sobre-vertimiento modelado como vertedero

3.1.1. Rectangular

Las leyes de vertedero dependen de la altura aguas arriba del vertedero (h_1) y del área del mismo; sin embargo, el caudal es la variable que se necesita para el cálculo del flujo a través de esta estructura y es lo que se va a deducir en esta sección.

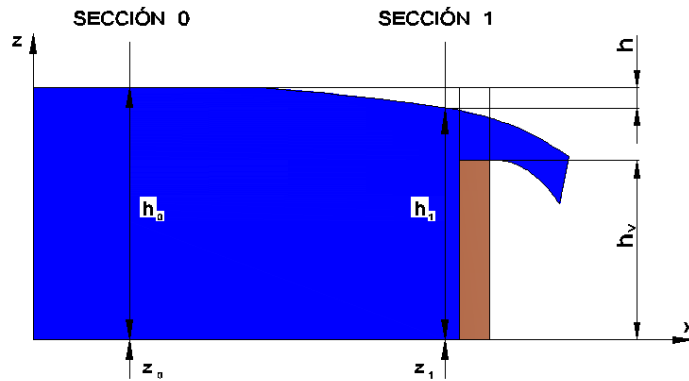


Figura 3.1: Perfil de un canal de fondo plano con un vertedero rectangular.

Suponemos un flujo ideal de densidad ρ y aplicamos la ecuación Bernoulli entre las secciones 0 y 1 (figura 3.1), y despreciando las pérdidas de carga:

$$\frac{(u_0)^2}{2g} + \frac{P_0}{\rho g} + z_0 = \frac{(u_1)^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho g} + z_1 \quad (3.1)$$

Siendo u_0 la velocidad del flujo en la sección 0. Como el agua está en reposo podemos considerarla nula. P_0 es la presión en la sección 0, como el flujo es de superficie libre se puede considerar hidrostática, de forma que $\frac{P_0}{\rho g} = h_0$, z_0 es la cota del fondo en la sección 0, que podemos tomar como referencia 0. Al otro lado de la igualdad tenemos que u_1 es la velocidad del flujo en la sección 1, que es la velocidad que queremos obtener para calcular el caudal y que en adelante llamaremos u , P_1 la presión en la sección 1, que también es hidrostática y por tanto $\frac{P_1}{\rho g} = h_1$, y z_1 la cota del fondo en la sección 1 que también está a cota cero. Por tanto, nos queda:

$$h_0 = \frac{u^2}{2g} + h_1, \quad u = \sqrt{2g(h_0 - h_1)} = \sqrt{2gh} \quad (3.2)$$

siendo h la diferencia de altura de agua entre las secciones 0 y 1.

Ahora, sabiendo la velocidad del flujo de agua ideal que atraviesa la sección de vertedero y aplicando la ecuación de conservación de la masa tenemos:

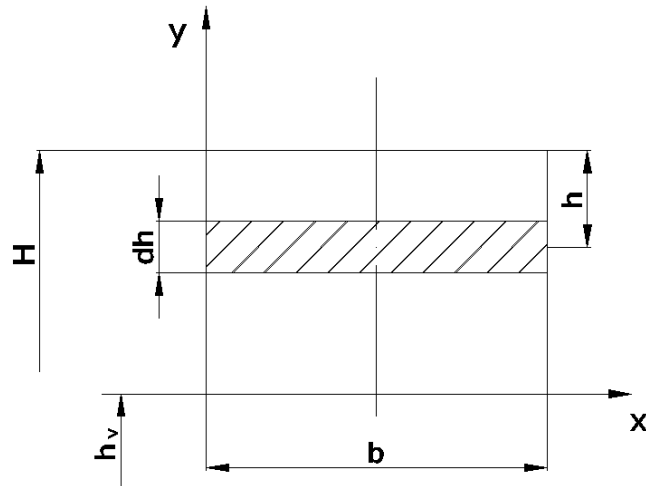


Figura 3.2: Sección transversal de un vertedero rectangular.

$$dQ = (\bar{u} \cdot \bar{n})dA \quad (3.3)$$

Integrando:

$$\int dQ = \int (\bar{u} \cdot \bar{n})dA \quad (3.4)$$

$$dA = b dh$$

siendo $b = cte$ la anchura del vertedero rectangular

$$Q = \int \sqrt{2gh} \cdot b \cdot dh$$

$$Q = \sqrt{2g} \cdot b \int_{h_v}^H \sqrt{h} \cdot dh \quad (3.5)$$

$$Q = \sqrt{2g} \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

que es el caudal que circula por la sección del vertedero rectangular de anchura b constante en el caso de que el flujo fuese ideal.

3.1.2. Triangular

Del mismo modo, sabiendo la velocidad obtenida en la ecuación (3.2), aplicando la ecuación de conservación de la masa e integrando, obtenemos:

$$dQ = (\bar{u} \cdot \bar{n})dA \quad (3.6)$$

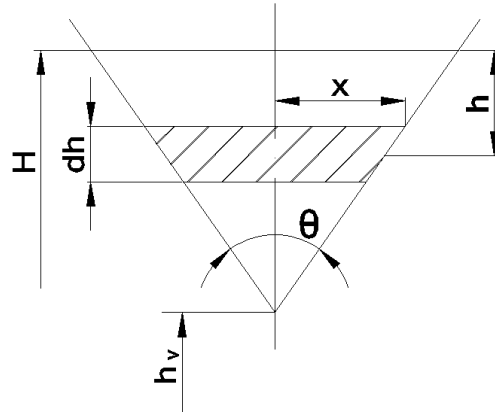


Figura 3.3: Sección transversal de un vertedero triangular.

$$\int dQ = \int (\bar{u} \cdot \bar{n}) dA \quad (3.7)$$

$$dA = 2(H - h - h_v) \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} dh$$

Teniendo en cuenta que $H - h_v = h$:

$$Q = 2 \cdot \sqrt{2g} \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot \int_{h_v}^H \left[h^{\frac{1}{2}} \cdot (H - h_v) - h^{\frac{3}{2}} \right] dh$$

$$Q = 2 \cdot \sqrt{2g} \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot h^{\frac{5}{2}} - \frac{2}{5} \cdot h^{\frac{5}{2}} \right) \quad (3.8)$$

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot h^{\frac{5}{2}}$$

que es el caudal que circula por encima del vertedero triangular para un flujo ideal.

3.1.3. Trapezoidal

Para la obtención de expresiones que caractericen el caudal de paso en otras secciones de vertedero diferentes, se combinarán las expresiones ya descritas. El vertedero trapezoidal o también llamado vertedero de Cipotelli (ver figura 3.4) combina las expresiones mostradas en brecha rectangular (ecuación 3.5) y triangular (ecuación 3.8), quedando finalmente:

$$Q = \sqrt{2g} \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot h^{\frac{3}{2}} + \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot h^{\frac{5}{2}} \quad (3.9)$$

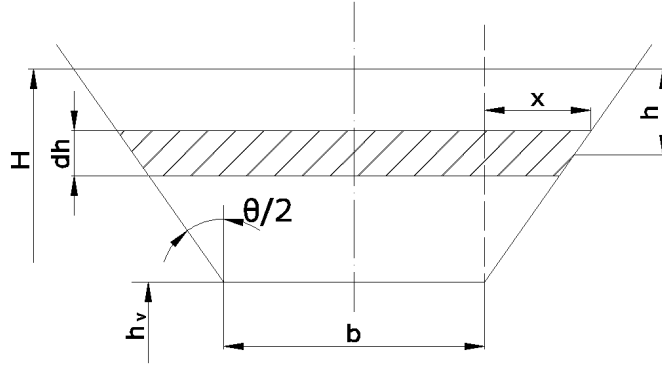


Figura 3.4: Sección transversal de un vertedero trapezoidal.

3.2. Tubificación modelada como orificio

El fenómeno de tubificación se da en las presas de materiales sueltos ya que éstas siempre sufren filtraciones. En su lado mojado, el fluido está condicionado por la presión hidrostática, que empuja al fluido a filtrarse en la arena. Esta filtración dependerá de la porosidad del material, homogeneidad y compactación. Aunque la filtración siempre esté presente en este tipo de presas, no tiene por qué poner en peligro su estabilidad. Son las filtraciones que consiguen llegar a la cara seca de la presa las que harán que la presa colapse por tubificación. Dado que el problema físico es de gran complejidad optaremos, como ya hemos adelantado antes, por simplificar todo el proceso con un orificio en un depósito cuyas dimensiones variarán en el tiempo.

La ley de descarga (3.10) es similar a las descritas anteriormente con la diferencia de que el área estará completamente mojada, con lo que no será necesario el cálculo integral. Para la aplicación de esta ley será condición necesaria que el calado no descienda por debajo de la cota máxima marcada por la posición del centro del orificio y el radio ($h(t) > h_c(t) + r(t)$).

$$Q = \pi(r(t))^2 \sqrt{2g(h - h_c)} \quad (3.10)$$

Siendo h_c la altura del centro respecto al fondo del canal (figura 3.5).

Todas estas leyes son expresiones semiempíricas deducidas para flujo ideal que no tienen en cuenta la pérdida de energía de un fluido real con la fricción y la contracción de las líneas de corriente; por lo tanto, el caudal real es menor que el deducido en las ecuaciones anteriores. Para tener en cuenta estas pérdidas introduciremos un coeficiente reductor c_d para los vertederos de pared delgada y c_c para el orificio en el depósito [4].

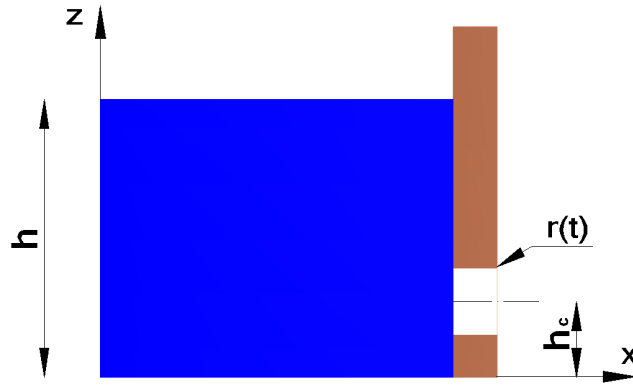


Figura 3.5: Perfil del canal con orificio en la presa. Definición de variables implicadas.

3.3. Variación temporal de los parámetros geométricos de vertederos

El área de las secciones de las brechas a estudiar variará en función del tiempo; en particular, del tiempo de rotura (t_{rotura}), que no es más que el tiempo que le cuesta a la presa colapsar por completo.

Durante este colapso, el área la brecha aumentará con el tiempo siguiendo la forma con la que comenzó su desbordamiento/tubificación o con otra distinta. Con lo cual, el área aumentará a medida que lo hagan los parámetros en la geometría de los tipos de brecha.

3.3.1. Brecha rectangular de ancho fijo

Se considera la brecha como un vertedero rectangular de ancho fijo ($b = cte$) y se va a modelizar la rotura de la misma como una disminución lineal de la cota del vertedero hasta llegar a cero durante el tiempo de rotura.

La anchura del rectángulo es constante e igual a la anchura del canal en todo momento. Esta situación representa que el agua erosiona la presa por igual en toda la anchura del canal. La evolución irá desde la altura máxima de la presa ($h_v = h_{v0}$) hasta la cota del fondo ($h_v = z_b = 0$) siguiendo la siguiente ley:

$$h_v(t) = -\frac{h_{v0}}{t_{rotura}}t + h_{v0} \quad (3.11)$$

donde $h_v(t)$ es la evolución temporal de la altura de la brecha; h_{v0} es la altura inicial de la presa, t_{rotura} es el tiempo en segundos que tarde la brecha en desmoronarse y t es el parámetro tiempo, el cual variará desde que inicia el avance de la brecha hasta que llega al tiempo de rotura. Con esta ley en cada paso de tiempo, se calcula la posición de la altura de vertedero, que a su vez es la cota más baja de la sección y que determina el

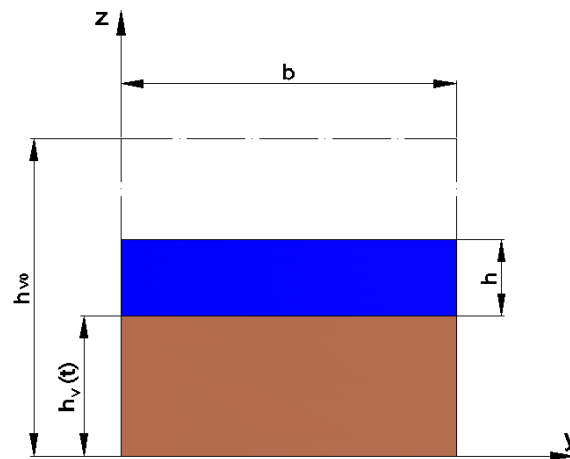


Figura 3.6: Parámetros de una brecha rectangular de ancho fijo.

caudal que circula sobre ella.

3.3.2. Brecha rectangular de ancho variable

Para conseguir abarcar toda la sección erosionable posible en el caso de que la anchura de la brecha (b) sea inferior a la anchura de la presa, la anchura de la brecha variará en el tiempo siguiendo la ley (3.12).

$$b_v(t) = \frac{b_f}{t_{rotura}} t \quad (3.12)$$

donde b_f es la anchura final de la brecha y $b_v(t)$ es la anchura de la brecha en un instante de tiempo t .

Independientemente de la variación de la anchura de la brecha, al tener una sección rectangular, también se puede ir variando la altura de la brecha siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 3.3.1; ya sea a igual o distinto ritmo.

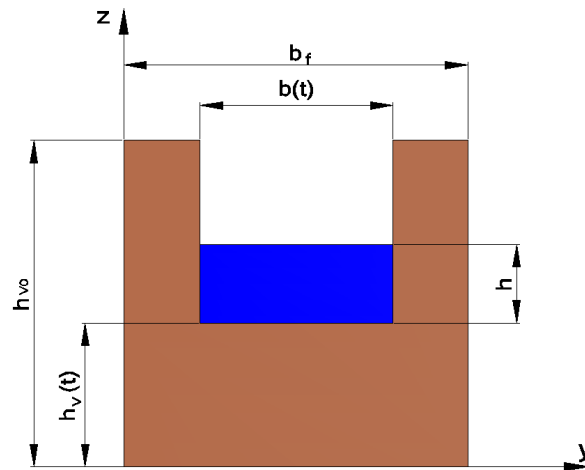


Figura 3.7: Parámetros de una brecha rectangular de anchura variable.

3.3.3. Brecha triangular de ángulos fijos

Otro tipo de rotura por brecha es la que se inicia en forma triangular (figura 3.8), manteniendo los ángulos de las paredes fijos ($\alpha = \beta = cte$) y variando únicamente la cota del fondo según la ley (3.11). La geometría triangular en este caso se mantiene igual a lo largo del tiempo y sólo es la altura de la brecha lo que va disminuyendo hasta alcanzar la cota del fondo.

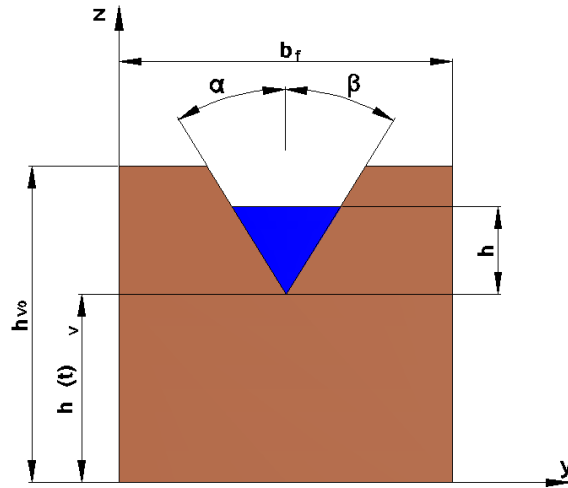


Figura 3.8: Parámetros de una brecha triangular de ángulos fijos.

3.3.4. Brecha triangular de ángulos variables

Una variante de 3.3.3 (figura 3.8) consiste en mantener la forma triangular de la brecha con los ángulos variables en el tiempo y de forma desigual. Dicha configuración se expresa con la ley (3.13) para la variación temporal del ángulo α , que a su vez depende de α_f ángulo final al que llega la pared de la brecha, α_0 ángulo inicial que tiene la brecha al principio y t_{rotura} . Lo mismo sucede con el ángulo β cuya variación en el tiempo viene dada por la ley (3.14). Hay que observar que tanto los ángulos iniciales α_0, β_0 como los finales α_f, β_f pueden ser distintos; y por tanto las pendientes de las paredes pueden variar de forma diferente.

Los valores de los ángulos α y β estarán limitados hasta un máximo de 85° . El objetivo de esta limitación angular es que la tangente (ecuación 3.8) no se haga tan grande que desestabilice el cálculo numérico.

$$\alpha(t) = \frac{\alpha_f - \alpha_0}{t_{rotura}}t + \alpha_0 \quad (3.13)$$

$$\beta(t) = \frac{\beta_f - \beta_0}{t_{rotura}}t + \beta_0 \quad (3.14)$$

3.3.5. Brecha trapezoidal de ángulos fijos

En este caso tipo de rotura por brecha combina las configuraciones 3.3.2 y 3.3.3. La evolución temporal de la anchura de la brecha viene dada por la ecuación (3.12). En cuanto a la evolución de la altura de la base de la brecha sigue la ley gobernada por la

ecuación (3.11). (ver figura 3.9 con $\alpha = \beta = cte$).

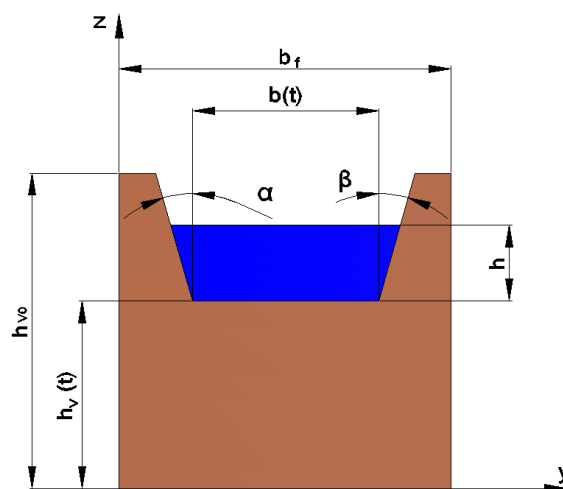


Figura 3.9: Parámetros de una brecha trapezoidal de ángulos fijos.

3.3.6. Brecha trapezoidal de ángulos variables

Ahora el tipo de rotura por brecha combina 3.3.3 y 3.3.4 (figuras 3.8 y 3.9). La evolución temporal de la anchura de la brecha viene dada por la ecuación 3.12 usando los mismos límites que en la brecha 3.3.2. En cuanto a la evolución de la altura de la base de la brecha sigue la ley gobernada por la ecuación 3.11. Para la evolución angular emplearemos las ecuaciones (3.13) y (3.14) del mismo modo que se han empleado en el caso 3.3.4

3.3.7. Brecha triangular inicial con evolución a trapezoidal

La rotura de presa por brecha no tiene por qué mantener la forma geométrica inicial de la brecha a lo largo del tiempo; sino que pudiendo iniciarse la rotura por ejemplo en forma triangular, ésta evolucione pasando a tener una forma trapezoidal. Este caso también se ha analizado en este trabajo. La simulación comienza con una brecha triangular del tipo 3.3.3 (figura 3.8) que va disminuyendo su altura respecto al fondo del cauce según la ecuación 3.11. La variación de los ángulos de sus paredes viene dada por las ecuaciones 3.13 y 3.14. En el momento en que la altura de la brecha sea la mitad de la altura de la presa, la forma triangular pasa a ser trapezoidal de ángulos fijos tipo 3.3.5 (figura 3.9). De aquí en adelante, la evolución de la brecha sigue lo detallado en la sección 3.3.5.

3.3.8. Brecha rectangular inicial con evolución a trapezoidal

Igual que en la brecha del caso anterior, en esta configuración se considera la evolución de una brecha rectangular inicial hacia una trapezoidal. En este caso, la sección inicial se considera rectangular (figura 3.7), cambiando a mitad del tiempo de rotura, a una brecha de sección trapezoidal (figura 3.9). La evolución de la anchura de la brecha sigue la ley (3.12), la disminución de la altura de la brecha evoluciona de acuerdo a la ley (3.11), los ángulos serán fijos en el tiempo y de valor 45° ambos. Este cambio de sección, representa un pequeño colapso en la brecha por la pérdida de estabilidad.

3.3.9. Tubificación interior

Para modelizar la tubificación interior en la rotura de presas por brechas se ha situado un orificio de radio $r(t)$ con altura del centro de orificio $h_c(t)$, el cual irá aumentando de forma radial con arreglo a la ley (3.15), donde r_0 es el radio inicial del orificio, r_f es el radio final del orificio de la brecha. Este radio tendrá un valor máximo a partir del cual la forma circular pasará a ser rectangular con anchura igual al último diámetro y altura cero (figura 3.11, derecha). Esto representará el colapso que sufren las presas de arena cuando el fallo por tubificación se hace insostenible para la estructura. Este colapso puede ser simulado en dos situaciones distintas. Por una parte, se considera que no hay un caudal de entrada en el estancamiento en el que el momento de cambio de sección será cuando la altura de la lámina descienda por debajo de la cota máxima del orificio. Por otro lado, en el caso en que haya un caudal de entrada (cuyo objetivo es mantener constante la altura de la lámina de agua aguas arriba durante la rotura) el cambio de sección será en un tiempo programado.

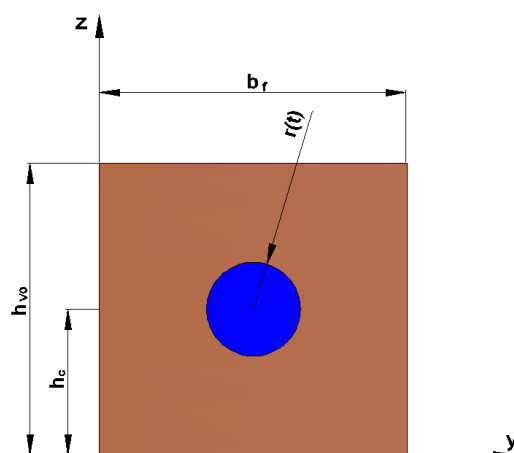


Figura 3.10: Parámetros de una brecha de tipo tubificación.

$$r(t) = \frac{r_f - r_0}{t_{rotura}}t + r_0 \quad (3.15)$$

En cuanto a la altura del centro de la sección circular del orificio (h_c) se consideran dos opciones: la primera simplemente tendrá un valor fijo durante toda la rotura y será la mitad de la altura de la presa ($h_c = \frac{h_{v0}}{2}$) y la segunda opción incluye una evolución temporal limitada por el radio máximo y la altura de la presa, siguiendo la siguiente ley (3.16):

$$h_c(t) = \frac{h_{cf} - h_{c0}}{t_{rotura}} + h_{c0} \quad (3.16)$$

donde h_{c0} es la altura inicial del centro del orificio y h_{cf} la altura final.

Las leyes (3.15) y (3.16) se han presentado como independientes entre sí, aunque en la práctica seguirán los mismos ritmos de crecimiento.

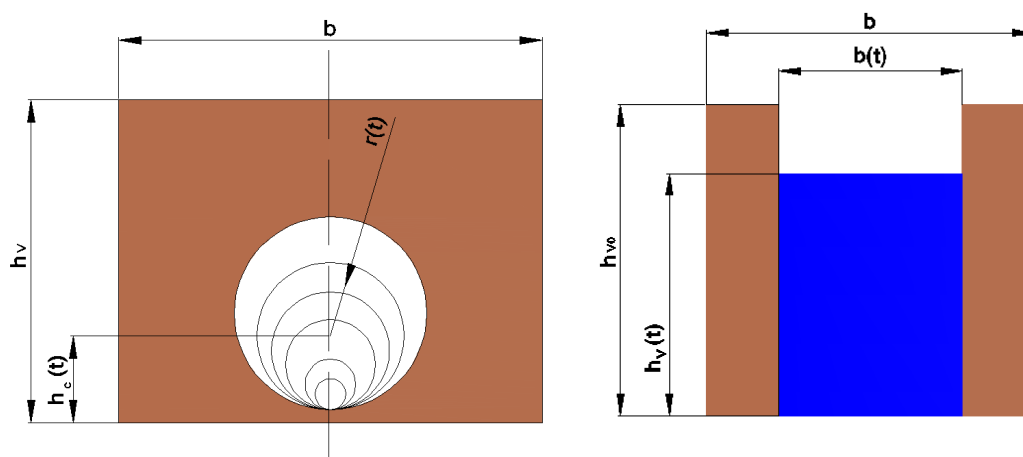


Figura 3.11: Esquema de rotura de presa por tubificación. A la izquierda, evolución del orificio; a la derecha, sección tras el desplome.

En la figura 3.11 (izquierda) muestra la evolución del orificio de tubificación a medida que cambia la posición de su centro y su radio. En la parte derecha de la misma figura se observa el colapso en una brecha rectangular, partiendo del último diámetro y de la altura de la brecha igual a la del fondo.

Capítulo 4

Resultados numéricos

4.1. Casos académicos

Los resultados de estos casos se pueden consultar en el anexo D. A continuación se exponen únicamente los resultados del caso experimental de desbordamiento y los reales de desbordamiento y tubificación.

4.2. Caso experimental de sobre-vertimiento

Kulisch 1994 [10] investigó la erosión causada por presas en una serie de experimentos de laboratorio. Bechteler y Kulisch [1] evaluaron dos de ellos en profundidad dentro del contexto de un proyecto de investigación, CADAM (Concerted Action on Dam Break), financiado por la UE, en el que se ponían a prueba diferentes modelos numéricos a ciegas, sin poder calibrar parámetros. La predicción de los picos de caudal que dieron los esquemas probados variaba entre el 25 y el 190 % respecto a las medidas experimentales. De igual manera, la forma del hidrograma de salida de caudal a través de la brecha se reprodujo de forma muy pobre. Se trata de un canal de $30m$ de longitud y $1,296m$ de anchura, con la localización de la presa en $x = 26m$. La altura de la presa es de $0,24m$ y la anchura la del canal. Como condición inicial se parte de un estado en reposo aguas arriba de la presa lleno hasta su cresta y se supone una pequeña muesca en el centro de la misma (ver figura 4.2) de dimensiones: anchura $0,02m$, profundidad $0,06m$ y ángulos de 60° . Se asume todo el contorno cerrado y aguas abajo salida libre. Faeh [6] simuló numéricamente este caso obteniendo unos resultados bastante ajustados a la realidad. En la figura 4.1 se muestra la evolución temporal del hidrograma de caudal que sale por la brecha medido en el laboratorio y calculado por Faeh. El máximo se sitúa en $t = 80s$ con un caudal de $24l/s$. A continuación, en la figura 4.2 se muestran las imágenes de la evolución temporal de la rotura de la brecha simulada por Faeh.

Con el objetivo de reproducir este caso, se ha partido de la misma geometría, condicio-

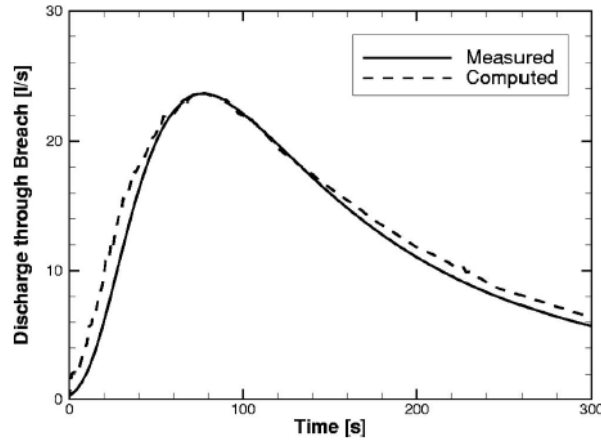


Figura 4.1: Evolución temporal del caudal medido en el laboratorio y calculado por Faeh en el caso experimental de desbordamiento.

nes iniciales, condiciones de contorno y tiempo de rotura de $80s$. Se ha elegido $\delta x = 0,1m$ lo cual hace que en el cálculo numérico participen 300 nodos.

En primer lugar hay que fijar el valor del coeficiente de pérdidas c_d correspondiente a este caso. Este valor está directamente relacionado con el caudal máximo que se alcanza en la brecha. Se ha elegido $c_d = 0,085$.

Se ha modelizado la brecha de forma trapezoidal con la altura y anchura variables en el tiempo con ángulos fijos hasta alcanzar la situación final de rotura de brecha en $t = 256s$ mostrada en la figura 4.2 (Capítulo 3 brecha 3.3.1) siguiendo el siguiente procedimiento (ver figura 4.3):

- De $t = 0s$ a $t = 15s$ ley (3.11), h_{v0} varía de $0,18m$ a $0,09m$.
- De $t = 15s$ a $t = t_{rotura} = 80s$ h_{v0} varía de $0,09m$ a $0m$ siguiendo la ley (3.11).
- De $t = 15s$ a $t = t_{rotura} = 80s$ b_0 varía de $0,02m$ a $0,65m$ siguiendo la ley (3.12).

Se podría haber tomado cualquier otra evolución de brecha ya que las pruebas realizadas nos indicaron que pequeñas variaciones de estos parámetros no daban diferencias apreciables en el valor máximo de caudal, pero sí en la forma del hidrograma como se muestra en la figura 4.4. La figura 4.4 (izquierda) representa el hidrograma de caudal de salida por la brecha cuando h_v colapsa de golpe en $15s$ (ver figura 4.3). La figura 4.4 (derecha) representa el hidrograma de caudal de salida por la brecha tal y como se ha explicado en el procedimiento anterior, que es el que se ha tomado como definitivo de las diferentes pruebas efectuadas.

El tiempo de rotura indica directamente el tiempo correspondiente a caudal máximo a través de la brecha. Como en la figura 4.1 corresponde a $t_r = 80s$, éste es el que se ha elegido. Se ha comprobado que cambiando este valor el pico siempre coincidía con

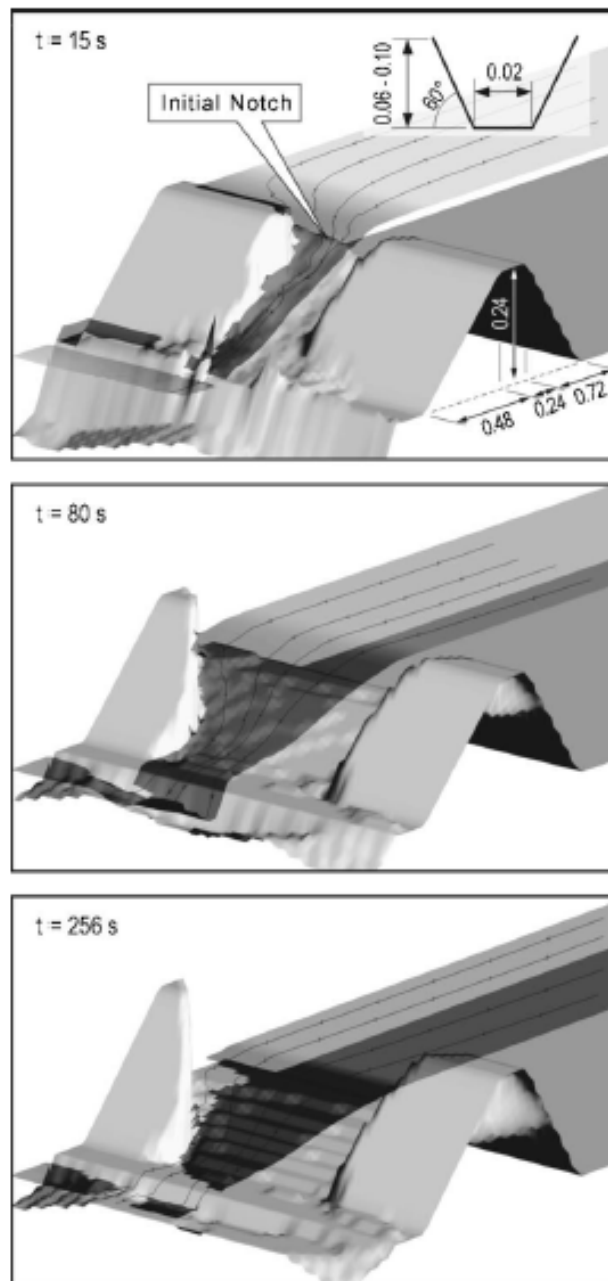


Figura 4.2: Evolución temporal calculada por Faeh para caso experimental de desbordamiento.

el tiempo de rotura impuesto. Alterando la forma del hidrograma de caudal que sale a través de la brecha. En la figura 4.5 se muestran los resultados numéricos de la evolución temporal de la altura de agua (izquierda) y caudal (derecha) a través de la brecha.

En la figura 4.6 se compara la evolución temporal del caudal a través de la brecha medida y calculada en este trabajo. Se aprecian diferencias en el caudal de inicio en $t = 0s$. Los instrumentos de medida no son capaces de registrar un caudal cero y además en $t = 0s$, se parte de una muesca en la brecha por la que ya está circulado el flujo de

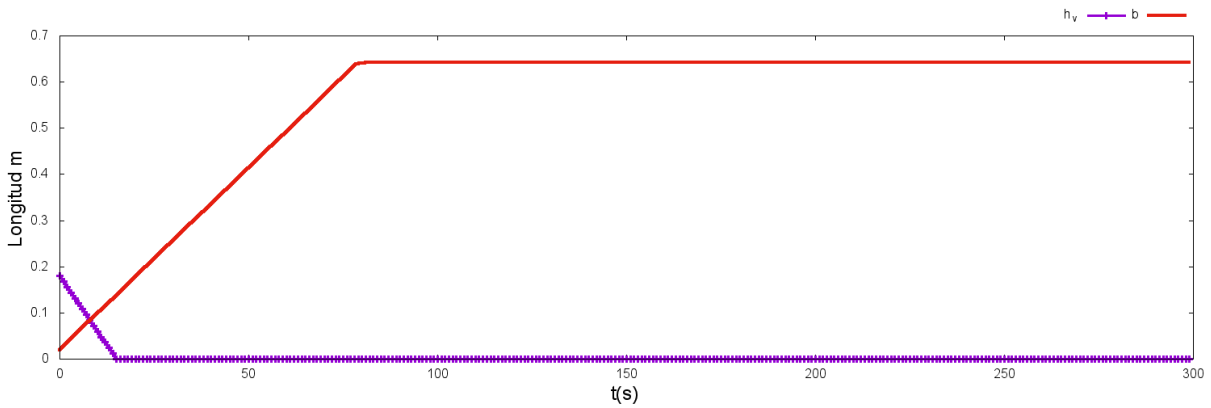


Figura 4.3: Evolución de los parámetros geométricos de la brecha, en morado cota, en rojo anchura de la brecha, para el caso 4.2.

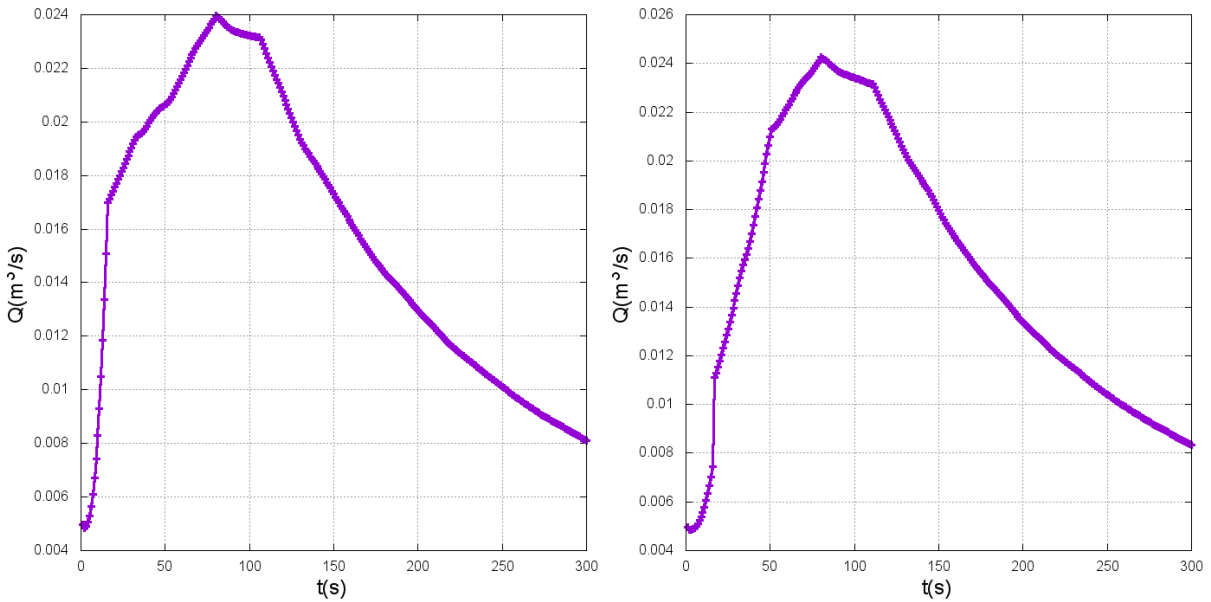


Figura 4.4: Evolución temporal del caudal que circula por la brecha en el caso experimental de desbordamiento con una sola pendiente de variación de la altura de la brecha (izquierda). Con dos pendientes de variación de altura de la brecha (derecha).

agua. Estas diferencias en el inicio de la rotura de brecha marcan la pendiente de aumento de caudal y de ahí las diferencias que se pueden apreciar en la figura 4.1. No obstante, la simulación numérica recoge de manera precisa el valor del caudal máximo así como la curva de decrecimiento de caudal cuando la brecha mantiene fija en el tiempo su rotura máxima.

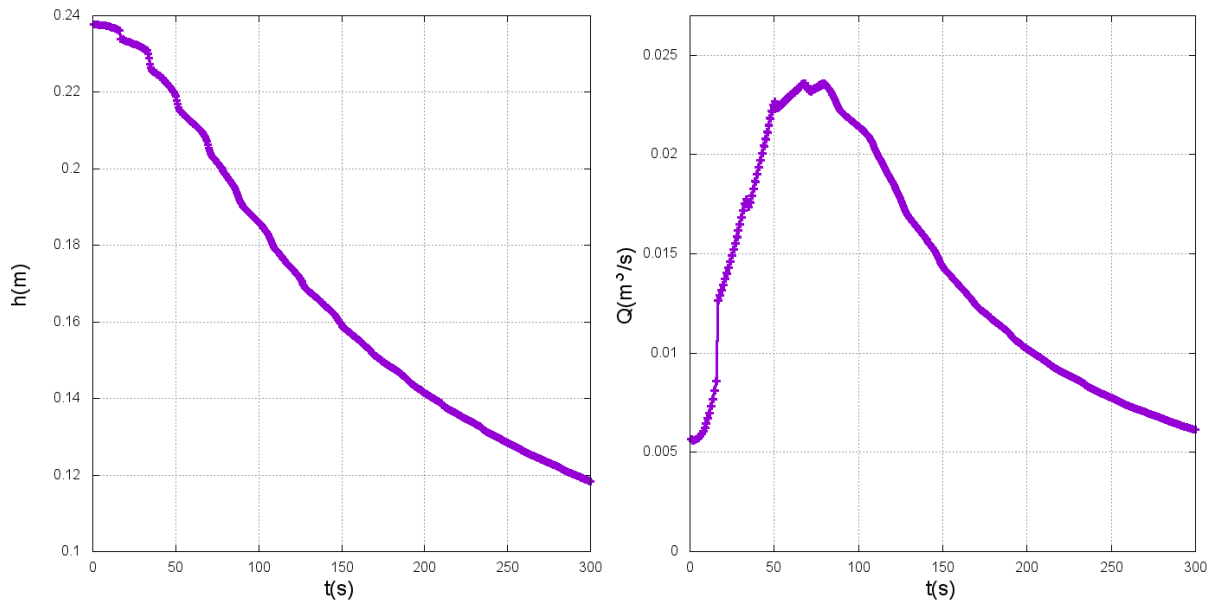


Figura 4.5: Evolución temporal de altura de agua (izquierda) y caudal (derecha) a través de la brecha. Caso 4.2.

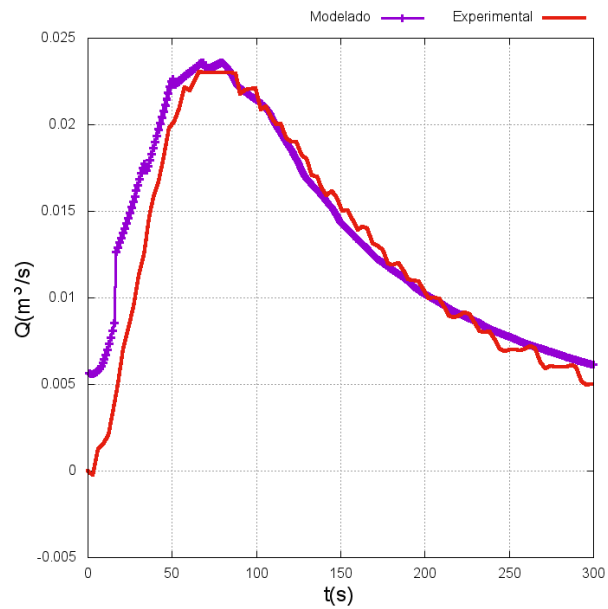


Figura 4.6: Comparación de resultados numéricos (morado) y experimentales (rojo) de evolución temporal de caudal para el caso experimental de desbordamiento.

4.3. Caso real de sobre-vertimiento

Durante los años 2001 – 2004 se desarrolló un proyecto de investigación financiado por la Unión Europea llamado IMPACT con el objetivo de asesorar y reducir los riesgos de inundaciones extremas causadas por sucesos naturales o fallo de presas. Entre las tareas que se llevaron a cabo constan dos casos reales controlados de rotura de presa por brecha: por sobre-vertimiento, que es el caso que se va a mostrar en esta sección; y por tubificación que se mostrará en la sección siguiente.

Este proyecto [13] constaba de cinco eventos a tamaño real con presas de distintos materiales y dos formas de colapso: sobre-vertimiento y tubificación. En este trabajo nos centraremos en dos de ellas, el test 2 y el test 5. La rotura de presa real se llevó a cabo en Noruega, cerca de la población Mo i Rana, en el embalse de Røssvass aguas abajo de la presa de Tustervassdammen, en una zona inundable (figura 4.7)



Figura 4.7: Localización del caso real de rotura de presa por sobre-vertimiento.

Los datos que fueron medidos son:

- Nivel del agua.
- Caudal de entrada al estanque test.
- Desarrollo de la brecha.
- Cámara de vídeo y fotografías situadas aguas abajo de la presa (figura 4.11).
- Propiedades de los materiales.

Según se recoge en [13], y a la vista de lo observado en la realización de la rotura de presa (ver figura 4.8), claramente se puede modelizar la rotura de brecha con una ley de vertedero.

En la figura 4.8 puede verse como el fluido a través de la brecha es controlado por la curva del vertedero originado por la erosión en la presa. También se documentó que una vez se había erosionado la brecha de forma vertical, el transporte de sedimentos fué mínimo (figura 4.9).



Figura 4.8: Flujo a través de la brecha en la parte superior en el caso real de desbordamiento.

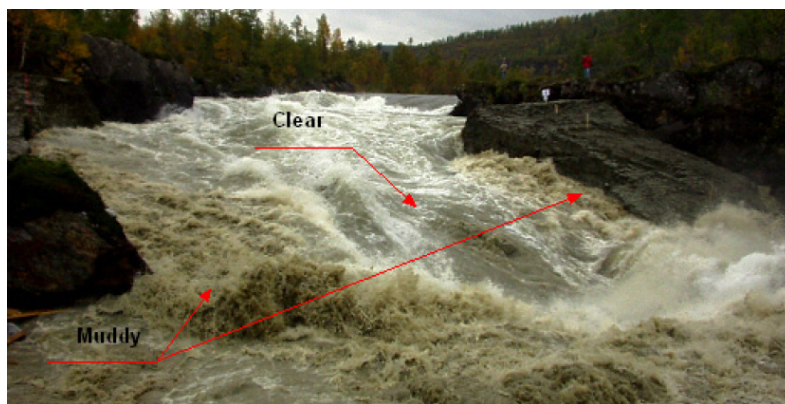


Figura 4.9: Flujo a través de la brecha y transporte de sedimentos en el caso real de desbordamiento visto desde abajo.

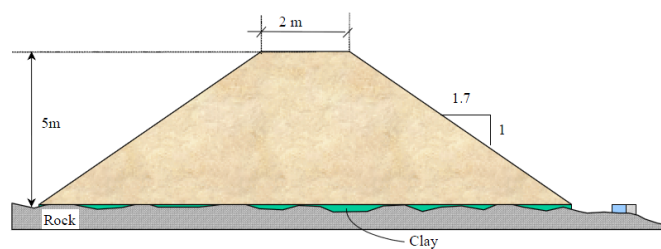


Figura 4.10: Dimensiones de la presa en el caso real de desbordamiento.

El caso a simular, corresponde al caso real reflejado en las imágenes de la figura 4.11. A diferencia de otros, con otro tipo de materiales, el flujo de agua que circula por la muesca inicialmente no fue un caudal a tener en cuenta; ya que éste al fluir por el lado seco de la presa se infiltró en el material. Este material era grava homogénea (material no cohesivo) con gran porosidad, lo que hizo que durante los primeros cuarenta minutos de experimento el agua no fluyese por el río aguas abajo de la presa. Una vez transcurrido ese tiempo, el agua se había filtrado por la zona de la hendidura inicial y de forma vertical hasta el pie de la presa. Cuando el material estaba saturado por la infiltración comenzó a erosionarse y la brecha creció rápidamente en sentido vertical. Después vino una rápida erosión también de forma lateral, llegando a una anchura de $b(t_{rotura}) = 15m$.



Figura 4.11: Imágenes de la evolución de la brecha en el caso real de desbordamiento.

La evolución temporal de la brecha se ha modelizado como el caso D.1.1 del anexo D, con la particularidad de que el ancho de la brecha será constante durante los primeros 80s e igual al ancho de la muesca $b(i) = b_m$, siguiendo la ley (3.11). Una vez concluida la erosión vertical, comenzará a aumentar la anchura de la brecha según la ley (3.12) haciéndola evolucionar desde b_0 hasta $b_f = 15m$ (ver figura 4.14). El tiempo de rotura, como se puede observar en la figura 4.12, es $t_{rotura} = 150s$. Se han empleado las condiciones de contorno descritas en el anexo B. Ante la falta de datos geométricos y debido a la gran importancia que adquiere el volumen retenido aguas arriba de la presa, se procedió a su cálculo integrando la superficie bajo la curva del hidrograma. Se ha usado la regla de Simpson de integración dando como resultado un volumen total de $98985,5m^3$; con lo que

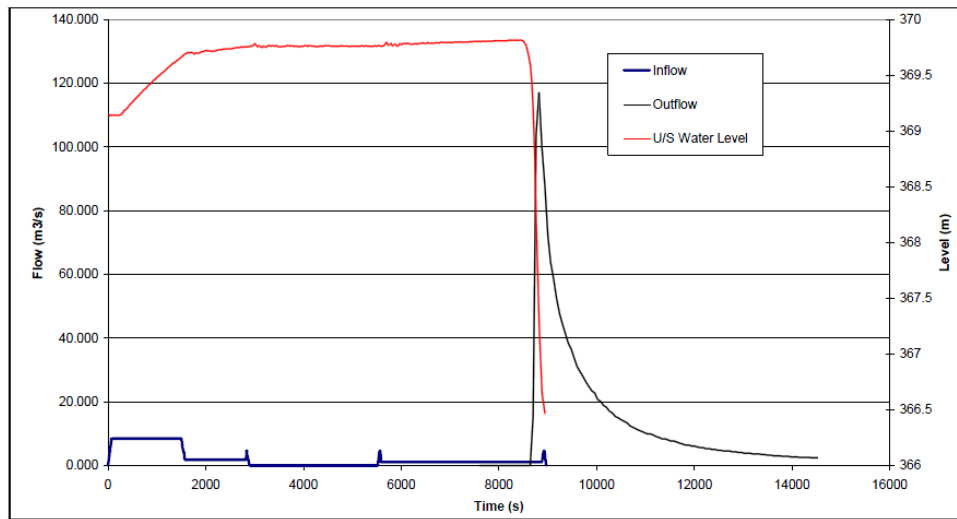


Figura 4.12: Evolución temporal del caudal de entrada y salida y nivel de la superficie libre medidas en el caso real de desbordamiento.

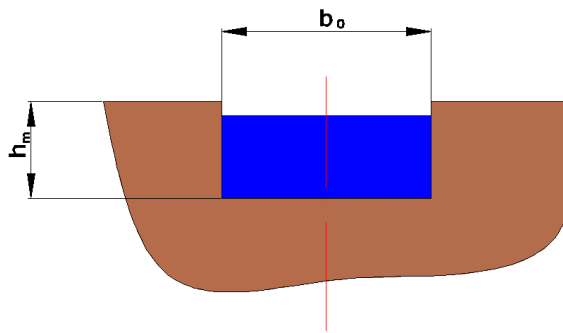


Figura 4.13: Muesca inicial sobre la cresta, con $h_m = 0,1m$ y $b_0 = 2m$ como dimensiones iniciales de la brecha en el caso real de desbordamiento.

se optó por modelizar un canal de $1500m$ de longitud donde la localización de la presa es en $x = 660m$ y $30m$ de anchura.

Finalmente, tras varias pruebas variando el coeficiente de pérdidas del caudal c_d para ajustar el máximo caudal registrado por la brecha, se fijó éste en $0,28$ dando como resultado el mostrado en la figura 4.15.

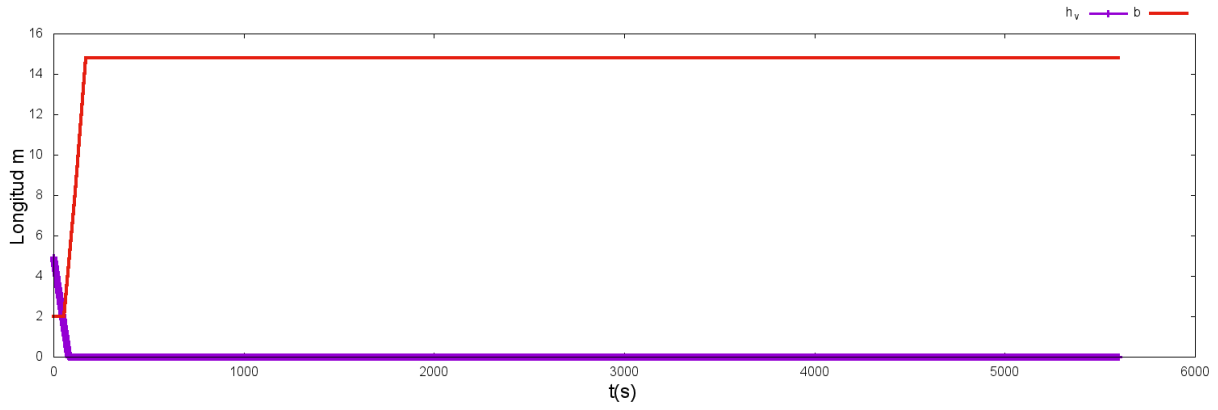


Figura 4.14: Evolución de los parámetros geométricos de la brecha para el caso 4.3.

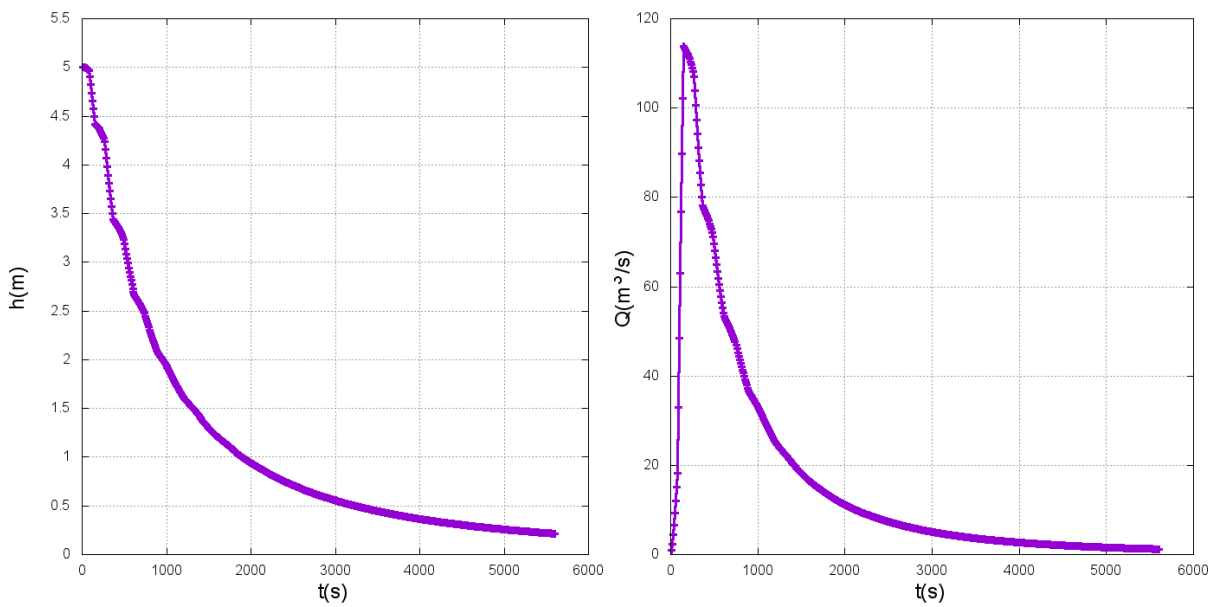


Figura 4.15: Evolución temporal de altura y caudal de la lámina de agua en la brecha para el caso 4.3.

Como se puede observar en la figura 4.16, la superposición del caudal simulado a través de la brecha con el obtenido experimentalmente muestra como el modelo consigue resultados muy parecidos a la realidad.

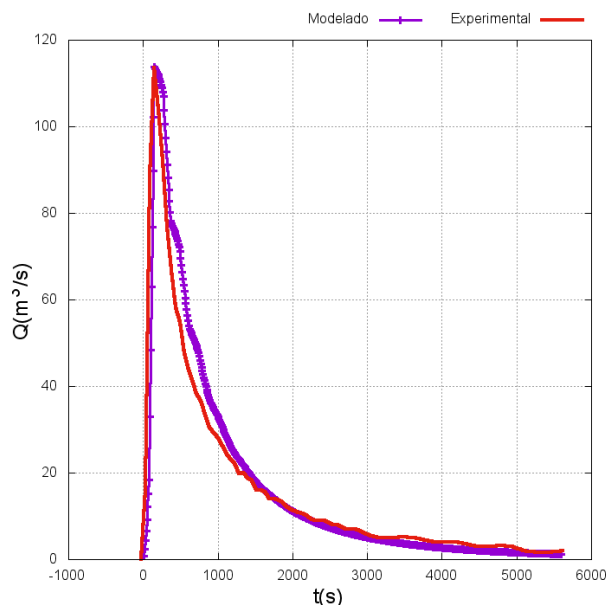


Figura 4.16: Comparación de resultados numéricos y experimentales de evolución temporal del caudal para el caso de sobre-vertimiento real.

4.4. Caso real de tubificación

Por último, se presenta un caso real de rotura de presa por tubificación recogido en [13] del proyecto IMPACT (ver figura 4.17). Para conocer mejor el comportamiento del flujo y de los distintos factores que influyen en la tubificación a través de la presa debido a las filtraciones, se realizó este experimento a tamaño real. La presa fue construida de material homogéneo: morrena. Es un material natural rocoso (material glaciar no estratificado) depositado cerca de un glaciar. Se trata de presas naturales formadas en las montañas. El orificio inicial se muestra en la figura 4.18, siendo $h_{c0} = 0,8m$ y $r_0 = 0,1m$. El resto de parámetros geométricos de presa se muestran en la figura 4.19.

El mecanismo de rotura consta de dos fases; una primera fase en la que se simula el final de una filtración, el material cohesivo que consigue llegar al extremo seco de la presa, mediante un orificio ejecutado en la presa. Al facilitar el tránsito del flujo por este orificio comienza la erosión del mismo, aumentando su diámetro.

La segunda fase comienza en el momento en que el orificio alcanza la cresta de la presa, en ese momento el dique colapsa pasando a una forma de brecha rectangular, la cual sigue aumentando su anchura en función del tiempo.

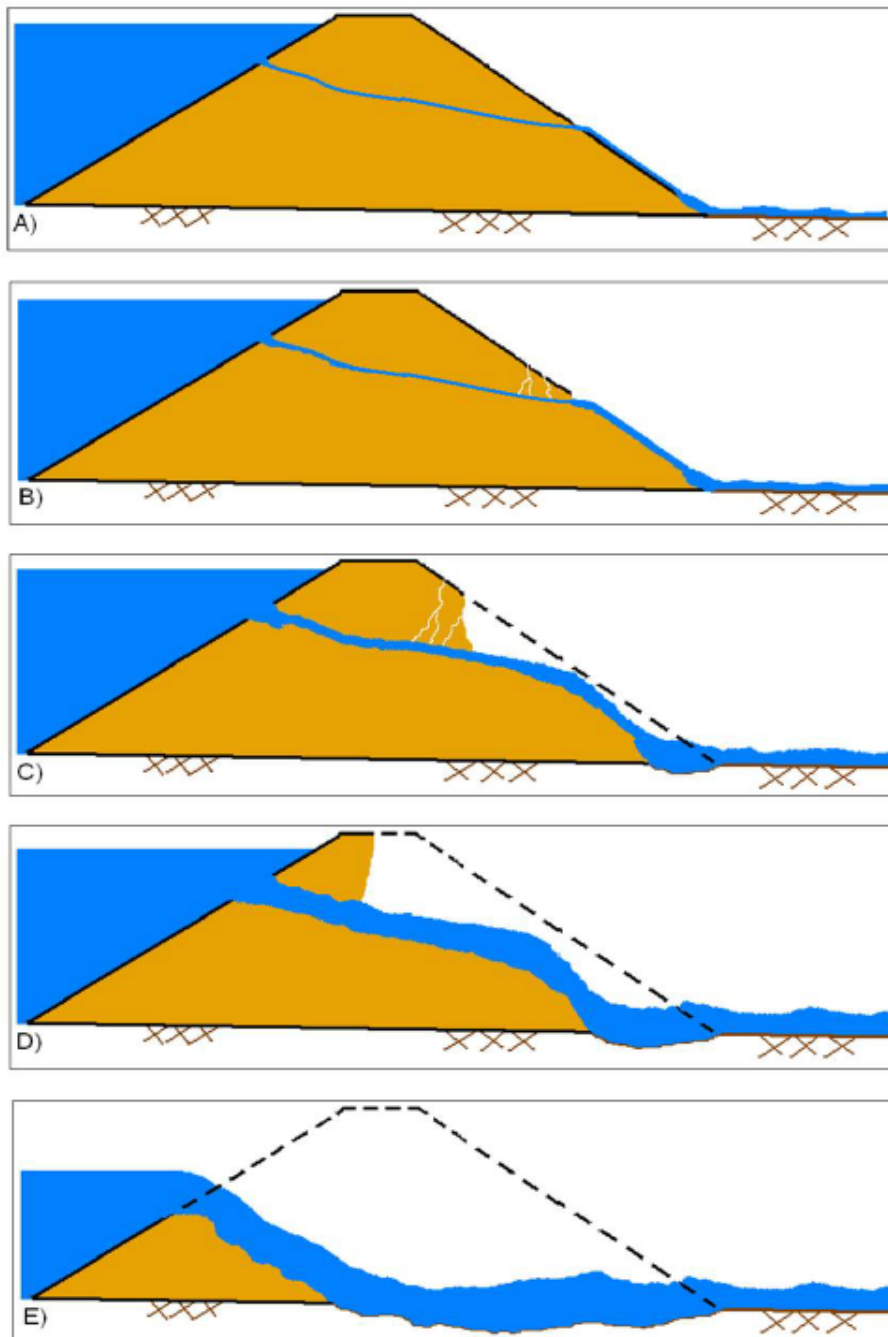


Figura 4.17: Esquema de tubificación por filtración.

En las medidas obtenidas en el experimento (figura 4.20) se puede observar cómo el caudal máximo se alcanza en el minuto 17 tras comenzar a desbordar, superando los $180m^3/s$. En la figura 4.21 se muestran las fotografías tomadas en el crecimiento de la brecha antes de llegar al máximo caudal desalojado y cómo cambia de forma.

Las condiciones que determinan la evolución temporal de cada una de las secciones de la brecha son las siguientes (figura 4.19):

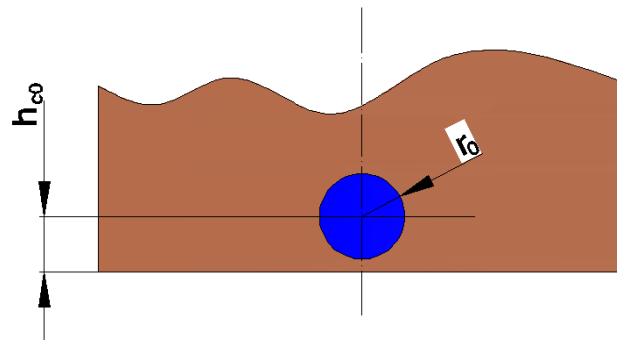


Figura 4.18: Orificio inicial de rotura de presa por tubificación.

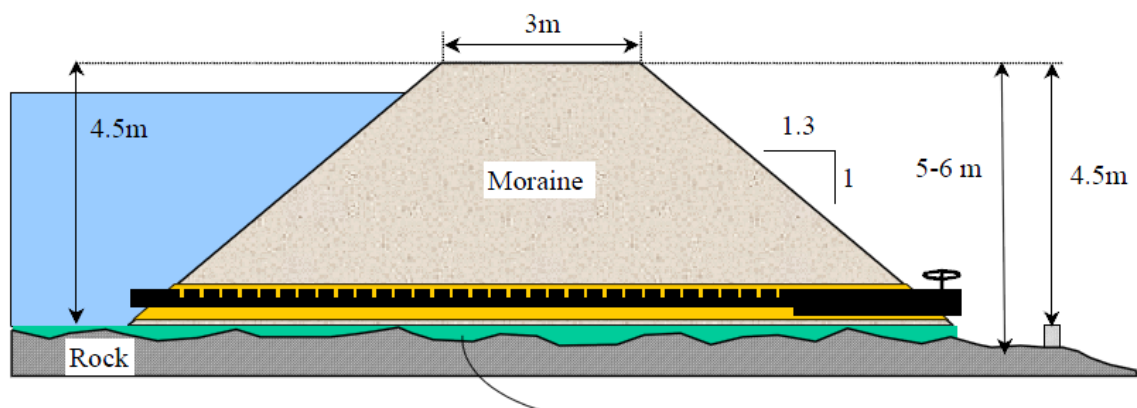


Figura 4.19: Dimensiones de la presa en el caso real de tubificación.

- Durante los primeros 17 minutos ($t = 1380s$) el orificio que modeliza la tubificación va aumentando su radio hasta un máximo de $r(t) = 1,9m$, con arreglo a la ley (3.15).
- Mientras el radio de la sección aumenta, el centro de la misma va aumentando su cota con respecto al fondo hasta llegar a un máximo de $h_c(t) = 2,7m$, siguiendo la ley (3.16).
- A partir de $t = 1015s$ hasta $t_{rotura} = 1178s$ la sección cambia de forma brusca a rectangular y aumenta en función del tiempo hasta una anchura final de $b_f = 9m$, ley (3.12).
- El calado aguas arriba se mantiene máximo y constante durante el crecimiento de la tubificación, lo que indica que hay un caudal de entrada en el experimento.

El objetivo de introducir estos caudales a la entrada es para conseguir mantener un nivel más o menos estable y máximo justo antes de la brecha. La forma de este caudal viene determinada por la figura 4.20, la cual es extraída de [13].

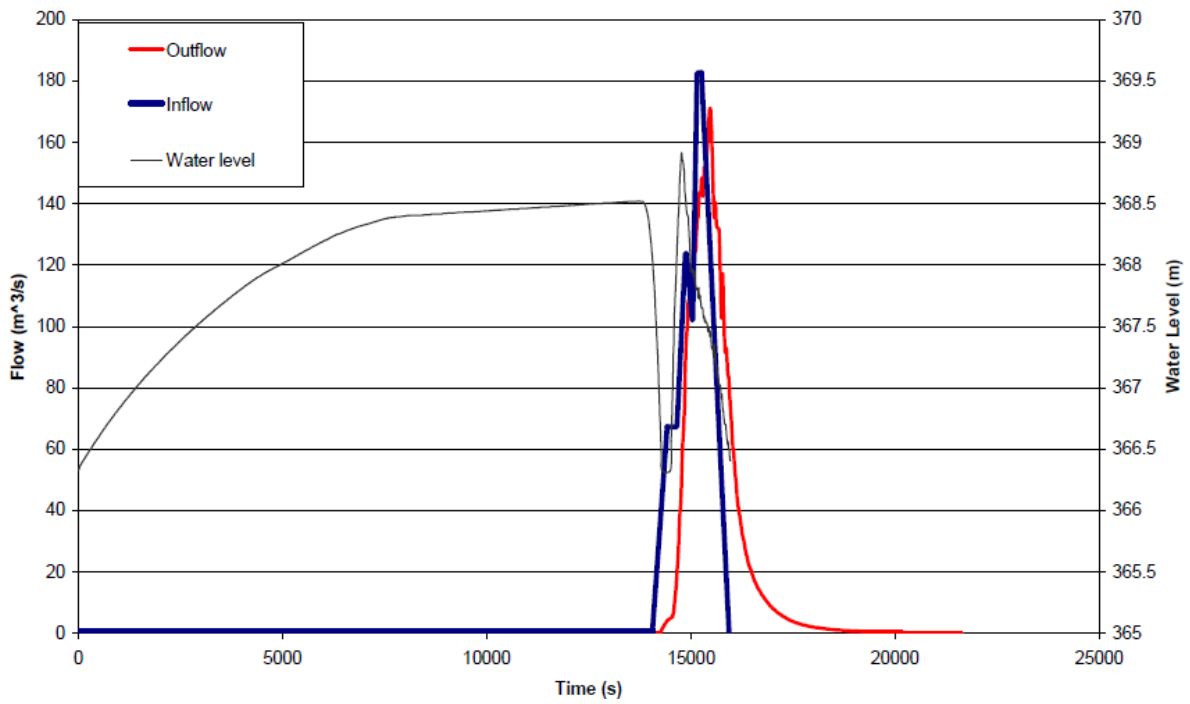


Figura 4.20: Evolución temporal de caudal de entrada y salida y nivel de agua de la rotura de brecha por tubificación. Medidas experimentales.

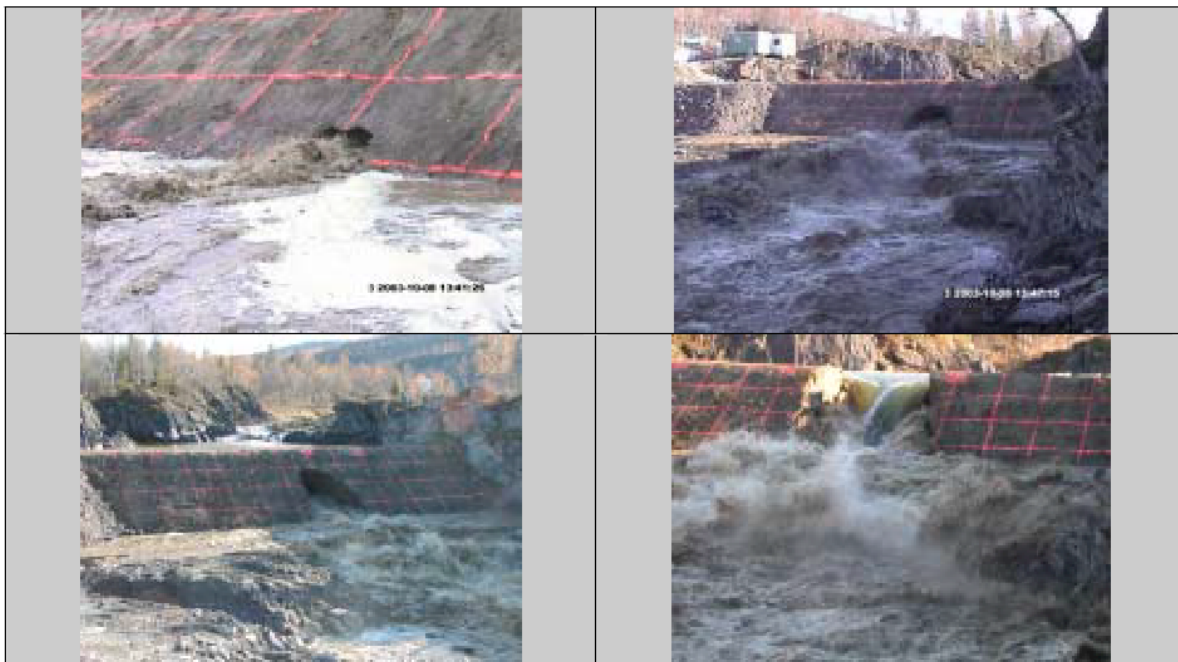


Figura 4.21: Imágenes de la evolución de la brecha en el caso real de tubificación.

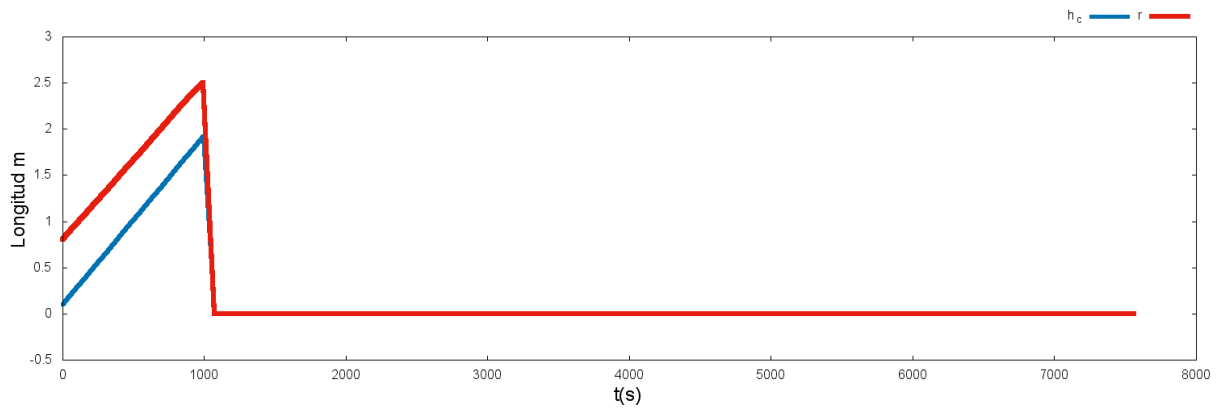


Figura 4.22: Evolución de los parámetros geométricos circulares para el caso 4.4.

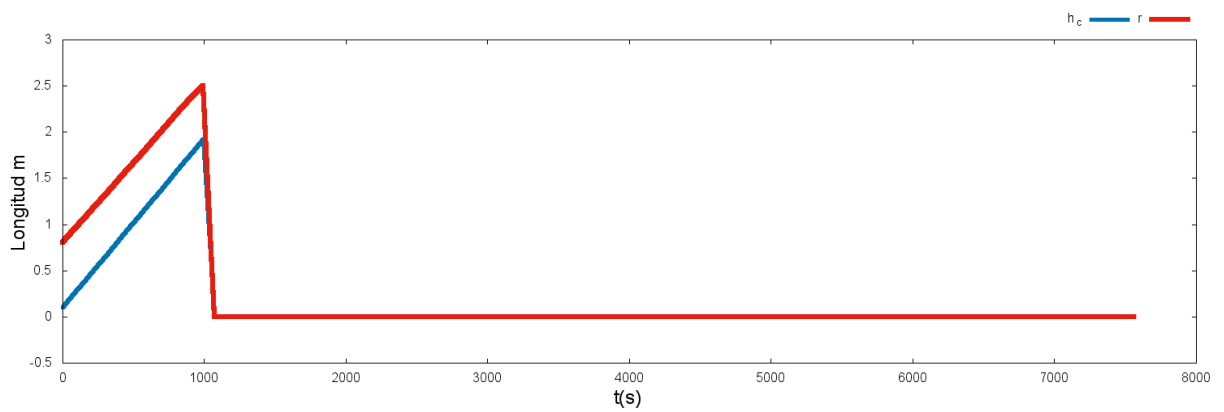


Figura 4.23: Evolución de los parámetros geométricos rectangulares para el caso 4.4.

Como ya sucedió en el caso anterior, el volumen es un factor fundamental y ante la falta de datos, se optó por emplear la misma geometría que en el caso de sobre-vertimiento con la diferencia de que la altura de la presa es $h_{v0} = 4,5m$ (ver figura 4.19). Como condición inicial se impone un calado aguas arriba de la presa $h = 3,5m$ como se puede deducir de la figura 4.20. El caudal a la entrada fue medido (ver figura 4.20) e impuesto en el cálculo numérico. La condición a la salida será de flujo libre.

El tiempo de simulación empleado es $t_f = 7561s$. Los coeficientes de perdidas son $c_c = 0,9$ y para la rectangular $c_d = 0,5$. Estos valores fueron estimados tras varias pruebas comparando con las medidas observadas.

La primera fase de la erosión es modelada con la brecha de tipo D.1.9 haciendo que la altura del centro del orificio (h_c) aumente respecto al tiempo de rotura siguiendo la ley (3.16), y teniendo en cuenta la geometría inicial de la tubificación (figura 4.18). En la segunda fase de la erosión, el cambio de tipo de brecha será instantáneo y se modelará con el tipo D.1.2, con $h_v(t) = 0$ y las dimensiones iniciales y finales de anchura $b(80) = 3,8m$ y $b(t_r) = 9m$ respectivamente (ver figuras 4.22 y 4.23).

Tras imponer las condiciones de contorno y simular el caso, la altura de la lámina de agua en la brecha (izquierda) y el caudal (derecha), se muestran en la figura 4.24. Se puede observar cómo el caudal máximo desalojado es $Q = 180m^3/s$ y la altura de la lámina oscila debido a que el caudal de entrada intenta compensar el caudal de salida a través de la brecha. Este caudal de entrada ha sido extraído de [13] (figura 4.24).

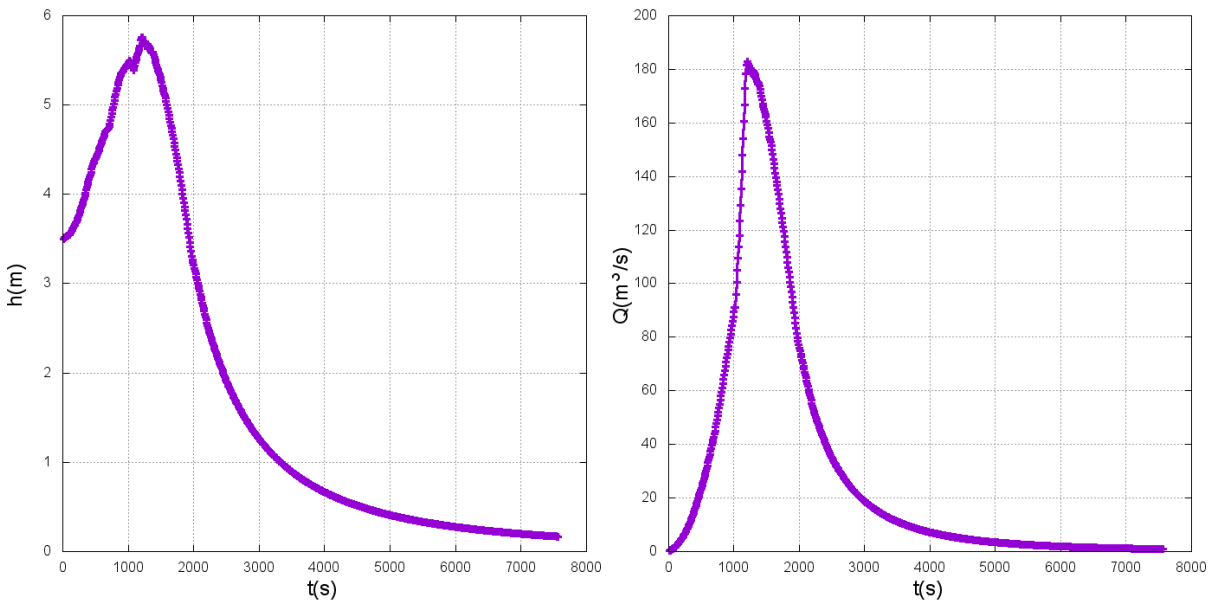


Figura 4.24: Evolución temporal de altura (izda) y caudal (dcha) en la brecha para el caso real de tubificación.

Por último, en la figura 4.25 se muestran el caudal simulado y experimental que salen por la brecha como orificio. Se puede observar que inicialmente el caudal de salida por

la brecha aumenta de forma más rápida. Esta es la principal diferencia entre el modelo numérico y los datos medidos en el experimento. La razón es que la evolución temporal del radio ($r(t)$) y de la altura del centro ($h_c(t)$) se ha simulado de forma lineal con el tiempo, cuando en realidad no es una variable dependiente del tiempo, si no que es dependiente de la erosión, y ésta a su vez es dependiente de la infiltración y saturación en el material en zonas cercanas al orificio y por consiguiente dependiente de la velocidad del flujo a su paso por el orificio.

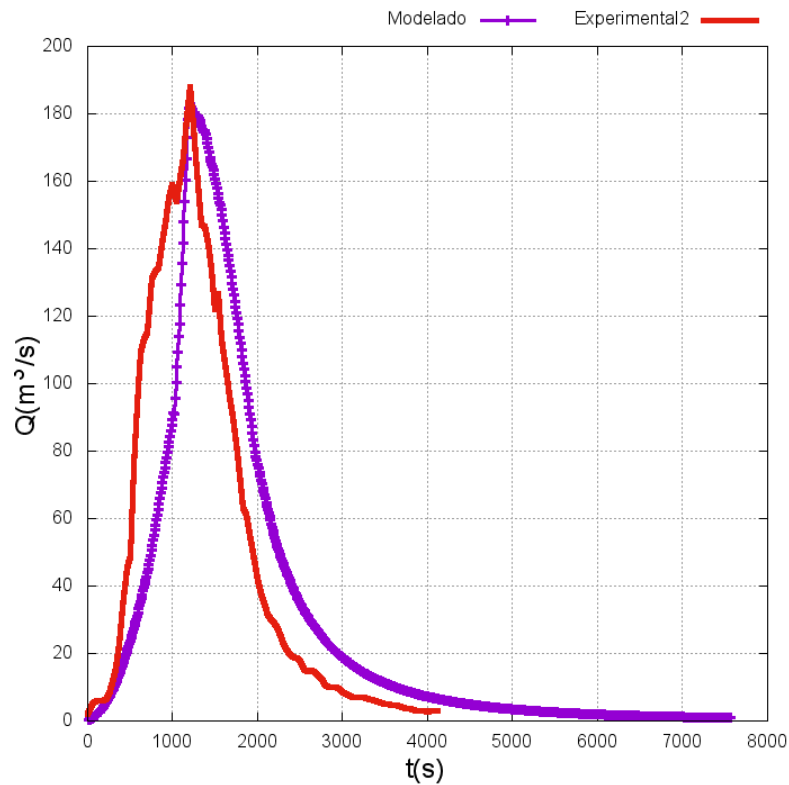


Figura 4.25: Comparación datos experimentales y simulados.

Capítulo 5

Conclusiones

En este trabajo se han expuesto diferentes formas de modelizar la rotura de presas por brecha de una forma simplificada. Numéricamente, se ha programado un método de resolución de las ecuaciones que describen el flujo de agua de superficie libre de tipo descentrado de primer orden y se ha introducido el cálculo de la rotura por brecha a través de vertederos/orificios como condiciones de contorno internas. Se han planteado dos tipos de rotura por brecha: por sobre-vertimiento y por tubificación. El primero de ellos se modeliza con diferentes geometrías: rectangular, triangular, trapezoidal y combinación de ellos variando en el tiempo los parámetros geométricos que los definen. El segundo de ellos se representa como un orificio que va aumentando su radio y posición en el tiempo hasta que colapsa de forma total.

Se presentan resultados numéricos de casos académicos sobre un canal recto de sección rectangular con presas que se rompen partiendo de brechas de diferente geometría. Se observa que el tiempo de rotura siempre marca un punto de inflexión en la forma de la curva del caudal que atraviesa la estructura hidráulica. Si la anchura de paso es mayor, el caudal aumenta rápidamente, estabilizándose después, como sucede en el caso de vertedero rectangular de ancho fijo (D.1.1). Conforme la sección de paso se hace más pequeña, más lenta se hace la pérdida de caudal por la brecha, como se puede observar en el caso triangular de ángulos fijos (D.1.3). Si los ángulos son variables, la sección aumenta y es más parecido a lo que ocurre en el caso de brecha rectangular de anchura variable (D.1.2). El caso de la brecha trapezoidal contempla la suma de los comportamientos de brecha triangular y rectangular tanto para ángulos fijos como variables; presentando esta última unos picos cerca de $t = 200s$ que corresponden a la superposición de agua por encima de la estructura; situación que nunca ocurrirá en la realidad.

Los mismos comportamientos se pueden observar en los casos de brecha inicial triangular o rectangular con evolución a trapezoidal. En cuanto a la tubificación, el caudal que atraviesa el orificio va aumentando conforme éste se va haciendo mayor, presentando un pico cuando colapsa y bajando gradualmente hasta que todo el caudal desaparece.

Se muestran los resultados de un caso experimental de sobre-vertimiento en el que se

ha comparado la evolución temporal del caudal que circula sobre la brecha. Para poder ajustarse a estas medidas se ha seguido una ley temporal de forma que la rotura de la brecha se efectúe en dos pasos. Pequeñas variaciones de los parámetros no proporcionaban diferencias sustanciales en el valor máximo de caudal pero sí en la forma del hidrograma. Finalmente se ha conseguido un ajuste aceptable. En el caso real de sobre-vertimiento simulado se consiguen también buenos resultados en la medida de caudal.

Por último, los mayores problemas han surgido en el simulado de la tubificación ya que al estar modelado como orificio, el agua no puede descender por debajo de la máxima cota de la sección circular. Este problema podría solucionarse haciendo el cambio a una ley de vertedero para sección circular.

A la vista de los resultados, otro factor a tener en cuenta en el estudio de rotura de presa por brecha es el caudal de entrada, ya que si se consigue un caudal de entrada que mantenga el calado máximo durante la rotura de brecha, el caudal de paso será máximo y se entiende que la rotura de la brecha será lo más brusca posible dentro de lo controlable. En caso de estancamiento, el factor fundamental ante las mismas dimensiones de la presa es el volumen retenido aguas arriba. En este caso un mayor volumen significará un pico mayor de caudal por la brecha, llegando a un límite en el que podría llegar a estabilizarse en el máximo, formando una meseta en el hidrograma.

Como tarea futura se podría considerar mejorar el cálculo de los coeficientes de corrección del caudal de manera que dependiesen de la altura aguas arriba de la presa y de la anchura de la brecha respecto a la altura y la anchura del canal/embalse. También se podría investigar la estimación del tiempo de rotura en función del volumen contenido por la presa como McDonald [11] o Froehlich [7].

Bibliografía

- [1] BECHTELER, W., KULISCH, H. 1998. *Description of test case No. 1 on dam erosion*. Proc. Munich Meeting–CADAM CD-ROM.
- [2] BRUFAU, P., GARCÍA NAVARRO, P. 2001. *Conceptos básicos de hidrodinámica de superficie*. Copy Center (Zaragoza).
- [3] CHOW, V.T. 1959. *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- [4] CUNGE, J., HOLLY, F., VERWEY, A. 1980. *Practical aspects of computational river hydraulics*. Monographs and surveys in water resources engineering. Pitman Advanced Publishing Program.
- [6] FAEH, R. 2007. Numerical Modeling of Breach Erosion of River Embankments. *J. Hydraul. Eng.*, 133(9): 1000 – 1009.
- [7] FROEHLICH D. C. 1995. Embankment dam breach parameters revisited. *Proc., Conf. on Water Resources Engineering, ASCE*, New York. 887 – 891.
- [8] GODUNOV, S.K. 1959. A difference method for numerical calculation of discontinuous solutions of the equations of hydrodynamics. *Mat. Sb. (N.S.)* 47, 271 – 306.
- [10] KULISCH, H. 1994. Physical 3d-simulation of erosion-caused dambreaks. *Proc., Int. Workshop on Floods and Inundations Related to Large Earth Movements*, Trent, Italy.
- [14] LEE HADDEN. 2012 *The Geology of Yemen: An Annotated Bibliography of Yemen's Geology, Geography and Earth Science*.
- [11] MACDONALD, T. C., LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. 1984. Breaching characteristics of dam failures. *J. Hydraul. Eng.*, 110(5). 567 – 586.
- [12] MORALES-HERNÁNDEZ, M. 2014. *Efficient explicit finite volume schemes for the shallow water equations with solute transport*. Tesis Doctoral. Universidad de Zaragoza.

- [13] MORRIS, M.W., HASSAN, M.A.A.M., VASKINN, K.A. 2007. Breach formation: Field test and laboratory experiments. *Journal of Hydraulic Research* Vol. 45 Extra Issue, pp. 9 – 17.
- [15] ROE, P. 1986. A basis for upwind differencing of the two-dimensional unsteady euler equations. *Numerical Methods in Fluid Dynamics II*. 55 – 80.
- [9] SAXENA, K.R., SHARMA, V.M. 2005. *Dams: Incidents and Accidents*. Balkema Publishers (India).
- [17] SINGH, V. P. 2013. *Dam Breach Modeling Technology*. Springer.
- [16] STOCKER, J. 1958. *Water Waves : The Mathematical Theory with Applications*, Volume 4. New York: Interscience Publishers.
- [5] TORO E.F. 2009. *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics. A practical introduction*. Springer (London).

Apéndice A

Modelo de ecuaciones de aguas poco profundas (SWM)

Para describir el comportamiento de un fluido se han de formular una serie de leyes físicas en base a un modelo. En este caso se ha elegido el modelo de aguas poco profundas (SWM).

Se trata de un sistema de ecuaciones diferenciales hiperbólicas en derivadas parciales que describen el flujo de superficie libre, gobernado por la pendiente del terreno y la fricción con contornos sólidos, excepto en la superficie libre, abierta a la atmósfera [4]. Este sistema de ecuaciones se deduce a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes, que expresan los principios físicos de conservación de masa y cantidad de movimiento en las tres direcciones espaciales. Las hipótesis que se asumen en la simplificación de las ecuaciones para obtener un modelo SWM 1D son las siguientes:

- Flujo unidimensional. La velocidad se supone uniforme en cada sección transversal y el nivel de agua horizontal a través de la misma. Resulta muy útil en problemas con una clara unidireccionalidad porque son muy precisos y muy rápidos computacionalmente.
- La curvatura de las líneas de corriente es pequeña y las aceleraciones verticales son despreciables, con lo cual la presión es hidrostática.
- El promedio de la pendiente es muy pequeña: la tangente del ángulo de dicha pendiente se aproximará por el ángulo.

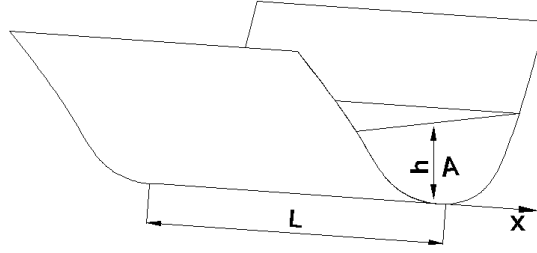


Figura A.1: Definición de algunas variables que intervienen en el SWM 1D.

Bajo estas hipótesis el sistema de ecuaciones del SWM suele escribirse de forma compacta y conservativa como [16]:

$$\frac{\partial \mathbf{U}(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(x, \mathbf{U})}{\partial x} = \mathbf{H}(x, \mathbf{U}) \quad (\text{A.1})$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{H} = \begin{pmatrix} 0 \\ g[I_2 + A(S_0 - S_f)] \end{pmatrix} \quad (\text{A.2})$$

donde \mathbf{U} representa el vector de variables conservadas: A es el área mojada de una sección transversal, Q es el caudal que atraviesa esa misma sección; \mathbf{F} representa el flujo de estas variables conservadas y contiene el caudal para la ecuación de conservación de la masa y el término convectivo y de presión hidrostática correspondiente a la ecuación de la conservación de cantidad de movimiento. Siendo I_1 :

$$I_1 = \int_0^{h(x,t)} (h - \eta) \sigma(x, \eta) d\eta \quad (\text{A.3})$$

donde la profundidad $h = z_s - z_b$, con z_s el nivel de lámina de agua, z_b la cota del fondo y $\sigma(x, \eta)$ la anchura en la posición η desde el fondo (figura A.2).

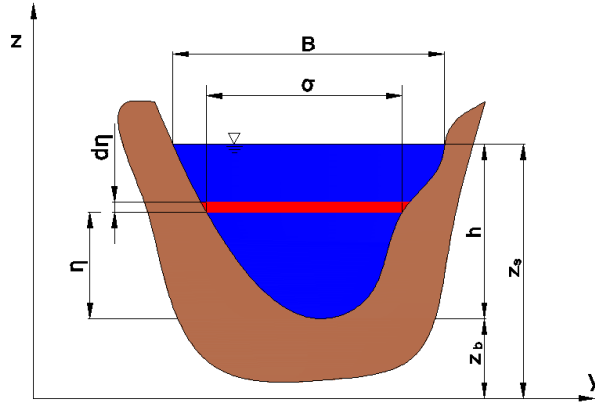


Figura A.2: Definición de variables en la sección transversal de un cauce.

Por último, \mathbf{H} representa el término fuente que contiene las fuerzas que provocan cambios en la cantidad de movimiento. Por un lado, la variación de anchura en el cauce se expresa como:

$$I_2 = \int_0^{h(x,t)} (h - \eta) \frac{\partial \sigma(x, \eta)}{\partial x} d\eta \quad (\text{A.4})$$

Por otro lado, pendiente del fondo S_0 se escribe como sigue:

$$S_0 = -\frac{\partial z_b}{\partial x} \quad (\text{A.5})$$

donde z_b representa el fondo del canal. Por último S_f hace referencia a la pérdida de energía por rozamiento del agua con las paredes del canal, gobernado por la ley empírica de Manning [3]:

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (\text{A.6})$$

con R el radio hidráulico (cociente entre área y perímetro mojado) y n el coeficiente de rozamiento de Manning. Estas ecuaciones se simplifican en el caso de canales rectangulares de anchura $b = cte.$, ya que se cumple:

$$A = bh \quad I_1 = \frac{1}{2}gh^2 \quad I_2 = 0. \quad (\text{A.7})$$

Apéndice B

Modelo numérico de resolución de las ecuaciones

Una vez establecido el modelo físico a usar, se necesita un método numérico para resolver el sistema de ecuaciones no lineal y acoplado. Entre los numerosos métodos que existen se ha optado por uno de volúmenes finitos descentrado (upwind) de primer orden en espacio y tiempo [12].

Los esquemas numéricos explícitos se basan en la regla de Euler, que evalúa el valor de las variables en el tiempo t^{n+1} únicamente a partir de los valores de las variables conocidos en el tiempo t^n . En este tipo de esquemas el tamaño del paso temporal está limitado por la condición de estabilidad de Courant-Friedrichs-Lewy [4].

El esquema upwind, basado en las diferencias descentradas, ya fue propuesto por Courant et al. [4] para ecuaciones en forma característica y supusieron un gran avance en el cálculo de la propagación de discontinuidades. Godunov [8] ideó el primer método upwind general para sistemas de ecuaciones no lineales considerando cada celda de la malla como un problema de Riemann que se puede resolver de forma exacta. A raíz de esta idea se propusieron esquemas como el de Toro [5] y Roe [15]. Los esquemas de tipo Godunov están libres de oscilaciones numéricas, son algo difusivos y muy precisos.

B.1. Esquema numérico descentrado de primer orden

Para empezar a resolver las ecuaciones se va a expresar el sistema de ecuaciones en forma no conservativa [2]:

$$\frac{\partial \mathbf{U}(x, t)}{\partial t} + \mathbf{J}(x, \mathbf{U}) \frac{\partial \mathbf{U}(x, t)}{\partial x} = \mathbf{H}'(x, \mathbf{U}) \quad (\text{B.1})$$

donde \mathbf{J} es la matriz Jacobiana del flujo y $\mathbf{H}'(x, \mathbf{U})$ es el vector de términos fuente escrito en forma no-conservativa

$$\mathbf{J} = \begin{pmatrix} 0 & 1 \\ c^2 - u^2 & 2u \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{H}'(x, \mathbf{U}) = \mathbf{H}(x, \mathbf{U}) - \left. \frac{\partial \mathbf{F}(x, \mathbf{U})}{\partial x} \right|_{\mathbf{U}=\text{const}} \quad (\text{B.2})$$

donde c es la celeridad $\left(c = \sqrt{g \frac{A}{B}} \right)$, u la velocidad del flujo $\left(u = \frac{Q}{A} \right)$ y B la anchura mojada de la cota superior de la lámina de agua.

Los valores (λ_1, λ_2) y vectores propios $(\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2)$ de la matriz Jacobiana son [2]:

$$\lambda_1 = u + c, \lambda_2 = u - c \quad (\text{B.3})$$

$$\mathbf{e}_1 = \begin{pmatrix} 0 \\ \lambda_1 \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{e}_2 = \begin{pmatrix} 0 \\ \lambda_2 \end{pmatrix}$$

El dominio de cálculo (en este caso por ejemplo, la longitud de un río (L)) se divide en lo que llamaremos celdas y denotamos con subíndices i y paredes que denotamos con subíndices $i+1/2$. Las variables (A, Q) se van a calcular y almacenar en cada paso temporal en las celdas i y los cálculos de flujo y términos fuente se realizarán en las paredes $i + 1/2$ [12].

La linealización de Roe [15] del problema de Riemann permite obtener un Jacobiano linealizado en cada pared de cálculo $i+1/2$, cuya base de valores propios $\tilde{\lambda}_{i+1/2}^m$ y vectores propios $\tilde{\mathbf{e}}_{i+1/2}^m$ expresan la diferencia en el vector de variables conservadas y de términos fuente ($m=1,2$ corresponde a la ecuación de conservación de la masa y cantidad de movimiento respectivamente).

$$\begin{aligned}\delta \mathbf{U}_{i+1/2} &= \mathbf{U}_{i+1} - \mathbf{U}_i = \sum_{m=1}^2 (\tilde{\alpha}^m \tilde{\mathbf{e}}^m)_{i+1/2}, \\ (\tilde{\mathbf{H}}' \Delta x)_{i+1/2} &= \sum_{m=1}^2 (\tilde{\beta}^m \tilde{\mathbf{e}}^m)_{i+1/2}\end{aligned}\quad (\text{B.4})$$

donde

$$\begin{aligned}\tilde{\alpha}_1 &= \frac{\tilde{\lambda}_2 \delta A - \delta Q}{2\tilde{c}}, \quad \tilde{\alpha}_2 = \frac{-\tilde{\lambda}_1 \delta A + \delta Q}{2\tilde{c}}, \quad \tilde{\lambda}_1 = \tilde{u} - \tilde{c}, \quad \tilde{\lambda}_2 = \tilde{u} + \tilde{c}, \\ \tilde{\beta}_1 &= -\frac{1}{2\tilde{c}} \left\{ g\tilde{A} \left[(\tilde{S}_0 - \tilde{S}_f) \Delta x - \delta h + \frac{1}{\tilde{B}} \delta A \right] \right\}, \quad \tilde{\beta}_2 = -\tilde{\beta}_1, \\ \tilde{u}_{i+1/2} &= \frac{\sqrt{A_i} u_i + \sqrt{A_{i+1}} u_{i+1}}{\sqrt{A_i} + \sqrt{A_{i+1}}}, \quad \tilde{c}_{i+1/2} = \sqrt{g \frac{A_i + A_{i+1}}{B_i + B_{i+1}}}\end{aligned}\quad (\text{B.5})$$

donde las variables “tilde” representan los estados promedio en cada pared de cálculo. Asumiendo una representación de las variables constantes a trozos e integrando desde el tiempo t^n al tiempo t^{n+1} es posible expresar la resolución numérica mediante [12]:

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[\left(\sum_m \tilde{\lambda}^+ \tilde{\gamma} \tilde{\mathbf{e}} \right)_{i-1/2}^m + \left(\sum_m \tilde{\lambda}^- \tilde{\gamma} \tilde{\mathbf{e}} \right)_{i+1/2}^m \right]^n \quad (\text{B.6})$$

donde

$$\tilde{\lambda}_{i+1/2}^{\pm m} = \frac{1}{2} (\tilde{\lambda} \pm |\tilde{\lambda}|)_{i+1/2}^m, \quad \tilde{\gamma}_{i+1/2}^m = \left(\tilde{\alpha} - \frac{\tilde{\beta}}{\tilde{\lambda}} \right)_{i+1/2}^m \quad (\text{B.7})$$

El significado de la expresión (B.6) es simple: cada celda de cálculo i será actualizada según las contribuciones de flujos y términos fuente de las paredes de cálculo izquierda y derecha (ver figura B.1).

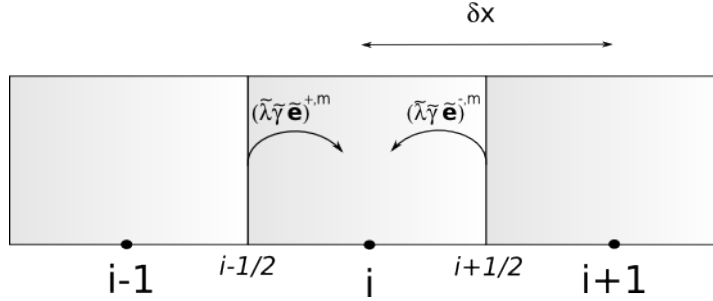


Figura B.1: Boceto del esquema numérico descentrado 1D.

Debido a que se trata de un esquema explícito, el paso de tiempo está restringido por la condición de Courant-Friedrich-Lewy (CFL) [4]:

$$\Delta t = \text{CFL} \min_{i,m} \left(\frac{\Delta x}{|\tilde{\lambda}_m|_i^n} \right), \quad \text{CFL} \leq 1 \quad (\text{B.8})$$

Apéndice C

Condiciones iniciales y de contorno

Como en todo problema de valor inicial hay que imponer un punto de partida para las variables conservadas y definir los contornos del problema, para establecer si el flujo está confinado entre paredes sólidas o tiene entradas/salidas.

C.1. Condiciones iniciales

Se necesita conocer el valor de las variables A y Q en cada celda del dominio en $t = 0$. Existen diferentes posibilidades: se puede imponer $A = 0$ para lecho seco; $A \neq 0$ para imponer un nivel en todo el dominio de cálculo; y áreas distintas a tramos si queremos condiciones iniciales discontinuas. En cuanto al movimiento del flujo, vendrá determinado por los valores impuestos en el caudal. Si el agua está en reposo, $Q = 0$, y si el flujo es estacionario $Q = cte$. En los casos que se han simulado en este trabajo se han empleado condiciones iniciales de nivel constante para representar el estancamiento aguas arriba de la presa y lecho seco aguas abajo de la misma. En cuanto al caudal inicial se ha optado por imponer una situación de reposo en todos los casos.

C.2. Condiciones de contorno

En la figura C.1 se muestra la localización de las condiciones de contorno que pueden ser externas (inicio y final del dominio de cálculo) o internas (estructuras dentro del cálculo del flujo). El método numérico resuelve las ecuaciones en las celdas, dentro del dominio de cálculo; en los contornos, hay que seguir una estrategia numérica. Pasamos a describir lo que se hace en cada caso.

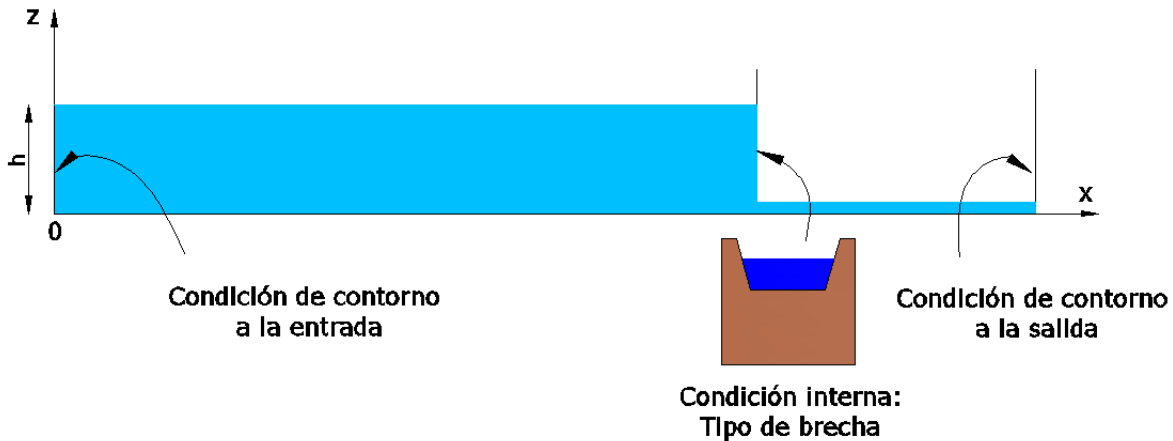


Figura C.1: Representación del perfil de un canal y localización de las condiciones de contorno.

C.2.1. Externas

Las condiciones de contorno externas en un caso de flujo de superficie libre en un cauce 1D. Las forman la entrada y la salida del flujo. Basándonos en el método de las características [2], si el flujo es subcrítico se necesita imponer una condición para una de las variables (A, Q) y la otra condición se obtiene del cálculo numérico; ya que la información viaja en las dos direcciones (aguas arriba y aguas abajo). Si el flujo es supercrítico, la información sólo viaja aguas abajo. Esto hace que en la entrada haya que imponer las dos variables (A, Q) y en la salida de flujo ninguna. En los casos en los que hemos trabajado tenemos flujo subcrítico en la entrada, optando por imponer la variable Q ; y flujo supercrítico a la salida, no imponiendo ninguna variable.

- Flujo de entrada. A la hora de imponer el caudal hemos contemplado varias posibilidades: para simular un estancamiento (embalse) imponemos $Q = 0$ (pared sólida en los contornos, agua en reposo). Si consideramos el contorno abierto, a la entrada puede ocurrir que tengamos $Q = cte$ o Q variable en forma de hidrograma.
- Flujo de salida: Caudal libre a la salida, no se necesita imponer nada.

C.2.2. Internas

Este trabajo se ha centrado en el estudio de las roturas de presa por brecha. Las brechas se modelizarán como una estructura hidráulica de tipo vertedero, donde los parámetros geométricos van a cambiar en el tiempo. Todo ello se explica en el Capítulo 3.

Al introducir esta estructura en el cálculo del flujo se necesita cortar el cálculo e introducir lo que llamamos una condición de contorno interna que nos diga como se comporta el flujo

a través del vertedero. Numéricamente se rige por los mismos criterios que una condición de contorno externa, atendiendo a si el flujo es subcrítico o supercrítico para imponer una o dos variables. Esta condición representa que el dominio de cálculo lo dividimos en dos y nos encontramos con cuatro condiciones de contorno; no solo a la entrada y a la salida del flujo (ver figura C.2). El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Se calcula el caudal que circula a través del vertedero.
- Se impone este caudal en la última celda del primer tramo de cálculo y junto a la información del flujo aguas arriba. Se calculan las nuevas variables en la celda.
- Se calcula el calado crítico y se impone en la primera celda del segundo tramo.

De esta forma, en la primera celda del segundo tramo se imponen las dos variables, considerando así un flujo crítico o supercrítico. Hay que hacer notar aquí que el método numérico es capaz de resolver de forma precisa cualquier régimen de flujo: subcrítico, supercrítico o mixto.

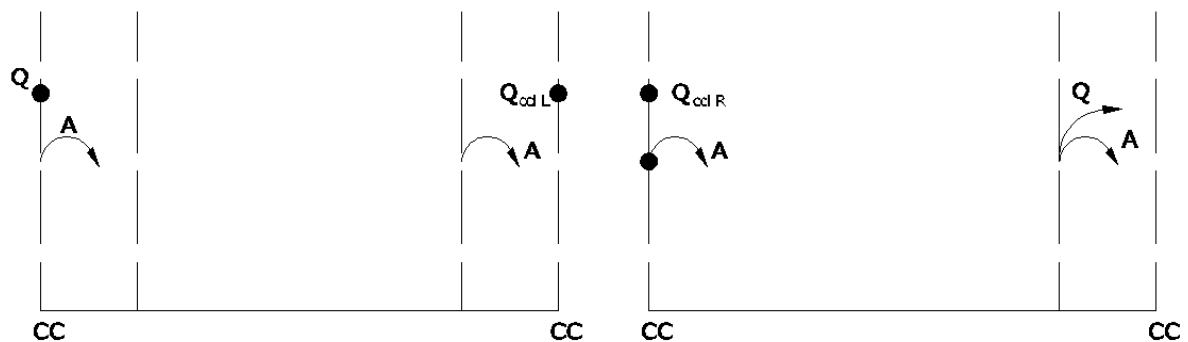


Figura C.2: Esquema de las condiciones de contorno en dos tramos. Círculos variables impuestas, flechas información calculada.

También se ha contemplado la posibilidad de que la lámina de agua supere la altura de la presa (ver figura C.3), situación que no se da en la rotura de una presa pero sí puede darse en el desbordamiento de una mota en la crecida de un río o en ciertos casos académicos como se verá en el anexo D.

El cálculo, en este caso, se reduce a sumar la contribución del caudal a través del vertedero trapezoidal con h_{v0} como cota máxima y la contribución de un vertedero rectangular de un ancho fijo, de altura $h - h_{v0}$. Si en lugar de ser trapezoidal tiene otra configuración geométrica, el procedimiento es el mismo.

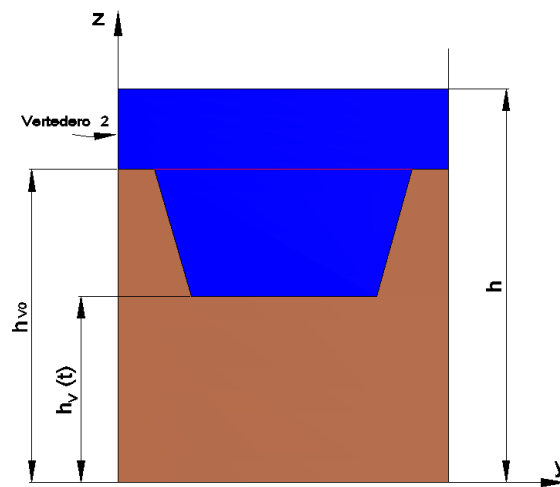


Figura C.3: Sección transversal de una brecha en forma trapezoidal y lámina de agua por encima de la presa.

Apéndice D

Resultados numéricos

D.1. Casos académicos

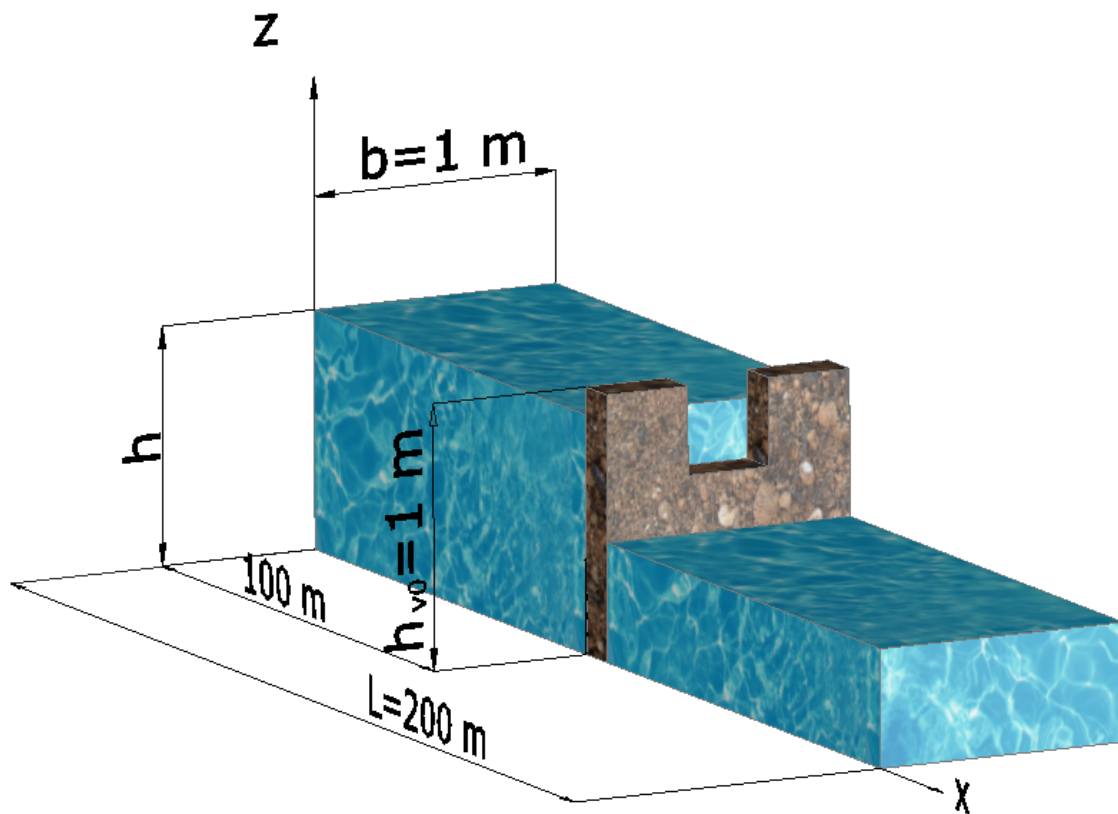


Figura D.1: Vista general 3D de la condición inicial del flujo de agua en un canal regular de sección rectangular con brecha inicial rectangular.

Para estos casos se simula un canal recto de sección rectangular de anchura $b = 1\text{ m}$ y longitud $L = 200\text{ m}$. (ver figura D.1) rodeado por paredes excepto aguas abajo que se considera salida libre.

En el centro ($x = 100m$) se sitúa una presa de altura $h_{v0} = 1m$ y anchura la del canal (figura D.1). Como condición inicial se parte del canal lleno aguas arriba de la presa con altura $H = 1m$ y en reposo ($Q = 0$). En $t = 0s$ se produce la rotura de presa, a través de una brecha que puede adoptar diferentes formas: rectangular, trapezoidal, triangular, etc... La base de la brecha, en todos los casos, evoluciona con arreglo a la ley (3.11).

El tiempo total de rotura se fija en $t_{rotura} = 1000s$ y coincide con la desaparición total de la presa; siendo, en este caso, el tiempo de simulación total $T = 2000s$.

A continuación se presentan los resultados numéricos obtenidos de la simulación de los tipos de brechas descritos en el capítulo 3:

D.1.1. Brecha rectangular de ancho fijo

Correspondiente a la modelización de la brecha descrita en la sección 3.3.1, en la figura D.2 se presenta el perfil de la lámina de agua y el caudal a lo largo del canal en el tiempo de simulación $t = 500s$.

En la figura D.3 se muestra la evolución temporal de calado y caudal justo antes de la presa. Se observa que, inicialmente, el caudal es cero porque el agua aguas arriba de la presa se encuentra en reposo. Cuando la presa se comienza a romper el agua fluye por la brecha, provocando así un descenso del nivel aguas arriba, inicialmente enrasado con la altura de la presa. El caudal a través de la brecha va aumentando rápidamente hasta que se estabiliza, saliendo por la brecha un caudal constante. A partir del tiempo de rotura $t = 1000s$ se observa un punto de inflexión tanto en la curva de calado como de caudal que corresponde a que la brecha ha colapsado y las variables decrecen de una forma más suave.

La figura D.4 representa la simulación de la brecha en cuatro instantes de tiempo.

En $t = 9s$ una lámina fina de agua sobrepasa la presa. Conforme el tiempo va evolucionando y hasta alcanzar $t_{rotura} = 1000s$ la altura de agua antes de la presa disminuye y el caudal aumenta. A partir de $t = 1000s$ la presa ha desaparecido completamente y el volumen de agua almacenada en el embalse se va descargando de una forma suave.

D.1. Casos académicos

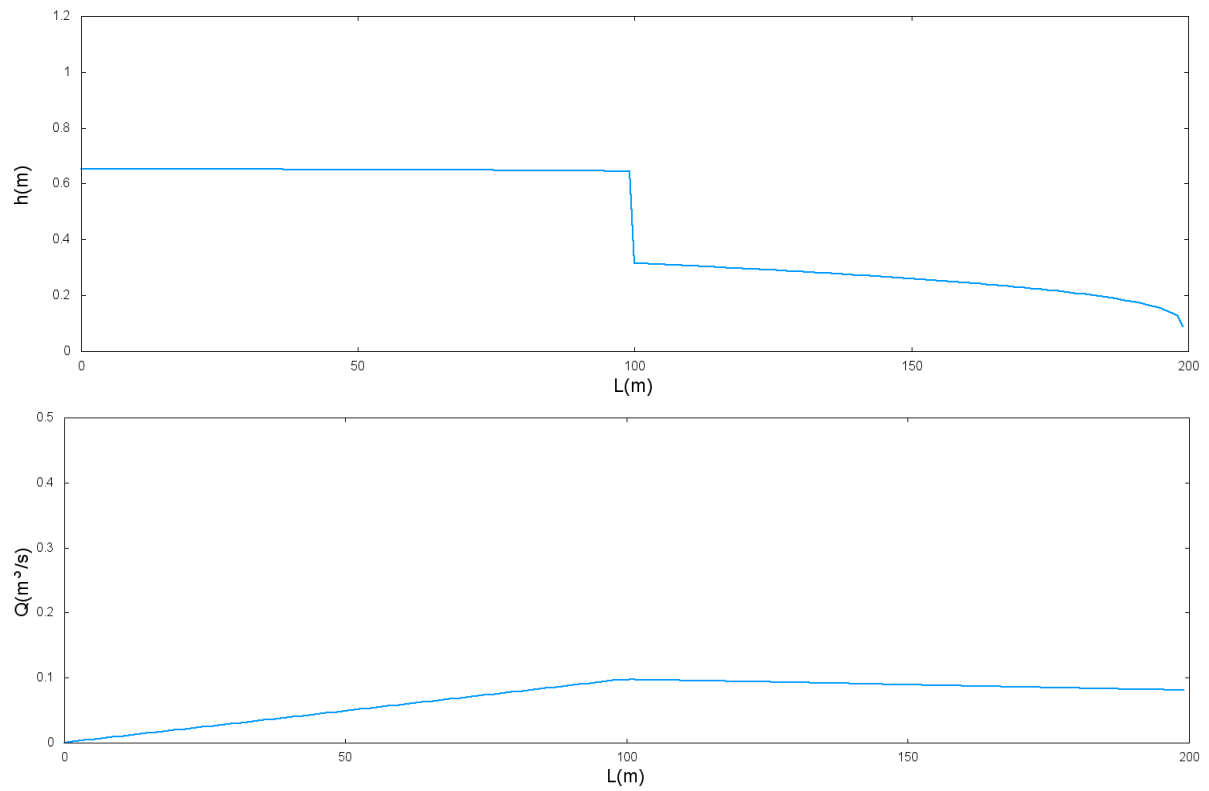


Figura D.2: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500\text{s}$ para el caso D.1.1.

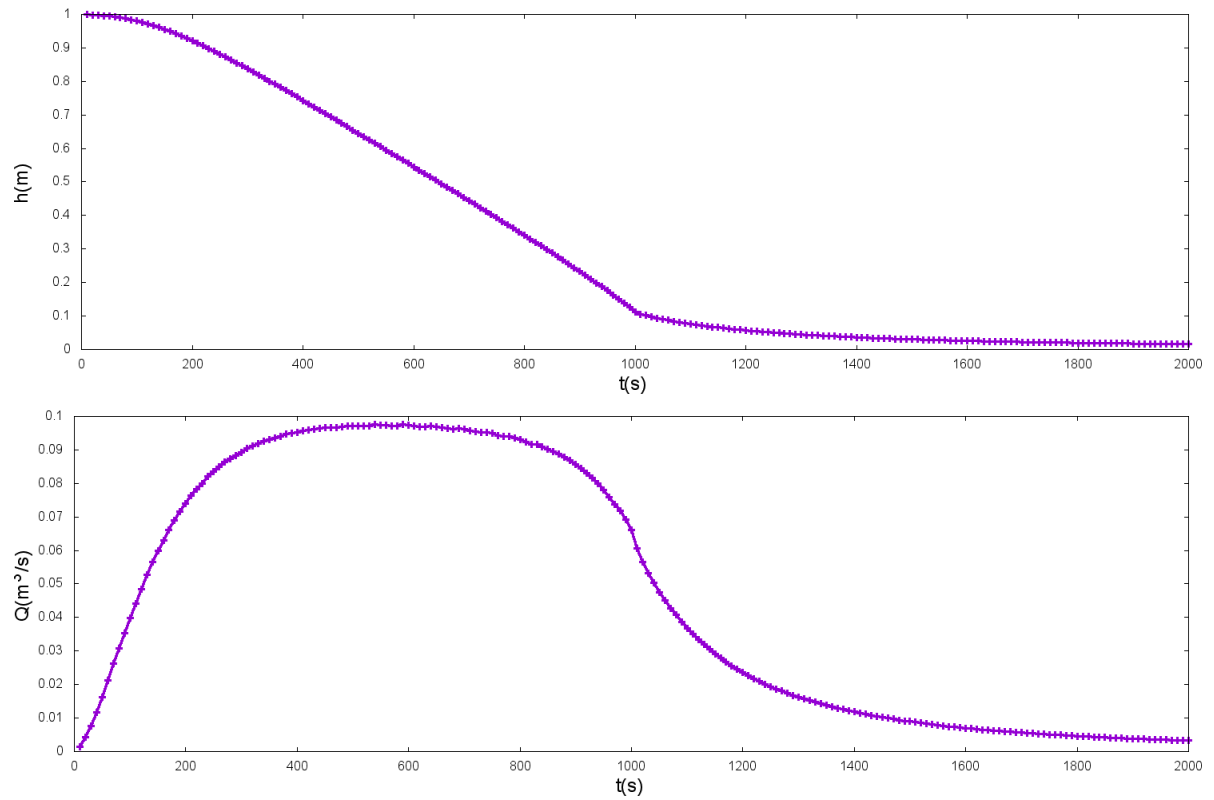


Figura D.3: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.1.

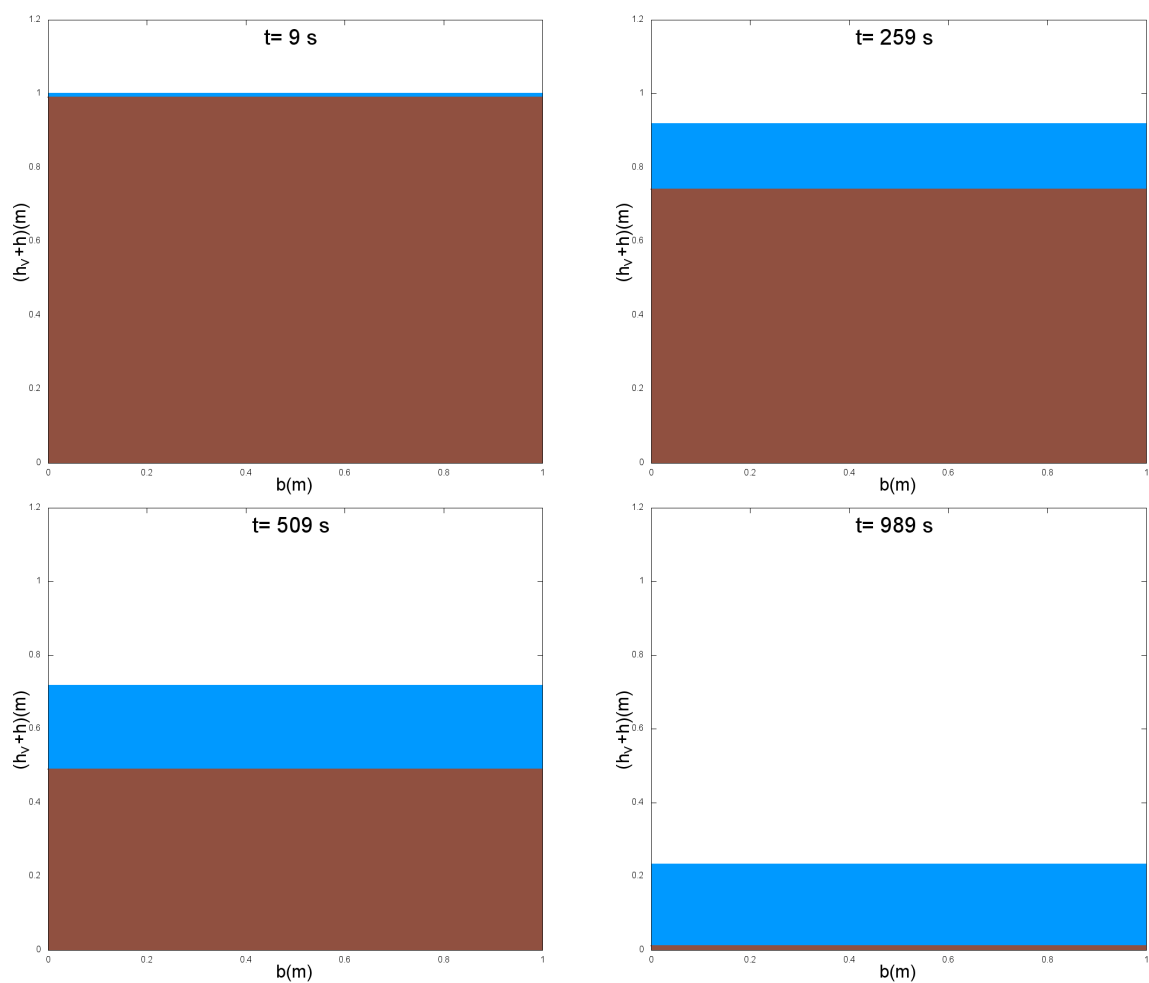


Figura D.4: Evolución de la brecha D.1.1 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 9, 259, 509$ y 989 s.

D.1.2. Brecha rectangular de ancho variable

Se ha modelizado una brecha de ancho rectangular de anchura variable según se ha descrito en la sección 3.3.2. En la figura D.5 se muestra en la parte de arriba, el perfil (altura) de la lámina de agua, y abajo, el caudal a lo largo del canal, en el tiempo $t = 500s$. La evolución temporal del calado y el caudal justo antes de la presa (aguas arriba) están representados en la figura D.6. Como se puede observar, el comportamiento es similar al de la brecha anterior, aunque le cuesta más tiempo llegar al caudal máximo y éste es algo superior al anterior. Esto es debido a que el área total de paso es menor que en la brecha D.1.1, ya que se ha introducido una variación de la anchura y anteriormente era máxima (igual a la anchura del canal).

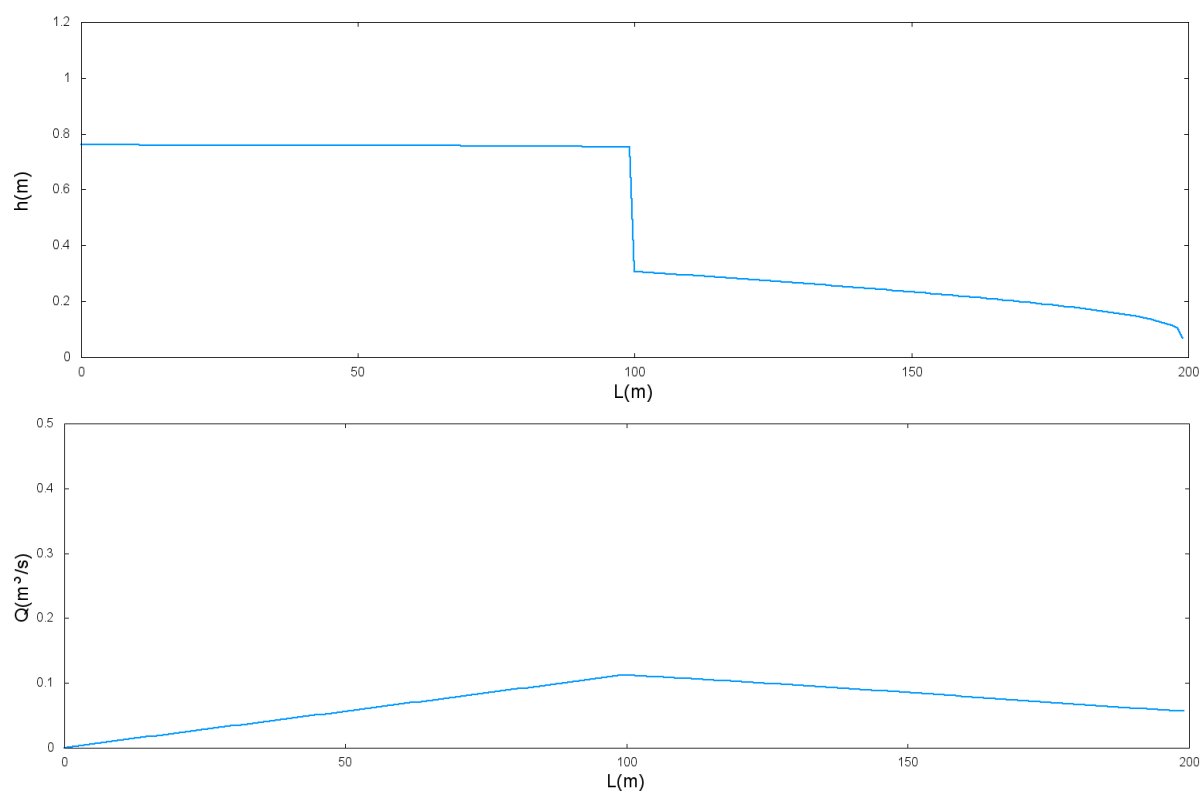


Figura D.5: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.2.

En la figura D.7 se puede ver la sección transversal en la que se sitúa la brecha: la altura de la lámina de agua (azul) por encima de la brecha (marrón) para cuatro instantes de tiempo.

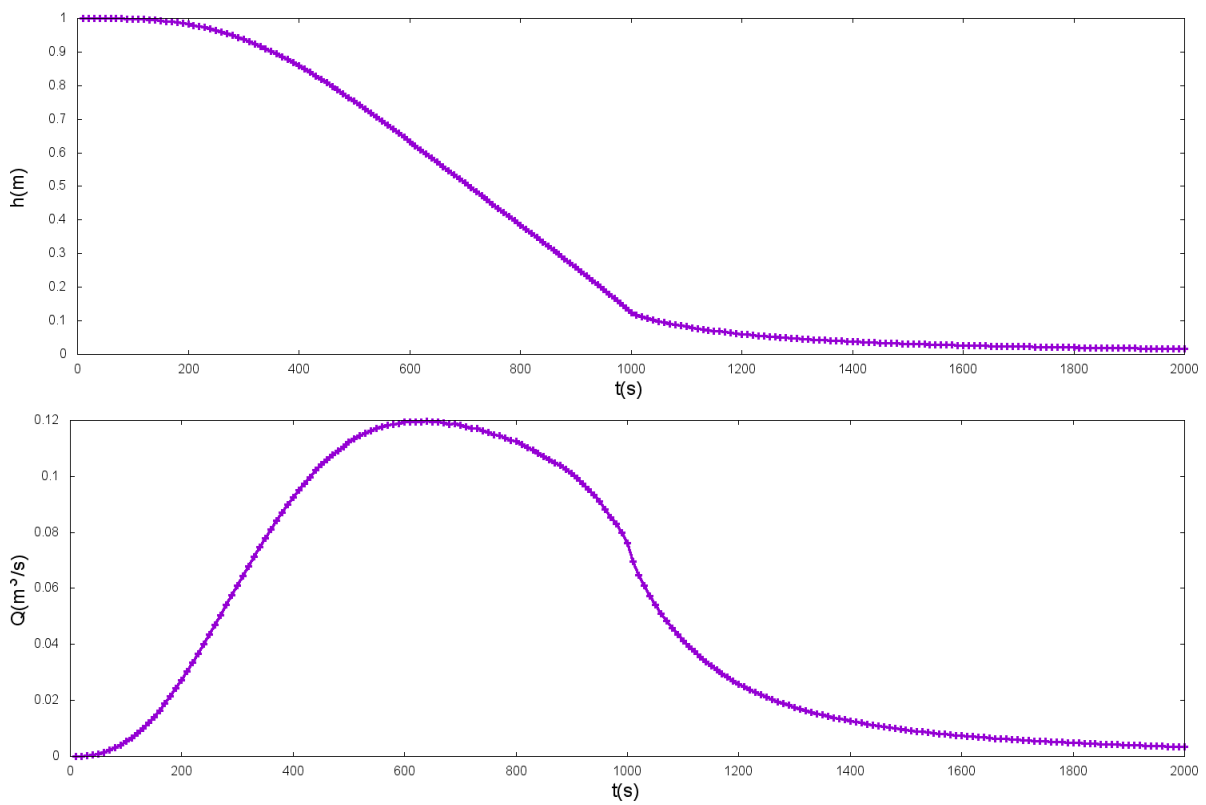


Figura D.6: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.2.

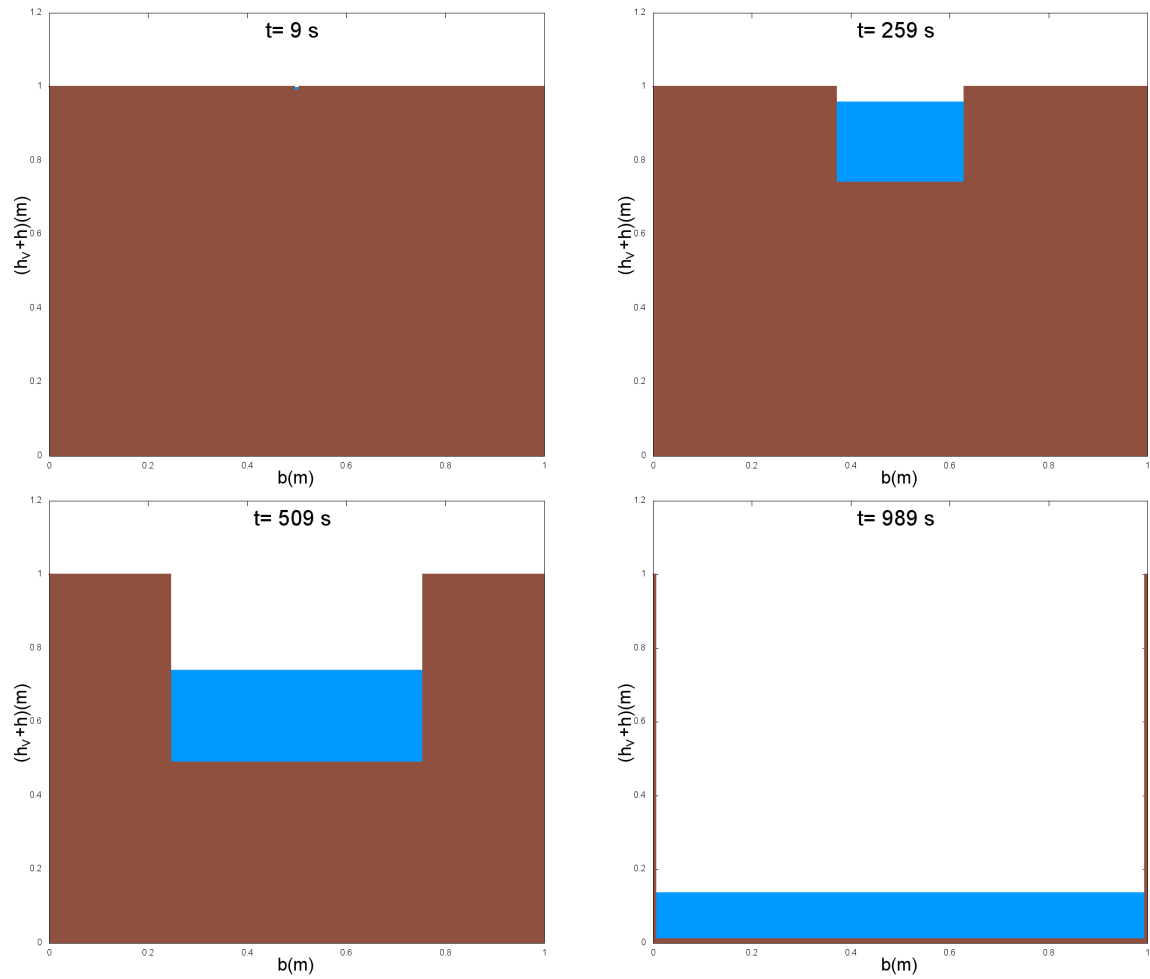


Figura D.7: Evolución de la brecha D.1.2 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 9, 259, 509$ y 989 s.

D.1.3. Brecha triangular de ángulos fijos

A continuación se muestra la simulación de una brecha como la descrita en la sección 3.3.3. La figura D.8 presenta, en la parte superior, el perfil (altura) de la lámina de agua a lo largo de todo el canal y en la inferior el caudal a lo largo del canal, en $t = 500s$. En la evolución del caudal en el tiempo que se muestra en la figura D.9 se observa que en la primera parte, hasta $600s$, el comportamiento es igual al obtenido con la brecha trapezoidal. El área de paso es muy similar. Desde $600s$ hasta $1000s$, sin embargo, domina la bajada de la cota del fondo como ocurría en el caso D.1.1. A partir de $1000s$ se tiene la misma evolución que en todos los casos.

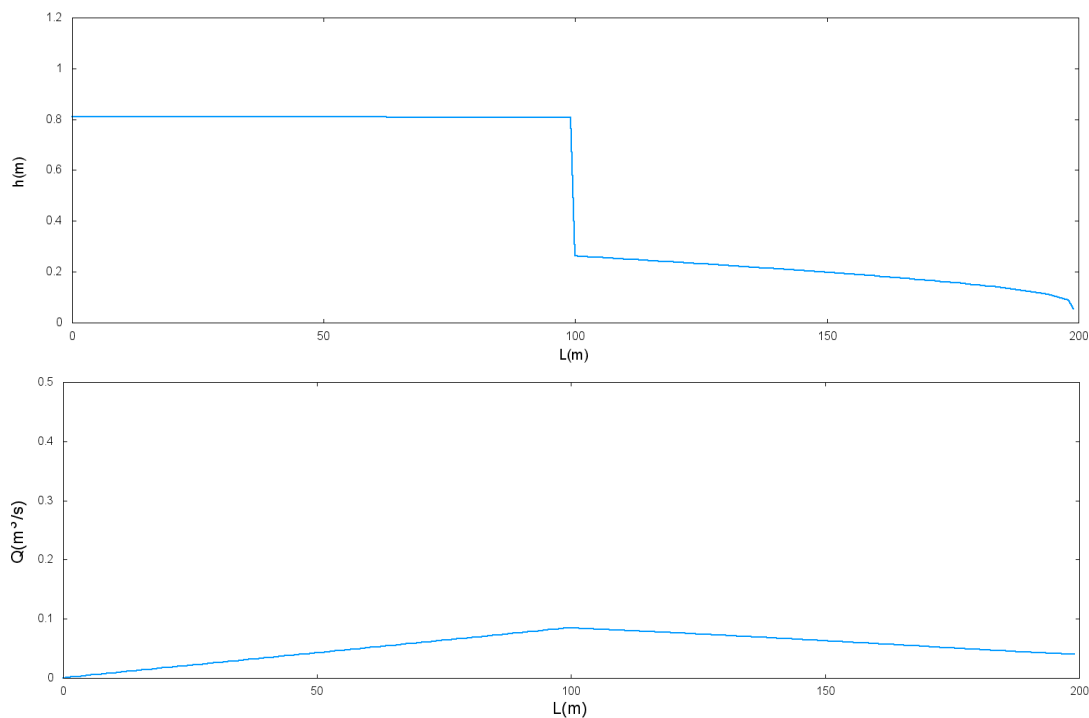


Figura D.8: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.3.

Se observa que la rotura de la brecha hace que el caudal salga de forma parecida a los casos anteriores D.1.1 y D.1.2. Al ser una sección menor que D.1.1 y D.1.2, en $t_{rotura} = 1000s$ la presa ha colapsado habiendo desalojado un máximo de más de $0,09m^3/s$ mientras que en los casos anteriores había desalojado hasta $0,04m^3/s$.

En los siguientes tiempos hasta el final de la simulación, el caudal sigue circulando y adopta esta tendencia porque ya no existe presa, correspondiendo así al vaciado de un depósito. En la representación gráfica de la evolución de brecha (figura D.10) se observa cómo la sección de paso respecto a la altura es notablemente menor que para las brechas anteriores.

Después de finalizar la rotura de la presa ($t > t_{rotura}$) el cambio de caudal en el tiempo es el desaguado normal, siguiendo una forma cuasi-exponencial, como en los casos

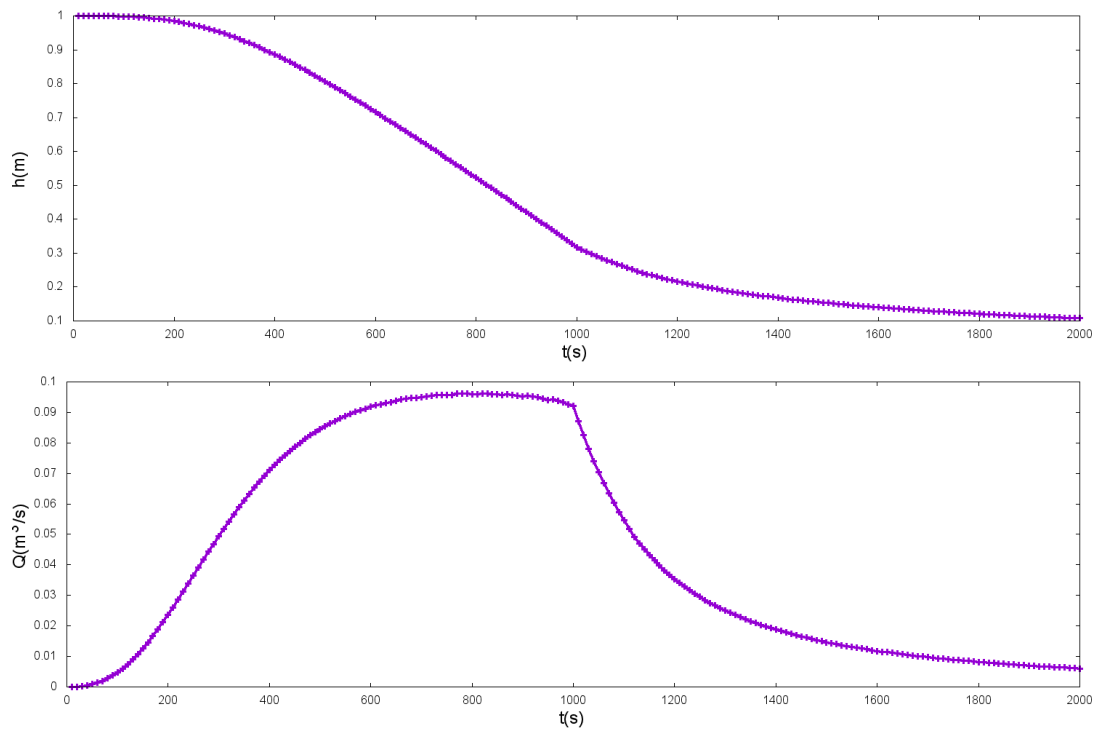


Figura D.9: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.3.

anteriores.

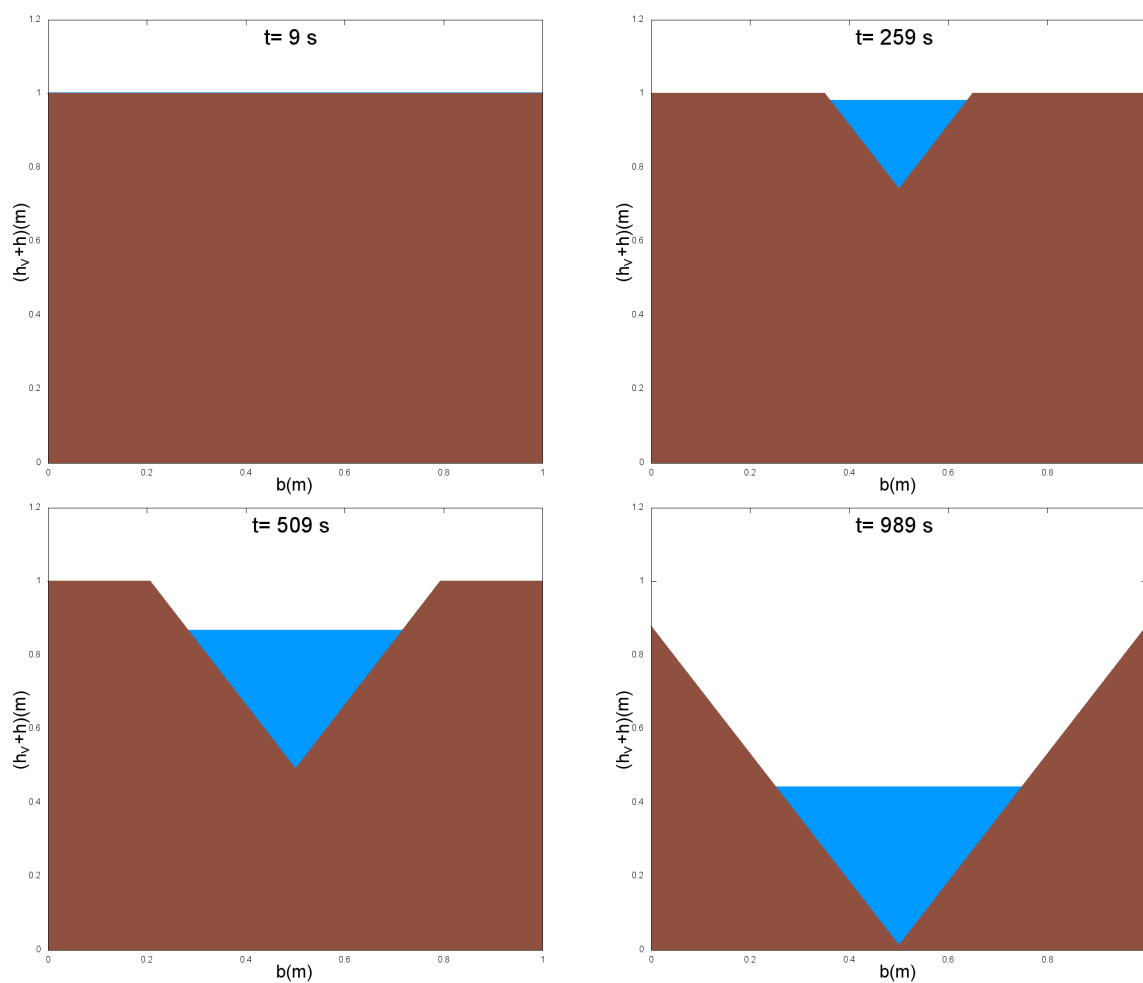


Figura D.10: Evolución de la brecha D.1.4 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 9, 259, 509$ y 989 s.

D.1.4. Brecha triangular de ángulos variables

Se modeliza una brecha triangular de ángulos variables. En la figura D.11 se puede observar cómo el calado en el canal en el tiempo $t = 500s$ es algo menor que el obtenido con la brecha D.1.3, ya que al aumentar los ángulos de la brecha triangular, el área de paso crece de forma más rápida. Antes, al llegar a la cota del fondo, la brecha ya no evolucionaba en el tiempo; sin embargo ahora, al llegar la altura de vertedero a la cota del fondo, los ángulos siguen cambiando hasta el límite. Esto sucede en $t = 850s$. Esto también traerá consecuencias en las medidas de altura y caudal de la figura D.12, ya que el decrecimiento cuasi-exponencial que veíamos en D.1.3 ha desaparecido, pareciéndose más a las brechas D.1.1 y D.1.2. Este cambio es debido a que el área que atraviesa el flujo en la condición de contorno interna acaba abarcando gran parte de la sección transversal del canal, al igual que ocurre con las brechas rectangulares.

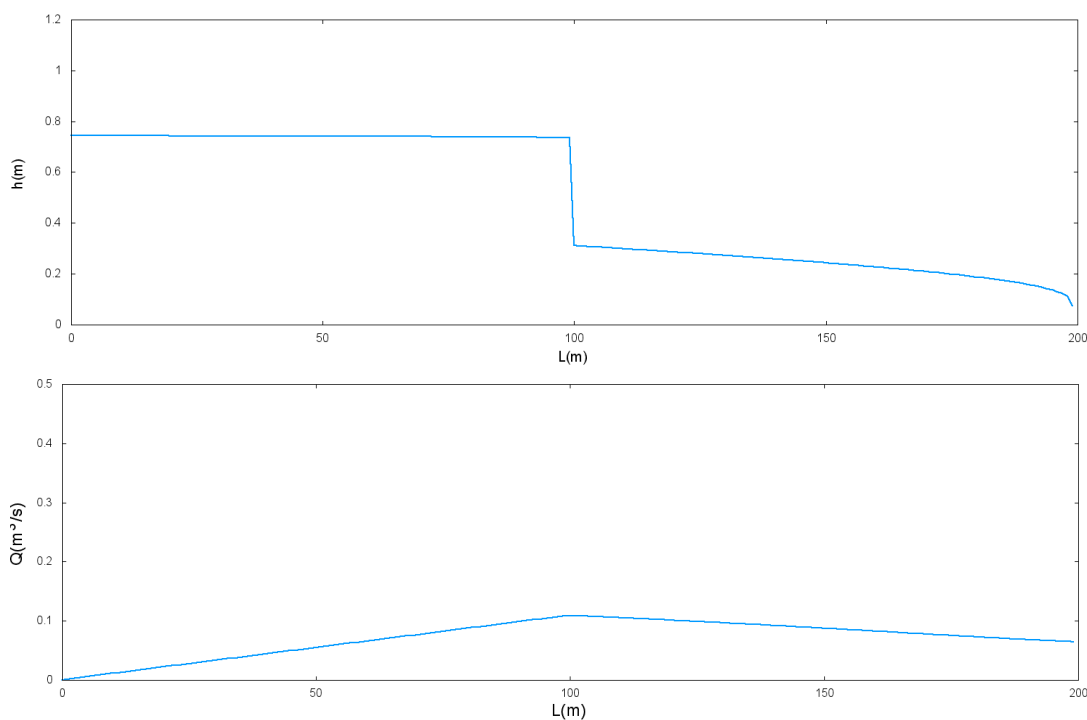


Figura D.11: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.4.

Como se puede observar en la figura D.13 la altura de la lámina de agua supera la cota máxima de la presa. En esta situación la forma de actuar en la condición de contorno interna es la explicada en la sección C.2.2 del capítulo 4.

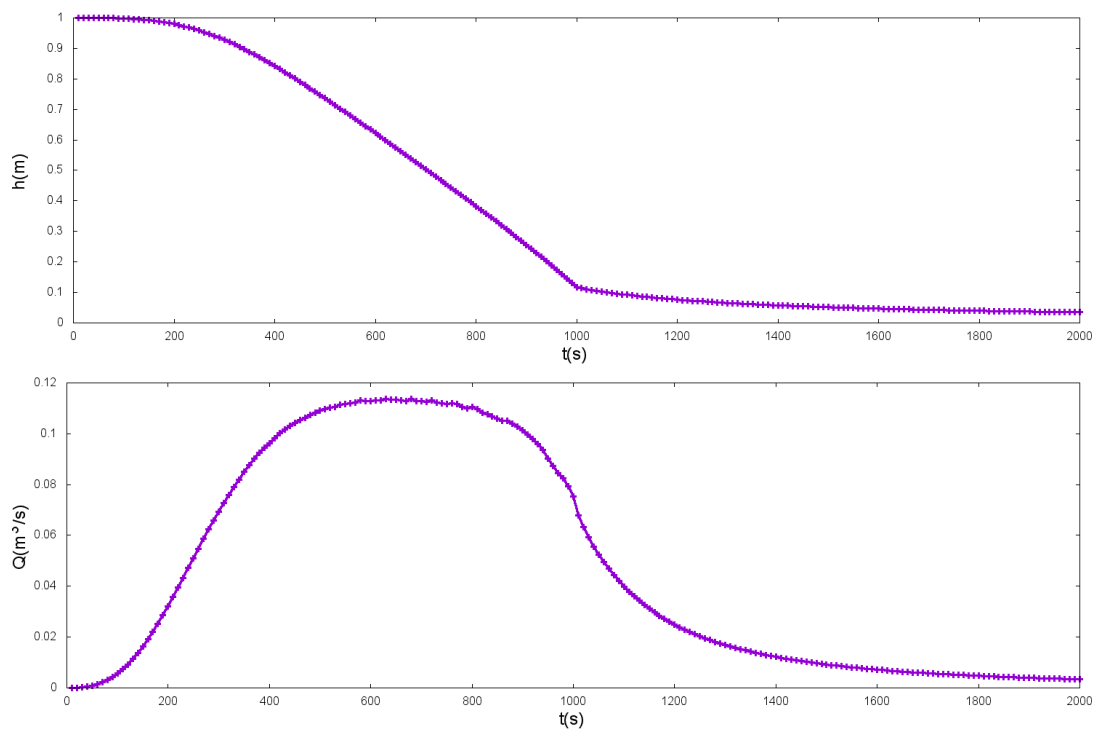


Figura D.12: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.4.

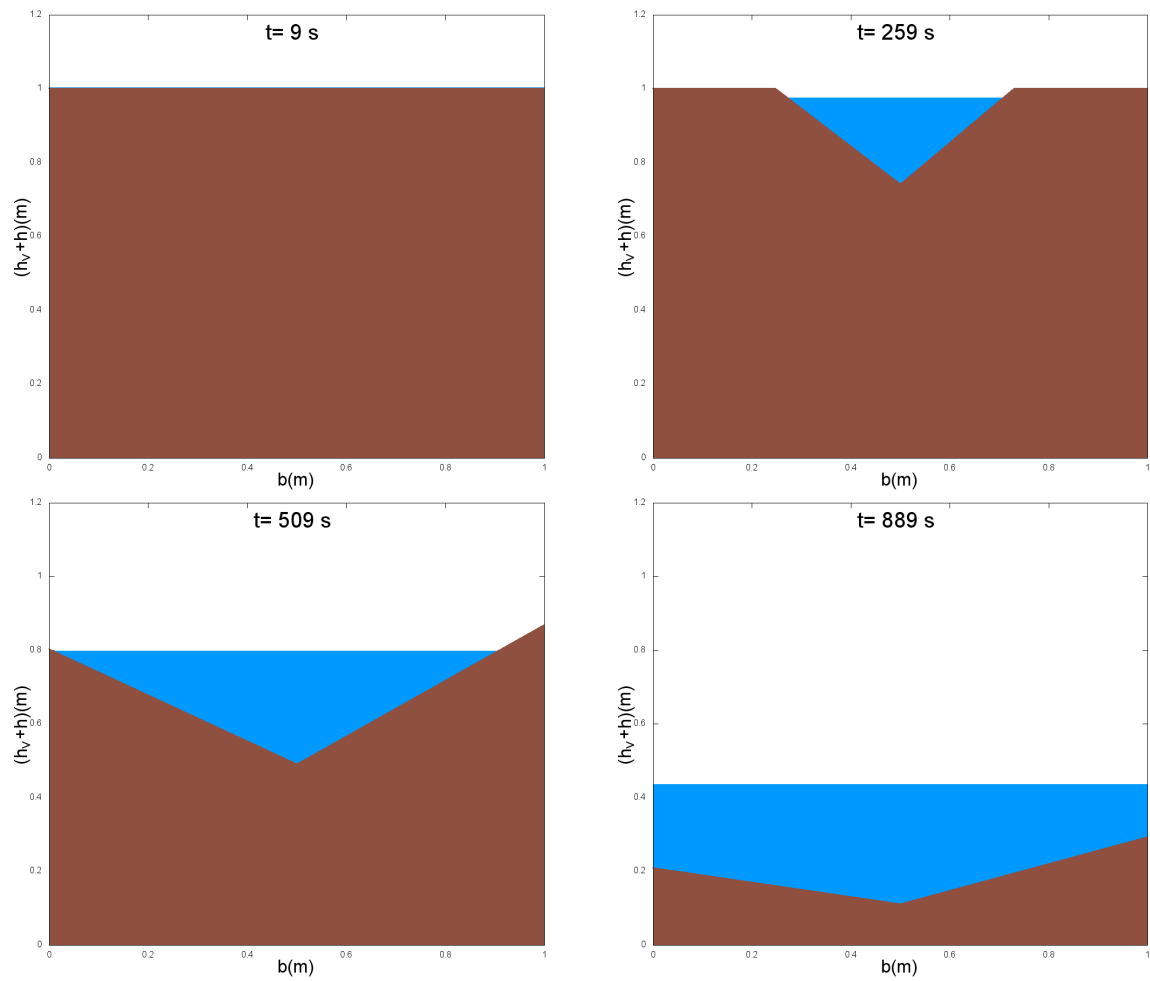


Figura D.13: Evolución de la brecha D.1.4 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 9, 259, 509$ y 889 s.

D.1.5. Brecha trapezoidal de ángulos fijos

En este apartado se trata la modelización de una brecha trapezoidal de ángulos fijos. En la figura D.14 se observa como en este tipo de brecha la altura en $t = 500s$ es la que más se parece a la altura de la brecha D.1.1. Esto es debido a que la forma geométrica de esta brecha permite abarcar casi la totalidad de la sección transversal del canal, permitiendo así, el paso de un mayor caudal y ayudando a un desagüe más rápido, lo que se traduce en un menor calado aguas arriba.

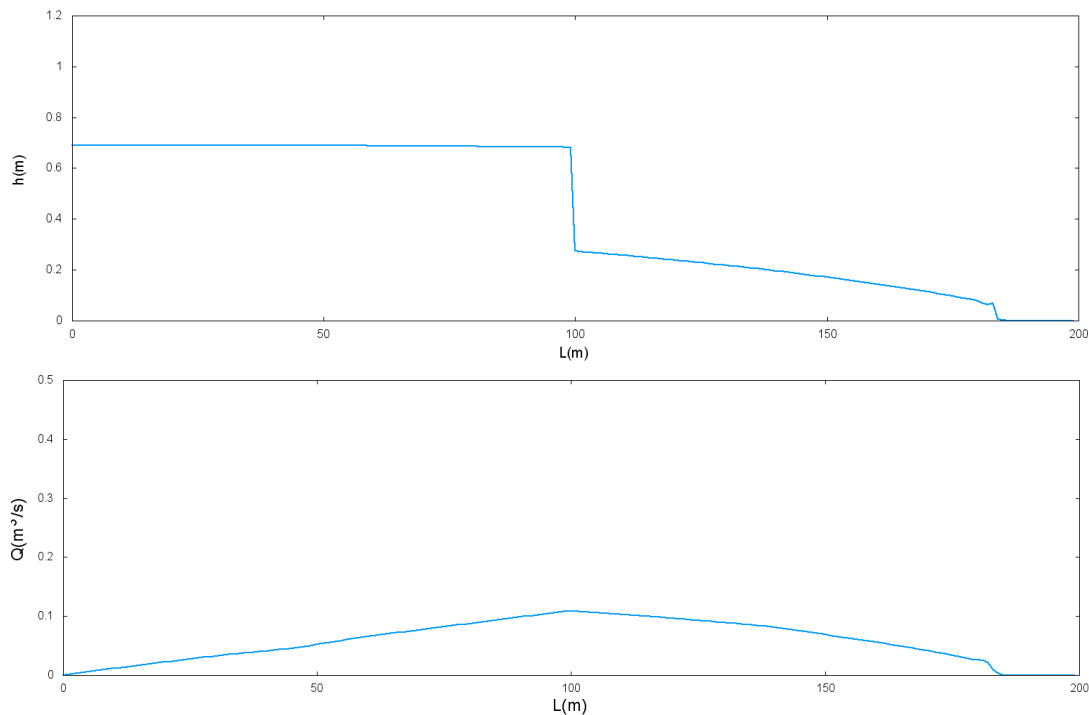


Figura D.14: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.5.

La evolución temporal del calado (figura D.15) es muy similar a la de los tipos de brecha ya expuestos; sin embargo, en la evolución temporal del caudal se puede observar como el máximo es inferior a las brechas ya estudiadas. Asimismo se puede observar en la figura D.15 muestra como el caudal sufre un pico en $t = 679s$ ya que se produce un cambio de sección de trapezoidal a rectangular con anchura igual a la del canal de desagüe.

En la figura D.16 se puede ver como en la parte final de la rotura el avance de la anchura de la brecha hace que la sección cambie a rectangular de ancho fijo. Esto es debido a que la limitación de la anchura de la brecha es la del canal. Para evitar eso sería necesario dejar de aumentar dicha anchura antes de que se cumpla el tiempo de rotura.

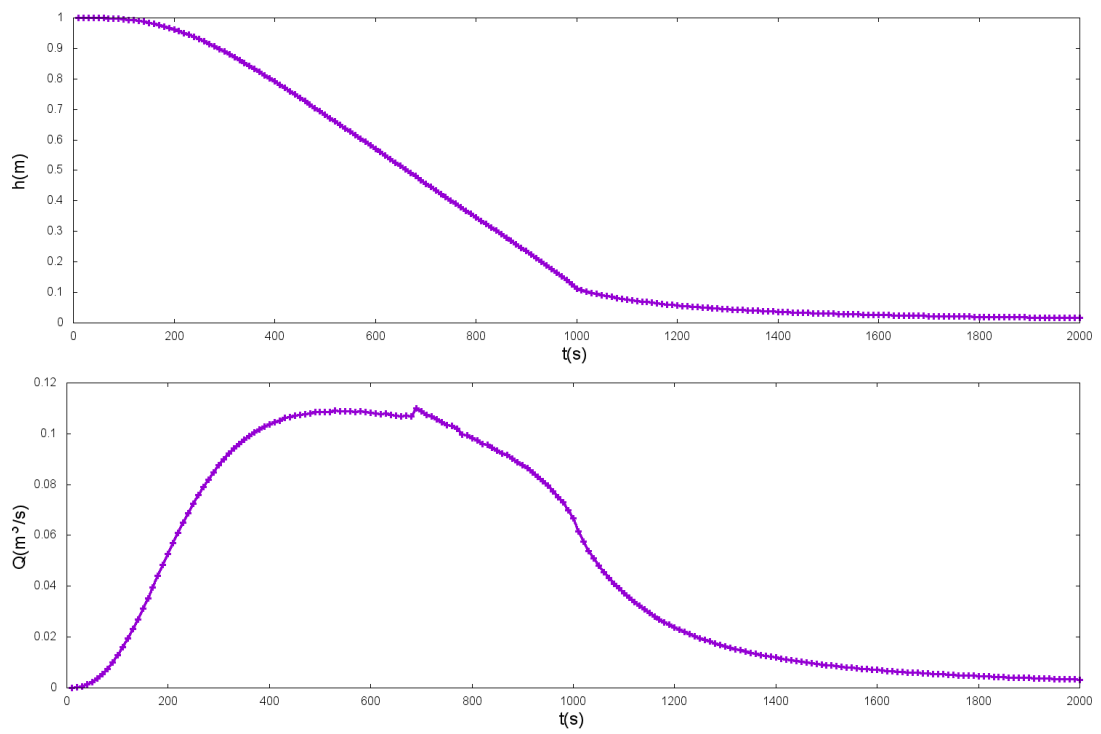


Figura D.15: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.5

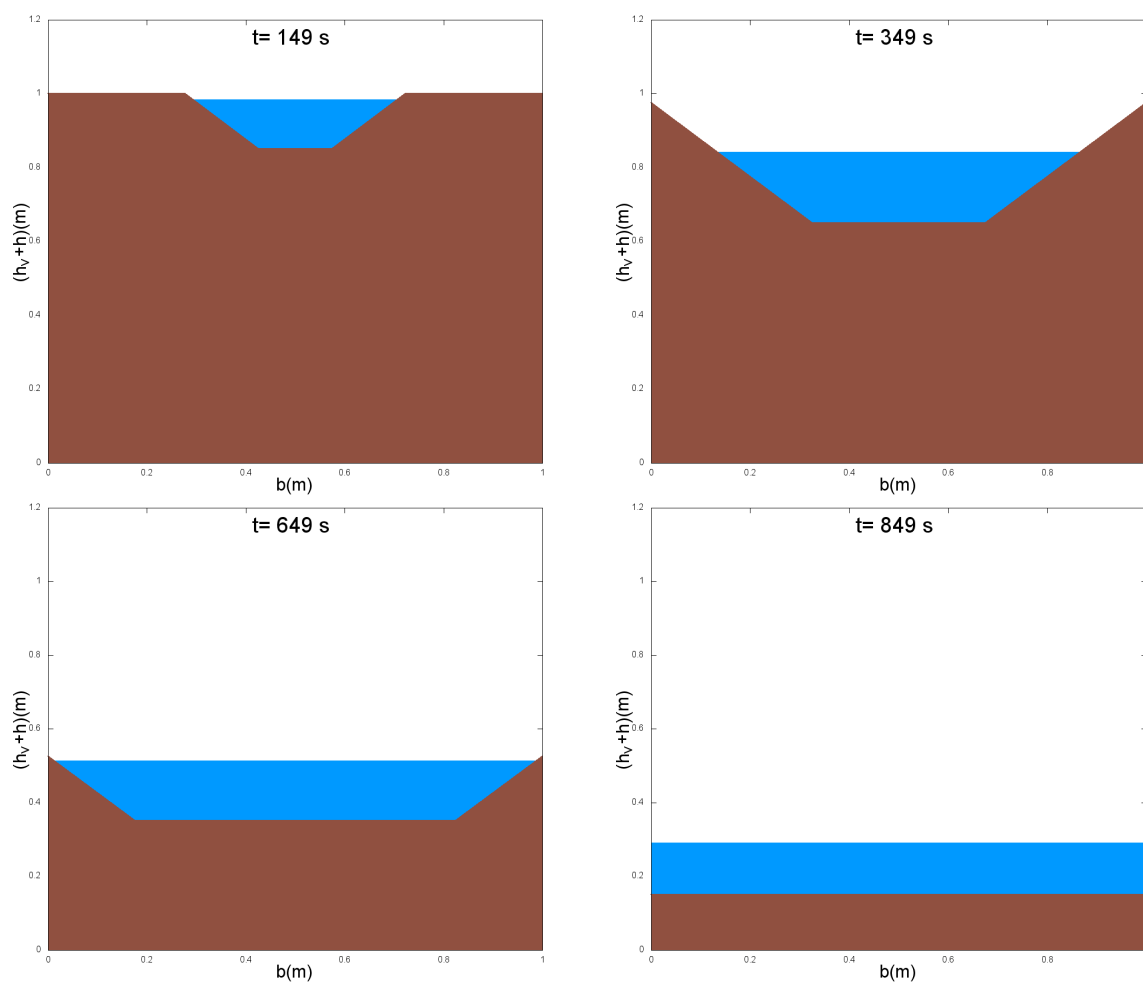


Figura D.16: Evolución de la brecha D.1.5 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 149, 349, 649$ y 849 s.

D.1.6. Brecha trapezoidal de ángulos variables

A continuación se van a ver los resultados numéricos obtenidos en la simulación de una brecha trapezoidal de ángulos variables. En la figura D.17, para $t = 500s$, la diferencia es muy pequeña con el caso D.1.5, la altura es ligeramente menor, ya que al aumentar los ángulos de la brecha de forma gradual, en vez de mantenerlos fijos, el área de paso del flujo va aumentando en el tiempo de una forma más rápida.

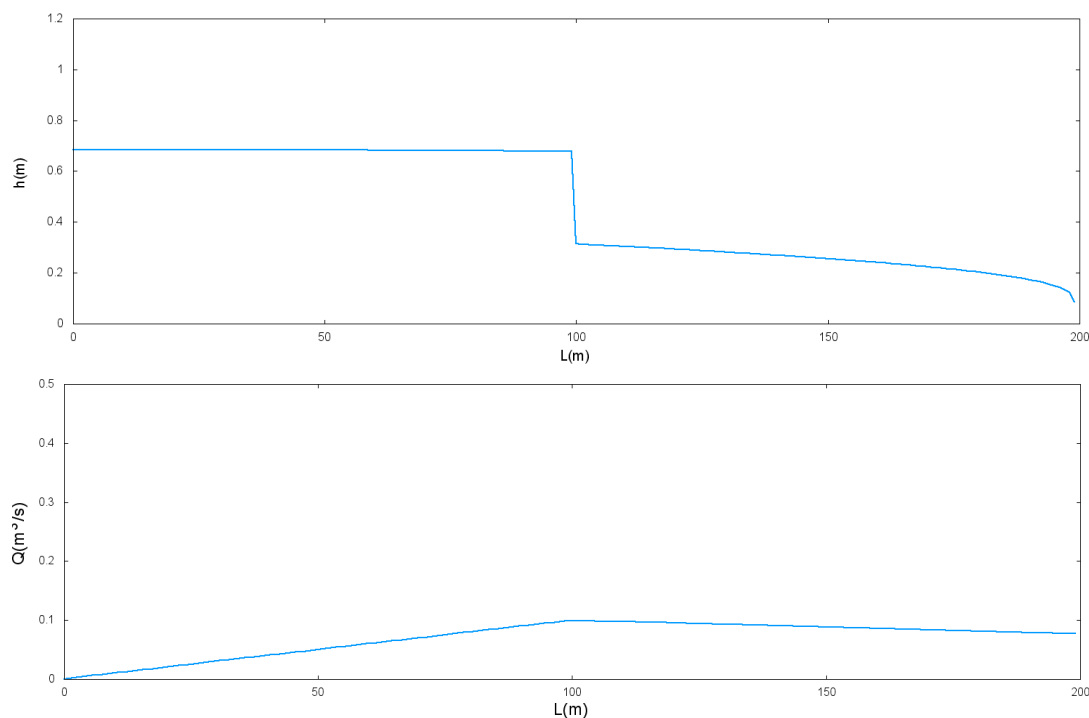


Figura D.17: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.6.

En cuanto a la altura de la lámina de agua y el caudal aguas arriba de la presa (figura D.18) se observa cómo en este caso la función del caudal a lo largo del tiempo es muy similar a la brecha D.1.1; aunque en este caso el caudal es menor, ya que el área de paso es ligeramente menor. Comparando con la brecha D.1.4, el aumento de caudal es más rápido, ya que al cambiar la brecha triangular por una trapezoidal, el área aumentará más rápido.

La figura D.19 muestra la evolución de la brecha, en la cual se puede observar cómo ésta tiende a parecerse a la brecha D.1.1. Asimismo D.19 se observa cómo la lámina de agua llega a superar la cota máxima de la presa. En esta situación la forma de modelizar la brecha será como se ha explicado en la sección C.2.2.

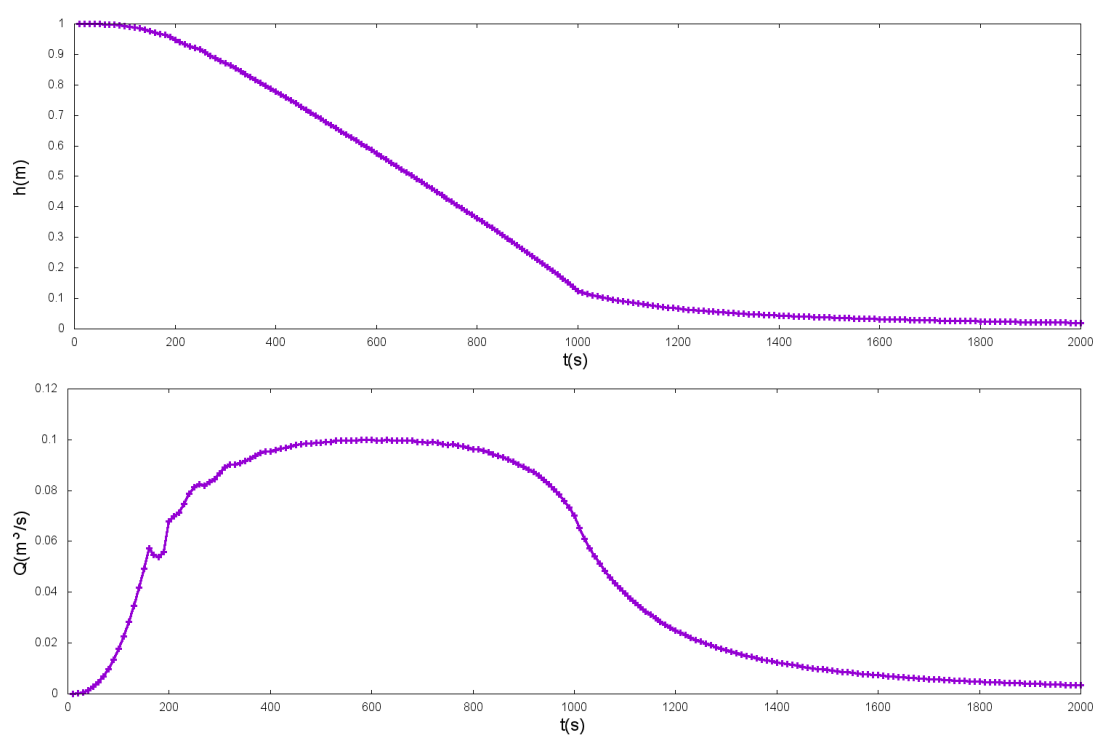


Figura D.18: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.6.

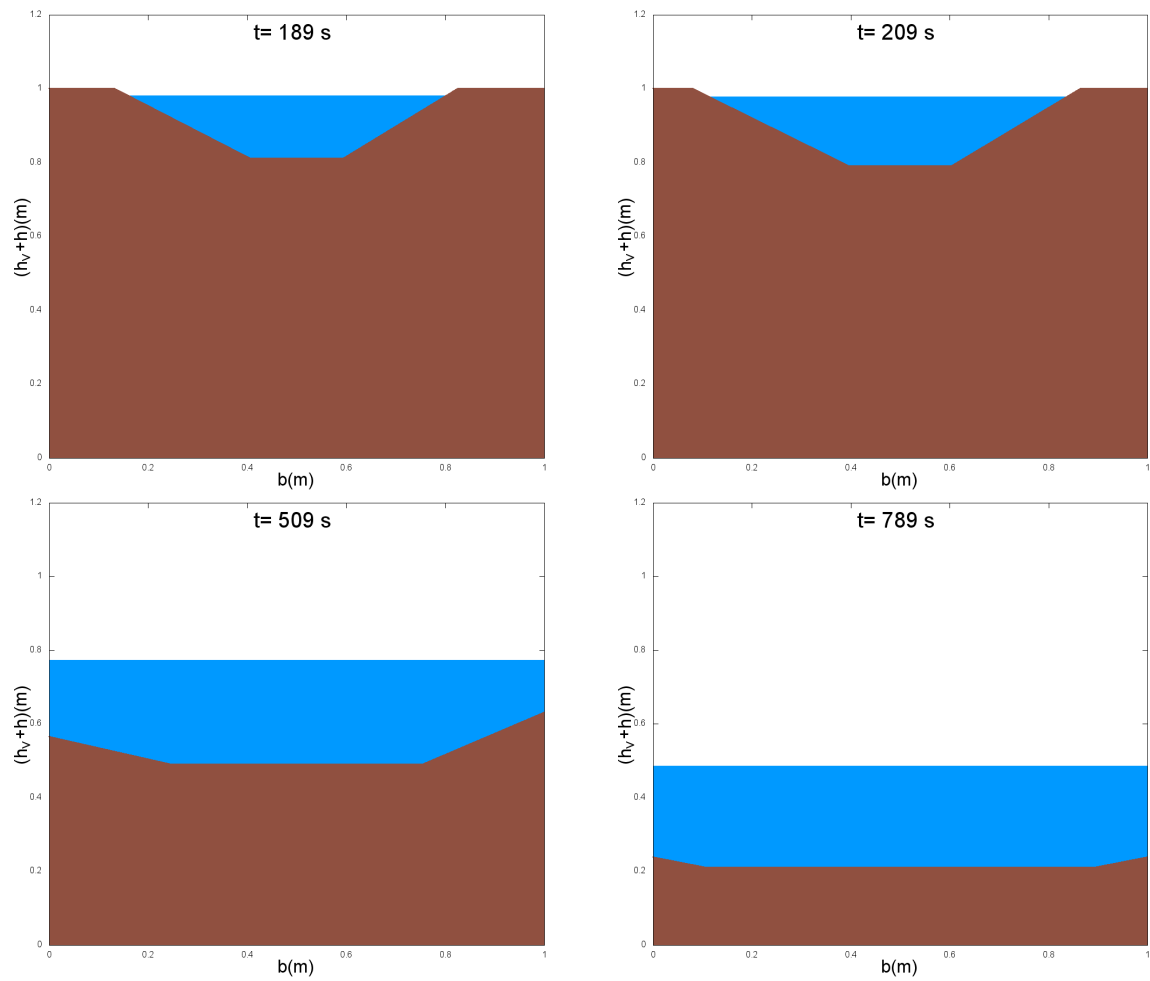


Figura D.19: Evolución de la brecha D.1.6 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 49, 419, 509$ y 789 s.

D.1.7. Brecha triangular inicial con evolución a trapezoidal

Una vez realizado el estudio de brechas con diferentes geometrías, vamos a ver qué se pretende modelizar la situación en la que las brechas se inician con una forma geométrica y a lo largo del tiempo evolucionan a otra diferente.

En primer lugar, el caso de una brecha triangular que evoluciona a trapezoidal. Observando la altura y el caudal en todo el canal para $t = 500s$ (figura D.20) podemos determinar que este tipo de brecha ha conseguido desaguar (a mitad de la rotura) la mayor parte del agua por comparación con otro tipo de brechas (casos D.1.3 y D.1.4).

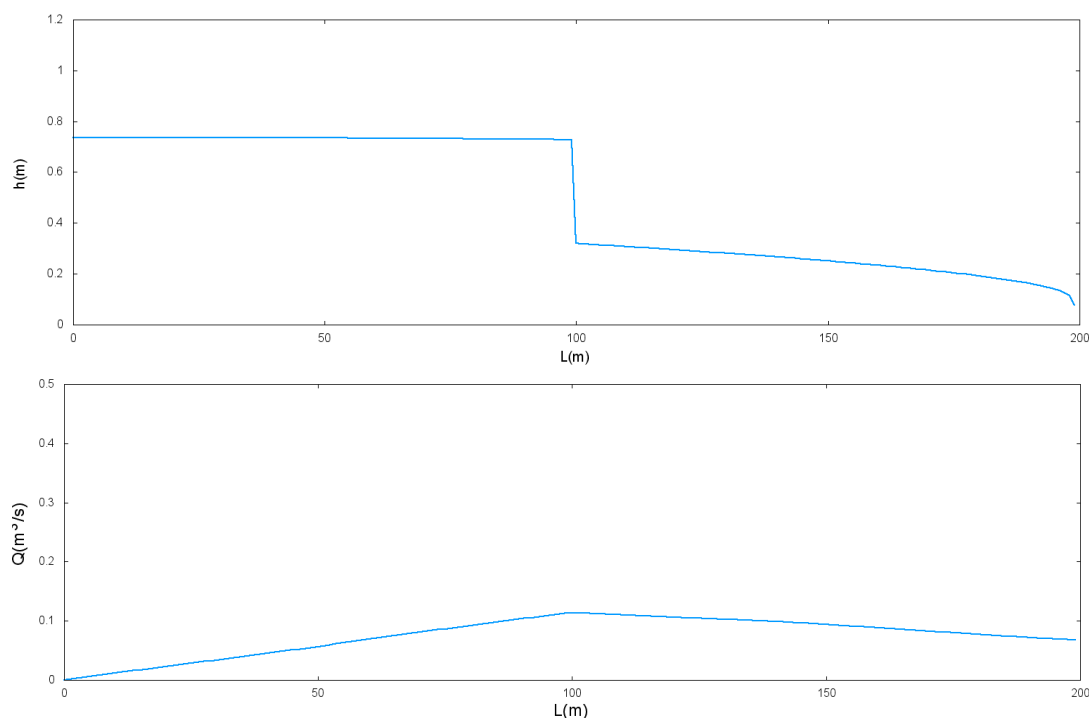


Figura D.20: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.7.

En la figura D.21 para $t = 419s$ se puede observar un pico en el caudal aguas arriba de la presa, originado en el cambio de forma de la brecha: corresponde al momento en el que la brecha deja de ser triangular para pasar a ser trapezoidal. Después se estabiliza con ese crecimiento, hasta que desciende la altura de la lámina de agua. La evolución del caudal se asemeja más a las evoluciones del caudal de las brechas ya mostradas.

En la figura D.22 se representan los instantes de tiempo en los que el caudal ha cambiado bruscamente o en los que el tiempo respecto a la rotura es significativo.

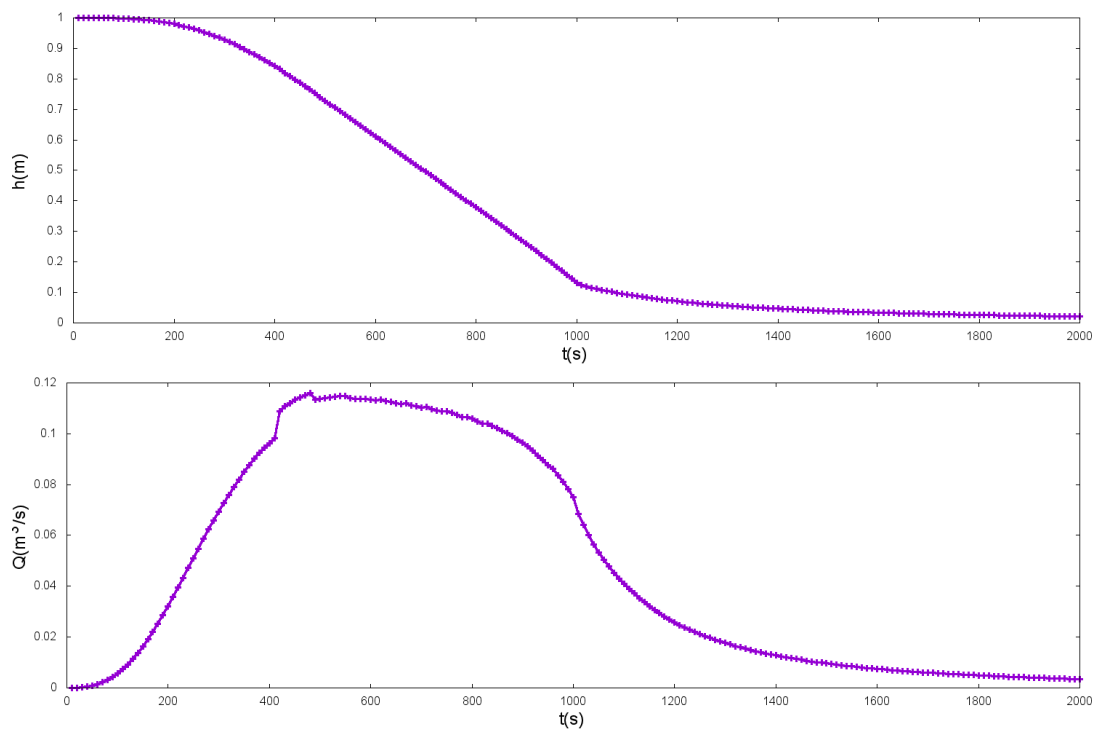


Figura D.21: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.1.

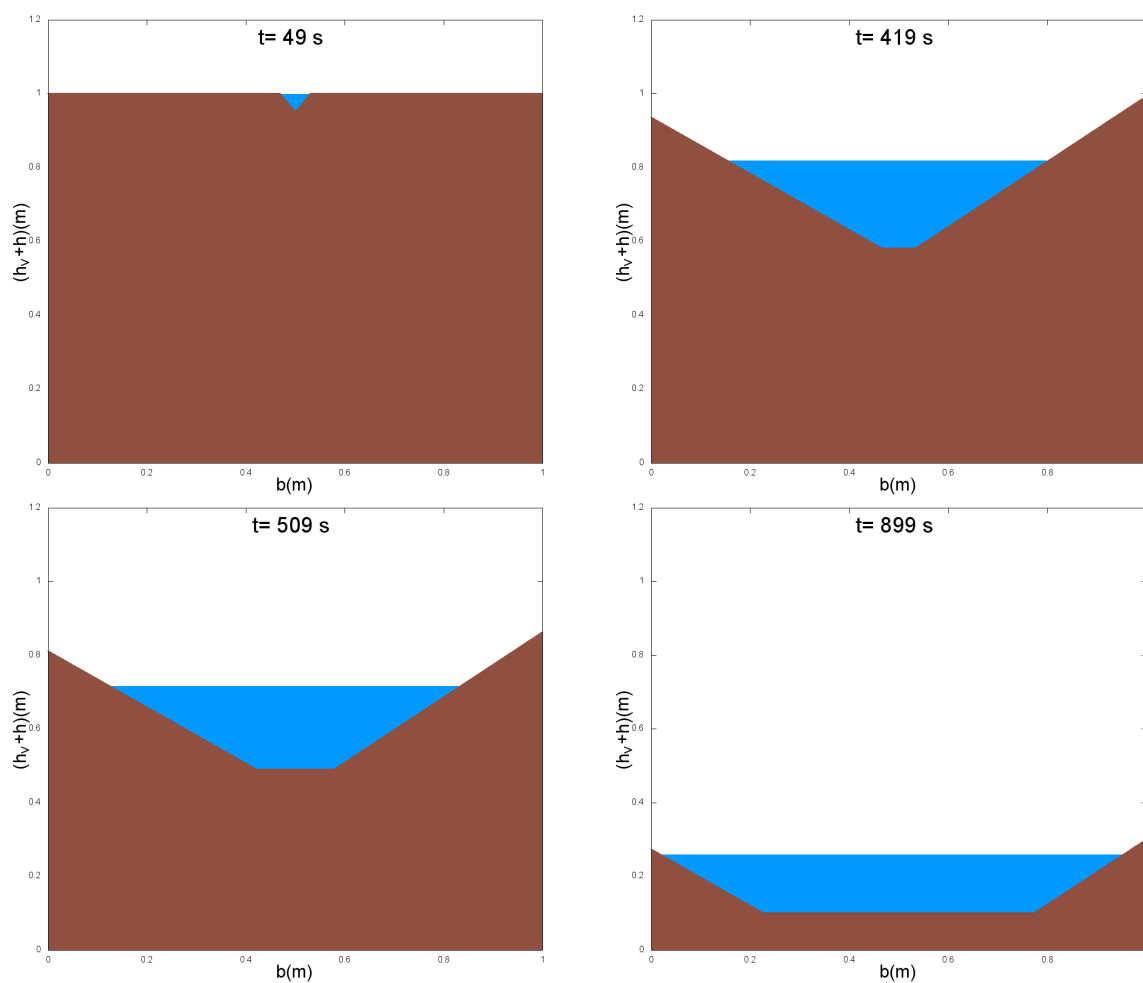


Figura D.22: Evolución de la brecha D.1.7 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 49, 419, 509$ y 899 s.

D.1.8. Brecha rectangular inicial con evolución a trapezoidal

En este apartado se plantea la evolución de una brecha inicialmente rectangular a trapezoidal. Viendo los resultados de la figura D.23 y comparando con los obtenidos en las brechas D.1.2 y D.1.5 es posible concluir que el calado y el caudal para $t = 500s$ es el mismo que en la brecha D.1.2, justo antes de cambiar de sección rectangular a trapezoidal. Este cambio repercute de manera brusca en el desagüe, como se puede observar en la figura D.24. Tras este cambio de sección, la evolución del caudal a lo largo del tiempo es muy similar a la de la brecha D.1.5.

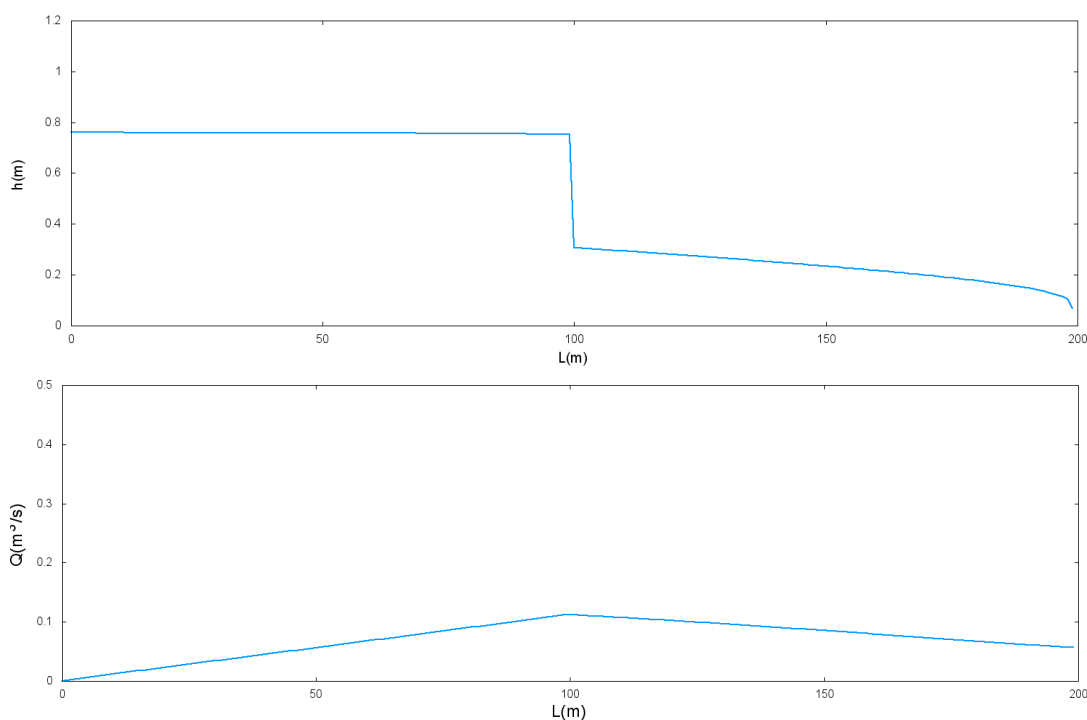


Figura D.23: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.8.

En la figura D.25 se representan los instantes de tiempo en los que el caudal ha cambiado bruscamente o en los que el tiempo respecto a la rotura es significativo. El instante más importante para el desagado se da en $t = 500s$ ya que es el momento en el que cambia la geometría de la brecha, pasando de rectangular a trapezoidal de ángulos fijos.

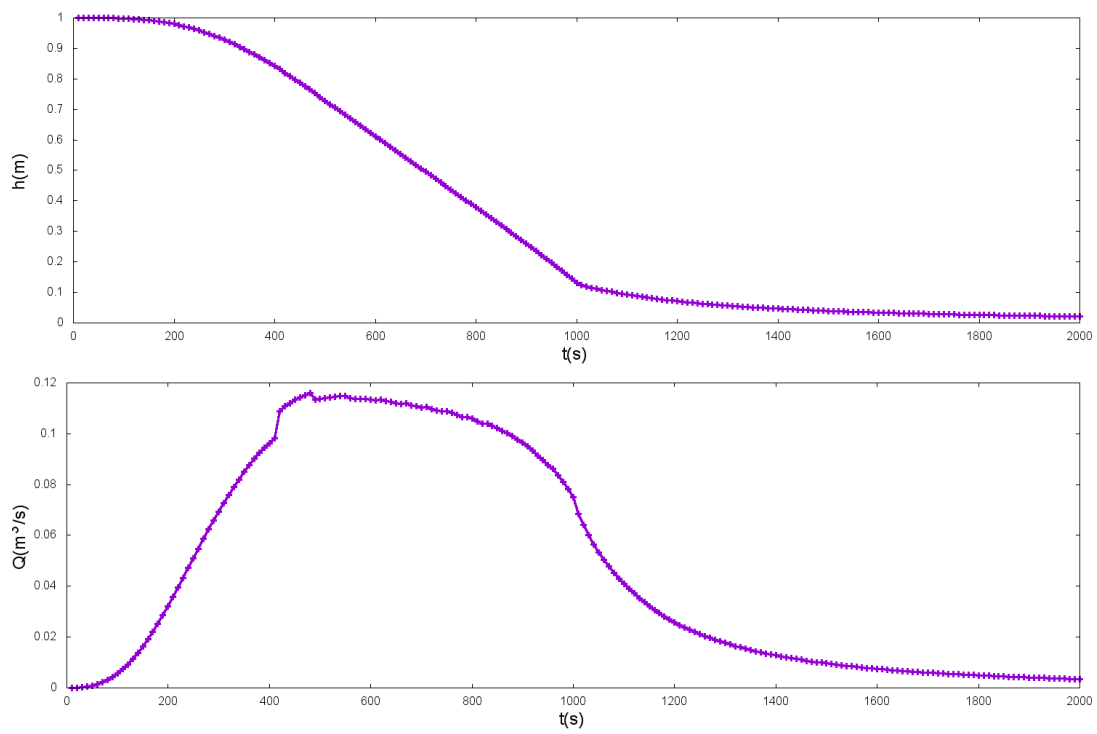


Figura D.24: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.8.

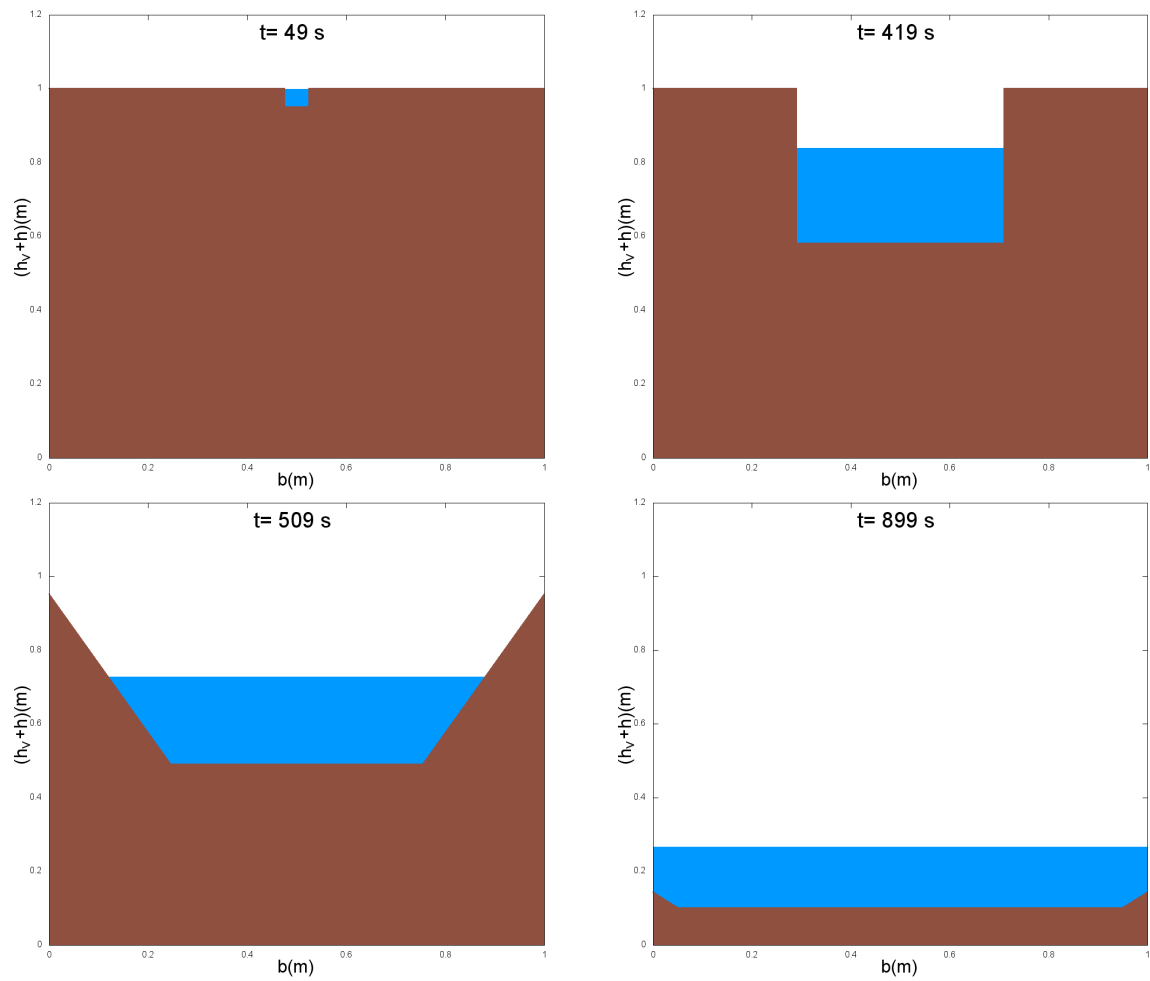


Figura D.25: Evolución de la brecha D.1.8 (marrón) junto a la lámina de agua (azul) para los instantes de tiempo $t = 49, 419, 509$ y 899 s.

D.1.9. Tubificación interior

Una vez vistos los resultados numéricos que se obtienen de la simulación de rotura por sobre-vertimiento, se plantea la simulación de rotura por tubificación. Para modelizar la tubificación interior en este caso, el radio $r(t)$ se hace variar con arreglo a la ley (3.15) mientras que la altura del centro (h_c) se mantendrá constante durante t_{rotura} . El valor será la mitad de la altura de la presa.

En la figura D.26 se muestran el calado y el caudal para $t = 500s$, con la diferencia, respecto de los casos D.1.7 y D.1.8, en este caso el cambio de sección no estará en la mitad del tiempo de rotura como en el resto de casos. La razón, como ya se ha explicado, es el cambio brusco de sección circular a rectangular con $h_v = 0$ y anchura igual al último diámetro registrado. Este cambio a sección rectangular se ha hecho independiente del tiempo de rotura. El instante en el que se produce el cambio, como ya se ha explicado en la sección 3.3.9 del capítulo 3, está ligado a la altura de agua y la cota máxima del orificio.

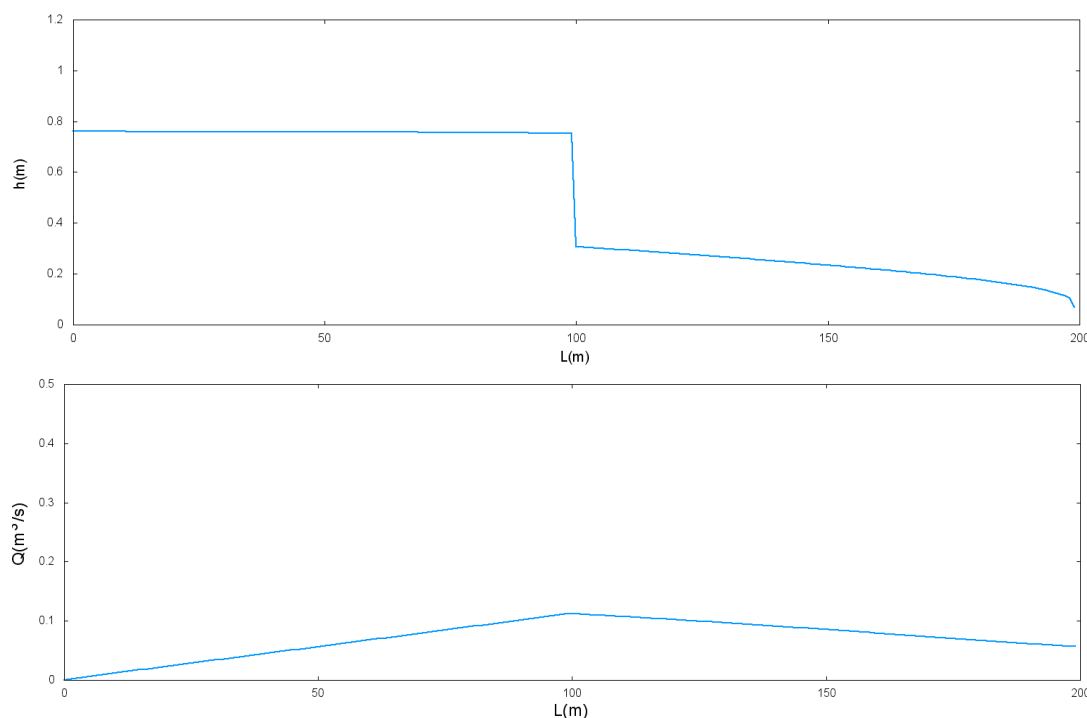


Figura D.26: Perfiles longitudinales de calado y caudal en $t = 500s$ para el caso D.1.9.

Como complemento a la figura D.26, en la figura D.27 se representa la evolución temporal de las variables, pudiendo observar cómo el caudal aumenta de forma cuasi-lineal hasta el instante del derrumbe parcial (para $t = 379s$), que es el momento en el que la forma de desaguar cambia. Una vez se ha producido el cambio de sección de forma brusca, el caudal ha aumentado en forma de pico puntual hasta los $0,3m^3/s$ para luego descender de forma lineal con una pendiente elevada hasta $t = 449s$. A partir de

ese momento el decrecimiento del caudal es de forma cuasi-exponencial, obteniendo un resultado final similar a las brechas anteriores.

En lo que respecta al calado, este disminuye de una forma muy distinta hasta las ahora observadas. De hecho, al haber adelantado el tiempo de rotura, el punto de inflexión en la gráfica también se ha adelantado, siendo éste inicialmente brusco y con un tiempo de transición a una función que hasta ahora no se había dado.

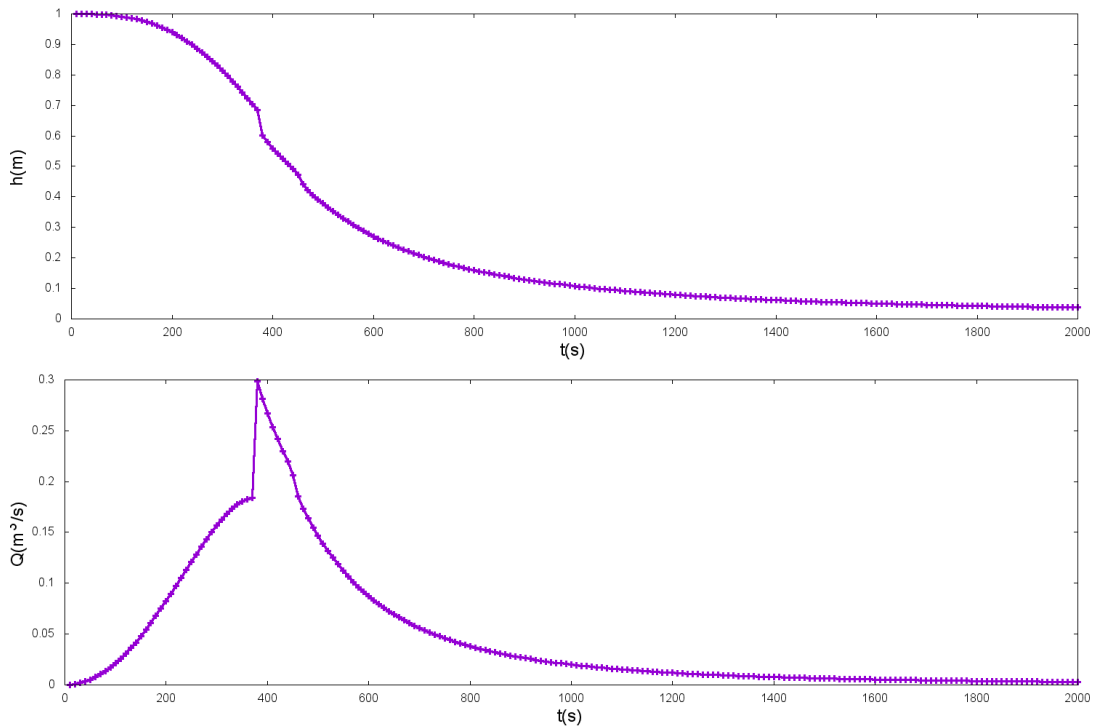


Figura D.27: Evolución temporal de calado y caudal aguas arriba de la presa para el caso D.1.9.

