UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO - CHILE

ANÁLISIS DE ROMPIMIENTO DE PRESAS APLICADO AL EMBALSE EL QUILLAY, RÍO COMBARBALÁ

Francisco Javier Rodríguez Urrea

Memoria para optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Pedro Kamann Chacana

Octubre de 2018

A mi Padre, Madre y Hermano

RESUMEN

Las presas son obras de ingeniería de gran importancia para el desarrollo de la sociedad, su construcción implica la inversión de grandes sumas de dinero, recursos naturales y trabajo humano. Cuando una presa falla, la liberación repentina de grandes volúmenes de agua embalsada presenta un peligro en potencia para tanto vidas humanas y bienes en las zonas afectas a inundación.

Desafortunadamente, a lo largo de la historia las fallas de presas no han sido pocas y tampoco el número de vidas cobradas por estos eventos. Debido a esto, ante la posibilidad de una falla, se hace necesaria la estimación de las zonas de inundación y zonas seguras para el desarrollo de planes de emergencia que posibiliten la mitigación de posibles riesgos. La modelación de la ruptura de una presa es fundamental para este cometido, siendo las fallas por rebalse y erosión interna los modos de falla más frecuentes.

La presente memoria se divide en 5 capítulos: El primero corresponde a una introducción con los objetivos de la misma, luego en el capítulo 2 se incluye una investigación bibliográfica referente al tema de rompimiento de presas en general. Se comienza describiendo los principales tipos de presas junto con estadísticas de fallas históricas. También se detallan los principales modos de falla, aquellos que son posibles modelar y cómo es posible estimar una potencial crecida ocasionada por la rotura.

El capítulo 3 corresponde a la aplicación de los métodos investigados en el capítulo precedente a un caso en particular, correspondiente al embalse Quillay, proyectado para construirse en la IV región del país, a unos 15 kilómetros hacia la cordillera desde la ciudad de Combarbalá. El embalse Quillay corresponde a una presa de relleno rocoso con revestimiento de hormigón (CFRD). Se exponen los resultados de los diferentes métodos investigados en capítulo 2 y se discute su validez al aplicarse a una presa de características constructivas como el Quillay.

El cuarto capítulo es resultado de la pregunta anterior y corresponde al desarrollo de un modelo propuesto por el autor, basado en la modelación según principios mecanicistas del proceso de rotura. Con éste modelo se pretende estimar la crecida ocasionada por la rotura de una presa CFRD sin utilizar parámetros de entrada dependientes de regresiones estadísticas de fallas pasadas. Finalmente se presentan los resultados de la modelación y se concluye sobre temas específicos de la memoria en el capítulo 5.

Abstract

Dams are engineering works of great importance for society and its development. Their construction conveys the investment of often enormous amounts of money, work and natural resources. When a dam fails, the sudden release of great volumes of impounded water becomes a potential hazard for both human lives and properties on the downstream areas prone to flooding.

Unfortunately, in recorded history dam failures haven't been few and neither has been the amount of lives lost due to these catastrophic events. Because of this, proper estimation of both safe and flood-prone zones is needed for the development of emergency plans that may allow the mitigation of possible risks. Modelling of the breaching process in a dam is key for this matter, with overtopping and piping failures being the most common mechanisms.

The thesis is organized in 5 chapters: The first one is an introduction which lists the objectives of the thesis, the following chapter 2 shows a bibliographical research regarding the subject of dam breaking. It begins by describing the main types of dams and shows statistics of past failure events. The main failure modes are detailed here and it is specified which ones of them can be modelled and it is shown how to estimate the potential discharge due to a failure.

In chapter 3, the methods found in the previous research are applied to a specific case which is the "Embalse Quillay", which is a dam projected to be built in the 4th region of Chile, 15 kilometers towards the Andes mountain range from the town of Combarbalá. The dam is projected as a concrete faced rock-fill dam (CFRD). The results of applying the methods of chapter 2 are shown and the validity of them is questioned due to the underlying assumptions made.

In the fourth chapter a dam-breaking model developed by the author is presented. The model is tailored CFRD dams and follows physical principles to estimate the breaching process. The model doesn't require the input of common breaching parameters that are typically obtained from past failure statistics. Finally, the results are shown along with conclusions about specific topics on chapter 5.

TABLA DE CONTENIDOS

Lista de Abreviaciones **1**

Capítulo 1. Introducción **1**
1.1. Tema de Memoria ... 1
1.2. Organización de la Memoria ... 2
1.3. Objetivos del Desarrollo ... 2
1.3.1. Objetivo general ... 2
1.3.2. Objetivos específicos ... 2

Capítulo 2. Investigación Bibliográfica **4**
2.1. Tipos de presas ... 4
2.1.1. Presas de concreto ... 4
2.1.2. Presas de rellenos granulares ... 4
2.1.3. Otros tipos ... 5
2.2. Fallas de presas ... 5
2.2.1. Causas de fallas de presas ... 5
2.2.2. Fallas históricas ... 7
2.2.3. Mecánica de la ruptura ... 13
2.3. Hidrología e hidráulica durante la ruptura ... 20
2.3.1. Hidrología ... 20
2.3.2. Tránsito de crecida por la presa ... 20
2.3.3. Rastreo de la crecida aguas abajo ... 25
2.4. Modelado de la ruptura ... 30
2.4.1. Aproximación Empírica ... 30
2.4.2. Aproximación Mecanística ... 42

Capítulo 3. Aplicación al Embalse Quillay **43**
3.1. Antecedentes ... 43
3.1.1. Ubicación ... 43
3.1.2. Características constructivas, sección transversal ... 43
3.1.3. Perfil Longitudinal ... 45
3.1.4. Curva de Capacidad ... 45
3.1.5. Hidrología ... 46
3.2. Extensión Área de Estudio ... 47
3.3. Modelación de Zonas de Inundación ... 48
3.4. Análisis incremental propuesto ... 49
3.4.1. Nivel Simple ... 49
3.4.2. Nivel Intermedio ... 50
3.4.3. Nivel Avanzado ... 50
3.4.4. Resumen ... 50
3.5. Desarrollo Análisis ... 51
3.5.1. Parámetros de Rotura ... 51
3.5.2. Evaluación Método de Tránsito en Embalse ... 53

3.5.3. Análisis Simple: SMPDBK + Atenuación USBR 54
3.5.4. Análisis Intermedio: Hidrograma Adimensional + Onda Dinámica 1D 56
3.5.5. Análisis Avanzado: DAMBRK + Rastreo por onda dinámica en 2D 59
3.5.6. Comparación de Resultados 63
3.5.7. Comentario 65

Capítulo 4. Modelamiento de Rotura Mediante Principios Mecanísticos 67
4.1. Modelo de Rotura de Presa CFRD 67
4.1.1. Modelo Geométrico 67
4.1.2. Formación y progresión de la brecha en la presa 68
4.1.3. Estimación del volumen de relleno erosionado 70
4.1.4. Condición de rotura para los segmentos de hormigón 76
4.1.5. Estimación del gasto a través de la brecha 78
4.2. Rastreo De La Crecida 79
4.2.1. Esquema de Roe para leyes de conservación 79
4.2.2. Forma homogénea de las ecuaciones de aguas someras 80
4.2.3. Implementación 81
4.2.4. Acople con modelo de rotura 82
4.3. Parámetros de Entrada 83
4.4. Resultados del Modelo 84
4.4.1. Brecha en la presa 84
4.4.2. Rastreo en río Combarbalá 85
4.4.3. Comparación con hidrogramas de rotura de capítulo anterior 92

Capítulo 5. Comentarios Finales y Conclusiones 93
5.1. Comentarios 93
5.2. Conclusiones 94

Bibliografía 95

Anexos 99

Índice de Figuras

Figura 2-1: Falla presa Teton, California, EEUU – 1 11
Figura 2-2: Falla presa Teton, California, EEUU – 2 12
Figura 2-3: Secuencia de falla por rebalse. (Morris, Hassan y Vaskinn, 2005) 13
Figura 2-4: Secuencia de falla por erosión interna o "piping". (Morris, Hassan y Vaskinn, 2005).. 14
Figura 2-5: Secuencia de erosión no cohesiva. 15
Figura 2-6: Secuencia de erosión en material cohesivo – Hanson (2000). 16
Figura 2-7: Ejemplo de cohesión por humedad en material no cohesivo. 17
Figura 2-8: Hidrograma de ruptura genérico según Morris. 18
Figura 2-9: Zonas de flujo y erosión sobre presa, adaptado de Powledge et al. (1989) 22
Figura 2-10: Esquema de brecha trapezoidal 23
Figura 2-11: Esquema de conducto formado por erosión interna 24
Figura 2-12: Atenuación, retraso y distorsión del hidrograma. 25
Figura 2-13: Esquema de acople solución 1D/2D (WBM, 2010). 28
Figura 2-14: Esquema de representación de fricción local. 28
Figura 2-15: Representación de edificaciones por elevación de fondo (Alcrudo, 2002). 29
Figura 2-16: Esquema de paredes verticales (Alcrudo, 2002). 29
Figura 2-17: Dispersión en dimensiones de presas en eventos históricos. 34
Figura 2-18: Descripción de la brecha según Walder, O'Connor y Costa 38
Figura 2-19: Ejemplo Q*máx. vs η – r variable. 39
Figura 2-20: Ejemplo Q*max vs η – θ variable. 40
Figura 2-21: Ejemplo Q*máx. vs η – m variable. 40
Figura 2-22: Hidrograma triangular de salida. 41
Figura 3-1: Mapa de ubicación de embalse Quillay. 43
Figura 3-2: Sección transversal y zonificación embalse Quillay. 44
Figura 3-3: Perfil longitudinal presa. 45
Figura 3-4: Curva de capacidad embalse Quillay. 45
Figura 3-5: Crecida de diseño T=000 años. (Estudio: Factibilidad Embalse Murallas Viejas) 46
Figura 3-6: Extensión área de estudio. 47
Figura 3-7: Ejemplo de zonificación de rugosidad. Sector cruce D-55 y Río Combarbalá. 48
Figura 3-8: Ejemplo de modelación zona urbana. Combarbalá con del río. 48
Figura 3-9: Caudales máximos estimados. 51
Figura 3-10: Tiempos de formación estimados. 51
Figura 3-11: Anchos finales de brecha estimados. 51
Figura 3-12: Volúmenes de relleno erosionado estimados. 51
Figura 3-13: Casos históricos según almacenamiento y altura vs Quillay. 52
Figura 3-14: Vista en planta embalse proyectado. 53
Figura 3-15: Secciones transversales SMPDBK. 54
Figura 3-16: Atenuación para los diferentes caudales según fórmula USBR. 55
Figura 3-17: Secciones transversales para análisis no permanente. 56
Figura 3-18: Obtención gráfica de Q*max. 57
Figura 3-19: Obtención gráfica de t*max 57

Figura 3-20: Hidrogramas triangulares calculados. 58
Figura 3-21: Atenuación y tiempos de llegada. Estación a 2 km de la presa. 58
Figura 3-22: Atenuación y tiempos de llegada. Estación en Combarbalá. 59
Figura 3-23: Ejemplo del mallado utilizado. Constricción del valle al oeste de Combarbalá. 59
Figura 3-24: Hidrogramas calculados con DAMBRK 60
Figura 3-25: Comparación zonas de cómputo desactivadas. K=50 m/s (izquierda), K=100 m/s (derecha). 61
Figura 3-26: Ejemplo resultado modelo 2d. Hidrogramas calculados para diferentes estaciones. 62
Figura 3-27: Atenuación y tiempos de arribo modelo bidimensional. 62
Figura 3-28: Comparación extensión zona de inundación en régimen torrentoso, ejemplo con K=100 m/s. 63
Figura 3-29: Comparación extensión zona de inundación en régimen de río, ejemplo con K=100 m/s. 64
Figura 3-30: Ubicación sección transversal en Combarbalá 64
Figura 3-31: Comparación de los niveles máximos de inundación. 65
Figura 3-32: Tiempos de llegada, K=200 m/s. 66
Figura 3-33: Tiempos de llegada, K=100 m/s. 66
Figura 3-34: Tiempos de llegada, K=50 m/s. 66
Figura 4-1: Esquema de presa CFRD utilizado en modelo mecanístico. 67
Figura 4-2: Sección transversal de presa. 68
Figura 4-3: Flujo de rebalse sobre la presa. 68
Figura 4-4: Progresión inicial de canal erosionado. 69
Figura 4-5: Progresión intermedia de canal erosionado. 69
Figura 4-6: Progresión final de canal erosionado. 70
Figura 4-7: Parametrización del avance del canal erosionado. 70
Figura 4-8: Definición de tramos para $Ver(l)$ 71
Figura 4-9: Intersección planos de brecha con secciones de hormigón. 75
Figura 4-10: Parámetros geométricos en secciones de hormigón. 76
Figura 4-11: Dependencias de variables en esquema numérico. 82
Figura 4-12: Hidrograma de rotura. 84
Figura 4-13: Progresión de la erosión durante la rotura. 84
Figura 4-14: Rotura de las losas de hormigón durante la simulación. 85
Figura 4-15: Perfiles de caudal vs distancia en río Combarbalá. 85
Figura 4-16: Caudal máximo a lo largo del río Combarbalá. 86
Figura 4-17: Profundidades máxima a lo largo del río Combarbalá. 86
Figura 4-18: Tiempo para máxima profundidad. 87
Figura 4-19: Elevación de superficie de agua máxima Km 0 a Km 13 87
Figura 4-20: Elevación de superficie de agua máxima Km 13 a Km 26 88
Figura 4-21: Extensión del área de inundación (1/3) 89
Figura 4-22: Extensión del área de inundación (2/3) 90
Figura 4-23: Extensión del área de inundación (3/3) 91
Figura 4-24: Comparación de los hidrogramas de rotura. 92
Figura 4-25: Hidrograma DAMBRK con K=140 m/h. 92

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Principales causas de falla de presas según construcción 6
Tabla 2-2: Causas de Fallas de Presas en EEUU 1975-2011 7
Tabla 2-3: Frecuencia de falla de presas en EEUU, España y el mundo 7
Tabla 2-4: Incidentes de presas con fatalidades – 1 8
Tabla 2-5: Incidentes de presas con fatalidades – 2 9
Tabla 2-6: Incidentes de presas con fatalidades – 3 10
Tabla 2-7: Hidrograma de ruptura genérico – Adaptación de Morris (2009) 18
Tabla 2-8: Hidrograma de ruptura genérico (Cont.) – Adaptación de Morris (2009) 19
Tabla 2-9: Ecuaciones para caudal máximo. 31
Tabla 2-10: Ecuaciones predictoras de los parámetros de rotura. 32
Tabla 2-11: Valores de Cb en fórmula de Von Thun y Gillette 33
Tabla 2-12: Parámetros de rompimiento según FERC (1993). 33
Tabla 2-13: Tasa k y parámetros calculados para roturas históricas (Walder, 0'Connor 1997). 41
Tabla 3-1: Resumen características de zonificación. 44
Tabla 3-2: Cotas características y almacenamiento embalse Quillay 45
Tabla 3-3: Caudales máximos estimados para diferentes periodos de retorno. 46
Tabla 3-4: Valores de rugosidad utilizados. 48
Tabla 3-5: Resumen de tipos de análisis de rotura propuestos. 50
Tabla 3-6: Tiempos de formación elegidos. 53
Tabla 3-7: Parámetros para método de Goodell y Wahlin 53
Tabla 3-8: Números de descarga para los distintos tiempos de formación. 54
Tabla 3-9: Caudales máximos calculados con fórmula SMPDBK. 55
Tabla 3-10: Parámetros para cálculo del tiempo de arribo. 55
Tabla 3-11: Secciones elegidas para medir tiempos de arribo. 56
Tabla 3-12: Parámetros calculados con el método de Walder y O'Connor. 57

Lista de Abreviaciones

CFRD	Concrete-faced Rock-fill Dam
CCHE	Center for Computational Hydroscience and Engineering
CDOWR	Colorado Division of Water Resources
FERC	Federal Energy Regulatory Commission
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GIS	Geographic Information System
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center River Analysis System
ICOLD	International Commission on Large Dams
NRCS	Natural Resource Conservation Service
NWS	National Weather Service
SCS	Soil Conservation Service
USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation

Capítulo 1. Introducción

Una presa corresponde a una barrera que puede ser construida de distintos materiales: rellenos de tierra, rocas, hormigón, mampostería, etc., cuya finalidad es interceptar un cauce natural provocando el embalse del agua que éste transporta. Los objetivos de su construcción pueden ser múltiples: irrigación, abastecimiento de procesos industriales y centros urbanos, control de crecidas, generación de energía eléctrica, acuicultura, etc. No hay duda que el beneficio que de estas obras de ingeniería es tremendo, y así lo ha documentado la historia, mostrando una fuerte asociación entre su desarrollo y el de la misma civilización.

En los albores de su invención, su primer propósito consistió en el asegurar el abastecimiento para la irrigación durante las estaciones secas. Las primeras construcciones de presas de que se tiene registro ocurrieron en la antigua Mesopotamia y en el Oriente Medio. La presa más antigua que se conoce en la actualidad corresponde a la de Java, Jordania, ubicada a unos 100 kilómetros al noreste de la capital Amman. La estructura era de mampostería con una altura de unos 5 metros y un largo de 80 metros, su construcción se data rededor del 3000 A.C. Posteriormente, se sabe que ya para el siglo 2 en el Japón imperial, existían muchas presas de tierra construidas con la finalidad de irrigar los cultivos de arroz, misma época en la cual en India ya se utilizaban presas para divertir aguas desde los cauces naturales hacia zonas de cultivo.

A medida que progresó la técnica constructiva y la tecnología de los materiales, también progresaron las presas, las cuales fueron alcanzando mayores alturas, y embalsando volúmenes de agua cada vez más masivos.

Para el siglo V D.C. los romanos gracias a su basta experticia en la construcción de proyectos ingenieriles de gran escala y al conocimiento de los primeros morteros hidráulicos, ya habían construido decenas de presas a lo largo del imperio, destacando las primeras presas de mampostería de arco y de gravedad.

El próximo imperio el cual destacaría en la construcción de presas sería el Imperio Británico, el cual fue pionero en la construcción a gran escala de presas de arco en lugares como India, Australia, Egipto y Norte América. Posteriormente, gracias a la revolución industrial, la invención de la maquinaria pesada y la evolución del diseño ingenieril, se cimentaron las bases para el comienzo de la era de la construcción de grandes presas a comienzos de los 1900, caracterizada por las grandes presas de concreto que en su gran mayoría existen hasta hoy.

Desgraciadamente, pese a todo el impacto positivo que tienen las presas en la historia, estas no están libres de haber sido causal de grandes tragedias y destrucción, lo que nos trae al tema de la presente memoria, correspondiente al ***rompimiento de presas***.

1.1. Tema de Memoria

Muy a nuestro pesar, las presas construidas por el hombre fallan, y así ha quedado registrado en numerosas ocasiones. Cuando así ocurre, la repentina liberación de grandes cantidades de agua almacenada ocasiona crecidas que, dependiendo de las características de la presa, pueden llegar a ser en extremo peligrosas, poniendo en peligro la vida de las personas y capaces de ocasionar gran daño económico en las zonas que se encuentran a su paso.

La falla de una presa es, en general, un fenómeno complicado de modelar debido a la gran cantidad de factores que influyen en su desarrollo y a la dificultad de su estimación con precisión. La naturaleza misma del problema hace que quizás predecir la manera real en que una presa podría fallar esté fuera del alcance de la ingeniería actual al corto plazo.

Sin embargo, bajo suposiciones criteriosas y mediante métodos que incluyen la estadística, hidráulica y mecánica, puede atacarse el problema para acotar en alguna medida la magnitud de la crecida esperada producto del rompimiento de una presa. Esto corresponde al tema de la memoria que se desarrolla a continuación, donde tras una investigación de las prácticas comunes y aceptadas

en la materia, se analizará un caso en particular correspondiente al *embalse Quillay*, proyectado para construirse en la IV región de nuestro país, a la cabecera de la cuenca que descarga al río Combarbalá, al oriente de la ciudad que lleva su mismo nombre.

En la memoria se pretende obtener una caracterización de la crecida generada por el rompimiento del embalse en cuestión a través de un hidrograma de rotura, tiempos de arribo de la onda, y finalmente la extensión de inundación.

1.2. Organización de la Memoria

La presente memoria expone el tema del rompimiento de presas de una manera general en un comienzo, a una particular al final.

En un comienzo, en el **capítulo 2**, se presenta una síntesis de los temas de una investigación bibliográfica que el autor consideró relevantes y que fueron utilizados en análisis del embalse Quillay. Este capítulo incluye una pequeña descripción general de los tipos de presa, estadísticas y descripciones de eventos históricos para dar contexto a la información posterior. Se incluyen los métodos usualmente utilizados y aceptados para analizar el rompimiento de una presa, y las suposiciones que los fundamentan.

En el **capítulo 3** se analizó la rotura del embalse Quillay según las distintas formas de análisis propuestos al final del Capítulo 1. Debido a lo variado de los métodos investigados, se propone diferentes esquemas de análisis que varían según la complejidad y suposiciones, estos esquemas se aplican al Quillay. Al final del capítulo se discuten los resultados obtenidos y se objetan sus resultados debido a la imposibilidad de discernir entre los diferentes resultados obtenidos. En efecto, la variabilidad de los resultados para el caso particular del Quillay probó ser extrema, no concluyente, y el hecho dio pie al desarrollo del Capítulo 3.

En el **capítulo 4** se desarrolló a un método de análisis específico para un embalse de tipo rocoso con revestimiento de hormigón o CFRD –como el Quillay– para tener una base para discriminar entre los resultados obtenidos en el capítulo anterior. El método de análisis corresponde a un modelo de rotura que sigue principios mecanísticos junto con un modelo de rastreo hidráulico basado en la aplicación de la ecuación de onda unidimensional.

Finalmente se incluyen los resultados del modelo propuesto junto con conclusiones del tema de memoria en el **capítulo 5**.

1.3. Objetivos del Desarrollo

A continuación, se listan los objetivos que se persiguen con el desarrollo de la presente memoria de título:

1.3.1. Objetivo general

El objetivo general de la memoria corresponde a la investigación de los métodos disponibles para estimar la crecida ocasionada por la rotura de una presa y verificar su aplicabilidad a una presa de características como las del Quillay. En caso de resultados negativo, elaborar un método de análisis ad-hoc al caso en estudio.

1.3.2. Objetivos específicos

Dentro de la memoria se abordaron los siguientes objetivos específicos:

- Investigar la bibliografía existente respecto del tema de rompimiento de presas incluyendo procedimientos y metodologías publicadas por diversos autores y organismos exteriores.

- Efectuar una categorización de las distintas metodologías de análisis encontradas según diferentes niveles de exhaustividad de análisis implicados en cada una.

- Aplicar las metodologías investigadas al caso del embalse Quillay.
- Verificar la factibilidad de la aplicación de los métodos existentes al caso particular del Quillay.
- Elaborar un modelo de rotura aplicable al caso en particular, correspondiente a una presa de relleno rocoso con revestimiento de hormigón.
- Aplicar el modelo elaborado al caso particular del embalse Quillay y obtener las salidas relevantes para caracterizar la rotura y sus efectos en el cauce aguas abajo, estas corresponden a: Hidrograma de salida en la presa, eje hidráulico producto de la crecida generada, extensión de la inundación, profundidades y caudales máximos, tiempo de llegada de la onda de rotura a lo largo del cauce.

CAPÍTULO 2. INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Tipos de presas

Las presas pueden clasificarse según varios criterios: estructura, material utilizado en la construcción, uso para el cual son construidas, tamaño, peligrosidad, etc. En el siguiente punto se describe brevemente la caracterización según materialidad que es la que más nos interesa para nuestro propósito en esta memoria.

2.1.1. Presas de concreto

Presas de Gravedad: Típicamente consisten en una estructura de concreto sólida que mantiene su estabilidad contra las fuerzas de diseño únicamente debido a su propio peso y forma. Son consideradas las más seguras, sin embargo, debido a las grandes cantidades de material que se requiere para su construcción son también las más costosas. Debido a las enormes presiones que ejercen sobre las fundaciones su altura máxima depende principalmente de la capacidad de soportación del suelo. Típicamente son construidas en un eje recto, aunque hay casos donde son arqueadas o combinadas con contrafuertes.

Presas de Arco: Una presa de arco transmite la mayor parte de la carga horizontal del agua hacia los apoyos laterales de la presa, en consecuencia, cuando la topografía del valle permite la construcción de una presa de arco esta resulta menos costosa que la de gravedad por depender de la resistencia del hormigón más que de su peso para contrarrestar el empuje del agua.

Presas de Contrafuerte: Una presa de contrafuerte actúa de manera similar a la de gravedad solo que una parte de la fuerza horizontal del agua se resiste por contrafuertes que traspasan la fuerza hacia la fundación, requiriendo menos material. Comparada a una presa de arco, la presa de contrafuerte no requiere lados fuertemente empotrados al valle.

Presas de Arcos Múltiples: La presa de arcos múltiples combina arcos y contrafuertes en sus uniones intermedias. Su fundación no necesita ser tan fuerte como en la de arco y la cantidad de concreto que se necesita es menor que en la de contrafuerte y gravedad.

2.1.2. Presas de rellenos granulares

Las presas de relleno se construyen con materiales granulares sueltos de forma homogénea o zonificados y se compactan por medio de maquinaria pesada. Su forma es típicamente trapezoidal y dependen de su peso para soportar el empuje de la fuerza hidrostática del agua, de manera similar a las presas de gravedad fabricadas en hormigón.

Los dos principales tipos son las presas de tierra y las presas de relleno rocoso. Las presas de tierra dependen de la presencia de un núcleo o zona arcillosa para la impermeabilización y la existencia de filtros para evitar la erosión interna del material producto de la infiltración.

Las presas de relleno rocoso drenan sin el problema de arrastre de partículas que existe en las presas de tierra por lo que son menos susceptibles a la infiltración. La impermeabilización se logra con revestimientos de concreto o núcleos impermeables que pueden ser de concreto, arcillosos o de material asfáltico.

2.1.3. Otros tipos

Presas de materiales como madera y mampostería han sido construidas en el pasado. Aunque en la actualidad raramente se construyen, aún siguen algunas en operación en diferentes partes del mundo.

La madera como material para la construcción de presas tiene la desventaja de tener una vida útil pobre debido a que se pudre y no puede alcanzar gran altura. También deben mantenerse mojadas para mantener la capacidad impermeable lo que las hace muy poco convenientes. Otro tipo particular de presas corresponde a las formadas por deslizamientos de tierra y rocas que pueden bloquear el flujo de un cauce en zonas con formaciones geológicas inestables.

2.2. Fallas de presas

Las presas, como cualquier estructura creada por el hombre, están sujetas al deterioro y con el tiempo pueden fallar. Los métodos de diseño actuales de presas deberían asegurar la estabilidad tanto de la presa como de su fundación ante todas las condiciones de operación razonablemente estimadas, incluyendo, pero no restringido a: fuerzas sísmicas, niveles de infiltración, erosión producto de rebalse, asentamientos, deslizamientos, etc. En la práctica estos criterios no son completamente satisfechos, y como consecuencia, a pesar de todo el desarrollo tecnológico en la construcción y el avance en los métodos de cálculo, estas continúan fallando, con eventos importantes de fallas registrados hasta la década pasada (Pierce, Thornton y Abt, 2008). Esto es especialmente importante en el caso de presas antiguas, las cuales en su mayoría fueron diseñadas y construidas bajo criterios menos estrictos que los de hoy.

Las presas son vulnerables a fallar por una variedad de razones distintas, en cada caso dependiendo de: la construcción de la presa, la calidad y control de la construcción, factores que dependen del emplazamiento, el uso que al que se les someta, los diferentes trabajos de mantenimiento y reparación a los que puedan someterse a lo largo de su vida útil, etc.

El termino falla se usa aquí en sentido general, considerando todo el rango desde que la operación normal de la presa debe interrumpirse sin peligro, hasta aquel que corresponde al vaciado de una parte importante del volumen embalsado con crecidas considerables y dañinas en el cauce aguas abajo.

Dependiendo de la causa que ocasione la falla y el tipo de presa, ésta puede ser de forma gradual o súbita. Una presa de arco, por ejemplo, la cual sufra el volcamiento o deslizamiento de una sección de su pared por problemas en su fundación, puede ocasionar un vaciado rápido del volumen de agua embalsado tras ella con la consecuente generación de una crecida abrupta que se desplazará aguas abajo y una onda negativa que se desplazará aguas arriba por el embalse. Este tipo de falla por tanto suele modelarse como un evento súbito y desde el punto de vista hidráulico, corresponde a la situación más desfavorable o una cota superior a la crecida que puede ocasionar la falla de una presa. En contraparte, una presa de material granular, cohesivo o no cohesivo con un núcleo impermeable, sometida a un rebalse sostenido puede fallar en un lapso de tiempo que según eventos registrados puede durar desde horas hasta días.

2.2.1. Causas de fallas de presas

La falla de una presa puede ser accidental o deliberada (actos de guerra o sabotaje). Las fallas accidentales pueden ser naturales, como por ejemplo, resultado del deterioro de la estructura, eventos naturales fuera de la capacidad prevista por el diseño (crecidas o sismos), asentamientos diferenciales, infiltración, problemas ocasionados por animales excavadores (ej: topos), etc. También pueden ser causadas por el hombre debido a mala operación, negligencia, mal diseño, etc.

Distintos investigadores a lo largo de los años han recopilado información de distintos periodos y países identificando las principales causas de fallas de presas, V. Singh (Singh, 1996) hace una recopilación de algunos que se resume a continuación:

Johnson y Illes (1976) investigaron las principales causas de falla según la construcción. Las principales causas de las fallas de las presas de relleno, arco y gravedad se listan en la Tabla 2-1

Biswas y Chatterjee (1971) de un estudio de 300 presas alrededor del mundo, encontraron que un 35% de las fallas fueron ocasionadas por una subestimación de las crecidas de diseño y obras de descarga inadecuadas. 25% por problemas en las fundaciones como filtración, presión de poros, drenaje inadecuado, asentamientos, etc. El 40% restante debido a diseño y construcción inadecuados.

Berga (1992) apunta a un 41% de los casos ocasionados por crecidas superiores a las de diseño.

Loukola et al. (1993) observó que de las fallas de presas ocurridas en China, 98% fueron asociadas a presas de rellenos y la principal causa de fallas correspondía a rebalse por precipitaciones excesivas. Middlebrooks (1953) realizó un estudio de las fallas de presas en los Estados Unidos, encontrando que las principales en el caso de presas de tierra eran: rebalse, infiltración y deslizamientos con un 30%, 25% y 15% de las causas totales de fallas respectivamente. También indica que la probabilidad de que existan problemas de filtración es mucho mayor durante los primeros 5 años de vida de la presa, de ahí en adelante la probabilidad baja, probablemente por los efectos de los asentamientos sobre la fundación.

En el caso de presas de tierra, Singh (1996) resume las principales causas de falla como sigue:

1. Rebalse causado por crecidas extremas
2. Falla estructural por erosión interna (*piping* por su sigla en inglés)
3. Falla estructural por deslizamientos
4. Falla estructural por problemas en la fundación
5. Falla por sismicidad inducida o natural

Entre las publicaciones de organismos gubernamentales más recientes consultadas en esta investigación se encuentra FEMA (2013), la cual lista los principales motivos de falla para distintos tipos de presas en los Estados unidos, los cuales se incluyen en la Tabla 2-2.

Tabla 2-1: Principales causas de falla de presas según construcción

Tipo de Presa	**Causal de falla**
Tierra	Rebalse
	Erosión interna
	Fundación
	Oleaje
Gravedad	Deslizamiento
	Volcamiento
	Fundación
Arco	Deslizamientos de roca
	Saturación
	Carga excesiva por crecidas extremas
	Corte
	Rebalse erosiona la fundación

Tabla 2-2: Causas de Fallas de Presas en EEUU 1975-2011

Causa de Falla	Número de Fallas	% del Total de Fallas
Rebalse	465	70.9%
Erosión interna o infiltración	94	14.3%
Estructural	12	1.8%
Falla humana	4	0.6%
Actividades de animales	7	1.1%
Vertedero	11	1.7%
Erosión/Deslizamientos/Inestabilidad	13	2.0%
Desconocida	32	4.9%
Otra	18	2.7%
Número total de fallas	656	

2.2.2. Fallas históricas

Como se vio en el apartado anterior, las presas pueden fallar por motivos muy variados, y a lo largo de la historia, lamentablemente, así ha quedado registrado en muchas oportunidades. Baecher et al. (1980) calculó la frecuencias de falla de presas (excluyendo actos de guerra y sabotaje) en el mundo hasta 1980 según información histórica recopilada por diferentes autores para diferentes zonas, incluidas en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Frecuencia de falla de presas en EEUU, España y el mundo

Área	Referencia	Fallas	Total Presas*	Periodo Considerado (años)	Frecuencia (año^{-1})
EEUU	Gruner (1963,1967)	33	1764	40	5×10^{-4}
	Babb y Mermel (1968) (Presas post 1940)	12	3100	14	3×10^{-4}
	USCOLD (1975)	74	4914	23	7×10^{-4}
	USBR	1		4500**	2×10^{-4}
	Mark y Stuart-Alexander (1977)	125	7500	40	4×10^{-4}
España	Gruner (1967)	150	1620	145	6×10^{-4}
Mundo	Middlebrooks (1953), Mark y Stuart-Alexander (1977)	9	7833	6	2×10^{-4}

* Aproximado
**Promedio de años acumulados entre fallas

FEMA incluye una recopilación descriptiva de distintos eventos característicos de rotura según el tipo de falla. Singh (1996) incluye una recopilación con información más detallada de otros 63 casos en el mundo, comprendiendo un periodo que abarca desde 1863 hasta 1979. Se filtró estos y otros datos, agregando los principales eventos de falla registrados con resultado de pérdidas de vidas humanas, desde la segunda mitad del siglo XIX hasta la fecha. La recopilación se incluye en la Tabla 2-4.

Nótese que en Chile han ocurrido 3 casos con consecuencias fatales, estos corresponden a roturas de presas de relaves.

Tabla 2-4: Incidentes de presas con fatalidades – 1

Presa / Incidente	Año	Localidad	Fatalidades	Daños*	Detalles
Bilberry	1852	Yorkshire, Inglaterra	81		Falla por precipitaciones intensas.
Dale Dike	1864	Yorkshire, Reino Unido	244		Construcción defectuosa, filtración en la pared se ensanchó hasta fallar.
Mill River	1874	Massachusetts, EEUU	139		Diseño insuficiente, 600 millones de galones liberados destruyendo 4 pueblos.
South Fork	1889	Pennsylvania, EEUU	2209	100	Ocurrió después de intensas lluvias, se acusó de mala mantención.
Gohna Lake	1894	India	1		Presa formada por aluvión natural de rocas.
Austin	1911	Pennsylvania, EEUU	78	10	No se respetó diseño en la construcción.
Desná	1916	Desná, República Checa	62		Falla por defectos en la construcción.
Lower Otay	1916	California, EEUU	14		Rebalse por inundaciones.
Tigra	1917	India	1000		Falla por infiltración en la fundación.
Gleno	1923	Bérgamo, Italia	356		Mal diseño y construcción.
Llyn Eigiau	1925	Dolgarrog, Gales, Reino Unido	17		Ruptura causó también la falla de presa Coedty aguas abajo.
Tranque Barahona	1928	Talca, Chile	55		Falla de presa de relaves por terremoto de Talca.
St. Francis	1928	California, EEUU	600	1.5	Falla por inestabilidad geológica.
Sella Zerbino	1935	Alessandria, Italia	111		Fundación inestable combinado con inundación severa.
Eder, Möhne	1943	Ruhr, Alemania	70		Presa destruida por bombardeo en la 2da guerra mundial.
Vega de Tera	1959	Ribadelago, España	144		Defectos en la construcción.
Malpasset	1959	Costa Azul, Francia	423	68	Falla geológica acentuada por el uso de explosivos durante la construcción.
Oros	1960	Ceará, Brasil	50		Falla por precipitaciones intensas durante la construcción.
Panshet	1961	Pune, India	1000		Presa sub dimensionada.
Babii Yar	1961	Kiev, Ucrania	145	4	Falla de presa de material descartado de fábrica de ladrillos. Saldo extraoficial de muertes entre 500 y 2000 personas.
Hyokiri	1961	Corea del Sur	250		

Tabla 2-5: Incidentes de presas con fatalidades – 2

Presa / Incidente	Año	Localidad	Fatalidades	Daños*	Detalles
Baldwin Hills	1963	California, EEUU	5	50	Falla por asentamientos de la fundación producto de explotación petrolera.
Kurenivka	1961	Kiev, Ucrania	1500		Falla por precipitaciones extremas.
Swift Dam	1964	Montana, EEUU	28	63	Falla por precipitaciones extremas.
El Soldado	1965	El Melón, Chile	350		Colapso de presa de relaves ocasionado por terremoto en la ciudad de La Ligua.
Mina Plakalnitsa	1966	Vratsa, Bulgaria	107		Falla de presa de relaves. Conteo extraoficial de muertes asciende a 500.
Nanak Sagar	1967	Uttarakhand, India	100		
Sempor	1967	Java, Indonesia	2000		Rebalse durante la etapa de construcción.
Certej	1971	Certej, Rumania	89		Presa de relaves alcanzó altura excesiva.
Buffalo Creek	1972	Virginia Occidental, EEUU	125	65	Presa de lodos de descarte de mina de carbón falló por precipitaciones.
Canyon Lake	1972	Dakota del Sur, EEUU	238	66	Precipitaciones extremas ocasionaron arrastre de escombros que bloquearon las obras de descarga.
Banqiao y Shimantan	1975	China	171000**		Lluvias extremas muy superiores a la capacidad de diseño. 60 otras presas fallaron durante la misma tormenta. Peor desastre de presas en la historia.
Teton	1976	Idaho, EEUU	11	322	Erosión interna entre fundación y uno de los costados de la presa.
Laurel Run	1977	Pennsylvania, EEUU	40	5.3	Precipitaciones extremas rebalsaron la presa.
Kelly Barnes	1977	Georgia, EEUU	39	2.8	Posible falla de diseño, presa fue elevada varias veces para aumentar capacidad.
Machchu-2	1979	Morbi, Gujarat, India	5000		Precipitaciones extremas y crecidas por sobre tres veces la capacidad de descarga rebalsaron la presa.
Hirakund	1980	India	100		
Lawn Lake	1982	Rocallosas, EEUU	3	31	Falla de junta en obra de descarga ocasionó erosión interna en el muro.
Tous	1982	Valencia, España	25		Lluvia intensa combinada con mala construcción y negligencia ocasionaron la falla.
Val di Stava	1985	Italia	268		Mantenimiento inadecuado y poco margen para error en el diseño. Falla ocasionó la destrucción de 8 puentes aguas abajo.
Kantale	1986	Kantale, Sri Lanka	180		Poca mantención de filtraciones.

Tabla 2-6: Incidentes de presas con fatalidades – 3

Presa / Incidente	Año	Localidad	Fatalidades	Daños*	Detalles
Merriespruit	1994	Free State, Sudáfrica	17		Presa de relaves falló por precipitaciones extremas.
Meadow Pond	1996	New Hampshire, EEUU	1		Deficiencias en el diseño sin previsiones para la acumulación de hielo.
Zeyzoun	2002	Zeyzoun, Siria	22		Grietas en la pared formaron una brecha. Negligencia en el mantenimiento.
Camará	2004	Paraiba, Brasil	3		Negligencia en el mantenimiento.
Shakidor	2005	Pakistán	70		Lluvias severas ocasionaron la falla. Costo de la presa $0.7 Millones USD.
Gusau	2006	Gusau, Nigeria	40		Falla tras la lluvia más severa registrada en la zona.
Ka Loko	2006	Kauai, Hawái	7		Lluvias intensas e inundaciones, otros factores incluyen mala mantención y modificaciones ilegales.
Koshi	2008	Kusha, Nepal	250		Falla por lluvias intensas.
Algodões	2009	Piaui, Brasil	7		Falla por lluvias intensas.
Situ Gintung	2009	Tangerang, Indonesia	98		Mantenimiento inadecuado y precipitaciones extremas.
Las Palmas	2010	Pencahue, Chile	4		Fallo de presa de relaves por terremoto del 27 de Febrero de 2010.
Kyzyl-Agash	2010	Kazajistán	43		Lluvias intensas y derretimiento de nieve.
Niedow	2010	Silesian Voivodeship, Polonia	1		Falla por lluvias intensas.
Ajka	2010	Hungría	10		Falla en relave de planta de aluminio. Muralla de concreto.
Fujinuma	2011	Japón	8		Falla por terremoto de Tohoku.
Ivanovo	2012	Biser, Bulgaria	8		Falla luego de un periodo de derretimiento de nieve. Grieta en la presa no se reparó en años.
Köprü	2012	Adana, Turquía	10		Compuerta en túnel de desvío de aguas cedió tras periodo de lluvias durante el llenado.
Fundao y Santarem	2015	Minas Gerais, Brasil	15		Falla catastrófica de 2 presas de relaves mineros.
Patel	2018	Solai, Kenia	47		Falla por precipitaciones extremas.
Xe-Pian Xe-Namnoy	2018	Attapeu, Laos	36		Falla por precipitaciones extremas.

* Daños en millones de USD a la fecha de ocurrencia.

** 26000 personas a consecuencia de las inundaciones, 145000 personas por las epidemias y hambruna ocasionada por pérdidas de cultivos.

2.2.2.1. Desastre en Fotografías – Falla de Presa Teton, California

La construcción de la presa Teton comenzó en Abril de 1972 y fue finalizada el 26 de Noviembre de 1975 en el estado de California, EEUU. La presa fue diseñada como relleno zonificado de tierra y grava, con pendientes de 3.5H:1V aguas arriba y 2.5H:1V aguas abajo, una altura sobre la roca de 126m y un largo de coronamiento de 945m. Tenía una altura de coronamiento de 93m y un ancho en el mismo de 10.5m, la capacidad de almacenamiento ascendía a aproximadamente 308 millones de m^3. El material de la presa consistía en limo arcilloso, arena y fragmentos de rocas obtenidos de excavaciones y áridos del área del valle del río con el mismo nombre. El núcleo central correspondía a material granular compactado.

Figura 2-1: Falla presa Teton, California, EEUU – 1

Figura 2-2: Falla presa Teton, California, EEUU – 2

El 5 de Junio de 1976, la presa falló justo cuando alcanzaba su nivel de almacenamiento normal por primera vez, momento en el cuál se formó una brecha que alcanzó unas dimensiones máximas de 46 m de ancho en la base con 79 m de profundidad, liberando el agua embalsada y ocasionando una crecida destructora con una descarga máxima estimada del orden de los 47.000 m^3/s.

El tiempo total en que se desarrolló la brecha fue de unas 4 horas y la causa se atribuyó a erosión interna descontrolada, iniciada en un punto cercano a la fundación de la presa en uno de sus extremos. El hecho ocasionó la muerte de 11 personas y la pérdida de miles de cabezas de ganado (Singh, 1996).

2.2.3. Mecánica de la ruptura

Hasta el momento, el estado del arte no permite la descripción detallada del proceso de falla de presas de concreto o con secciones rígidas en general, no siendo así el caso para las presas de rellenos sueltos cohesivos o no cohesivos.

En el siguiente punto se resumirán los principales aspectos del proceso de rotura para presas de relleno que fallan formando una *brecha*. Como se verá más adelante, predecir las características geométricas de la brecha y su evolución a lo largo del proceso de rotura es fundamental para estimar la magnitud de la inundación producto de la falla. En el contexto del modelado de rotura de una presa, se define brecha como la situación donde la erosión o falla estructural de esta permite el paso de agua de forma incremental y descontrolada ocasionando una crecida importante aguas abajo.

El mecanismo predominante por el cual se produce una brecha en presas de relleno, en el caso de rebalse, corresponde a la erosión del material granular debido al agua que pasa sobrepasa la presa (Figura 2-3) o en el caso de la erosión interna o *piping*, debido al flujo que se infiltra a través de ella formando un conducto (Figura 2-4).

Figura 2-3: Secuencia de falla por rebalse. (Morris, Hassan y Vaskinn, 2005)

La erosión comienza cuando el esfuerzo de corte ejercido por el flujo excede un valor crítico, tras el cual las partículas se dislocan y se ponen en movimiento. La heterogeneidad en la construcción e imperfecciones en la presa determinan que la brecha se inicie en algún punto débil donde la combinación de alto corte producto del flujo y baja resistencia a este desencadenen una erosión progresiva.

Resulta muy difícil predecir el lugar y la forma que tendrá la brecha. Morris (2009) resume 5 factores importantes que influyen en la progresión de la brecha los cuales se indican a continuación:

- Tipo de estructura
- Carga hidráulica

- Diseño del relleno
- Material del relleno
- Construcción y condición del material

De los factores mencionados, en ésta investigación se encontró que a la fecha sólo la influencia del tipo de material y la condición de material son entendidos a un nivel aceptable en el caso de estructuras simples y homogéneas.

Figura 2-4: Secuencia de falla por erosión interna o "piping". (Morris, Hassan y Vaskinn, 2005)

La progresión de la formación de la brecha en una presa de rellenos sueltos, su forma y velocidad, dependen principalmente de las características cohesivas del material constructivo. La formación de una brecha a través de rellenos no cohesivos tiende a desarrollarse a través de la erosión progresiva de la superficie del material, mientras que en el caso de rellenos cohesivos, esta tiende a desarrollarse a través de la remoción de bloques discretos.

Las principales características de la erosión por rebalse en rellenos no cohesivos como en rellenos cohesivos junto con las características de la erosión interna se resumen a continuación.

2.2.3.1. Erosión en rellenos no cohesivos

La erosión en rellenos granulares no cohesivos, como arenas y gravas, es generalmente superficial y progresiva, un esquema de su desarrollo se presenta en la Figura 2-5.

La erosión comienza cuando se crea un canal en la cara aguas abajo tras un rebalse sostenido sobre el coronamiento de la presa (t_0 en Figura 2-5). La pendiente de este canal generalmente se vuelve más fuerte conforme el canal se sigue erosionando y penetra hacia aguas arriba (t_1). Cuando el canal penetra totalmente en la cara que enfrenta la masa de agua (t_2), la erosión se acelera y elimina rápidamente el material restante en la base de la presa (t_3) y continua con el ensanche de la brecha hasta que el flujo no tenga la suficiente capacidad para continuar la erosión (t_4 a t_5).

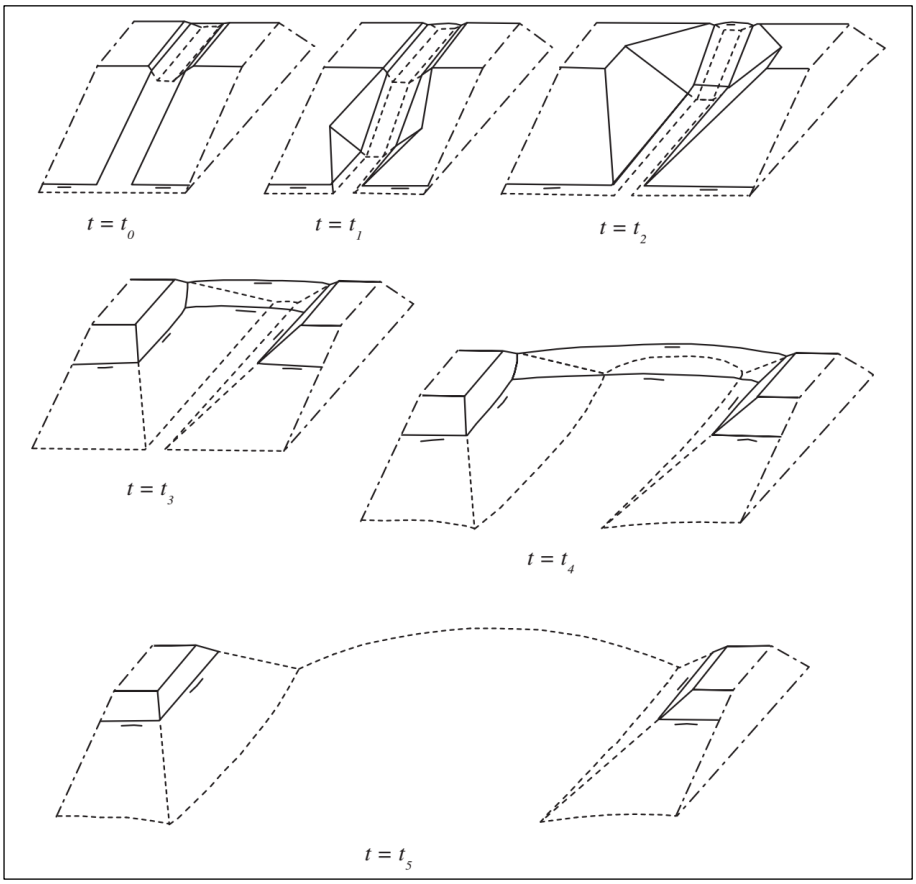


Figura 2-5: Secuencia de erosión no cohesiva.

La modelación de este y otros casos similares es posible de realizar mediante un análisis del esfuerzo de corte de fondo en el caso de estructuras muy simples, por ejemplo cuando no existe un núcleo cohesivo (Ralston, 1987).

2.2.3.2. Erosión en rellenos cohesivos

La erosión en rellenos cohesivos difiere considerablemente de la de rellenos no cohesivos. La presencia de arcillas limita la tasa de erosión de manera significativa y el proceso erosivo corresponde principalmente a la remoción de bloques discretos. Hanson (2000) condujo experimentos de campo y laboratorio para estudiar el comportamiento de la erosión en rellenos cohesivos debido a rebalse por encima de la presa. El proceso lo describe de la siguiente manera:

La erosión comienza al pie del talud aguas abajo, donde se forman bloques cuya superficie es escalonada a manera de gradas. Conforme avanza la erosión y los bloques eliminados se acercan al coronamiento, bloques subsiguientes adquieren la forma de un único escalón que se desprende y es arrastrado por la corriente. El proceso continúa de esta manera hasta alcanzar la cara aguas arriba de la presa. La siguiente figura muestra un esquema del proceso.

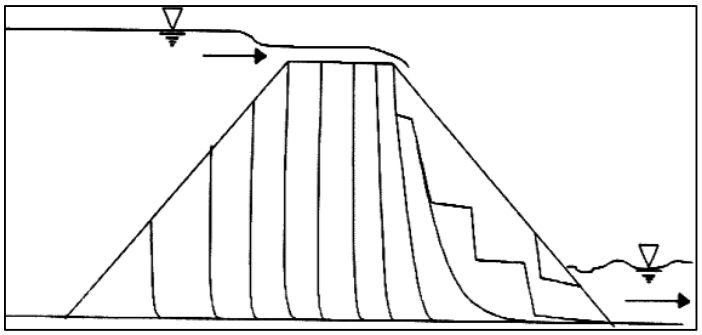


Figura 2-6: Secuencia de erosión en material cohesivo – Hanson (2000).

El mecanismo principal del avance de la brecha corresponde a la socavación del apoyo de los escalones que finalmente fallan por tensión (Wahl, 1998). La aireación de la napa es un factor importante puesto que determina que tan cercano a la base de los bloques es erosionado el material.

Para modelar el proceso erosivo en presas de rellenos cohesivos se han utilizado métodos que tienen en cuenta la disipación de energía más la caracterización del material a través de su erosionabilidad, junto con análisis de resistencia a flexión y corte.

2.2.3.3. Erosión interna o piping

La erosión interna ocurre debido a grandes gradientes hidráulicos al interior una presa que ocasiona la infiltración de agua a través del relleno. Esto, sumado a la ausencia de un material filtrante adecuado, ocasiona el arrastre de partículas pequeñas del relleno generando conductos cada vez más grandes.

El origen de las fallas por erosión interna ocurre generalmente al pie de la presa debido a las altas presiones hidrostáticas y es, por lo general, fácil de detectar dado la evidencia de humedad en la superficie donde aflora el agua. A medida que los conductos incrementan su tamaño, el flujo hidráulico pasa de poroso a flujo a presión en conducto cerrado.

Una vez establecido el flujo a presión, la progresión de la erosión interna se incrementa drásticamente. El material continúa siendo removido a tasas cada vez mayores hasta que, dadas las dimensiones del conducto, colapsan las pareced superiores del mismo, formando una brecha como las que ya vimos en los dos puntos anteriores.

2.2.3.4. Influencia de la construcción y condición del material

Las descripciones dadas anteriormente son muy generales; debe considerarse que el efecto del tamaño de las partículas y la condición del relleno puede modificar el comportamiento descrito de manera significativa. En efecto, a medida que aumenta el tamaño de las partículas del relleno, se produce una transición donde la trabazón entre las partículas individuales del relleno comienza a influir

significativamente en la tasa de desprendimiento de material y la presencia de humedad en el relleno puede producir efectos de succión y un comportamiento aparentemente cohesivo incluso en materiales arenosos (para un ejemplo, ver Figura 2-7).

Más aun, no siempre es el caso que el volumen de agua disponible permita desarrollar completamente la erosión de una presa de la manera expuesta. En el caso de estructuras heterogéneas, por ejemplo de rellenos no cohesivos con núcleos cohesivos, ésta queda limitada principalmente por la resistencia de las secciones cohesivas.

Figura 2-7: Ejemplo de cohesión por humedad en material no cohesivo.
La foto fue tomada tras el ensaye a escala real del rompimiento de una presa en Noruega. La sección mostrada corresponde a un costado de la brecha generada por rebalse. Aunque la presa fue construida con materiales no cohesivos, la humedad permitió formar el peñasco que se observa. Tras el secado la sección colapsó a los pies de la brecha. Morris (2009).

2.2.3.5. El hidrograma de ruptura genérico

Para la mayoría de la roturas en presas de rellenos se han observado fases comunes en la progresión de la formación de la brecha, estas han sido estudiadas por distintos autores y su nomenclatura nos será útil para más adelante. A continuación se presenta una de las caracterizaciones investigadas en la memoria:

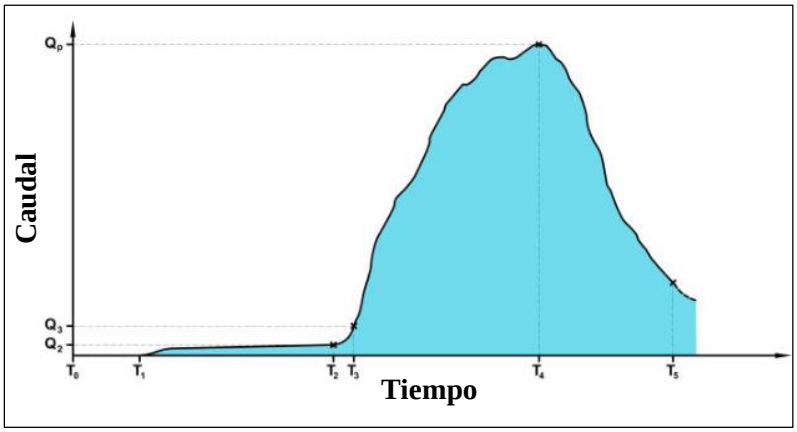


Figura 2-8: Hidrograma de ruptura genérico según Morris.

Morris (2009) define el típico hidrograma de salida (Figura 2-8) que es ocasionado por la ruptura de una presa de relleno con sus puntos característicos. Además, indica la relevancia y capacidad de modelar cada uno de los puntos y el método típico de inspección para otros.

Tabla 2-7: Hidrograma de ruptura genérico – Adaptación de Morris (2009)

Tiempo		
T_0	Proceso	Estable.
	Indicador	Ninguno.
	Método Inspección	Rutinario, no específico.
	Relevancia	Desempeño correcto
	Capacidad modelación	No requerida.
T_1	Proceso	*Iniciación de la brecha*. Comienza infiltración o flujo sobre presa.
	Indicador	Parches húmedos en la presa. Aumento en la vegetación.
	Método Inspección	Visual, fotometría infrarroja.
	Relevancia	Importante identificar una potencial brecha antes que ocurra. Infiltración es usualmente invisible y difícil de ubicar.
	Capacidad modelación	Limitada, alto nivel de incerteza.
T_1 - T_2	Proceso	Progresión de la *iniciación de la brecha*. El flujo se incrementa lentamente por incremento en la carga hidráulica o remoción de material. Flujo típicamente pequeño y tasa de cambio lenta a muy lenta. Periodo de tiempo de horas a meses.
	Indicador	Infiltración o rebalse aparentemente estable. No hay signos de flujo rápidamente variable.
	Método Inspección	Igual que en **T_1**.
	Relevancia	Identificado el potencial problema el conocimiento de la escala de tiempo disponible para efectuar correcciones es crítico para evaluar el mejor plan de acción.
	Capacidad modelación	Pobre. Gran incerteza en el proceso y predicción del tiempo.

Tabla 2-8: Hidrograma de ruptura genérico (Cont.) – Adaptación de Morris (2009)

Tiempo		
T_2 - T_3	Proceso	Transición a la *formación de la brecha*. Estado crítico donde la erosión constante se abre paso hacia la pared aguas arriba iniciando un crecimiento de la brecha relativamente rápido y con frecuencia irreversible. Intervalo de horas.
	Indicador	Flujo visiblemente cambiante y erosión incremental.
	Método Inspección	Monitoreo de los niveles de infiltración.
	Relevancia	El conocimiento de cuando se está en la etapa de transición es crítico para iniciar un plan de emergencia de mitigación.
	Capacidad modelación	Incluida en varios modelos. Representación limitada.
T_3 – T_5	Proceso	*Formación de la brecha*. Erosión vertical acelerada de la presa, erosión lateral continua. Magnitud y duración dependiente del volumen de agua disponible y diseño y condición de la presa.
	Indicador	Crecimiento acelerado de la brecha, flujo turbulento y arrastrando gran cantidad de sedimentos.
	Relevancia	Importante para estimar la potencial inundación aguas abajo. Extensión lateral de la brecha importante para predecir magnitud de los trabajos de reparación.
	Capacidad modelación	Predicción del hidrograma dentro de un ±30%. Pobre para extensión lateral y dimensiones finales de la brecha.
T_4	Proceso	Tiempo de *descarga máxima*. Q_p depende del volumen de agua disponible, forma de la brecha, el diseño y construcción de la presa.
	Indicador	Difícil de identificar bajo condiciones rápidamente cambiantes.
	Relevancia	Usado como medida del peor caso posible.
	Capacidad modelación	Dentro de un ±30% de Q_p.

Morris clasificó la capacidad de modelación según los resultados del proyecto de la Unión Europea "IMPACT", donde se evaluó el desempeño de 7 modelos numéricos, basados en principios mecanicistas, para predecir la progresión de la ruptura en 5 presas construidas a escala natural en Noruega y en pruebas a escala realizadas en laboratorio.

Los modelos aplicados corresponden al estado del arte y, según la investigación realizada, no se ha desarrollado mayor investigación en el área de los modelos numéricos excepto para aplicaciones en estructuras muy simples y pequeñas, como las que definen las secciones de diques.

Con respecto al enfoque que tiene la presente memoria, es importante resaltar los siguientes puntos para poner en perspectiva los valores de "capacidad de modelación" reportados dados por Morris:

- Las 5 presas ensayadas no sobrepasaron los 6m de altura ni los 100.000 m^3 de almacenamiento.
- La construcción de todas ellas fue cuidadosamente controlada y en general se conocían todos los parámetros relevantes para la modelación con poco rango de incerteza.
- Todos los modelos utilizados en alguna medida consideran principios mecanicistas para modelar la rotura.
- Los resultados arrojaron dispersión en la precisión entre cada modelo, el mejor desempeño corresponde a modelos incluidos en software comercial académico, no disponibles libremente. Los peores desempeños corresponden consistentemente a modelos de libre disponibilidad.
- Información sobre cada uno de los modelos es en general escasa y superficial.
- Disponibilidad e información completamente detallada sólo se encontró para el modelo con la peor evaluación, cuyo uso no se recomienda según mismo estudio (correspondiente a BREACH del NWS de EEUU).

2.3. Hidrología e hidráulica durante la ruptura

En el siguiente capítulo se discuten temas puntuales respecto de la hidrología e hidráulica en su relación con el modelado del proceso de ruptura de una presa. La hidrología es importante en el caso de tratar roturas por crecidas extremas afluentes a la presa en cuestión, donde el proceso de ruptura se asume que ocurre en algún instante durante el desarrollo del evento hidrológico extremo.

Los temas de hidráulica incluidos tienen relación con la determinación de 2 elementos importantes: la magnitud de las descargas que ocurren durante el proceso de rotura y la determinación del eje hidráulico aguas abajo producto de las mismas descargas.

Las descargas relevantes corresponden al caudal que sobrepasa el coronamiento, el caudal que atraviesa la brecha formada por la erosión y el caudal a través de un conducto generado por erosión interna al interior de la presa. El eje hidráulico aguas abajo define la magnitud de la extensión de la inundación generada.

Cabe destacar que el tema de la progresión de las dimensiones de la brecha y un conducto se tratan en el siguiente punto.

2.3.1. Hidrología

Dependiendo del tipo de evento a modelar, puede requerirse o no el tránsito de la crecida asociada a un periodo de retorno, o fracción de la crecida máxima probable, que llega desde la cuenca aportante al embalse. El periodo de retorno o probabilidad de excedencia de la tormenta lo define la autoridad competente y depende principalmente del tamaño y peligrosidad de la presa.

La situación donde se modela la rotura al momento de un evento hidrológico extremo se denomina comúnmente *falla hidrológica* o *de día lluvioso* y coincide con la peor inundación posible aguas abajo. En este caso, el flujo base en el cauce aguas abajo antes de la ocurrencia de la rotura se define por el funcionamiento de las esclusas o vertederos y el nivel de agua en la presa se considera que puede llegar al de almacenamiento máximo. Este es el caso que se suele considerar para evaluar una posible falla por rebalse.

El caso de modelar la rotura sin el tránsito de una crecida hidrológica extrema se denomina *falla de día soleado* o *no hidrológica* y se atribuye generalmente al evento de falla por erosión interna o por sismo. En este caso, el flujo base en el cauce aguas abajo es por lo general despreciable frente a la magnitud del flujo producto de la rotura y no se considera, el nivel del embalse en la presa al momento de la rotura se asume como el de almacenamiento normal o el que definen los vertederos y descargas no controlados.

La idea de definir estos 2 tipos de falla, la falla hidrológica y la de día soleado, tiene su justificación en que si la inundación producto de una es sensiblemente mayor a la otra, entonces la elaboración distintos de planes de contingencia para cada caso puede suponer un aprovechamiento mucho más eficiente de los recursos en caso de emergencia.

2.3.2. Tránsito de crecida por la presa

En el caso de considerar una falla hidrológica, la crecida que llega al embalse debe transitarse a través de este para verificar si la presa va a sufrir rebalse y por cuanto tiempo. El método más simple corresponde al tránsito de “piscina nivelada”, el que resulta al aplicar la ecuación de conservación de la masa al volumen de agua embalsado, junto con ecuaciones de energía para estimar la magnitud de la descarga.

$$\frac{dV(t)}{dt} = I(t) - Q(t)$$

Donde $V(t)$ = Volumen de agua almacenada
$I(t)$ = Hidrograma de entrada

$Q(t)$ = Caudal de salida = $Q_v + Q_r + Q_b$
t = Tiempo

El término de salida comprende a la suma de la descarga de los vertederos Q_v; la descarga sobre la presa si existe rebalse Q_r y la descarga a través de la brecha Q_b, que depende del estado de formación de ésta. La magnitud de la descarga de los vertederos depende de las curvas de descarga en cada caso en particular, la magnitud de la descarga que rebalsa y la que atraviesa la brecha son tema de los puntos 2.3.2.1 y 2.3.2.2 respectivamente.

En el caso de la falla de día soleado, el balance no incluye un hidrograma de entrada y en el caso del caudal de salida éste considera solamente el caudal por un orificio de fondo Q_f o un caudal por brecha, dependiendo del escenario a modelar (sismo o erosión interna) y el proceso de erosión (ej.: el colapso del material superior al conducto en el caso de fallas por infiltración), esto es:

$$\frac{dV(t)}{dt} = -Q(t)$$

Donde $V(t)$ = Volumen de agua almacenada
$Q(t)$ = Caudal de salida
$Q(t) = Q_f$ ó $Q(t) = Q_b$
t = Tiempo

Alternativamente, para embalses largos y estrechos junto con roturas rápidas, los efectos inerciales y de fricción del flujo dentro del embalse pueden no ser despreciables, en este caso la ecuación de onda dinámica, junto con el conocimiento de las secciones transversales del embalse pueden ser utilizados para realizar el tránsito de la crecida.

Dado el párrafo anterior cae la siguiente interrogante: ¿Cuándo es admisible realizar tránsito utilizando el método de piscina nivelada en vez del mucho más complicado tránsito por onda dinámica? Goodell y Wahlin (2009) propusieron un método simple para determinar la factibilidad de realizar el tránsito nivelado por el embalse. El método se resume de la siguiente forma: Primero se caracteriza el embalse según un *factor de compacidad* F_c y un *factor de traslación* F_T. El primero corresponde al cociente entre la altura y el largo del embalse. Mientras más largo el embalse, más pequeño el factor y más se comporta éste como canal. El factor de traslación corresponde a la relación entre una distancia característica dependiente de la celeridad promedio de la onda y el largo del embalse, que representa la capacidad para suplir de agua a la brecha. Finalmente se calcula el *factor de descarga* D_N del embalse, el cual corresponde simplemente a la multiplicación de los 2 factores F_C y F_T.

En resumen, las ecuaciones para aplicar el método son las siguientes:

$$\mathrm{F_C} = \frac{\mathrm{H}}{\mathrm{L}} \qquad \mathrm{F_T} = \frac{\mathrm{C\,t}}{\mathrm{L}} \qquad \mathrm{D_N} = \mathrm{F_T F_C}$$

Donde: F_C= Factor de compacidad
F_T= Factor de traslación
D_N= Factor de descarga
H= Altura de la presa
L = Largo del embalse desde la presa al extremo más lejano
C = Celeridad promedio de la onda, aproximadamente = $\sqrt{gD}$
g = Aceleración de gravedad
D = Profundidad media del embalse
t = Tiempo de vaciado del embalse

Goodell y Wahlin encontraron que para valores de D_N mayores a 0.41 la diferencia entre el tránsito de piscina nivelada versus el tránsito por onda dinámica es menor a un 5%, mientras que para valores de D_N menores a 0.24 la diferencia entre ambos es mayor a un 10%.

Dicho de otra forma: para valores de D_N menores a 0.24, al usar el tránsito por piscina nivelada se estará sobreestimando la descarga en un 10% por sobre la que es físicamente posible.

2.3.2.1. Hidráulica del flujo sobre la presa

El flujo que rebalsa sobre la presa puede separarse en 3 zonas según Powledge et al. (1989): (1) Cambio desde embalse estático a velocidad supercrítica sobre la porción aguas arriba de la presa y zona de erosión 1; (2) Flujo supercrítico sobre el coronamiento y zona de erosión 2; (3) Flujo supercrítico rápidamente acelerado y turbulento en la zona de pendiente aguas abajo de la presa en la zona 3, como se muestra en la Figura 2-9.

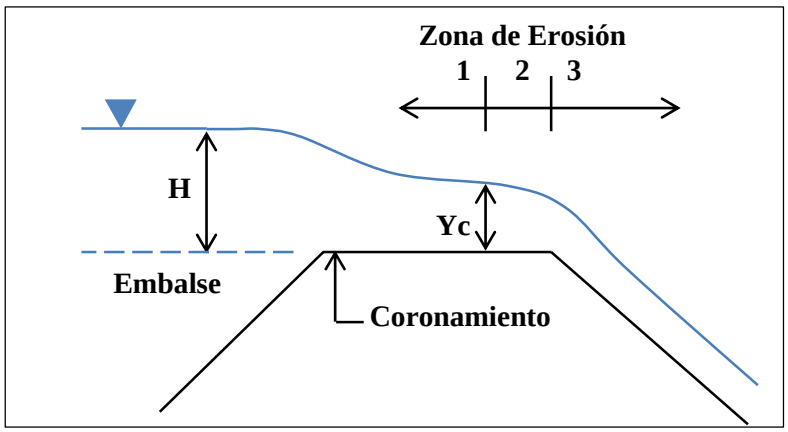


Figura 2-9: Zonas de flujo y erosión sobre presa, adaptado de Powledge et al. (1989)

En la zona de erosión 1 la profundidad del flujo puede ser alta, pero la baja pendiente energética y bajas velocidades ocasionan que el esfuerzo de corte de fondo no sea lo suficientemente alto para causar erosión salvo en materiales altamente erosionables y poco compactados.

En la zona 2 el nivel energético es aproximadamente igual que en la zona 1, pero la pendiente energética es mucho mayor. En el caso de ocurrir erosión ésta progresa desde el borde aguas abajo hacia aguas arriba.

En la zona 3, el gradiente energético y las velocidades son muy altos, ocasionando el mayor potencial erosivo. La erosión comienza la mayoría de las veces al pie de la presa, dependiendo de las imperfecciones y el nivel del cauce aguas abajo.

La presencia de una transición de régimen subcrítico a régimen supercrítico hace que el flujo sobre la presa comúnmente se asuma como el de un vertedero de pared gruesa a lo largo del coronamiento. Para un vertedero rectangular con una carga aguas arriba de H, la descarga unitaria viene dada por:

$$q_r = C_d \sqrt{g} \left(\frac{2}{3} H\right)^{3/2} = C_w H^{3/2}$$

Donde:
q_r = Magnitud de la descarga unitaria por rebalse
C_d = Coeficiente de descarga adimensional
C_w = Coeficiente de vertedero dimensional
H = Nivel de energía sobre el nivel de coronamiento

g = Aceleración de gravedad

Por tanto, la descarga total de rebalse Q_r se puede estimar multiplicando la descarga unitaria por el largo total del coronamiento de la presa:

$$Qr = q_r\, L_c$$

Donde: Q_r = Magnitud de la descarga total por rebalse
q_r = Magnitud de la descarga unitaria por rebalse
L_c = Longitud total de coronamiento de la presa

2.3.2.2. Hidráulica del flujo a través de la brecha

De la misma manera que el flujo de rebalse, el flujo que atraviesa la brecha a medida que esta se desarrolla también es considerado por algunos autores (Fread (1988), Walder y O'Connor (1997)) como la descarga de un vertedero de pared gruesa. En este caso, las paredes laterales de la brecha pueden formar un ángulo con la horizontal que según autores varía desde típicamente desde los 2V:1H (rellenos no cohesivos) hasta una brecha totalmente vertical (presas de concreto, rellenos con cohesión).

La descarga para el vertedero de pared gruesa según el ángulo horizontal que describen sus lados se caracteriza según Fread como:

$$Q_b = C_D\, g^{1/2} \left(B \left(\frac{2}{3}\, H\right)^{3/2} + \left(\frac{1}{2}\right)^{1/2} \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \; Z_b\, H^{5/2} \right)$$

Donde: Q_b = Magnitud de la descarga total a través de la brecha
C_D = Coeficiente de descarga
B = Ancho de la brecha en la Base
Z_b = Ángulo lateral según Figura 2-10
H = Nivel de energía sobre el fondo de la brecha
g = Aceleración de gravedad

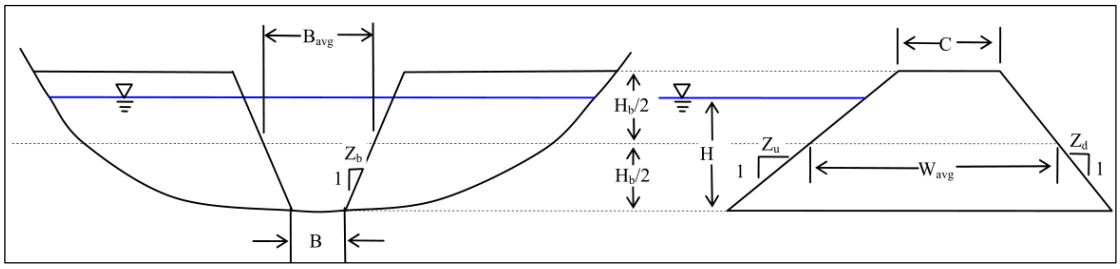


Figura 2-10: Esquema de brecha trapezoidal

Varios autores han propuesto formulaciones distintas para caracterizar la brecha: Harris y Wagner (1967) junto con Brown y Rogers (1981) propusieron brechas con forma parabólica. Lou (1981) y Nogueira (1984) propusieron formas derivadas de la eficiencia hidráulica de la sección definidas por curvas trigonométricas.

Sin embargo, como se verá más adelante en el capítulo 2.4.1.5, la progresión temporal de la brecha es mucho más importante que su forma en la mayoría de los casos, por lo que las recomendaciones y guías que se han consultado sólo hacen referencia a brechas trapezoidales, fáciles de modelar mediante las ecuaciones vistas anteriormente.

2.3.2.3. Hidráulica del flujo en falla por erosión interna

La modelación de una falla por erosión interna se realiza considerando la formación de un conducto a través del material de la presa. Dado que la presión hidrostática y las fuerzas erosivas se incrementan a mayor profundidad (esto contrarrestado un tanto por el ancho de la presa en la base), la ubicación del conducto se considera típicamente en la base de la presa (Figura 2-11).

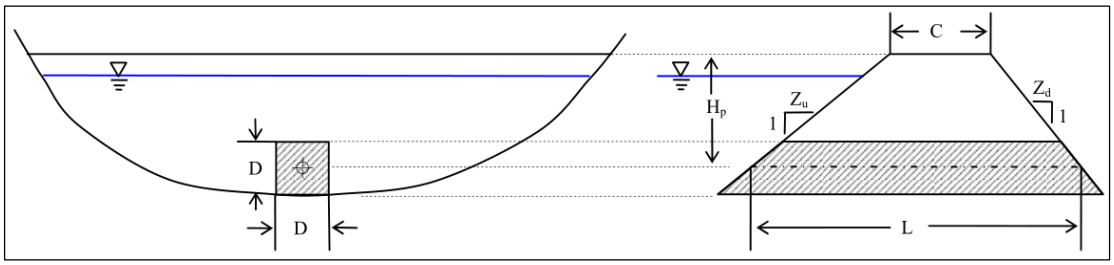


Figura 2-11: Esquema de conducto formado por erosión interna

La descarga a través del conducto mientras este se mantiene funcionando a presión se estima mediante la ecuación de descarga para un agujero de fondo, de la forma:

$$Q_f = C_d\, A \sqrt{2\, g\, H_p}$$

Donde:
Q_f = Descarga por el conducto de fondo
C_d = Coeficiente de descarga
A = Área del conducto
g = Aceleración de gravedad
H_p = Nivel de carga sobre el centroide del conducto

El coeficiente de descarga C_d se estima mediante la ecuación:

$$C_d = \sqrt{1/\left(1 + \frac{f\,l}{d}\right)}$$

Donde:
f = Factor de fricción de Darcy
L = Longitud del conducto
D = Ancho del conducto.

El valor de f puede estimarse según el diámetro medio de la partícula y la longitud del conducto según la siguiente relación (Fread, 1988):

$$f = 0.039 \left(\frac{D_{50}}{D}\right)^{0.167}$$

Donde D_{50} corresponde a el diámetro medio de las partículas del relleno en unidades consistentes con D.

En la mayoría de los casos el conducto formado por la erosión interna progresa hasta colapsar, formando una brecha descubierta como la vista anteriormente. Una vez arrastrado el material colapsado, la brecha puede seguir progresando hacia los lados de la presa en caso de existir todavía suficiente agua embalsada para continuar la erosión.

Lineamientos para la selección de C_w en el caso de vertedero de pared ancho y del C_d en el caso del orificio de fondo son propuestos por CDOWR (2010). Para un vertedero perfecto el valor máximo de C_w corresponde a 1.704 en unidades S.I. ó 3.08 en unidades imperiales. Se recomienda mantener este valor tanto para el caso de rebalse como el flujo a través de la brecha. Para el caso del agujero de fondo la recomendación es de utilizar un C_d de 0.7 en la mayoría de los casos.

2.3.3. Rastreo de la crecida aguas abajo

Una vez obtenido el caudal total saliente desde la presa hacia aguas abajo, es posible realizar el rastreo de la crecida generada y así determinar las condiciones hidráulicas en las zonas sujetas inundación. Los parámetros que nos interesan en este caso corresponden principalmente a la elevación del eje hidráulico y la velocidad de flujo en los distintos puntos de interés. La máxima elevación del eje hidráulico define la extensión del área de inundación, y en conjunto con la velocidad, pueden también utilizarse para categorizar la "peligrosidad" que presentaría tal escenario a las personas o estructuras.

Los métodos que se pueden utilizar para la determinación de la condición hidráulica en las zonas de interés aguas abajo de la rotura van desde: supuesto de condición de flujo normal junto con relaciones de atenuación vs distancia de viaje, la aplicación de modelos de rastreo que consideren una simplificación de las ecuaciones de Saint-Venant en 1 dimensión (modelos cinemáticos, modelos difusivos), hasta modelos de rastreo que consideran el flujo en el plano utilizando las ecuaciones de Saint-Venant en forma completa (modelos hidrodinámicos).

A medida que la onda generada se desplaza hacia aguas abajo, ésta se atenúa, retarda y distorsiona (Figura 2-12) debido a los efectos de almacenamiento en las planicies de inundación, resistencia al flujo por turbulencia y fricción, existencia de estructuras hidráulicas, angostamientos y ensanchamientos, etc. Si el valle aguas abajo tiene grandes superficies de inundación donde el flujo diverge de una dirección principal, la atenuación se acentúa y también disminuye la velocidad de viaje de la onda.

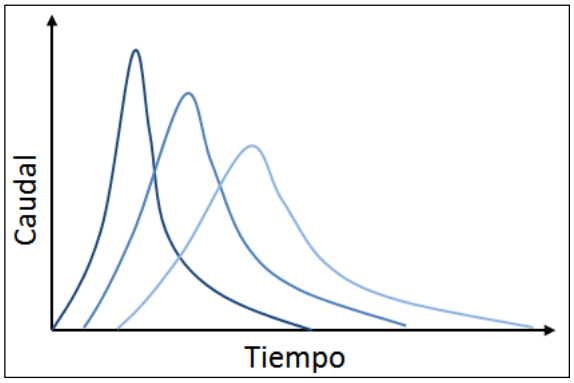


Figura 2-12: Atenuación, retraso y distorsión del hidrograma.

No todos los métodos de rastreo mencionados son capaces de evaluar correctamente los efectos de la topografía y obstrucciones sobre el flujo mencionados en el párrafo anterior. Los más precisos corresponden a la familia de modelos que consideran las ecuaciones de Saint-Venant, ya sea en 1 o 2 dimensiones (esto es, flujo en un solo eje principal o en el plano horizontal).

2.3.3.1. Ecuaciones de Saint-Venant

Las ecuaciones de Saint-Venant, o ecuaciones de aguas someras, describen el flujo no permanente en superficie libre, bajo la hipótesis de gradientes de velocidad vertical despreciables, flujo incompresible y pendientes de fondo pequeñas. Las ecuaciones se pueden obtener de la aplicación del principio de conservación de la masa y momentum a un volumen de control, esto es:

Ecuación de continuidad: $$0 = \frac{d}{dt}\iiint_V \rho\, dV + \iint_S \rho\, \boldsymbol{V}\, \boldsymbol{dA}$$

Ecuación de momentum: $$\sum \boldsymbol{F} = \frac{d}{dt}\iiint_V \boldsymbol{V}\, \rho\, dV + \iint_S \boldsymbol{V}\, \rho \boldsymbol{V}\, \boldsymbol{dA}$$

Donde:
V = Volumen de control que limita un elemento de fluido
S = Superficie del volumen de control
$\boldsymbol{V}$ = Vector de velocidad del fluido
$\boldsymbol{dA}$ = Vector perpendicular a S con magnitud igual a un diferencial de área
$\boldsymbol{F}$ = Fuerzas externas
ρ = Densidad del fluido
t = Tiempo

y las letras en negrita representan cantidades vectoriales.

En forma diferencial y para un cauce unidimensional, las ecuaciones anteriores se pueden plantear para una sección de ancho infinitesimal de la siguiente forma (Chow, 1988):

Ecuación de continuidad: $$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Ecuación de momentum: $$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t}}_{\substack{aceleración\\ local}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)}_{\substack{aceleración\\ advectiva}} + \underbrace{gA\frac{\partial y}{\partial x}}_{\substack{fuerza\ de\\ presión}} - \underbrace{gA}_{\substack{fuerza\\ gravedad}}\underbrace{\left(S_0 - S_f\right)}_{\substack{fuerza\\ fricción}} = 0$$

Donde:
Q = Caudal que atraviesa una sección de ancho diferencial
A = Área de escurrimiento de la sección
S_0 = Pendiente de fondo
S_f = Pendiente de fricción
y = Elevación de la superficie libre del flujo
x = Coordenada horizontal en la dirección del flujo
g = Gravedad
t = Tiempo

Los diferentes modelos hidráulicos que pueden utilizarse para el tránsito pueden clasificarse en primer lugar por los términos que consideran en la ecuación de momentum para aproximar el flujo, además de la ecuación de continuidad.

Aquellos que consideran los términos de gravedad y fricción se denominan *cinemáticos*. Los que además incluyen el término de fuerza de presión se denominan *difusivos*.

Para el caso del tránsito de la onda ocasionada por la rotura de una presa se recomienda considerar todos los términos en la ecuación de momentum. Éstos modelos son denominados *dinámicos* y representan con exactitud los efectos de remanso ocurrentes por la rápida aceleración del flujo. Un ejemplo de un modelo hidrodinámico corresponde al conocido HEC-RAS.

2.3.3.2. Calibración del modelo de rastreo

Una característica distintiva de la crecida por rompimiento de una presa es la inmensa magnitud del caudal máximo generado en comparación a las crecidas ocasionadas por la escorrentía y el funcionamiento normal de la presa.

En consecuencia, la crecida por la rotura es varias veces mayor que el flujo máximo registrado en estaciones de aforo que pueden existir en un determinado cauce, lo que hace muy difícil calibrar totalmente los parámetros relevantes en un modelo hidráulico, ej.: rugosidad de Manning (Fread, 1988).

2.3.3.3. Modelación 1D vs 2D

En la elección de un modelo hidrodinámico existe la posibilidad de modelar el fenómeno en 1 o 2 dimensiones, esto es, el flujo a lo largo de un cauce principal o en el plano. Ambos tienen virtudes y desventajas comparativas las cuales se describen a continuación.

Los modelos unidimensionales, como HEC-RAS, tienen la ventaja de requerir ostensiblemente menos recursos computacionales que los bidimensionales, lo que permite la evaluación de escenarios múltiples o sensibilizar un problema de manera rápida. Como punto en contra, puede mencionarse que requieren mayor experticia en la preparación de los datos de entrada, donde el modelador debe visualizar según su experiencia la forma de las secciones transversales que mejor representan el flujo real y distinguir las zonas de divergencia del flujo donde se produciría almacenamiento "muerto" (zonas donde se almacena agua pero su velocidad en la dirección del cauce principal es muy pequeña).

Los modelos bidimensionales disminuyen un tanto el nivel de abstracción requerido para trazar las secciones transversales en cauces sinuosos, también son especialmente útiles donde las zonas de inundación son relativamente planas y el aumento en el nivel normal del cauce implica un flujo en direcciones divergentes al flujo principal, donde no son válidas las suposiciones de un modelo unidimensional. Una situación particular de este último caso corresponde al caso donde la crecida calculada implica la anegación de zonas urbanas, situación que se discute en el próximo punto. Como punto desfavorable, además del incremento de recursos computacionales, estos modelos introducen otras variables de calibración, dependientes de la ley de cierre de los términos turbulentos en las ecuaciones de momentum.

2.3.3.4. Modelación de inundación urbana

El rompimiento de una presa puede ocasionar crecidas de tal magnitud que provoquen el desborde de los cauces aguas abajo. Esta situación puede ocasionar el anegamiento de grandes extensiones de zonas urbanas adyacentes, donde el flujo tenderá a seguir la dirección de caminos, calles y pasajes. En este caso, para estimar la extensión de la inundación es recomendado un modelo hidráulico bidimensional el cual resuelva el flujo en el plano.

Sobre los tipos de modelos bidimensionales disponibles, aquellos basados en discretización por *volúmenes finitos* de las ecuaciones de Saint Venant son quizás los más útiles para este cometido, puesto que por lo general soportan mallados irregulares que pueden adaptarse a la topografía urbana. Los modelos de *diferencias finitas* por lo general no son tan flexibles en este sentido pero también han sido utilizados satisfactoriamente para este propósito con las técnicas que se indican a continuación.

Alcrudo (2002) comenta 4 métodos para modelar la inundación en zonas urbanas:

1. *Representación como una red de canales 1D*:
   Esta primera alternativa es capaz de proveer información sobre el flujo con un bajo costo computacional, mientras que su desventaja es que parte de la naturaleza del flujo bidimensional se pierde. Esta aproximación requiere que el modelo sea capaz de acoplar una solución bidimensional a una red unidimensional (ej: TUFLOW[1], BASEMENT[2]).

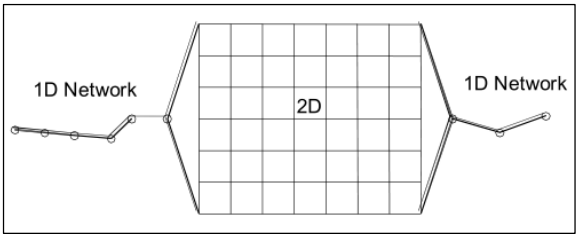


Figura 2-13: Esquema de acople solución 1D/2D (WBM, 2010).

2. *Fricción local:*
   Otra forma más simple de representar edificaciones consiste en la definición de áreas con fricción de fondo elevada. Esta solución mantiene parte de la naturaleza 2D del flujo siendo a su vez relativamente fácil de aplicar, ya que la rugosidad es una variable local de cada elemento de discretización espacial.

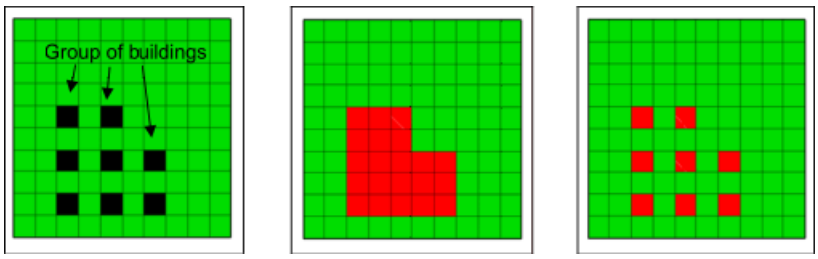


Figura 2-14: Esquema de representación de fricción local.
Representación de una serie de construcciones (izquierda) como zona general de fricción elevada (centro) o puntos locales de fricción elevada (derecha) (Alcrudo, 2002).

[1] Modelo Hidrodinámico basado en diferencias finitas, desarrollado por BMT WMB, Australia.
[2] Modelo Hidrodinámico basado en volúmenes finitos, desarrollado por ETH Zúrich, Suiza.

3. *Elevación de fondo:*
   Esta técnica consiste en representar las construcciones interviniendo la representación geométrica del modelo para incluir explícitamente la existencia ellas. La aproximación tiene la desventaja de necesitar una resolución elevada, poco aplicable a mallas estructuradas y las pendientes de fondo extremas pueden dificultar la convergencia de los modelos numéricos.

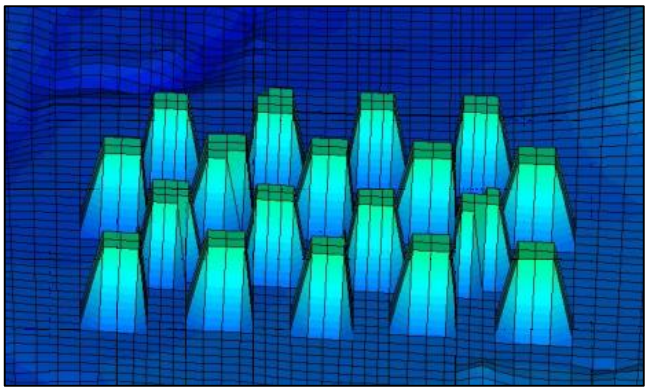


Figura 2-15: Representación de edificaciones por elevación de fondo (Alcrudo, 2002).

4. *Paredes verticales:*
   Esta técnica corresponde a la eliminación del dominio computacional de las áreas bloqueadas por edificaciones por medio de una cuidadosa delimitación de las estructuras, tratándolas efectivamente como zonas impermeables. El método se presta para aplicarse con facilidad especialmente en modelos de grillas no estructuradas (ej: BASEMENT, Iber[1], SRH-2D[2]). Teóricamente este método puede proveer la solución más acertada, sin embargo, en la práctica la delimitación de las zonas puede ser extremadamente complicada y requerir detallamiento excesivo. Otro desventaja es que el supuesto de una barrera impermeable elimina el efecto de almacenamiento de agua que ocurre dentro de las estructuras que son anegadas por la inundación (Syme, 2008).

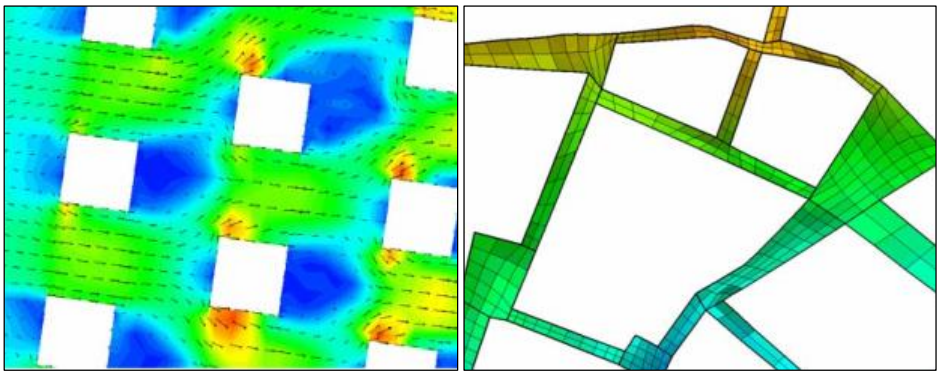


Figura 2-16: Esquema de paredes verticales (Alcrudo, 2002).

Syme (2008) recomienda utilizar la aproximación de fricción de fondo elevada en el caso de mallas estructuradas con resoluciones poco definidas.

[1] Modelo Hidrodinámico basado en volúmenes finitos, desarrollado por las universidades de Coruña, Catalunya y Santiago de Compostela, España.
[2] Modelo Hidrodinámico basado en volúmenes finitos, desarrollado por el USBR, Estados Unidos.

2.4. Modelado de la ruptura

La primera solución al problema de la onda generada por la ruptura de una presa fue propuesta por Ritter (1892). Este autor consideró un canal de longitud infinita, fondo horizontal, sección rectangular y fricción despreciable como modelo para caracterizar la onda.

La rotura fue modelada de manera análoga al alzamiento *instantáneo* de una compuerta vertical que separa la masa de agua en reposo del embalse del canal seco aguas abajo. En este caso existe una solución analítica la cual ignora los efectos de fricción y turbulencia. La influencia de la fricción del lecho y la turbulencia fue considerada por otros investigadores como Ré (1946) y Dressler (1952), entre otros.

Las soluciones analíticas son principalmente de interés teórico y pueden ser aplicadas sólo en casos muy simples para evaluar las características de la onda producto de una rotura en el primer instante del colapso y su utilidad radica en validar y proveer condiciones iniciales para métodos numéricos (ICOLD, 1998).

En general, considerar el fenómeno de la rotura como un evento instantáneo es poco criterioso como se verá más adelante. En la práctica el proceso de rotura no es instantáneo, ni comprende la totalidad de la estructura de la presa, como implican las suposiciones de las soluciones analíticas (Wetmore y Fread, 1991).

Las aproximaciones que se siguen para el modelamiento de la rotura son principalmente dos: Una aproximación *empírica* y otra *mecanística*:

La aproximación empírica es lejos la más utilizada y consiste en hacer una estimación adecuada de los parámetros de rompimiento que son más relevantes para definir el hidrograma de salida durante la rotura de la presa.

Las aproximaciones mecanísticas consideran principios de la hidráulica, resistencia de materiales, mecánica de arrastre de sedimentos y geotecnia para estimar la progresión temporal de la brecha y/o de alguno o todos los parámetros de su forma.

2.4.1. Aproximación Empírica

Como se dijo anteriormente, una aproximación empírica consiste en hacer una estimación de los *parámetros de rompimiento* que son más relevantes para definir el hidrograma de salida durante la rotura de la presa. Estos corresponden al *tiempo de formación*, los *parámetros de forma* de la brecha y el *caudal máximo de salida* Q_m.

El tiempo de formación de la brecha, desde ahora t_f, es el tiempo que ocurre desde que comienza la erosión descontrolada hasta que termina su ensanchamiento por acción hidráulica. El tiempo de formación de la brecha no incluye el potencialmente largo periodo precedente descrito como la fase de iniciación, que puede ser importante cuando se considera el tiempo disponible para ejecutar alertas y evacuar (ver 2.2.3.5).

Los parámetros de forma de la brecha corresponden al ángulo lateral Z_b, ancho final de brecha B y volumen erosionado cuando la brecha se aproxima por una sección trapezoidal.

Los parámetros de rotura se utilizan como entrada en modelos denominados *paramétricos.* Dichos modelos pueden desde estimar el caudal máximo de salida Q_m, hasta estimar un hidrograma completo de salida $Q(t)$.

2.4.1.1. Estimación de los parámetros de rotura

La aproximación empírica se apoya fuertemente en análisis estadísticos obtenidos de fallas pasadas, regresiones simples y múltiples considerando diferentes características de las presas como altura de agua, volumen embalsado, largo de coronamiento y factor de embalse (definido simplemente como el producto entre el volumen y altura del agua embalsada).

A continuación se listan todas las relaciones empíricas investigadas. Salvo en los casos donde se indica explícitamente, no se encontró referencia a la aplicación particular (construcción, tamaño, tipo

de falla, etc.) de cada una de ellas. Independiente de este hecho, en general la tendencia de las relaciones es a tener un mejor coeficiente de correlación mientras más reciente fue su publicación.

Lineamientos para la aplicación de las formulas han sido publicados por FEMA (2013) y CDOWR (2010), los cuales según la presente revisión, carecen de una metodología para analizar potenciales roturas en grandes presas (+30 m de altura), presas de construcción heterogénea, o presas con secciones de hormigón.

A Ecuaciones Predictoras del Caudal Máximo de Salida

Las siguientes ecuaciones fueron propuestas para estimar el caudal máximo de salida de una presa (Q_m) dadas las características de altura de agua sobre el pie de la presa (H), volumen almacenado (V), longitud de coronamiento (L) o una combinación de ellas.

Tabla 2-9: Ecuaciones para caudal máximo.

	Autor	**Tipo**	**Ecuación* (Unidades: m, m³/s)**
Altura	Kirkpatrick (1977)	Ajuste	$Q_m = 1.268\ (H + 0.3)^{2.5}$
	SCS (1981)	Envolvente	$Q_m = 16.6\ (H)^{1.85}$
	USBR (1982)	Envolvente	$Q_m = 19.1\ (H)^{1.85}$
	Singh & Snorrason (1982)	Ajuste	$Q_m = 13.4\ (H)^{1.89}$
	Pierce (2010)	Envolvente	$Q_m = 44.514\ Ln(H)^{6.412}$
	Pierce (2010)	Ajuste	$Q_m = 2.325\ Ln(H)^{6.405}$
Volumen	Singh & Snorrason (1984)	Ajuste	$Q_m = 1.776\ (V)^{0.47}$
	Costa (1985)	Ajuste	$Q_m = 1.112\ (V)^{0.57}$
	Evans (1986)	Ajuste	$Q_m = 0.72\ (V)^{0.53}$
	Pierce (2010)	Ajuste	$Q_m = 0.00919\ (V)^{0.745}$
Regresiones múltiples	Hagen (1982)	Envolvente	$Q_m = 1.205\ (V\ H)^{0.48}$
	MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	Ajuste	$Q_m = 1.154\ (V\ H)^{0.412}$
	MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	Envolvente	$Q_m = 3.85\ (V\ H)^{0.411}$
	Costa (1985)	Ajuste	$Q_m = 2.634\ (V\ H)^{0.44}$
	Molinaro y Fenaroli (1990)	Ajuste	$Q_m = 0.116\sqrt{gH}H^2(V/H^3)^{0.22}$
	Lemperiere (1990)	Ajuste	$Q_m = 0.07\sqrt{gH}H^2(V/H^3)^{0.5}$
	Dai Rongrao & Wang Qun (1993)	Ajuste	Comentario
	Froehlich (1995)	Ajuste	$Q_m = 0.607\ V^{0.295}\ H^{1.24}$
	Pierce (2010)	Ajuste	$Q_m = 0.038\ V^{0.475}\ H^{1.09}$
	Pierce (2010)	Ajuste	$Q_m = 0.012\ V^{0.493}\ H^{1.205}\ L^{0.226}$

*Fuente: Pierce (2010), ICOLD (1996).

Shuibo y Loukola (1993) definen la fórmula de Rongrao y Qun como sigue (unidades de longitud definidas en [m]):

$$Q_m = 0.27\sqrt{g}\left(\frac{L}{B}\right)^{1/10}\left(\frac{B}{b}\right)^{1/3}\ b(H - kh)^{\frac{3}{2}}\ [m^3/s]$$

Donde:

L: Largo del embalse desde el sitio de la presa hasta donde la profundidad comienza a aumentar.
B: Ancho del embalse en el lugar de la presa.
H: Profundidad de agua justo tras la presa.
h: Altura de la presa [m].
k: Coeficiente de corrección, $k = 1.4\left(\frac{bh}{BH}\right)^{1/3}$. Si $\frac{bh}{BH} > 0.3$, $k = 0.92$ puede usarse.
b: Ancho de la brecha. $b = k'(V^{1/4}B^{1/7}H^{1/2})$ cuando V > 1 millón [m³]

k': Coeficiente de material, 1.19 para mampostería, relleno rocoso, nucleo arcilloso y homogéneo de tierra. 1.98 para materiales arenosos.

b: $b = k'(VH)^{1/4}$ cuando V < 1 millón [m^3] donde k' es 6.6 para buena construcción y 9.1 para mala construcción o baja calidad.

La fórmula de Lemperiere es aplicable sólo a rellenos no cohesivos

B Ecuaciones Predictoras de Parámetros de Rotura

En modelos empíricos paramétricos, los siguientes parámetros pueden ser suficientes para estimar de manera indirecta el caudal máximo Q_m y además un hidrograma explícito de rotura para transitar hacia aguas abajo.

Tabla 2-10: Ecuaciones predictoras de los parámetros de rotura.

Autor	**Relaciones Propuestas (Unidades: m, m^3, horas)**
Johnson & Illes (1976)	Presas de tierra: $0.5H < B < 3H$
Singh & Snorrason (1982, 1984)	$2H < B < 5H$ $0.25 < tf < 1.0\ \ (hr)$
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	Presas de tierra: $V_{er} = 0.0259\ (V\ H)^{0.77}$ $tf = 0.0179\ (V_{er})^{0.364}$ (Envolvente) Presas de roca: $V_{er} = 0.0349\ (V\ H)^{0.852}$ Ángulo lateral de brecha: 2.0H:1V
USBR (1988)	$B = 3H$ $tf = 0.011B$
Singh & Scarlatos (1988)	$B_{sup}/B_{inf}\ \approx 1.29$
Von Thun & Gillette (1990)	Lineamientos para B, Z y tf
Lemperiere (1990)	Rellenos no cohesivos: $t_f = 10V^{0.5}H$
FERC (1993)	Comentario
Froehlich (1995)	$\bar{B}\ = 0.1803\ K_0\ V^{0.32}H^{0.19}\ *$ $K_0 = 1.4$ por rebalse, 1 otros casos $tf = 0.00254V^{0.53}H^{-0.9}$
Washington (2007)	Relleno sin cohesión: $V_{er} = 0.0298\ (V\ H)^{0.77}$ $tf = 0.022\ V_{er}^{0.36}$ Relleno cohesivo: $V_{er} = 0.0198\ (V\ H)^{0.77}$ $tf = 0.039\ V_{er}^{0.36}$
Froehlich (2008)	$\bar{B}\ = 8.239\ K_0\ V^{0.32}H^{0.04}\ *$ $tf = 0.0175\sqrt{\frac{V}{gH^2}}$ K_0: Rebalse: 1.3 Erosión interna: 1 Ángulo lateral de brecha: Rebalse: 0.7H:1V Erosión interna: 1H:1V

Datos de: Wahl (1998), Pierce (2010), CDOWR (2010), FEMA (1993) y Enviroment Agency (2011).

La identificación de los parámetros es la siguiente:

H: Altura de coronamiento sobre el pie de la presa

B: Ancho general de brecha
V : Volumen de agua embalsado
tf: Tiempo de formación de la brecha
V_{er}: Volumen de material erosionado
B_{sup} : Ancho de brecha al nivel de coronamiento
B_{inf} : Ancho de la brecha en la base
Z : Pendiente lateral de la brecha (Z horizontal : 1 vertical)
$\bar{B}$= $(B_{sup} + B_{inf})/2$, ancho promedio de brecha

Según Von Thun y Gillette:

$$\bar{B} = 2.5H + C_b$$

Donde los valores de C_b dependen del volumen embalsado como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2-11: Valores de Cb en fórmula de Von Thun y Gillette

Tamaño Embalse [m3]	$\boldsymbol{C_b}$ **[m]**
< 1.23×10^6	6.1
1.23×10^6 a 6.17×10^6	18.3
6.17×10^6 a 1.23×10^7	42.7
> 6.17×10^7	54.9

También, para el tiempo de formación de la brecha propusieron las siguientes relaciones (en hr.):

Para presas resistentes a la erosión: $tf = 0.020H + 0.25$ (Cota superior)
$tf = \frac{B}{4H}$

Para presas fácilmente erosionables: $tf = 0.015H$ (Cota inferior)
$tf = \frac{B}{4H+61}$

FERC (1993) recomienda valores para los parámetros de rompimiento para múltiples tipos de presa, incluyendo de arcos, contrafuerte, gravedad, etc.

Tabla 2-12: Parámetros de rompimiento según FERC (1993).

Parámetro	**Tipo Presa**	**Valor**
Ancho promedio de brecha	Arco	$\bar{B}$= Largo de coronamieto
	Contrafuerte	$\bar{B}$= Múltiples secciones monolíticas
	Albañilería, gravedad	$\bar{B}$= 1 o más secciones monolíticas
	Relleno de tierra o roca	$H < \bar{B} < 5H$
	Relave	$\bar{B} \geq 0.8$ largo de coronamiento
Angulo lateral de brecha	Arco	$0 \leq Z \leq$ pendiente del valle
$Z = \Delta H/\Delta Z$	Albañilería, gravedad, contrafuerte	$Z = 0$
	Relleno compactado	$1/4 < Z < 1$
	Relave	$1 < Z < 2$
Tiempo de formación	Arco	$tf \leq 0.1$
(en horas)	Albañilería, gravedad, contrafuerte	$0.1 < tf < 0.3$
	Relleno compactado	$0.1 < tf < 1$
	Relleno sin compactar	$0.1 < tf < 0.5$
	Relave	$0.1 < tf < 0.3$

2.4.1.2. Incerteza en los Parámetros de Rotura

Un análisis de la mayoría de las relaciones empíricas incluidas hasta ahora fue presentado por Wahl (2004). En él cuantificó la incerteza de las relaciones empíricas para predecir los parámetros de rotura dados los datos de entrada de eventos históricos reales. Dichos eventos, 108 en total, conforman según Wahl la totalidad de los casos sobre los cuales investigadores pasados desarrollaron las respectivas ecuaciones presentadas.

Las relaciones analizadas por Wahl fueron las de Kirkpatrick, USBR, Hagen, MacDonald & Langridge-Monopolis, Singh & Snorrason, Cosa, Evans, Froehlich (hasta 1995) y Walder & O'Connor.

Wahl concluye que la incerteza en la predicción de del ancho de brecha, tiempo de formación y caudal máximo es en general alta para todas las relaciones. En la predicción de los anchos de brecha Wahl cuantificó un rango de incerteza de aproximadamente ±1/3 de orden magnitud, en el tiempo de formación la incerteza es incluso mayor del orden ±1 orden de magnitud y la predicción de los caudales máximos dentro de un rango de ±0.5 y ±1 órdenes de magnitud según la relación usada.

Otro punto que destaca Wahl, es que de los 108 casos históricos, un 75% corresponden a presas menores a 15 m de altura. En ésta investigación se encontró que solamente Pierce (2010) expandió la base de datos recopilada por Wahl, pero de los cuales solo 4 eventos corresponden a presas de más de 15 m, manteniéndose la poca representatividad de las grandes presas en la base de datos.

La base de datos de Wahl más la de Pierce consta en total de 43 más 44 casos respectivamente, con datos donde se tiene tanto el volumen como el nivel de agua embalsada al momento de la rotura, dichos casos fueron agregados en esta investigación y se grafican en la Figura 2-17 con el objeto de ilustrar el rango de dimensiones de presas comprendido.

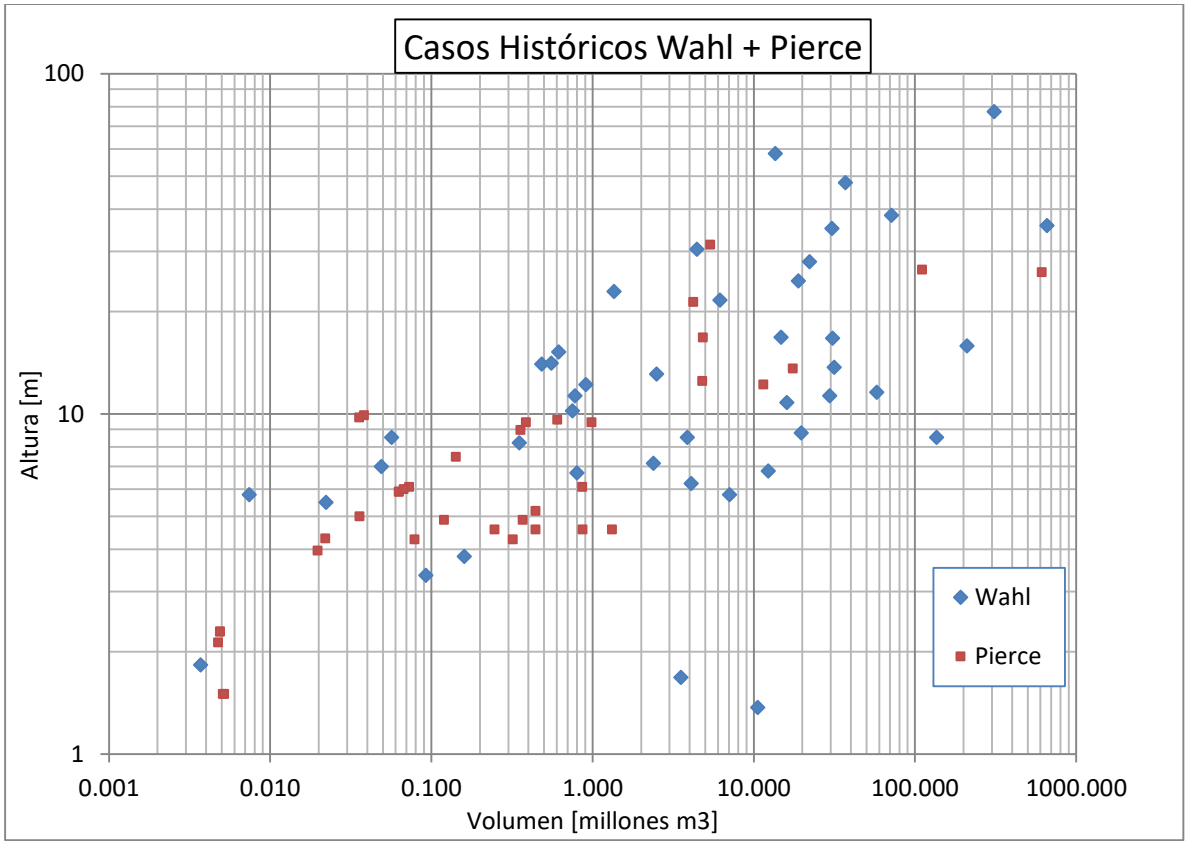


Figura 2-17: Dispersión en dimensiones de presas en eventos históricos.

Otra característica importante que llama la atención tras la revisión de la base de datos compilada por Wahl corresponde a la ausencia casi completa de presas de construcción distinta a rellenos de materiales sueltos, esto se suma al hecho de que la mayoría de los autores no especifica un rango particular de dimensiones o características constructivas aplicables para cada ecuación predictora de parámetros o caudales.

Además, salvo los autores que lo indican, las relaciones incluyen sin distinción casos ocurridos por erosión interna como por rebalse, lo que no deja de ser un factor de sesgo estadístico importante considerando la gran diferencia en la naturaleza de ambas fallas.

2.4.1.3. Modelo DAMBRK

Uno de los modelos empíricos paramétricos más utilizado es el DAMBRK, desarrollado por NWS. Consta de tres partes fundamentales, siendo la primera la descripción geométrica y temporal de la brecha, segundo la generación del hidrograma de salida por la rotura y tercero un modelo hidrodinámico para el tránsito de la crecida. En el siguiente punto revisamos las 2 primeras partes.

El modelo fue publicado en el año 1977, subsecuentes mejoras terminaron combinando DAMBRK con el entonces más avanzado modelo hidrodinámico llamado DWOPER, culminando en FLDWAV para el año 1985 (Chow, 1988). FLDWAV fue actualizado por NWS hasta comienzos de la década pasada tras lo cual se desestimó su actualización en favor del desarrollo de HEC-RAS, mantenido por USACE (NWS, 2011).

Independiente de la encarnación, la descripción referente a la formación de la brecha se ha mantenido esencialmente idéntica a la descrita por D.L. Fread (Fread, 1988) en NWS DAMBRK, razón del nombre de éste capítulo.

A continuación se describe el proceso de rotura según DAMBRK, los parámetros de la brecha se esquematizan en la siguiente figura:

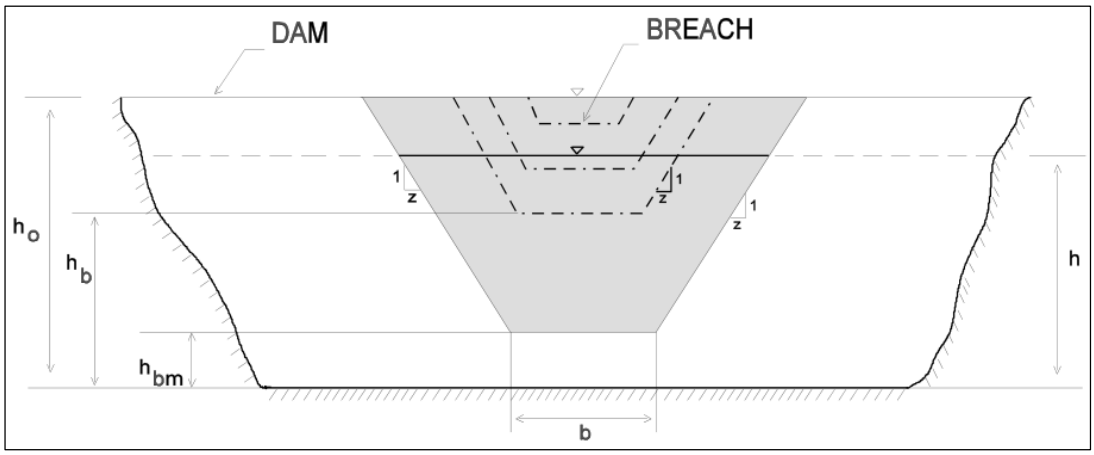


Figure 2-1: Esquema de brecha utilizado en DAMBRK.

La descripción hidráulica es análoga a la presentada en el punto 3, la descarga es considerada como un vertedero de pared ancha, donde el coeficiente de descarga C_D se modifica por un coeficiente de sumersión k_s, dependiente de la relación entre los niveles de agua del embalse y en el cauce inferior, y por un coeficiente de corrección por velocidad c_v dependiente de las dimensiones de la presa. El caudal liberado queda entonces definido por la siguiente ecuación:

$$Q_b = c_v k_s(\, 3.1 b_i (h - h_b)^{1.5} + 2.45\, z (h - h_b)^{2.5})$$

$$k_s = \begin{cases} 1.0 - 27.8\left(\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67\right)^3 & \text{si} \frac{h_t - h_b}{h - h_b} > 0.67 \\ 1.0 & \text{si} \quad \frac{h_t - h_b}{h - h_b} \geq 0.67 \end{cases}$$

$$c_v = 1.0 + 0.023 \frac{Q_b^2}{B_d^2\,(h - h_{bm})^2 (h - h_b)}$$

Funciones de forma de la brecha:

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm})\left(\frac{t}{t_f}\right)^p \qquad \text{si } 0 < t < t_f$$

$$b_i = b\left(\frac{t}{t_f}\right)^p \qquad \text{si } 0 < t < t_f$$

Donde: Q_b = Caudal total que sale por la brecha [pie^3/s]
k_s = Coeficiente por submerción
c_v = Coeficiente por velocidad
b_i = Ancho de la brecha en un instante i [pie]
b = Ancho final de la brecha [pie]
t = Tiempo transcurrido desde el comienzo de formación de la brecha [hr]
t_f = Tiempo de formación de la brecha [hr]
h = Altura de agua en el embalse [pie]
h_b = Altura del fondo de la brecha [pie]
h_{bm} = Elevación final del fondo de la brecha [pie]
h_t = Altura de agua tras la brecha [pie]
z = pendiente lateral de la brecha (z horizontal : 1 vertical)
B_d = Ancho del embalse en el lugar de la presa [pie]

El valor de p corresponde a un parámetro de no linealidad de la formación de la brecha, sin embargo en esta investigación no se encontró información al respecto de su utilización y usualmente se escoge el valor de 1 (formación lineal). USACE en HEC-RAS incluye la opción de elegir una progresión del tipo sinusoidal de la forma dada a continuación. CDOWR recomienda utilizar la progresión más desfavorable aguas abajo en el análisis de rotura.

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm})\frac{1}{2}\left(1 + Sen\left(\frac{\pi}{t_f}t - \frac{\pi}{2}\right)\right) \text{ y } b_i = b\frac{1}{2}\left(1 + Sen\left(\frac{\pi}{t_f}t - \frac{\pi}{2}\right)\right)$$

Para el caso de modelar la falla por erosión interna las ecuaciones son las siguientes:

$$Q_b = 4.8\, A_p\left(h - \bar{h}\right)^{1/2}$$
$$A_p = 2b_i\left(h_p - h_b\right)$$

Y se considera que el flujo pasa a ser de vertedero (situación anterior) cuando se cumple la condición $h < 3h_p - 2h_b$.

Donde: A_p = Área del conducto interno [pie^2]
$\bar{h}$ = Altura media del conducto interno [pie]

El tiempo de formación de la brecha t_f y su forma, junto con una curva de capacidad del embalse y/o una crecida de afluente al embalse, son los parámetros de entrada del modelo. El tránsito se puede realizar iterativamente y obtener así el hidrograma de rotura con las ecuaciones dadas de Q_b.

2.4.1.4. Modelo SMPDBK

El SMPDBK o "Simplified Dam Break" es un modelo que fue diseñado para ser fácil y rápido de usar, dadas las limitaciones de la época en la cual fue creado (1983) para utilizar el mucho más sofisticado DAMBRK. Así mismo, requiere una cantidad de datos mínima y experticia técnica mucho menor. SMPDBK reduce el proceso de la brecha solamente a estimar el caudal máximo de salida, posteriormente calcula la atenuación espacial del caudal y el tiempo de arribo de la onda mediante curvas adimensionales empíricas.

$$Q_{max} = Q_0 + 3.1\, B_r \left(\frac{C}{\frac{tf}{60}+\frac{C}{\sqrt{H}}}\right)^3 \; [pie^3/s]$$

$$C = 23.4\frac{A_s}{B_r}$$

Para el caso de una falla muy rápida las ecuaciones cambian a las formas siguientes, cuando se cumple que $t_f < 0.001H$, con H en pies.

$$Q_{max} = 3.1\, B_r\, (I_v\, I_n) H_d^{3/2}$$

$$I_v = \left(1 + 0.148\left(\frac{B_r}{B}\right)^2 (m+1)^2 - 0.083\left(\frac{B_r}{B}\right)^3 (m+1)^3\right)^{3/2}$$

$$I_n = \left(1 - 0.5467\left(\frac{B_r}{B}\right)(m+1) + 0.2989\left(\frac{B_r}{B}\right)^2 (m+1)^2 - 0.1634\left(\frac{B_r}{B}\right)^3 (m+1)^3 + 0.893\left(\frac{B_r}{B}\right)^4 (m+1)^4 - 0.0488\left(\frac{B_r}{B}\right)^5 (m+1)^5\right)^{3/2}$$

$$m = \frac{LogB_I - LogB_2}{LogH_I - LogH_2}$$

Donde:

	A_s:	Área del embalse [acre]
	B:	Ancho del valle en la zona de la presa [pie]
	B_r:	Ancho de brecha [pie]
	Q_o:	Flujo base (turbinas, vertederos, etc.) [pie^3/s]
	m:	Parámetro de hipsometría del embalse
	t_f:	Tiempo de falla [min]

2.4.1.5. Modelo Gráfico de Walder, O'Connor y Costa

Walder, O'Connor y Costa (1996, 1997) desarrollaron un método para estimar el hidrograma producto de la rotura de una presa, que aparte de ser rápido de aplicar debido a su naturaleza gráfica, entrega detalles interesantes acerca de la incidencia relativa de los parámetros de rotura en la magnitud de la descarga máxima ocasionada por la brecha.

El modelo matemático consta de 3 partes: primero el embalse se caracteriza según su hipsometría y volumen total. Segundo, la brecha se define de la misma manera que lo hizo Fread en DAMBRK, de forma trapezoidal con sus características dadas según la Figura 2-18, en este caso sujeta sólo a erosión lineal. Tercero, la descarga a través de la brecha se supone análoga a la descarga de un vertedero de pared gruesa, también análogo a DAMBRK.

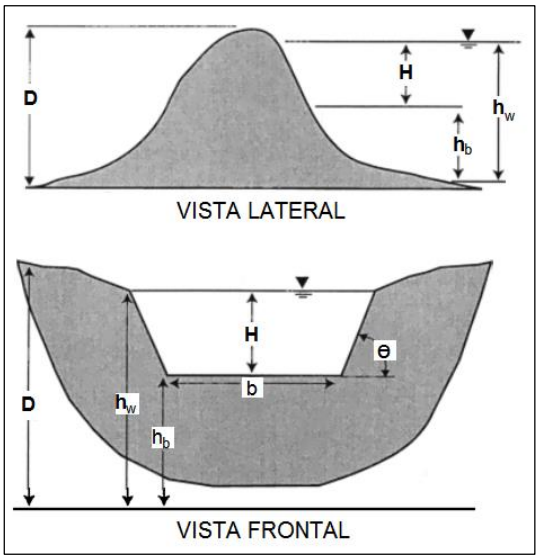


Figura 2-18: Descripción de la brecha según Walder, O'Connor y Costa

La brecha se caracteriza por 3 parámetros, una tasa de erosión vertical lineal k ($k = D/t_f$ donde t_f es el tiempo de formación de la brecha), la relación entre el ancho y profundidad de la brecha r (que se mantiene idéntica para cada instante de tiempo) y la pendiente lateral θ:

$$h_w = H + h_b(t) \text{ [1]} \qquad h_b(t) = \begin{cases} rkt & si\ t < t_f \\ 0 & si\ t \geq t_f \end{cases} \text{ [2]} \quad b(t) = \begin{cases} rkt & si\ t < t_f \\ rD & si\ t \geq t_f \end{cases} \text{ [3]}$$

$$t_f = D/k$$

El embalse se caracteriza según una relación potencial del tipo $V = V_0 \left(\frac{h_w}{D}\right)^m$ [4] y la descarga de la brecha según la ecuación $Q = g^{1/2}H^{3/2}(C_1 b + C_2 Cot\theta H)$ [5]. De la ecuación de continuidad se tiene $\frac{dV}{dt} = Q_i - Q$ [6]. Walder y O'Connor consideraron el caudal de entrada despreciable frente al de salida ($Q_i = 0$). Bajo estas suposiciones se tiene:

[3] en [5]: $$Q = \begin{cases} g^{1/2}H^{3/2}(C_1 rkt + C_2 Cot\theta H) & si\ t < t_f \\ g^{1/2}H^{3/2}(C_1 rD + C_2 Cot\theta H) & si\ t \geq t_f \end{cases} \text{ [7]}$$

De [4]: $$\frac{dV}{dt} = \frac{d}{dt}\left(V_0 \left(\frac{h_w}{D}\right)^m\right) \text{[8]}$$

[1] en [8]: $$\frac{dV}{dt} = \frac{V_0}{D^m} m(H + h_b)^{m-1}\left(\frac{dH}{dt} + \frac{dh_b}{dt}\right) \text{[9]}$$

[7] y [9] en [6]: $$\frac{dH}{dt} = \begin{cases} k - \frac{D^m}{V_0 m} g^{1/2} H^{3/2} \frac{(C_1 rkt + C_2 Cot\theta H)}{(H+D-kt)^{m-1}} & si\ t < t_f \\ -\frac{D^m}{V_0 m} g^{1/2} H^{5/2-m} (C_1 rD + C_2 Cot\theta H) & si\ t \geq t_f \end{cases}$$

Utilizando los parámetros de escala $H^* = H/D$, $Q^* = Q/g^{1/2}D^{5/2}$, $t^* = t/t_f$ e introduciendo la variable $\eta = \left(\frac{V}{D^3}\right)\left(\frac{k}{\sqrt{gD}}\right)$ se plantean las siguientes ecuaciones adimensionales:

$$\frac{dH^*}{dt^*} = \begin{cases} 1 - (\frac{1}{m\eta}) \frac{(C_1 rt^* + C_2 Cot\theta H^*)}{(H^*+1-t^*)^{m-1}} H^{*3/2} & si\ t^* < 1 \\ -(\frac{1}{m\eta})(C_1 r + C_2 Cot\theta H^*) H^{*5/2-m} & si\ t^* \geq 1 \end{cases} \quad [10]$$

$$Q^* = \begin{cases} (C_1 rt^* + C_2 Cot\theta H^*) H^{*3/2} & si\ t^* < 1 \\ (C_1 r + C_2 Cot\theta H^*) H^{*3/2} & si\ t^* \geq 1 \end{cases} \quad [11]$$

Dados m, η, r y la condición inicial de $h_w(t=0) = D \Rightarrow H^*(t^*=0) = 0$, la ecuación [10], que corresponde a una ecuación diferencial ordinaria, puede resolverse numéricamente para H^* en función del tiempo adimensional t^*, utilizando [11] en cada intervalo de discretización para calcular la descarga y así formar un hidrograma de salida adimensional, recuperando el respectivo Q^*_{max} para un t^*_{max}. Resolviendo el hidrograma para valores de η comprendidos en el rango se puede obtener una curva de Q^*_{max} vs η y t^*_{max} vs η para parámetros fijos de m y r.

Walder y O'Connor indican que el parámetro η varía en varios órdenes de magnitud, dependiendo de la presa y la tasa de erosión, desde 10^{-3} hasta 10^2. Al observar el comportamiento de Q^*_{max} puede apreciarse que éste depende fuertemente del parámetro η, débilmente de m (hipsometría) y débil o fuertemente de r según el valor de η. En las figuras Figura 2-19, Figura 2-20 y Figura 2-21 se observa un ejemplo del comportamiento para los parámetros indicados.

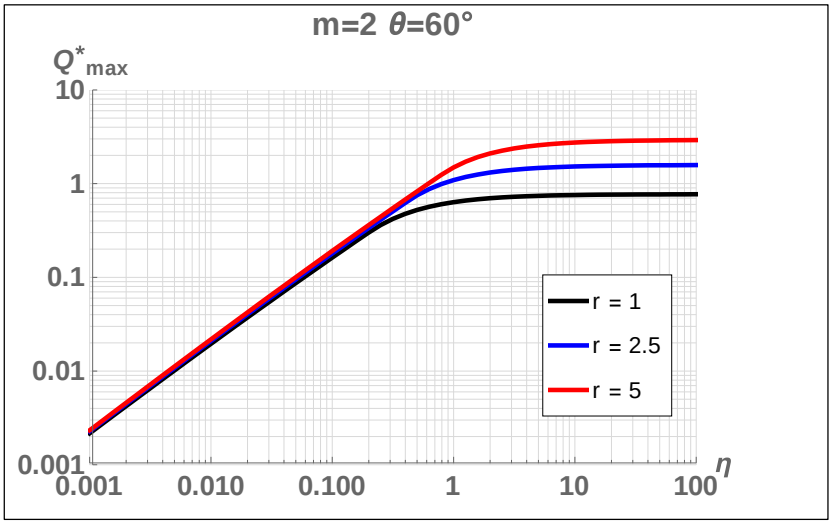


Figura 2-19: Ejemplo Q*máx. vs η – r variable.

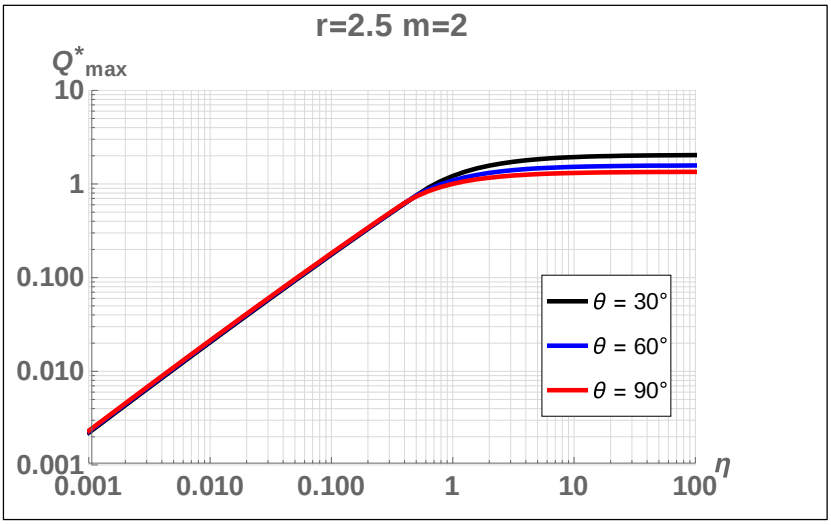


Figura 2-20: Ejemplo Q*max vs η – θ variable.

El parámetro η puede considerarse como el producto de un volumen adimensional por una tasa erosiva adimensional. Considerando esto, se observa que para valores de $\eta \gg \sim 1$ el valor de la descarga adimensional tiende a un valor constante. Esto se puede entender como el caso de un embalse muy grande, donde la magnitud de la descarga máxima es relativamente insensible a la tasa de erosión, ya que la brecha se desarrolla totalmente antes que haya un descenso significativo del nivel de agua. En este caso la *forma final de la brecha* es importante, no así la forma del valle.

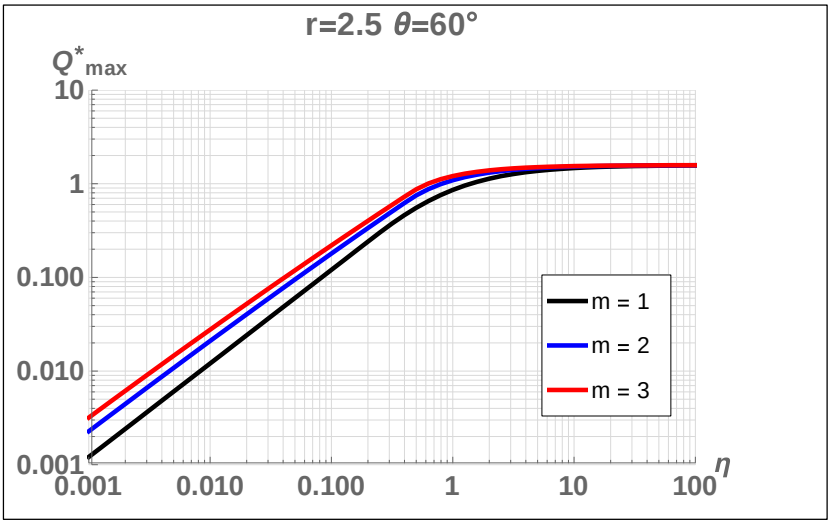


Figura 2-21: Ejemplo Q*máx. vs η – m variable.

Para $\eta \ll \sim 1$, se observa que la descarga tiende a un valor que satisface una relación del tipo $Q^*_{max} = \propto \eta^{\beta}$ que es relativamente insensible a θ y r (Figura 2-19 y Figura 2-20), no así a la hipsometría (Figura 2-21) y la tasa erosiva k. En este caso el descenso de nivel embalsado es importante antes del desarrollo completo de la brecha y puede considerarse como una *brecha rápida*, donde la *hipsometría y velocidad de erosión* dominan la magnitud máxima del caudal liberado.

Como resultado de lo anterior, se desprende que una rápida inspección del rango de valores factibles de η puede simplificar desde un comienzo el análisis del rompimiento de una presa, siendo la forma de la brecha poco relevante en el caso de $\eta \ll 1$ y el tiempo de formación en el caso de $\eta \gg 1$.

Resumiendo el caso de $t^*_{max}\ vs\ \eta$: éste se comporta de manera similar a lo discutido anteriormente. Walder y O'Connor propusieron una relación simple del tipo $t^*_{max} = \propto \eta^{\beta}$ cuando $\eta \ll 1$ y $t^*_{max} = 1$ en caso contrario.

Finalmente, como el método permite obtener el punto (t_{max}, Q_{max}) en el hidrograma de salida, la longitud total del hidrograma se puede estimar simplemente igualando los volúmenes del hidrograma con del agua embalsada $V_0 = \frac{1}{2}(Q_{max}t_{max}) + \frac{1}{2}\left(Q_{max}\left(t_{final} - t_{max}\right)\right)$ y así formar un hidrograma triangular de salida (Figura 2-22) para realizar el tránsito aguas abajo con un modelo hidráulico adecuado.

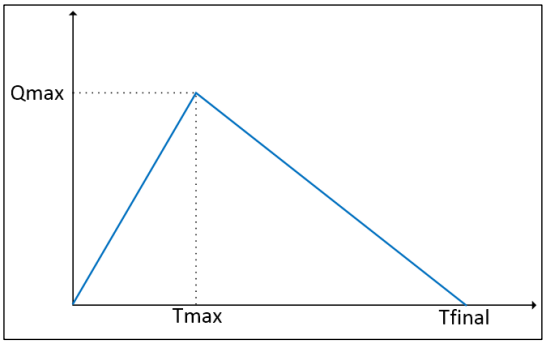


Figura 2-22: Hidrograma triangular de salida.

En adición a presentar el método, Walder y O'Connor propusieron un rango de valores para la tasa erosiva k según datos históricos de los cuales ésta pudo ser razonablemente estimada. El valor de $10 < k < 200$ fue propuesto como un rango general. Los datos compilados se presentan a continuación.

Tabla 2-13: Tasa k y parámetros calculados para roturas históricas (Walder, 0'Connor 1997).

Falla Histórica	$V, 10^6\ [m^3]$	$D\ [m^3]$	$Q_p\ [m^3/s]$	$t_f\ [Hrs]$	$k\ [m/h]$	η	Q_p^*
Apishapa, EEUU	22.8	28	6860	0.75	37	0.64	0.53
Baldwin Hills, EEUU	0.91	12.2	991	0.33	37	0.47	0.61
Birehi Ganga, India	460	97.5	56650	1	91	0.43	0.19
Buffalo Creek, EEUU	0.5	14.4	1400	0.1	150	0.58	0.57
Castlewood, EEUU	6.17	21.3	3570	0.5	43	0.53	0.55
French Landing, EEUU	3.87	8.53	925	0.58	15	2.84	1.4
Hatchtown, EEUU	16.8	15.8	7000	1	17	1.52	2.25
Hell Hole, EEUU	30.6	35.1	7350	0.75	47	0.5	0.32
Isfayramsay, Ex URSS	6.5	90	4960	1	90	0.0075	0.21
La Josefina, Ecuador	170	40	5000	8	5	0.19	0.16
Little Deer Creek, EEUU	1.23	16.8	1330	0.33	69	0.28	0.37
North Fork, EEUU	0.3	9	450	0.67	13.4	0.17	0.59
Río Mantaro, Perú	500	107	10000	4	27	0.095	0.027
Oros, Brasil	650	35.4	13600	8.5	4.2	0.92	0.58
Río Pisque, Ecuador	2.5	30	480	3.5	8.6	0.013	0.031
Schaeffer, EEUU	4.4	30.5	4900	0.5	61	0.15	0.29
Teton, EEUU	310	67	65200	1.25	54	0.6	0.57
Tunawea, Nueva Zelanda	0.63	20	250	1	20	0.031	0.045

2.4.2. Aproximación Mecanística

Los modelos físicos se diferencian significativamente de los modelos paramétricos vistos hasta ahora. En éstos, la progresión de la brecha en la presa es estimada incorporando aspectos de hidráulica, mecánica de suelos, transporte de sedimentos y geotecnia.

Singh (1996) incluye una recopilación detallada de modelos propuestos por: Cristofano, Harris y Wagner, Brown y Rogers, Ponce y Tsivoglou, Lou, Nogueira, Fread, Singh y Scarlatos.

De ellos, BREACH propuesto por Fread es uno de los más populares, éste consta de los siguientes componentes principales:

1. Balance de agua en el embalse.
2. Progresión de la brecha.
3. Transporte de sedimentos.
4. Progresión de la brecha por colapso.

El primer componente del modelo no difiere demasiado de la manera de realizar el balance de agua ya explicada en las secciones anteriores, el modelo utiliza las mismas ecuaciones de descarga obtenidas de principios de energía y el volumen en el embalse se estima mediante una curva de capacidad.

La estimación de la progresión de la brecha dista considerablemente de la vista hasta el momento en los modelos empíricos. Ésta se estima de las propiedades del material del relleno caracterizado por el ángulo de fricción interna, la cohesión, y el diámetro medio de las partículas; junto con la tasa de transporte de sediento que es capaz de acarrear el flujo.

La tasa de transporte de sedimento erosionado de las paredes de la brecha se estima mediante la relación de Meter-Peter y Müller o la de Du Boys considerando las características del relleno y el caudal que cruza la brecha.

Durante la ejecución del modelo, la altura de la brecha puede ser tal que implique el colapso de las secciones laterales de la misma. El modelo considera la influencia de la cohesión para determinar tal altura y corrige la forma de la brecha cuando se evalúa un colapso.

El modelo es aplicable sólo a presas de rellenos cohesivos homogéneas, sin elementos filtrantes como una pared arcillosa o un núcleo de hormigón.

Capítulo 3. Aplicación al Embalse Quillay

El siguiente capítulo tiene como finalidad aplicar las técnicas investigadas en el capítulo anterior a un caso particular correspondiente al embalse Quillay. Primero se describen brevemente sus características constructivas junto con la geografía de una extensión a lo largo del río aguas abajo de unos 25 km. El análisis de rotura se realiza de 3 formas, las cuales difieren en su complejidad según se explica más adelante. Finalmente se discuten los resultados de estos 3 análisis.

3.1. Antecedentes

3.1.1. Ubicación

El embalse Quillay fue diseñado por la empresa MN Ingenieros y está proyectado para construirse en la 4ta Región de Coquimbo, a unos 15 kilómetros al sureste de la ciudad de Combarbalá, interceptando la cabecera del río que lleva el mismo nombre (UTM: 19S 319700E 6540700N).

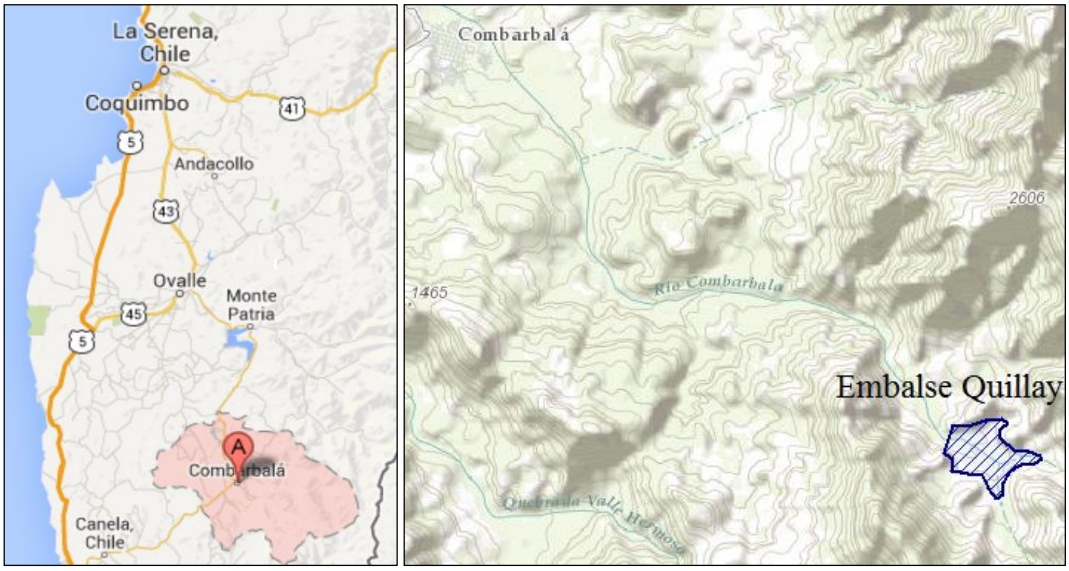


Figura 3-1: Mapa de ubicación de embalse Quillay.

3.1.2. Características constructivas, sección transversal

La presa proyectada es de tipo relleno rocoso zonificado con revestimiento de concreto. La elevación estimada del plinto, fundado sobre el basamento rocoso aguas arriba, es de 1492 m y la elevación superior del parapeto es de 1619.5 m, 1.2 m sobre el nivel de coronamiento, obteniéndose una altura preliminar de 117 metros. La obra de descarga corresponde a un vertedero no controlado de 40 m de ancho.

La pantalla de hormigón tiene un espesor variable desde 30 cm en el tope hasta 50 cm en la base. Tras ella se encuentra una capa filtrante y una de transición, ambas de 3 m de ancho en lo horizontal con tamaños máximo del material de 3” y 9” respectivamente. La zona adyacente al plinto tiene además un filtro arenoso con tamaño máximo de material de ½”. El núcleo está constituido por una zona aguas arriba con rocas de hasta 20” y una zona aguas abajo con bloques de hasta 24”. El riprap aguas abajo corresponde a bloques de hasta 24” (Ver Figura 3-2).

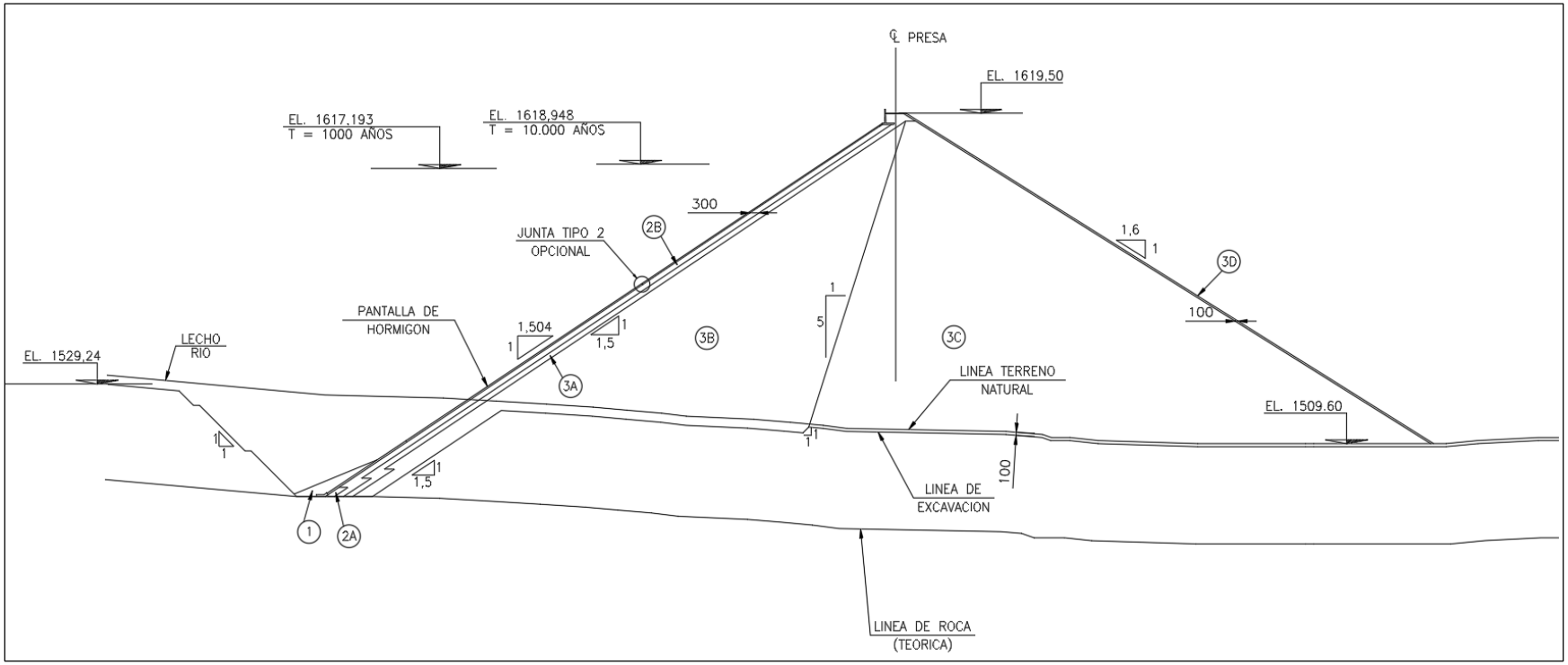


Figura 3-2: Sección transversal y zonificación embalse Quillay.

Tabla 3-1: Resumen características de zonificación.

Zona	**Materiales**
1	Finos < #200 no cohesivos
2A	Gravas arenosas < 1 ½” y 5%<#200.
2B	Gravas < 3” con 4 a 12% < #200
3A	Enrocados < 9”
3B	Enrocados < 20”
3C	Enrocados y rocas < 24”
3D	Enrocados y bolones de rechazo > 3” y < 24”

3.1.3. Perfil Longitudinal

La longitud de coronamiento es de unos 550 metros. El ancho en la base a la altura del lecho de río es de unos 260 m aproximadamente. La pendiente del valle que confina la presa varía de 2H:1V a 1H:1V.

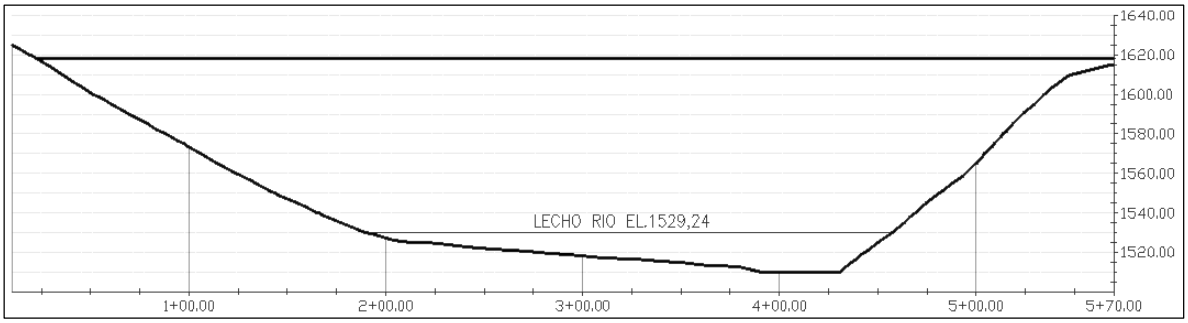


Figura 3-3: Perfil longitudinal presa.

3.1.4. Curva de Capacidad

La curva de capacidad del embalse, junto con una relación potencial ajustada, se incluye a continuación. Los niveles máximos de almacenamiento normal y considerando una tormenta de un determinado periodo de retorno en la cuenca se incluyen en la Tabla 3-2.

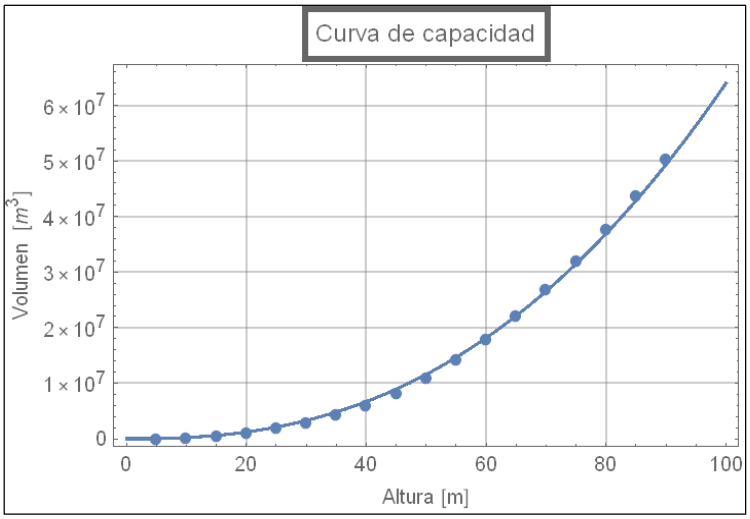


Figura 3-4: Curva de capacidad embalse Quillay.

Parámetro hipsométrico m en $V = V_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)^m$:

m = 2.43

Tabla 3-2: Cotas características y almacenamiento embalse Quillay

	Altura [m]	Elevación [m.s.n.m.]	Volumen [m^3]	Área [m^2]
Máximo	94.5	1619.5	5.5653×10^7	1.45253×10^6
T=10000	93.9	1618.9	5.47854×10^7	1.44082×10^6
T=1000	92.19	1617.19	5.2357×10^7	1.40744×10^6
Normal	89.5	1614.5	4.86687×10^7	1.35494×10^6

3.1.5. Hidrología

A continuación, se presentan las crecidas de diseño asociadas a diferentes periodos de retorno que se tienen como antecedente del Estudio Hidrológico. La finalidad de presentar estos valores corresponde a contrastar la magnitud de la crecida ocasionada por rotura con los valores extremos de la crecida en régimen natural.

Tabla 3-3: Caudales máximos estimados para diferentes periodos de retorno.

T [años]	Crecida de Diseño [m^3/s]
2	5
5	17
10	29
20	46
25	53
50	77
100	222
200	293
250	319
500	406
1000	503

El evento hidrológico que se modelará corresponde a la crecida con periodo de retorno T=1000 años, cuyo hidrograma de llegada al embalse se incluye a continuación:

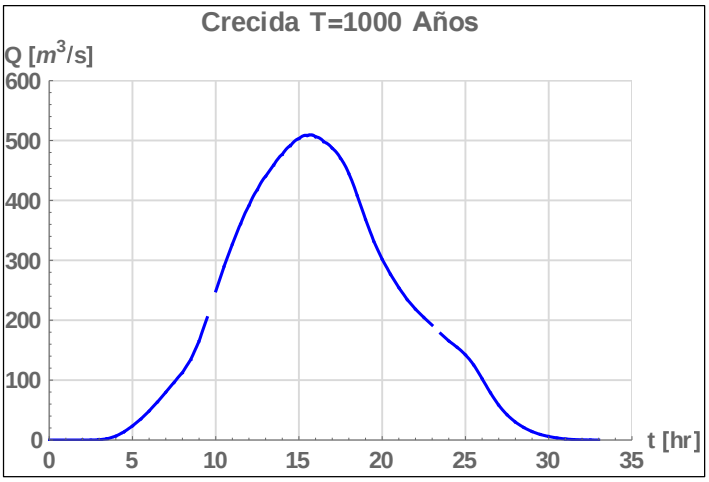


Figura 3-5: Crecida de diseño T=000 años. (Estudio: Factibilidad Embalse Murallas Viejas)

3.2. Extensión Área de Estudio

La zona aguas abajo que se considera para el análisis se extiende aproximadamente 25 km por el río Combarbalá, incluyendo a la ciudad con el mismo nombre a unos 15 km de la presa. La geomorfología corresponde a la de los valles cordilleranos transversales del Norte Chico, comprendiendo un valle estrecho y empinado, fuertemente confinado por cadenas montañosas.

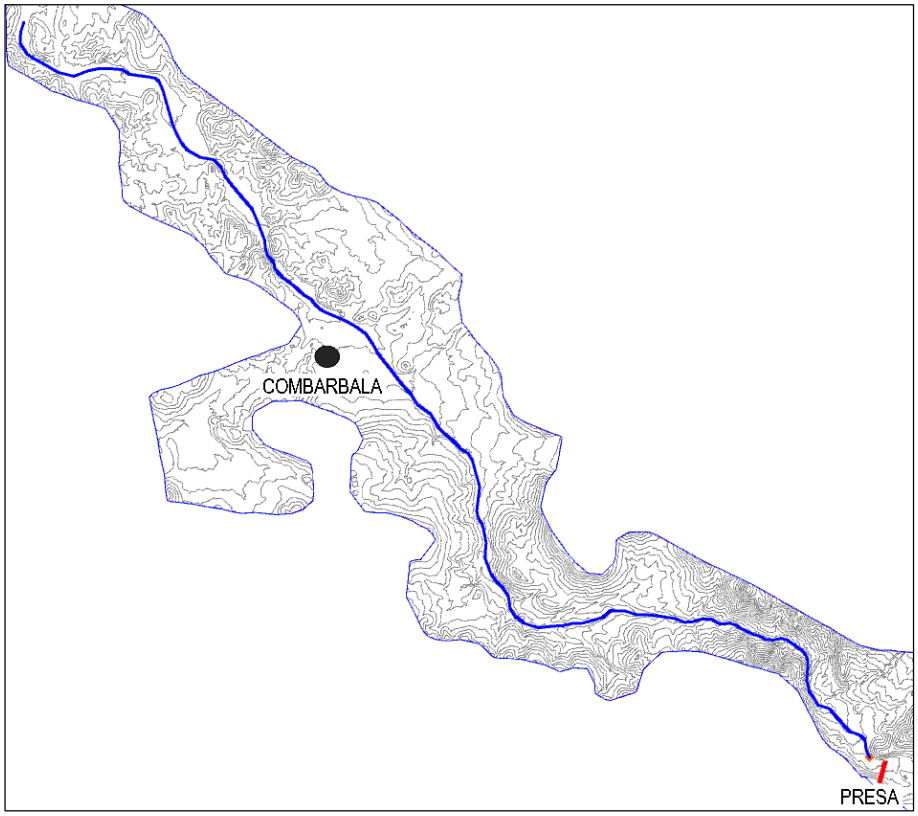


Figura 3-6: Extensión área de estudio.

3.3. Modelación de Zonas de Inundación

Para modelar el valle aguas abajo, se combinó la información topográfica con fotografías aéreas para delimitar zonas de rugosidades homogéneas. La delimitación se llevó a cabo con un software de manejo de información geográfica. Estos datos se utilizaron posteriormente para el modelado de la rotura por onda dinámica en 2D.

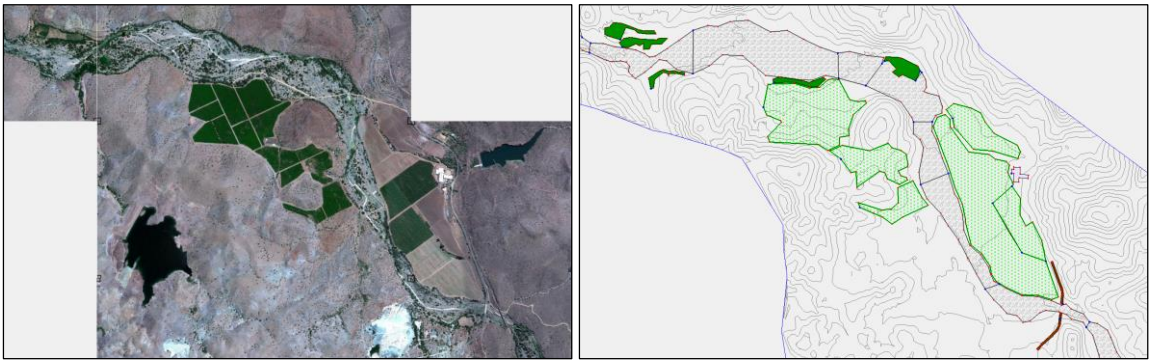


Figura 3-7: Ejemplo de zonificación de rugosidad. Sector cruce D-55 y Río Combarbalá.

Para la modelación de las zonas urbanas en el caso de la modelación en 2 dimensiones, se optó por la alternativa de fricción local junto con la desactivación de celdas del dominio, descritas en Parte I, 2.3.3.4. Se decidió utilizar este método puesto que la resolución necesaria para aplicar las alternativas disponibles habría supuesto un costo computacional excesivo en función de la extensión del área de estudio.

Figura 3-8: Ejemplo de modelación zona urbana. Combarbalá con del río.

Los valores de rugosidad utilizados para las zonas son los siguientes:

Tabla 3-4: Valores de rugosidad utilizados.

Tipo de Zona	**Rugosidad de Manning (n)**
Cultivos parronales	0.08
Edificaciones	0.4
Lecho de río	0.035
Pavimento	0.011
Tierra	0.025
Vegetación densa	0.15

3.4. Análisis incremental propuesto

Conforme a la investigación del capítulo I se proponen distintos niveles de análisis de la rotura según complejidad. El objetivo corresponde a determinar el nivel de detalle en el análisis que vale la pena llevar a cabo, considerando en primer lugar la incerteza en los parámetros de entrada a los modelos de rotura e hidrodinámicos (especialmente de los parámetros de rotura) y, en segundo lugar, considerando la necesidad de buscar el "peor caso posible" que implica la naturaleza del problema.

3.4.1. Nivel Simple

Se considera un análisis similar al propuesto como más básico por CDOWR y FEMA. La rotura se caracteriza sólo por el caudal máximo en la brecha y el tránsito aguas abajo en las zonas de interés se realiza considerando una situación hidráulica de flujo permanente del flujo atenuado según la fórmula USBR. La llegada de la onda se estima según el método simplificado propuesto por FERC (1993) detallado a continuación:

(1) Asumir un canal rectangular con pendiente promedio constante.

(2) Calcular una profundidad del flujo utilizando la fórmula de Manning modificada:

$$d = \left(\frac{Q_{max}\, n}{b\sqrt{S}}\right)^{3/5}$$

donde: d=profundidad del flujo en la sección aproximada
Q_{max}=descarga máxima (de Parte I, 0)
b=ancho promedio de la sección
S=pendiente promedio de la sección
n=coeficiente de rugosidad de Manning

(3) Calcular la velocidad promedio:

$$V = \frac{\sqrt{S} d^{2/3}}{n}$$

donde: V=velocidad promedio

(4) Calcular la velocidad de onda cinemática:

$$C = \frac{5}{3} V$$

donde: C=velocidad de onda

FERC propone la siguiente ecuación como aproximación gruesa:
$C = 234(S)^{0.5}$ con S=pendiente en [m/m]

(5) Determinar tiempo de viaje a las secciones de interés:

$$T = \frac{X}{C}$$

donde: T=tiempo de viaje
X=distancia de la presa

Las entradas para este nivel de análisis son: el volumen almacenado y área de la superficie de agua como datos del embalse, pendiente promedio aguas abajo y la sección transversal aproximada de las zonas de interés aguas abajo.

3.4.2. Nivel Intermedio

Antes del tránsito de un hidrograma explícito de rotura se considera la opción de transitar un hidrograma triangular aproximado. Se considera el hidrograma triangular obtenido por el método de Walder, O'Connor y Costa (cap. I, 2.4.1.5) y el tránsito aguas abajo se realiza por medio de un modelo hidrodinámico 1D.

Las entradas de este nivel de análisis son: Volumen de agua almacenado al momento de la rotura e hipsometría aproximada como datos del embalse, secciones transversales aguas abajo y rugosidad hidráulica de las áreas de inundación.

3.4.3. Nivel Avanzado

En este nivel se considerará el hidrograma de rotura obtenido según DAMBRK como entrada para un modelo hidrodinámico 2D, de manera análoga al nivel avanzado recomendado por FEMA.

Las entradas para este nivel de análisis corresponden a la curva de almacenamiento del embalse (o secciones transversales), la crecida hidrológica junto con la información del funcionamiento de vertederos para establecer un flujo base antes de la rotura, levantamiento topográfico y fotografías aéreas o satelitales para determinar el tipo de cobertura que define la rugosidad hidráulica.

3.4.4. Resumen

Las principales características de los diferentes niveles de análisis se incluyen a continuación:

Tabla 3-5: Resumen de tipos de análisis de rotura propuestos.

	Caracterización de la rotura	**Tránsito aguas abajo**	**Entradas***
Simple	Q_{max} de SMPDKB	Atenuación por fórmula USBR Tiempo de llegada por recomendación de FERC	Volumen inicial Área superficie de agua Pendiente promedio Rugosidad y sección transversal aproximada
Intermedio	Hidrograma triangular Walder y O'Connor	Niveles y tiempo de llegada por modelo hidrodinámico 1D (ej: Hec-Ras, Fldwav)	Volumen inicial Relación hipsométrica Múltiples secciones transversales
Avanzado	Hidrograma DAMBRK	Niveles y tiempo de llegada por modelo hidrodinámico 1D o 2D (ej: Basement, Iber, SRH-2D).	Volumen inicial Curva de almacenamiento Levantamiento topográfico detallado.

*Para todos los casos se requiere estimar los parámetros de rotura.

3.5. Desarrollo Análisis

3.5.1. Parámetros de Rotura

Se calcularon los parámetros de rotura según las ecuaciones recopiladas en la Parte I aplicables a presas de relleno no cohesivo. También se incluyeron los resultados de ecuaciones envolventes y los lineamientos de FERC. Los resultados se incluyen a continuación:

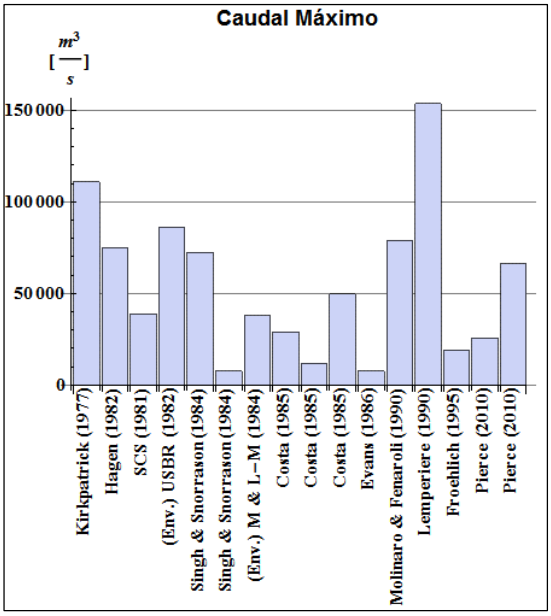


Figura 3-9: Caudales máximos estimados.

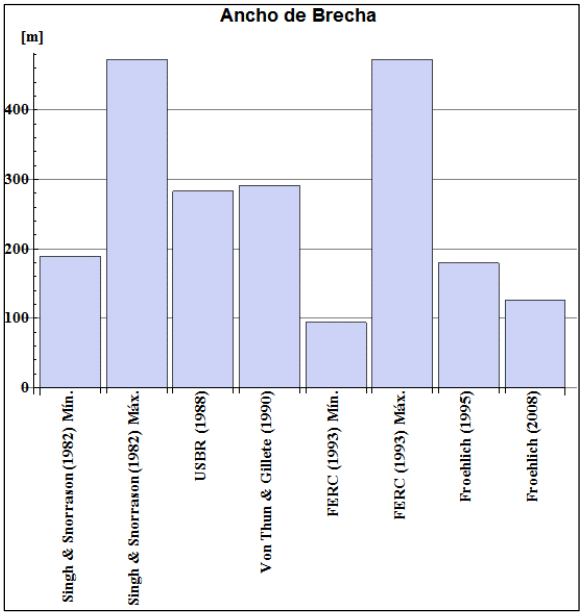


Figura 3-11: Anchos finales de brecha estimados.

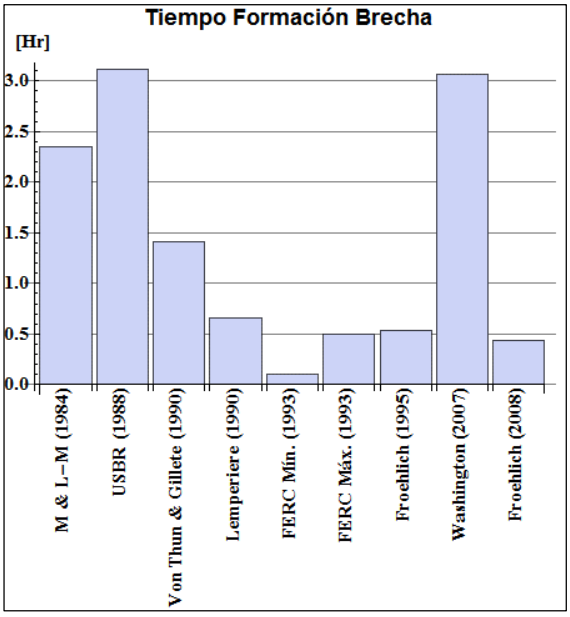


Figura 3-10: Tiempos de formación estimados.

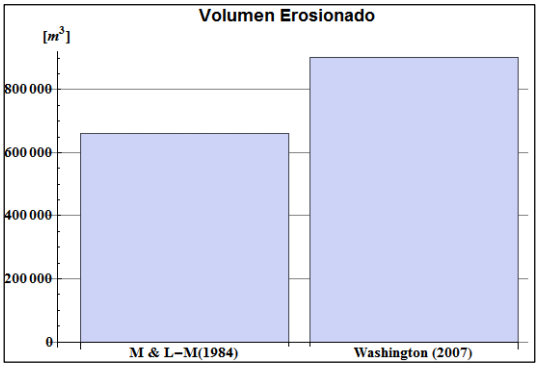


Figura 3-12: Volúmenes de relleno erosionado estimados.

3.5.1.1. Incerteza en los Parámetros de Rotura

La gran incerteza en los parámetros de rotura queda de manifiesto en prácticamente todos los valores estimados. En el caso del caudal máximo, se observa que incluso los valores obtenidos de ecuaciones envolventes son superados por ecuaciones de ajuste. Para el tiempo de formación de la brecha se observa un sesgo a los valores inferiores, sin embargo, la dispersión es alta. Los valores del ancho de la brecha llegan incluso a predecir valores que sobrepasan el ancho del valle en cuestión.

La gran dispersión en los resultados para las características de la presa en estudio hace discutible cualquier estimación que pueda obtenerse de las relaciones empíricas investigadas en el capítulo 2. En efecto, si se verifica la combinación de almacenamiento y altura del Quillay, la base de datos de Pierce y Wahl mostrada en el capítulo anterior, se obtiene que el caso corresponde a un caso extremo donde no existen datos históricos semejantes.

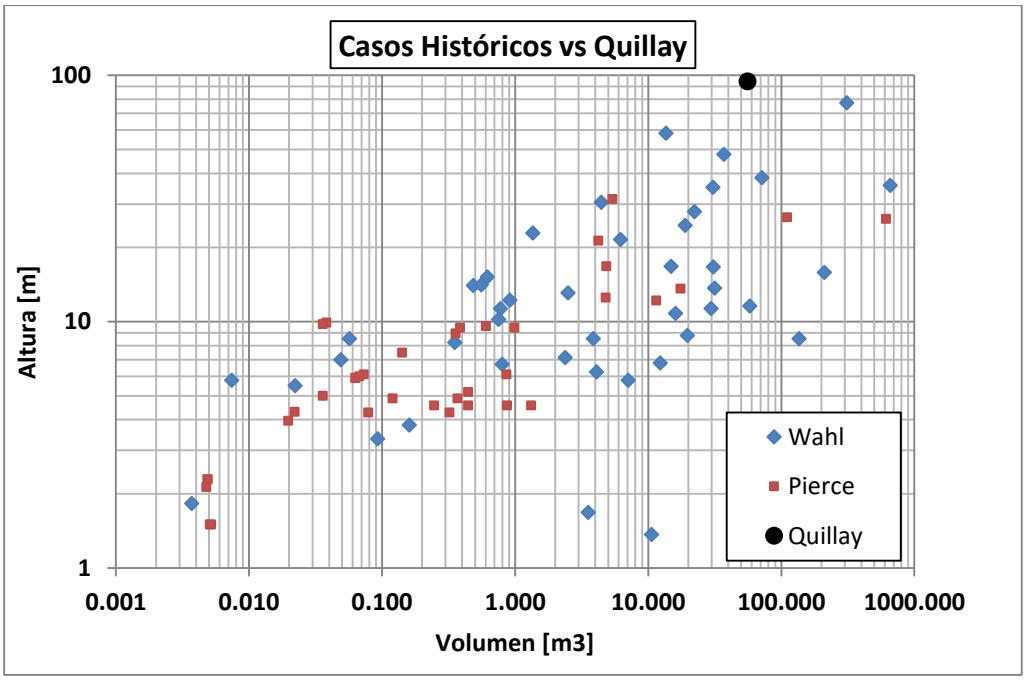


Figura 3-13: Casos históricos según almacenamiento y altura vs Quillay.

3.5.1.2. Parámetros elegidos

<u>Tiempo de Formación</u>

Conforme a que:

- La única presa del tipo relleno rocoso con revestimiento de concreto documentada en la base de datos de Wahl registra una altura de 57.5 [m] y un tiempo de formación aproximado de 0.25 [hr], equivalente a aproximadamente erosión de 230 [m/h].
- El valor de k (tasa de erosión vertical) máximo documentado por Walder y O'Connor es del orden de 100 [m/h] para presas de alturas aproximadas a la del Quillay (app. 90 [m]).

Se decidió desestimar la cota inferior de FERC de 0.1 [hr] (equivalente a $k = 945\ [m/h]$) y sensibilizar el problema a los valores dados por: $k = 200$, $k = 100$ y $k = 50$ [m/h].

Los valores del tiempo de formación y del parámetro adimensional η asociados a estos valores de k se incluyen en la siguiente tabla.

Tabla 3-6: Tiempos de formación elegidos.

$\boldsymbol{k}\ [\boldsymbol{m/h}]$	$\boldsymbol{t_f}\ [\boldsymbol{hr}]$	$\boldsymbol{\eta}$
200	0.48	0.113
100	0.94	0.060
50	1.89	0.030

Ancho de Brecha y Pendiente Transversal

Considerando el rango abarcado por el parámetro η en la Tabla 3-6 y verificando la Figura 2-19 y Figura 2-20 de la Parte I se observa que para todas las velocidades de erosión, la descarga máxima es mayoritariamente independiente de los parámetros de ancho final y pendiente transversal. De todas maneras, los parámetros son necesarios para DAMBRK y SMPDBK por lo que se elige:

$B = 250\ [m]$ (Máximo ancho posible en la base del valle, equivalente a $r = 2.5$)
$\theta = 60°$ (Aproximado a la pendiente lateral del valle)

3.5.2. Evaluación Método de Tránsito en Embalse

Para los tiempos de formación y las características del embalse debe comprobarse la posibilidad de aplicar el tránsito por piscina nivelada, de ser factible, el análisis del vaciado del embalse se simplifica notablemente versus la alternativa físicamente correcta, correspondiente al tránsito por onda dinámica que considera los efectos de fricción e inercia del flujo de agua embalsada.

Los parámetros del embalse necesarios se obtienen directamente de la topografía:

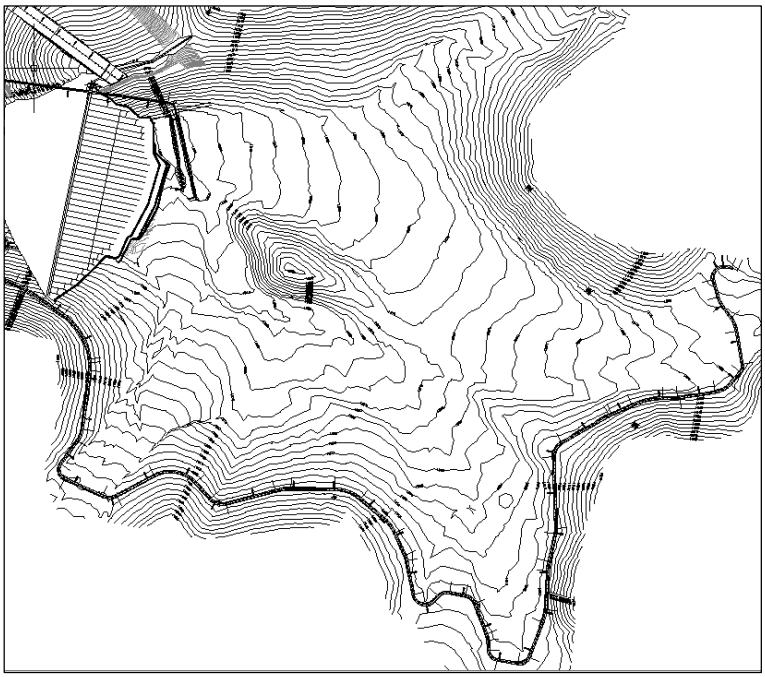


Figura 3-14: Vista en planta embalse proyectado.

Tabla 3-7: Parámetros para método de Goodell y Wahlin

Parámetro	**Valor**
$H\ [m]$	94.5
$D\ [m]$	37.8
$C\ [m/s]$	19.2
$L\ [m]$	1600

Los parámetros calculados redundan en las siguientes posibilidades de número de descarga D_N para los diferentes tiempos de formación de brecha t_f.

Tabla 3-8: Números de descarga para los distintos tiempos de formación.

	$\boldsymbol{t_f = 0.48\ [hr]}$	$\boldsymbol{t_f = 0.94\ [hr]}$	$\boldsymbol{t_f = 1.89\ [hr]}$
$\boldsymbol{D_N}$	1.22	2.40	4.83

Se obtuvo que para todos los casos de t_f, la descarga del embalse puede calcularse con un nivel adecuado de exactitud mediante tránsito nivelado dado que $D_N > 0.41$.

En caso de que el número de descarga hubiese resultado inferior a la cota recomendada, los valores de caudal máximo estarían ligeramente sobredimensionados. En este supuesto, para un análisis avanzado, lo correcto sería considerar las características de las secciones transversales del embalse.

3.5.3. Análisis Simple: SMPDBK + Atenuación USBR

Primero se procedió a extraer secciones transversales en zonas de interés que se indican en la Figura 3-15. La densidad de secciones elegida corresponde al mínimo que se estimó necesario para representar los cambios en la topografía y comparar con los niveles de análisis siguientes. En la práctica la cantidad de secciones puede ser la mínima que se necesite o incluir solo una zona de interés acotada, ya que el método no implica la necesidad de espaciamiento entre secciones transversales que demandan los modelos transientes.

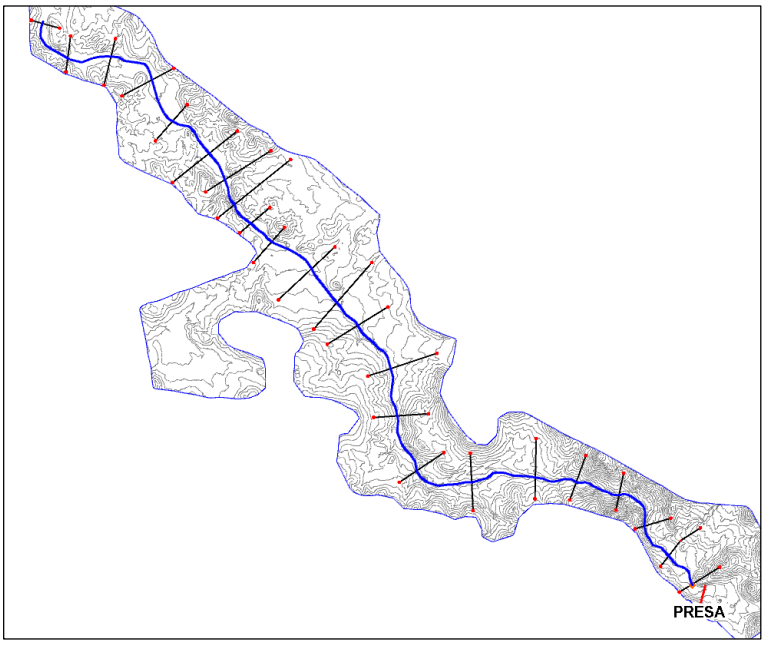


Figura 3-15: Secciones transversales SMPDBK.

3.5.3.1. Caudales de salida

Los caudales máximos fueron calculados con la fórmula de SMPDBK para los parámetros elegidos, considerando un flujo base de 500 m3/s que incluye el efecto de la crecida, estos son los siguientes:

Tabla 3-9: Caudales máximos calculados con fórmula SMPDBK.

t_f $[hr]$	Q_{max} $[m^3/s]$
0.48	70753.3
0.94	32456.5
1.89	10419.3

Para los caudales máximos calculados se estimó la atenuación del máximo de la onda hacia aguas abajo según la fórmula USBR en cada estación (Figura 3-16). La condición hidráulica en cada sección se estimó mediante principios de energía y condiciones de flujo permanente para el caudal atenuado. En la práctica se utilizó el software HEC-RAS en modo permanente.

Como resultado se obtiene una serie de elevaciones de superficie de agua por cada sección transversal. Para delimitar la inundación se procedió a interpolar estos valores a intervalos regulares entre secciones contiguas a lo largo del eje del cauce y con un software de manejo de información geográfica (GIS) apropiado se calculó la intersección entre la superficie de agua y el terreno para delimitar la inundación.

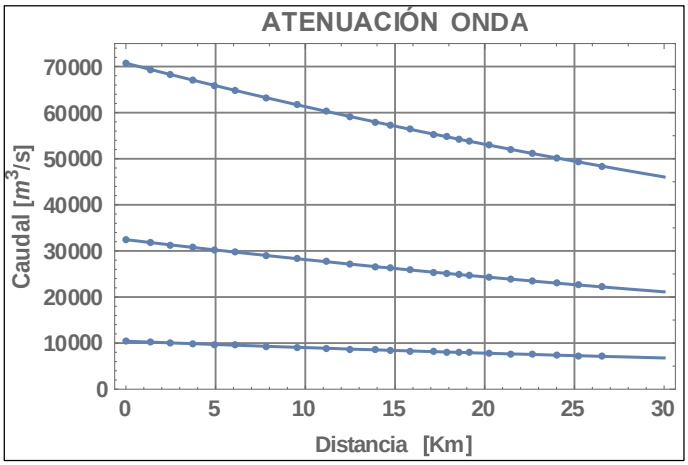


Figura 3-16: Atenuación para los diferentes caudales según fórmula USBR.

3.5.3.2. Tiempos de arribo

Dado que con el método no se define un hidrograma de salida explícito, de los 2 tiempos característicos importantes, correspondientes al tiempo de arribo de la onda y el tiempo de arribo del máximo del hidrograma, sólo puede determinarse el primero.

Para calcular el tiempo de arribo se optó por seguir en la línea de análisis rápido (y aproximado) utilizando la ecuación propuesta por FERC para la celeridad de onda junto con una pendiente promedio para la totalidad del área en estudio. Las secciones para evaluar los tiempos de llegada en éste y los demás métodos siguientes se indican en la Tabla 3-11.

Tabla 3-10: Parámetros para cálculo del tiempo de arribo.

Parámetro	Valor
$\bar{S}$ $[m/m]$	3%
C $[Km/h]$	40

Tabla 3-11: Secciones elegidas para medir tiempos de arribo.

Sección	Distancia Aguas Abajo [km]	Observación
1	2.14	-
2	5.25	Sector El Quillay
3	8.67	Sector La Capilla
4	11.15	-
5	14.80	Combarbalá
6	17.62	-
7	20.34	Cruce con ruta D-55
8	25.39	-

3.5.4. Análisis Intermedio: Hidrograma Adimensional + Onda Dinámica 1D

La información topográfica necesaria para éste nivel de análisis es mucho más exhaustiva en comparación al nivel de análisis anterior. El método de rastreo utilizado condiciona el espaciamiento de las secciones transversales, junto con la magnitud de la rotura y la duración del hidrograma de entrada debido a las condiciones necesarias para la convergencia del modelo numérico encargado de resolver la ecuación de onda unidimensional.

Las secciones transversales extraídas se muestran a continuación, el software utilizado HEC-RAS, tiene la capacidad de interpolar más secciones si así se requiera.

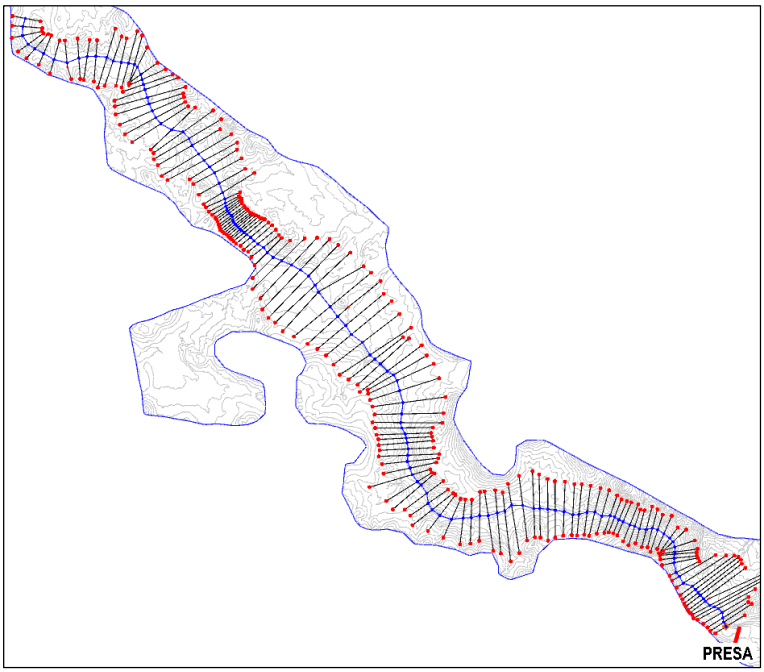


Figura 3-17: Secciones transversales para análisis no permanente.

3.5.4.1. Hidrogramas de entrada

Los valores adimensionales de caudal máximo y tiempo para el máximo Q^*_{max} y t^*_{max} se obtienen gráficamente entrando con el valor de η calculado para cada caso del tiempo de formación t_f (o valor de velocidad de formación K) a los gráficos presentados en 2.4.1.5 del capítulo anterior. Esto se muestra en la Figura 3-18 y Figura 3-19, las cuales se presentan para valores de η más acotados.

Los valores adimensionales obtenidos gráficamente se transformaron a valores dimensionales utilizando los parámetros de escala

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gD^5}} \text{ y } t^* = \frac{t}{t_f}$$

y su valor se presenta en la Tabla 3-12. Con ésta información se construyeron hidrogramas de rotura triangulares los cuales se utilizaron como condición de borde en el rastreo de la crecida realizado con el programa HEC-RAS en modo transiente.

Los hidrogramas de rotura mencionados se incluyen en la Figura 3-20.

Tabla 3-12: Parámetros calculados con el método de Walder y O'Connor.

$k\ [m/h]$	$t_f\ [hr]$	η	Q^*_{max}	t^*_{max}	$Q_{max}\ [m^3/s]$	$t_{max}\ [hr]$	$t_{final}\ [hr]$
200	0.47	0.120	0.21	0.7	57100	0.33	0.54
100	0.95	0.060	0.11	0.55	29909	0.52	1.03
50	1.89	0.030	0.06	0.43	16314	0.81	1.89

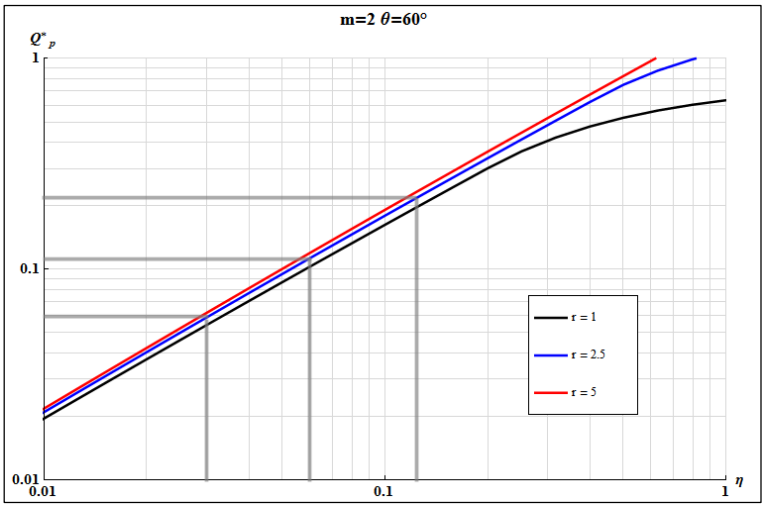


Figura 3-18: Obtención gráfica de Q*max.

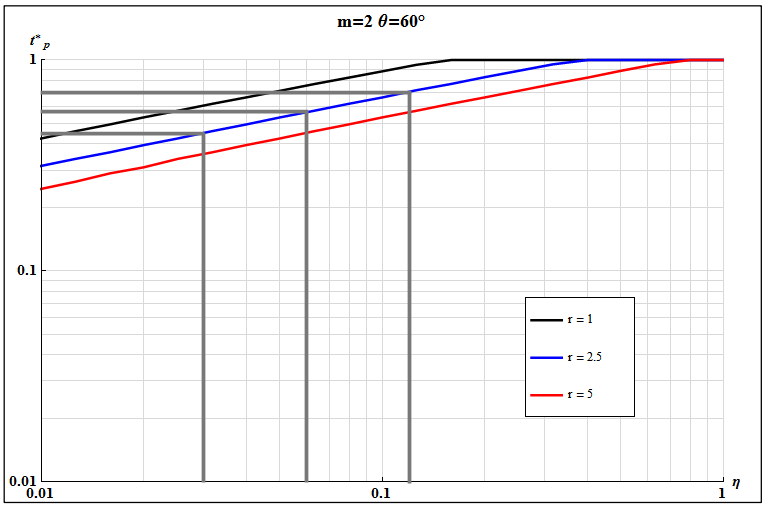


Figura 3-19: Obtención gráfica de t*max

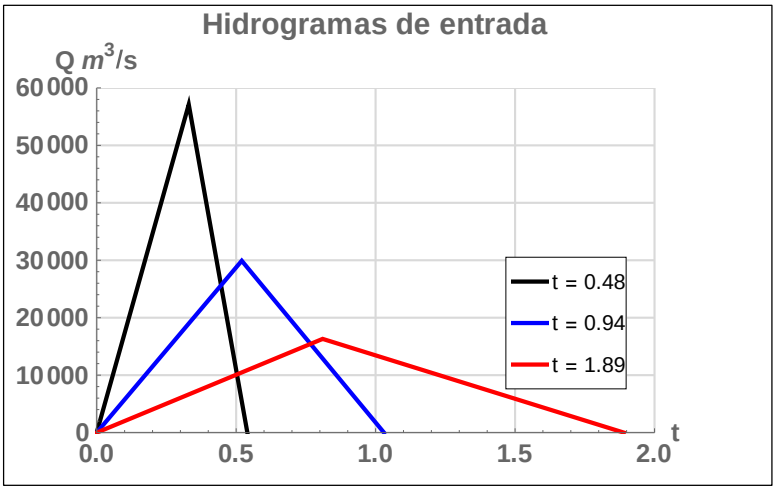


Figura 3-20: Hidrogramas triangulares calculados.

La delineación de las zonas de inundación se realizó con software GIS y la información cartográfica disponible del proyecto desarrollado por MN ingenieros.

3.5.4.2. Tiempos de Arribo

Los tiempos de arribo a las diferentes estaciones aguas abajo se rastrearon a partir de análisis de los hidrogramas obtenidos en cada sección respectivamente, a continuación se muestran 2 ejemplos:

El primero corresponde al hidrograma en una estación muy cercana a la presa, tan solo 2 km aguas abajo. La forma se ve aprecia que es casi idéntica al hidrograma de entrada. El segundo corresponde al hidrograma calculado en una sección transversal a la altura de Combarbalá, donde ya se puede observar la distorsión y el retraso de la onda.

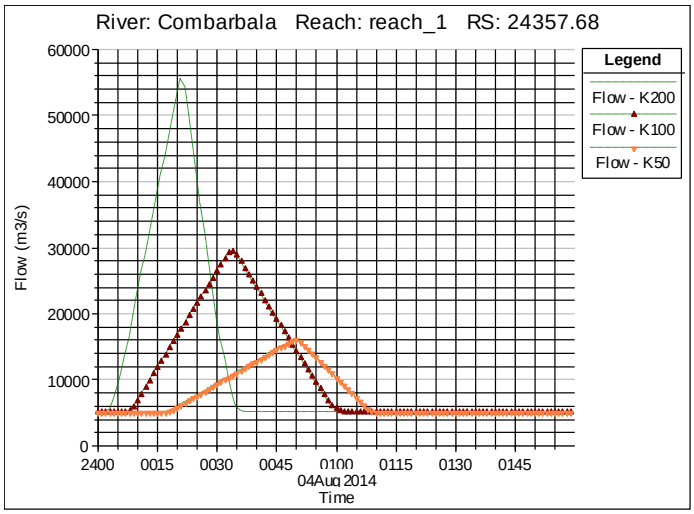


Figura 3-21: Atenuación y tiempos de llegada. Estación a 2 km de la presa.

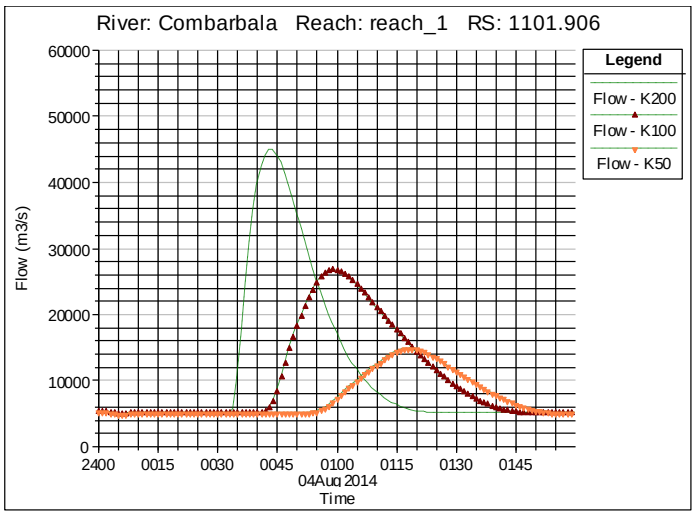


Figura 3-22: Atenuación y tiempos de llegada. Estación en Combarbalá.

Los tiempos registrados fueron el tiempo de arribo del comienzo de la onda y del máximo o valor pico. Por ejemplo, para el caso de la sección en Combarbalá (Figura 3-22), la línea segmentada verde representa el hidrograma de la situación de erosión vertical de 200 m/s. En este caso se observa un tiempo de arribo de la onda de 35 minutos y del máximo de 45 aproximadamente.

3.5.5. Análisis Avanzado: DAMBRK + Rastreo por onda dinámica en 2D

A diferencia de los métodos anteriores donde se consideró el flujo base simplemente adicionándolo a los caudales calculados, en el método DAMBRK este se considera explícitamente como función de la crecida de entrada al.

El modelo hidrodinámico 2D utilizado, basado en una discretización por diferencias finitas de las ecuaciones de Saint Venant, requiere una malla estructurada para representar la topografía y valores locales de rugosidad.

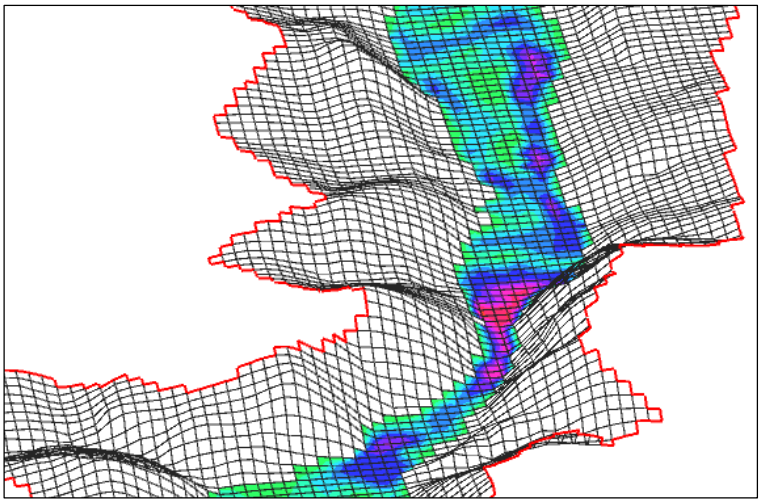


Figura 3-23: Ejemplo del mallado utilizado. Constricción del valle al oeste de Combarbalá.

Para la modelación final, sucesivas corridas con diferentes resoluciones determinaron que una discretización de 10 x 10 m de mallado presenta buena relación entre tiempo de ejecución y representación de la capacidad de almacenamiento de las zonas de inundación (mallas más finas representan mejor la capacidad de transporte de ríos).

3.5.5.1. Hidrogramas de entrada

Para los hidrogramas de entrada calculados por DAMBRK, se consideró en cada caso un tiempo de iniciación (momento en que comienza la erosión de la presa) equivalente al máximo de la crecida hidrológica afluente al embalse. Tal supuesto corresponde a la peor situación de inundación aguas abajo, aunque según la experiencia obtenida de la modelación, corresponde a un factor poco influyente (Figura 3-24).

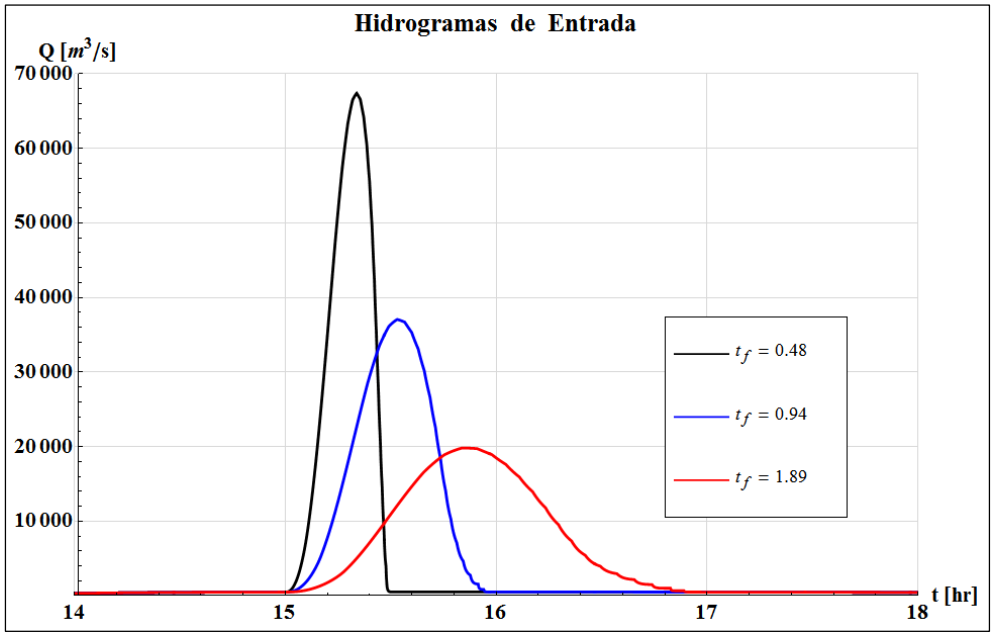


Figura 3-24: Hidrogramas calculados con DAMBRK

3.5.5.2. Modelación de la Inundación en Zona Urbana

Como se mencionó en el punto 3, se seleccionaron las alternativas de rugosidad de fondo y paredes verticales para representar la zona urbana, la aplicación de uno u otro método merece una explicación detallada que se incluye a continuación:

Corridas preliminares del modelo bidimensional a una resolución gruesa (20 x 20 m) permitieron obtener una zona de inundación preliminar junto con las elevaciones de agua en toda la zona en estudio. Examinando los resultados, las cuadras que se encontraron cubiertas por una altura de agua menor a 4 metros fueron marcadas para desactivarse en corridas posteriores y así simular el flujo de la inundación a través de las calles. El proceso se realizó de manera separada para los 3 casos analizados de K (Ejemplo en Figura 3-25).

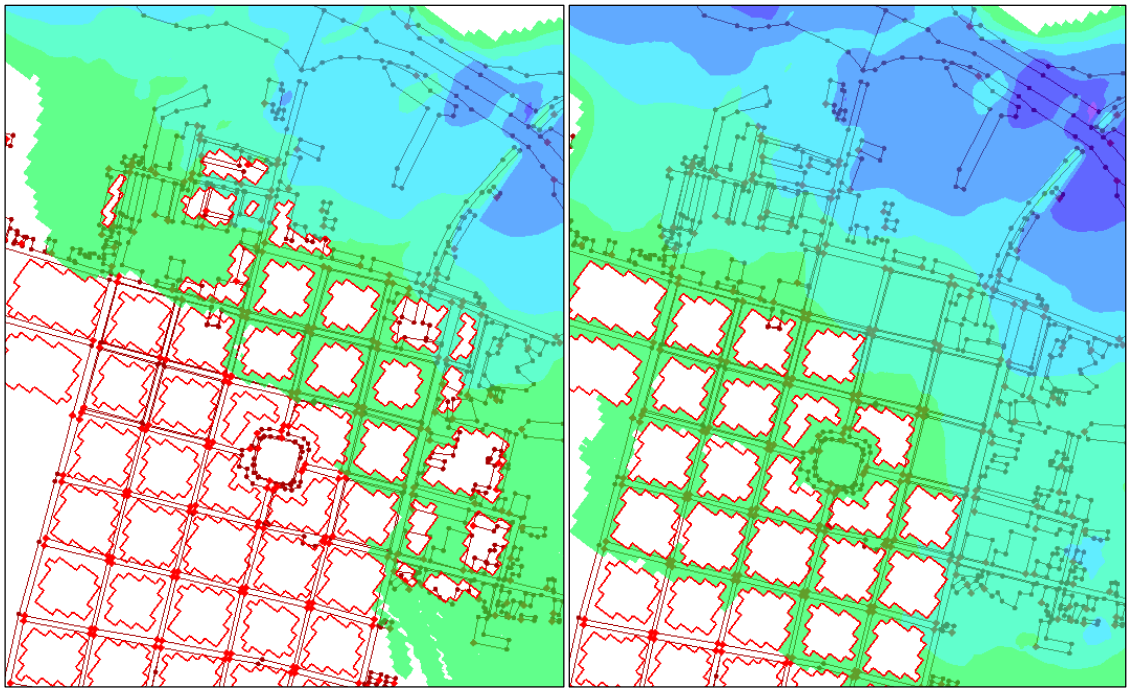


Figura 3-25: Comparación zonas de cómputo desactivadas. K=50 m/s (izquierda), K=100 m/s (derecha).

3.5.5.3. Tiempos de Arribo

Al igual que en tipo de análisis anterior, los tiempos de arribo se obtuvieron de analizar los hidrogramas resultantes en los diferentes puntos de interés aguas abajo. Como ejemplo se muestra en las siguientes figuras los hidrogramas calculados para las diferentes tasas de erosión *K* en las zonas señaladas. Por ejemplo, para el caso de K=200 m/s se observa un tiempo de arribo de aproximadamente 1 hr 45 min, y el máximo 15 minutos después.

También se observa que el fenómeno de la atenuación depende fuertemente de la magnitud del caudal y las características del terreno. Para ambos casos, la atenuación en el tramo entre el sector de La Capilla y Combarbalá es mínima y comparable, sin embargo, para el tramo entre Combarbalá y la Ruta 55 la diferencia es notable. Un análisis del fenómeno arroja que 2 angostamientos sucesivos en el valle producen una pérdida de carga que se vuelve significativa sólo para los niveles de caudal producidos por la rotura más rápida analizada.

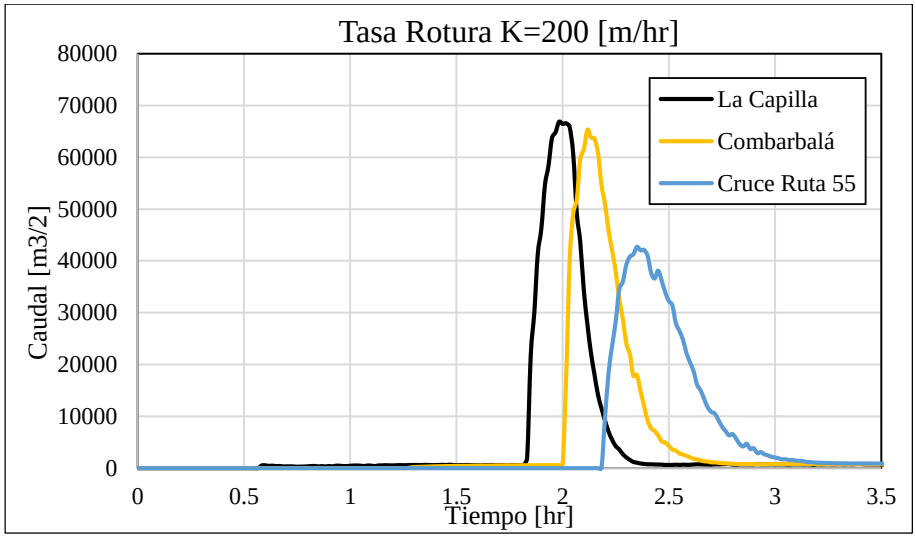


Figura 3-26: Ejemplo resultado modelo 2d. Hidrogramas calculados para diferentes estaciones.

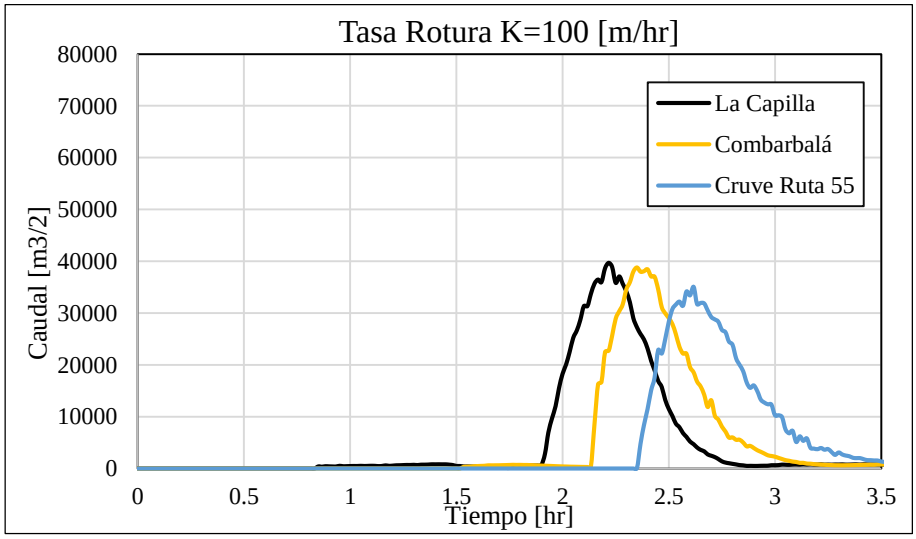


Figura 3-27: Atenuación y tiempos de arribo modelo bidimensional.

3.5.6. Comparación de Resultados

A continuación, se comentan los resultados obtenidos con los diferentes niveles de análisis: las zonas de inundación obtenidas, profundidades máximas y los tiempos de viaje de la onda para los casos de tiempos de formación analizados.

3.5.6.1. Extensión del Área de Inundación

Analizando las diferencias entre las zonas de inundación obtenidas con las diferentes metodologías para los 3 casos de rotura se observa lo siguiente:

En zonas de flujo torrentoso (Figura 3-28) el análisis suponiendo condiciones permanentes tiende a sobreestimar el alcance de la inundación en comparación a los resultados obtenidos con el mucho más elaborado modelo bidimensional. En zonas de remanso (Figura 3-29), la relación es inversa y el método predice una zona de inundación más pequeña.

Los resultados obtenidos con el modelo de onda dinámica unidimensional (HEC-RAS) fueron consistentemente áreas de inundación mucho menores a los otros 2 métodos, en todas las zonas y para todas las situaciones de rotura. La situación se atribuye a la imposibilidad del software de manejar flujos altamente torrentosos en cauces con pendientes extremas (la pendiente media en la primera mitad del cauce es del orden del 5%), lo que se evidenció en la imposibilidad de estabilizar el modelo en régimen transiente sin despreciar la contribución de los términos inerciales para números de Froude cercanos al crítico (método de inercia parcial reducida). Los resultados obtenidos con el modelo 1D son por lo tanto erróneos, sin embargo no se descarta la utilización del software para el caso de roturas en presas pequeñas, vertientes a valles con pendientes moderadas.

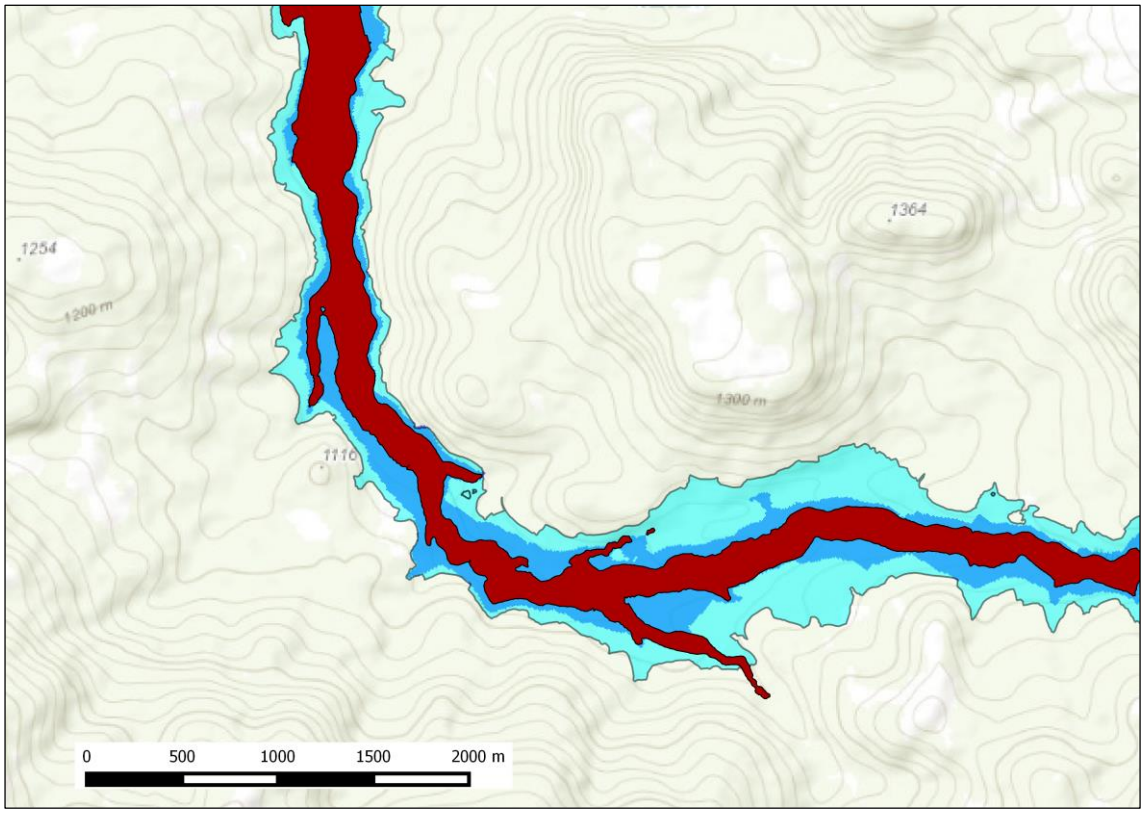


Figura 3-28: Comparación extensión zona de inundación en régimen torrentoso, ejemplo con K=100 m/s.
*En celeste: supuesto flujo permanente, rojo: onda dinámica 1D y azul: onda dinámica 2D.

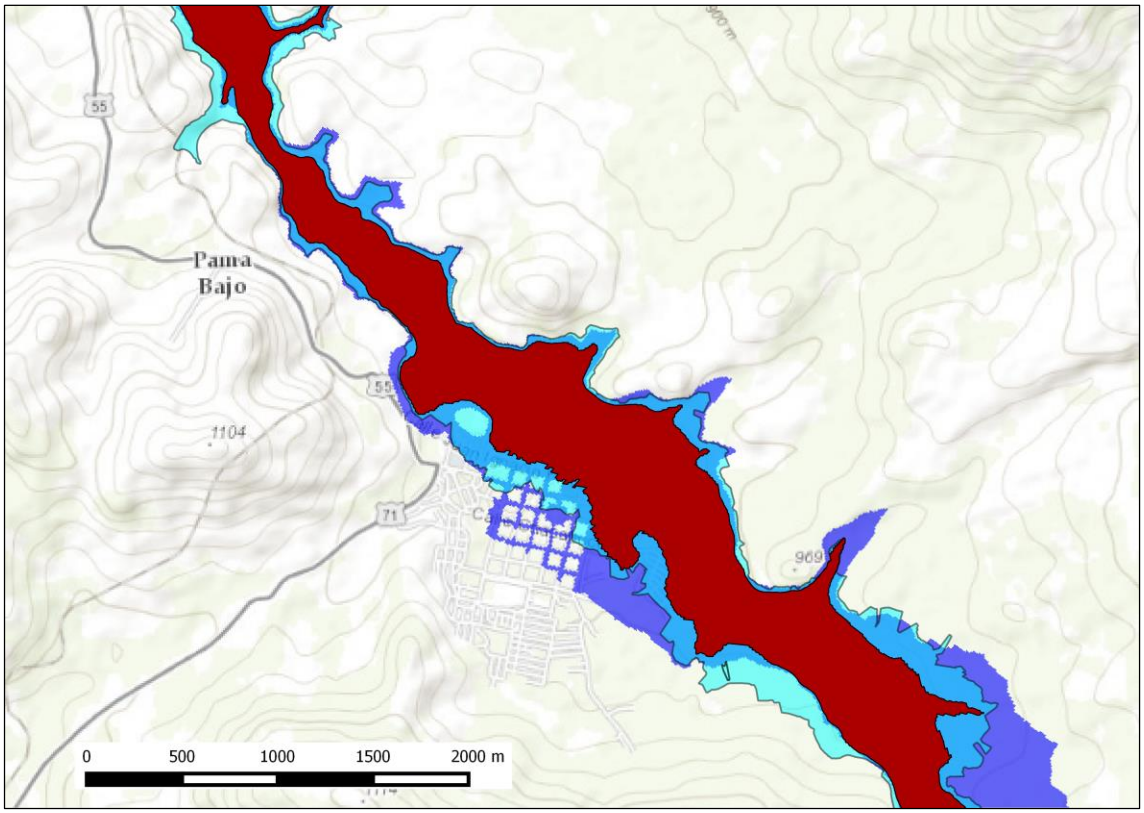


Figura 3-29: Comparación extensión zona de inundación en régimen de río, ejemplo con K=100 m/s.
En celeste: supuesto flujo permanente. Rojo: onda dinámica 1D. Azul: onda dinámica 2D.

3.5.6.2. Profundidades Máximas

Descartando los resultados obtenidos con el modelo unidimensional por las razones comentadas anteriormente, las profundidades máximas obtenidas se comparan a continuación. Al igual que en el caso de la extensión del área de inundación, el comportamiento depende del régimen (torrente o río) que principalmente gobierna la sección considerada durante el paso de la onda.

Los resultados de la elevación de la superficie de agua se muestran para una sección transversal que cruza el centro de Combarbalá.

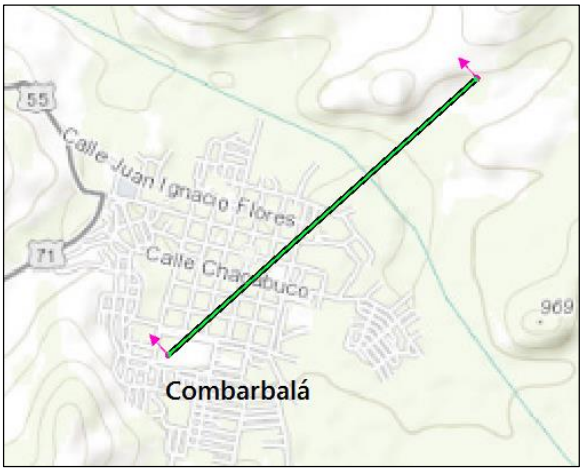


Figura 3-30: Ubicación sección transversal en Combarbalá

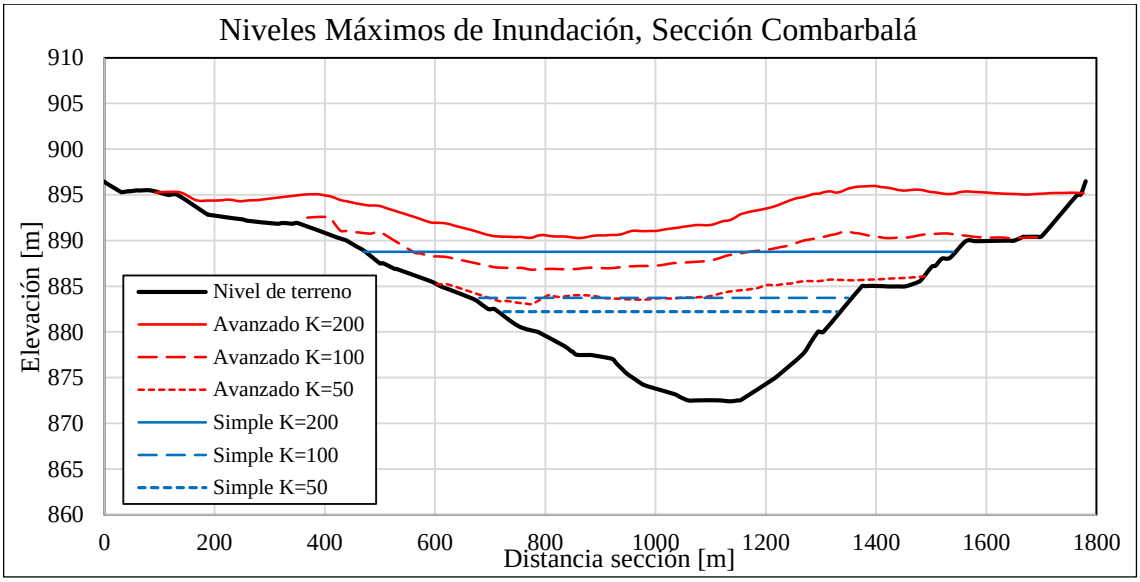


Figura 3-31: Comparación de los niveles máximos de inundación.

Se observa que la diferencia entre ambos niveles de análisis es notoria tanto en la extensión de la inundación como en las profundidades predichas. Para el análisis simple el efecto de la constricción aguas abajo de la sección examinada pasa desapercibido, mientras que el modelo hidrodinámico bidimensional captura el peraltamiento producido y en consecuencia acusa alturas de inundación mucho mayores para los mismos tiempos de rotura.

En los 2 peores casos (K=100 y K=200 m/s) calculados con el modelo de rastreo 2D, la onda remonta un tramo considerablemente mayor sobre el emplazamiento de la ciudad, lo cual hace inaceptable la aproximación del método simple y coloca en tela de juicio su aplicabilidad en casos de rotura donde la incerteza en la extensión de la inundación pueda comprometer centros poblados o infraestructura imprescindible.

3.5.6.3. Tiempos de Llegada

En el caso de los tiempos de llegada también se observan marcadas diferencias entre las metodologías usadas (simple, intermedia y avanzada).

Se observa que, de los métodos utilizados, el avanzado predice consistentemente tiempos de llegada mayores que lo demás. La aproximación inicial propuesta en el análisis simplificado tiene a aproximarse a la situación real sólo para casos de roturas muy rápidas, en caso contrario la sobrestimación de la velocidad de la onda es considerable.

Los resultados de la aplicación del modelo unidimensional en régimen no permanente muestran valores intermedios para los casos de las roturas con un tiempo de formación menor a 1 hr y sobrestimados para la rotura rápida, sin embargo, su validez ya fue cuestionada anteriormente por lo tanto sus resultados se descartan.

3.5.7. Comentario

Se obtuvo un conjunto de resultados para los diferentes niveles de análisis propuestos, sin embargo, no se cuenta con ninguna pista que indique cuál de todos los escenarios (refiriéndonos al tiempo de formación) es el más factible. La diferencia que implica los distintos escenarios de tiempo de formación de brecha implica grandes diferencias en caudal máximo y extensión de inundación generada.

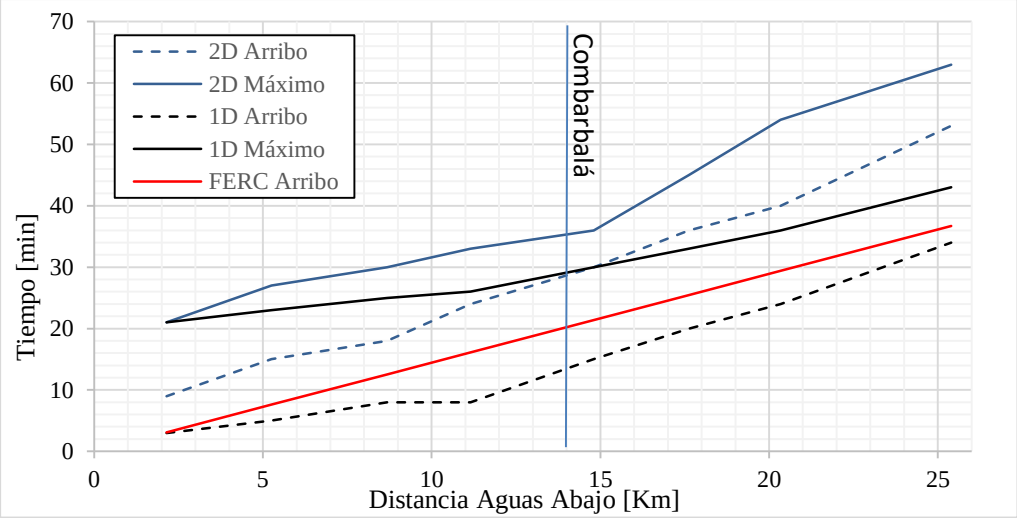


Figura 3-32: Tiempos de llegada, K=200 m/s.

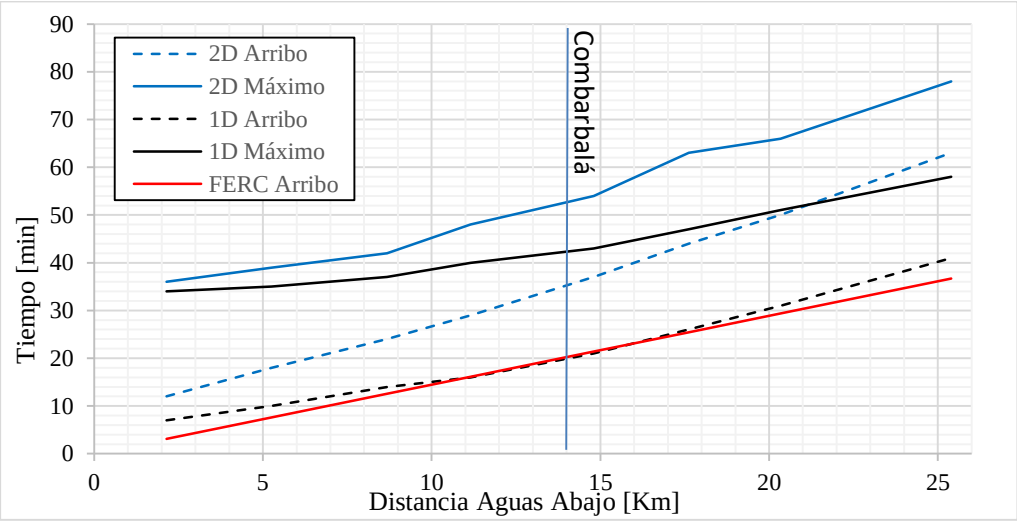


Figura 3-33: Tiempos de llegada, K=100 m/s.

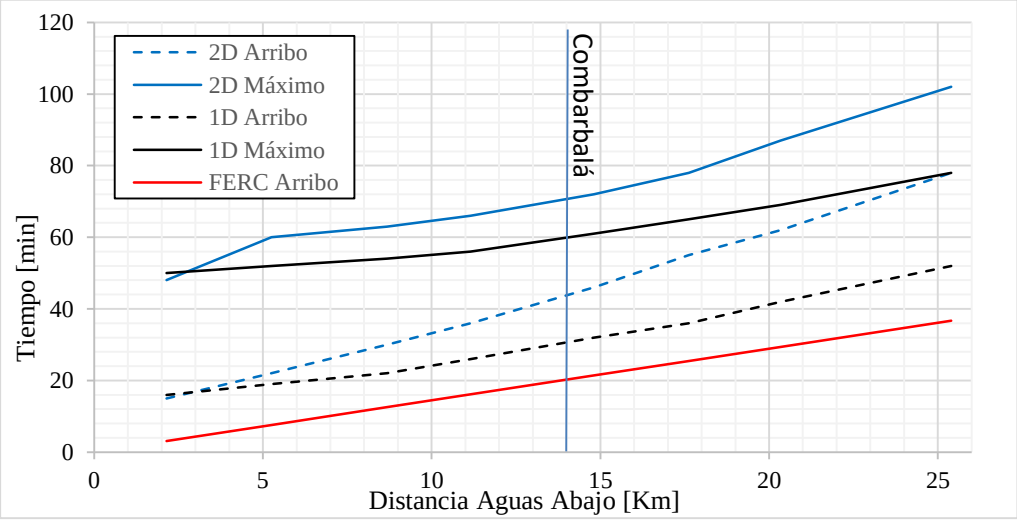


Figura 3-34: Tiempos de llegada, K=50 m/s.

Capítulo 4. Modelamiento de Rotura Mediante Principios Mecanísticos

Recapitulando hasta este punto: en el primer capítulo de la memoria se presentaron distintos métodos de analizar el problema del rompimiento de una presa con motivo de estimar la crecida generada. En capítulo 2, se aplicaron algunos de estos métodos al embalse Quillay, sin embargo, no se obtuvo información concluyente respecto de la magnitud de la rotura y sólo se obtuvo un rango bastante amplio de resultados posibles de los cuales no es evidente cómo elegir el más probable. En particular, de los parámetros de formación de la brecha más importantes para estimar la crecida, no se obtuvo una cota razonable del tiempo de formación de la brecha.

Ante la ambigüedad de los resultados obtenidos en el capítulo anterior, a continuación, se presenta un modelo elaborado para obtener la progresión de la erosión en la presa sin utilizar de manera explícita un tiempo de formación o un ancho final de brecha como parámetros de entrada.

El modelo desarrollado se basa en principios hidráulicos y de conservación para estimar la progresión de la brecha durante la ruptura de una presa de material suelto con revestimiento de hormigón. Matemáticamente, el modelo es simple y corresponde a un caso especial de tránsito del volumen de agua embalsada, considerando condiciones de borde impuestas por el estado de las secciones de hormigón y las condiciones del cauce aguas abajo.

4.1. Modelo de Rotura de Presa CFRD

4.1.1. Modelo Geométrico

A continuación, se muestra el modelo geométrico idealizado de presa que es considerado para implementar el modelo de rotura. Éste corresponde a una presa de sección regular con revestimiento por secciones de hormigón en su cara hacia el volumen embalsado y material de relleno granular homogéneo. La parte superior es coronada por un muro de hormigón sin relleno a trasdós. La siguiente figura muestra los parámetros necesarios para definir la geometría.

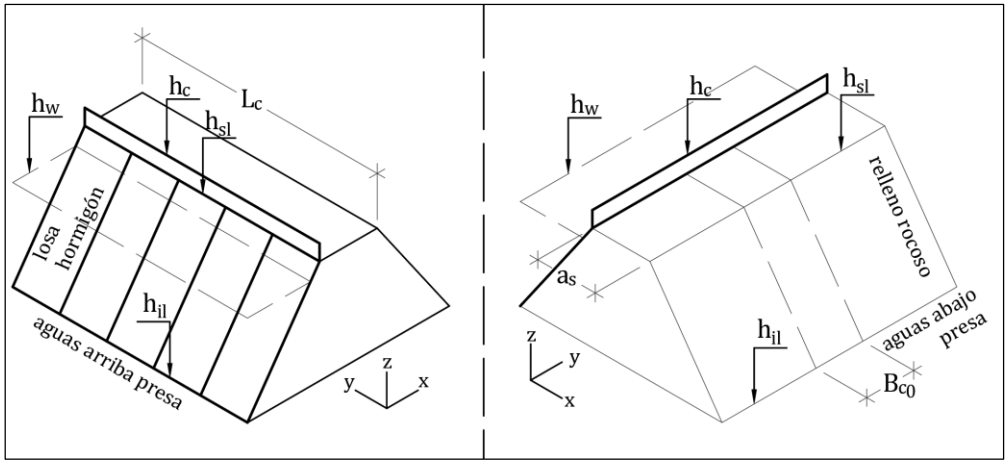


Figura 4-1: Esquema de presa CFRD utilizado en modelo mecanístico.

Las elevaciones y dimensiones consideradas son las siguientes:

a_s: Ancho superior de la presa
h_c: Elevación de coronamiento
h_{sl}: Elevación superior de losas

h_w: Elevación de agua
h_{il}: Elevación inferior de losas
L_c: Largo de coronamiento
B_{c0}: Ancho inicial de canal erosionado

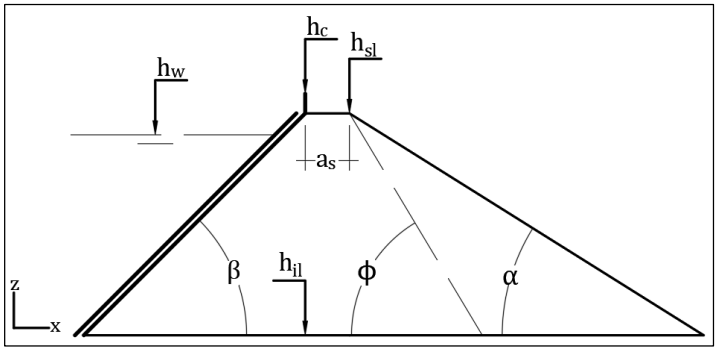


Figura 4-2: Sección transversal de presa.

Aparte de las elevaciones y cotas mencionadas, en la sección transversal son relevantes los ángulos α y β los cuales representan el ángulo del relleno aguas abajo y aguas arriba respectivamente. El ángulo ϕ corresponde al ángulo de reposo del material de relleno, el cual influye directamente en la formación de la brecha como se explica en el siguiente punto.

4.1.2. Formación y progresión de la brecha en la presa

Para el modelo se consideraron 2 formas en que el agua puede atravesar la presa, estas son por rebalse sobre la cota de coronamiento y por una brecha a través de la misma. El mecanismo de formación de la brecha es clave en modelo y se comenta en los siguientes párrafos.

En el estado inicial, el embalse se consideró en su nivel de almacenamiento normal, de la forma que se mostró en la figura anterior, donde según la geometría el nivel no alcanza el muro de coronamiento. Como se considera la entrada de una crecida hidrológica, el nivel embalsado sube hasta ocasionar rebalse por sobre el coronamiento a una elevación h_c. Desde este instante el flujo que rebalsa sobre la presa ocasiona una altura de agua y_c sobre la superficie y establece una elevación h_{ab} inmediatamente al pie de la presa como se ve en la siguiente figura.

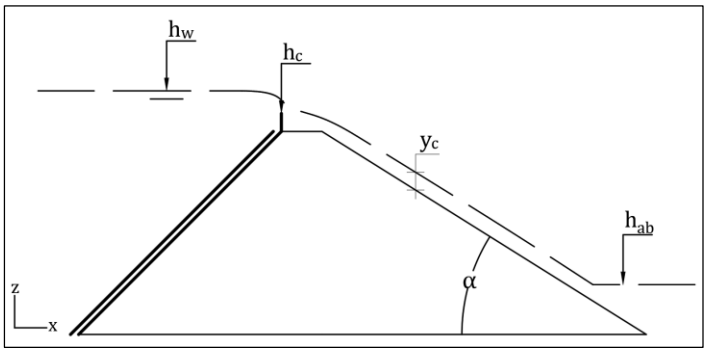


Figura 4-3: Flujo de rebalse sobre la presa.

El modelo considera la formación de un canal inicial a partir del caudal de rebalse. Éste se fija en un comienzo con un ancho igual a una de las losas de hormigón en la presa. Conforme aumenta la carga sobre el coronamiento y así la capacidad erosiva del flujo, el canal erosionado comienza a formar una brecha que progresa desde el pie aguas abajo hacia adentro. De esta forma el fondo del canal erosionado varía su pendiente desde el ángulo inicial α hasta llegar hasta el ángulo de reposo de

material ϕ, tras lo cual el material de relleno ya no puede mantenerse estable. El canal erosionado tiene en todo momento pendientes laterales con el mismo ángulo ϕ.

En la siguiente figura se muestra la situación, nótese que en elevación se muestra un corte en el eje longitudinal del canal y los cambios de plano por el cambio de pendiente se muestran en planta.

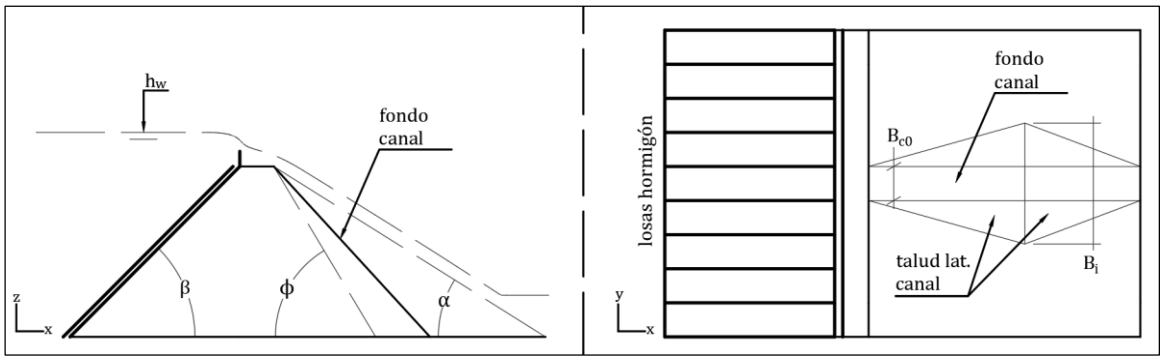


Figura 4-4: Progresión inicial de canal erosionado.

También cabe mencionar la aparición de la variable correspondiente al ancho total del canal que intercepta rebalse, correspondiente a B_i en la figura, la cual también es considerada en el modelo. De esta forma, la progresión de la brecha se acelera tanto por el aumento de carga sobre el coronamiento, como por la cantidad de agua que entra al canal.

Conforme el plano inclinado del fondo del canal avanza luego de alcanzar la inclinación ϕ, se comienza a despejar parte del soporte a trasdós de las losas de hormigón. Eventualmente y debido a al efecto de la presión hidrostática sobre las secciones, una losa puede fallar dejando al descubierto un área correspondiente a la altura de la losa en voladizo. Cuando esto ocurre, el modelo considera el vaciado del embalse a través de una sección de vertedero sobre la nueva elevación superior de la losa. La situación con una losa rota se esquematiza a continuación.

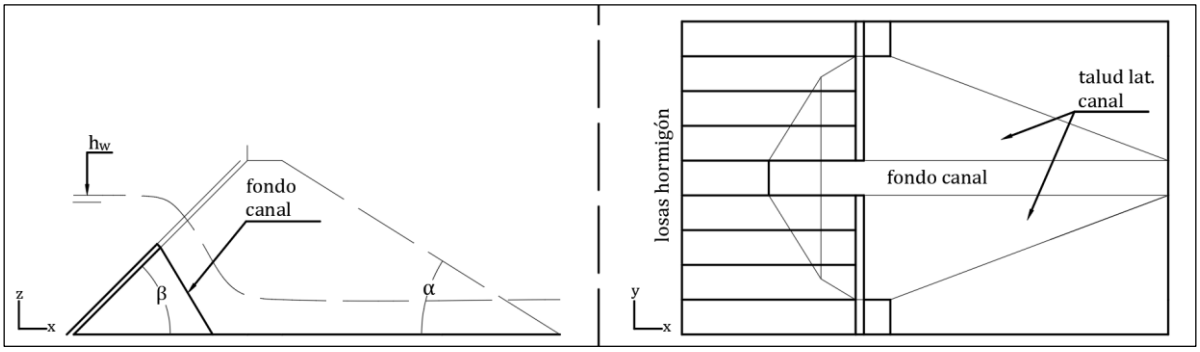


Figura 4-5: Progresión intermedia de canal erosionado.

Tras la primera rotura, el incremento del caudal entrante a la brecha se dispara estrepitosamente y es esperable que, siguiendo este esquema, también aumente la tasa de erosión. El modelo considera que cuando el canal inicial llega al pie aguas arriba de la presa, la erosión continúa en la cara de ambos taludes laterales de la brecha.

El modelo considera posible que una losa rota pueda volver a fallar así lo implica la pérdida de apoyo y la carga de agua remanente en el embalse. Tras la rotura de la primera sección, pueden además romperse las secciones adyacentes siguiendo el mismo mecanismo. La eventualidad depende del balance entre la disminución del nivel de agua y la pérdida del relleno. A continuación se muestra una figura que muestra las ideas comentadas

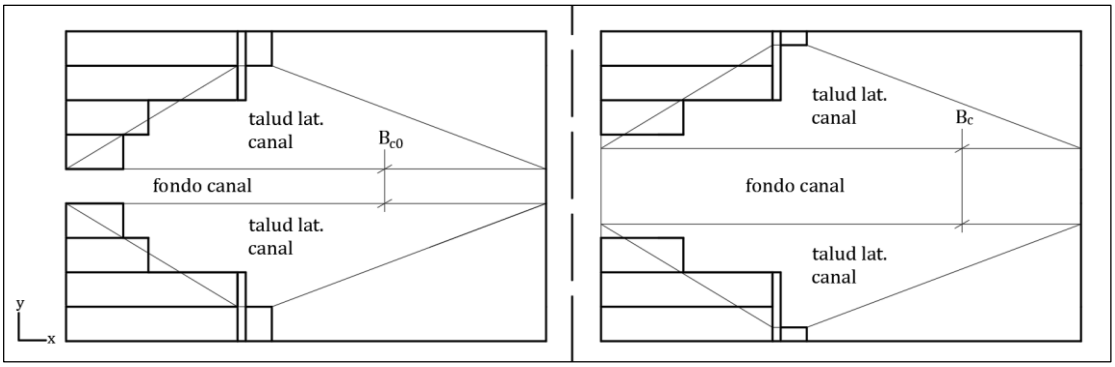


Figura 4-6: Progresión final de canal erosionado.

Se observa la falla de otros segmentos de manera sucesiva y que el ancho inicial del canal B_{c0} puede aumentar hasta un ancho $B_c > B_{c0}$.

En el mecanismo de formación de la brecha es fundamental la traza que forman los planos del fondo del canal y los taludes laterales con el plano de los segmentos de hormigón. Dicha traza se puede conocer directamente del volumen macizo de relleno erosionado y el detalle del cálculo se explica en el siguiente punto.

4.1.3. Estimación del volumen de relleno erosionado

En el modelo, el volumen de relleno erosionado determina completamente la forma de la brecha dado un ancho de canal inicial B_{c0}. Se optó por parametrizar este valor con la distancia horizontal l desde punto más bajo del fondo de canal inclinado hasta el pie del talud en un primer tramo, y con el valor del ancho del canal sobre el ancho inicial en un segundo tramo. La idea se muestra en la siguiente figura.

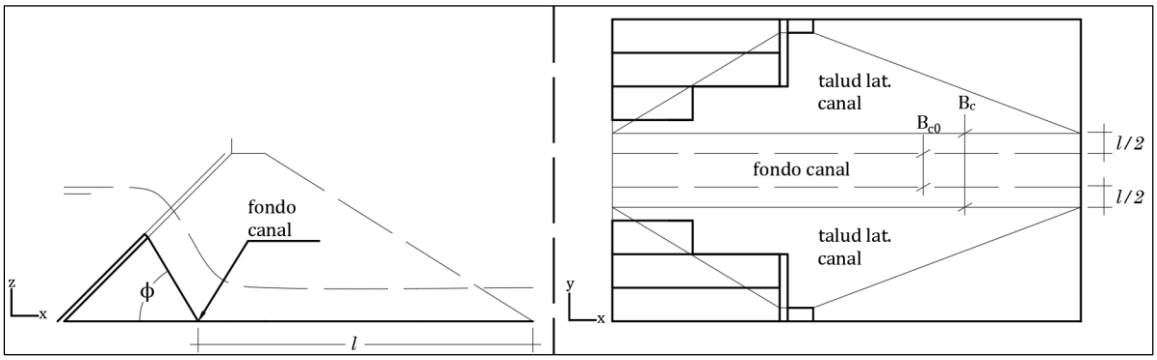


Figura 4-7: Parametrización del avance del canal erosionado.

A la izquierda se muestra la definición de l para valores menores al ancho basal de la presa. A la derecha, se muestra l para valores superiores, donde se considera que se distribuye simétricamente respecto al eje del canal inicial.

Para calcular el volumen erosionado $V_{er}(l)$ con l definido de esta manera, se consideraron los siguientes tramos:

$$V_{er}(l) = \begin{cases} V_1, & l \leq L_1 \\ V_2, & L_1 < l \leq L_2 \\ V_3, & L_2 < l \leq L_3 \\ V_4, & L_3 < l \leq L_4 \\ V_5, & L_4 < l \leq L_5 \\ V_6, & L_5 < l \end{cases}$$

Donde L_1 a L_4 corresponden a las distancias dadas por distintos tramos que define la geometría de la presa como se muestra en la siguiente figura:

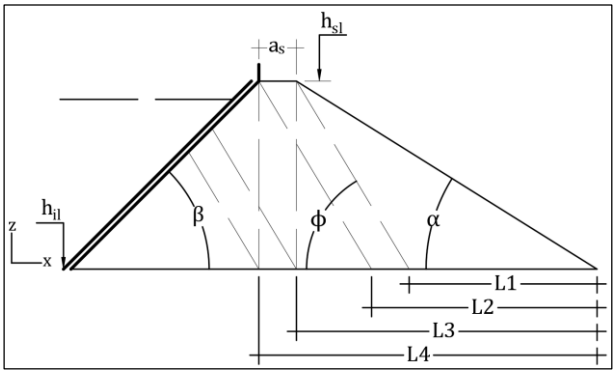


Figura 4-8: Definición de tramos para $Ver(l)$

y L_5 corresponde al largo total basal de la presa. Definiendo H_p como la altura de la presa $h_{sl} - h_{il}$ y utilizando las variables ya presentadas, los valores de L_i quedan definidos por las siguientes expresiones:

$$L_1 = H_p\big(Cotan(\alpha) - Cotan(\phi)\big)$$
$$L_2 = a_s + L_1$$
$$L_3 = H_p\ Cotan(\phi) - a_s + L_2$$
$$L_4 = a_s + L_3$$
$$L_5 = H_p\ Cotan(\beta) + L_4$$

Conviene también definir valores "parciales" l_i para simplificar las expresiones, estos están dados por

$$l_1 = L_1$$
$$l_2 = L_2 - L_1$$
$$l_3 = L_3 - L_2$$
$$l_4 = L_4 - L_3$$
$$l_5 = L_5 - L_4$$

De esta forma, las expresiones de $V_i(l)$, con $i = 1 \ldots 6$ que definen V_{er} se obtienen de calcular los volúmenes de los distintos elementos prismáticos que forman el macizo erosionado para cada tramo L_i, considerando l variable. Las expresiones resultantes se incluyen a continuación:

$$V_1 = \frac{1}{3}\ H_p\ l\frac{Tan(\alpha)}{Tan(\phi)} + \frac{1}{2}H_p\ l\ B_{c0}$$

$$V_2 = 2\left(\frac{1}{3}\ h_3\ A_2 + \frac{1}{3}h_2\big(A_1 + A_2 + \sqrt{A_1A_2}\big) + \frac{1}{3}h_1A_1\right) + B_{c0}\left(\frac{1}{2}c\ h_3 + \frac{c+a}{2}h_2 + \frac{1}{2}a\ h_1\right)$$

Donde
$$a = (l + l_1)\ Tan(\alpha)$$
$$b = \frac{a}{Tan(\phi)}$$
$$c = l\ Tan(\phi)$$

$$d = l$$
$$h_1 = l + l1$$
$$h_2 = L_3 - l - l_1$$
$$A_1 = \frac{1}{2} a\, b$$
$$A_2 = \frac{1}{2} c\, d$$

$$V_3 = 2\left(\frac{1}{3}h_1A_1 + \frac{1}{3}h_2\left(A_2 + A_3 + \sqrt{A_2A_3}\right) + \frac{1}{3}h_3\left(A_4 + A_3 + \sqrt{A_4A_3}\right) + \frac{1}{3}h_4A_4\right) + B_{c0}\left(\frac{1}{2}h_4a + \frac{a+b}{2}l_2 + \frac{b+c}{2}h_2 + \frac{1}{2}c(l + L_2)\right)$$

Donde

$$a = l\, Tan(\phi)$$
$$b = (l + l_2)\, Tan(\phi)$$
$$c = (l + l_1 + l_2)\, Tan(\alpha)$$
$$f = (l + l_2)$$
$$g = (l + l_2 + l_1)\frac{Tan(\alpha)}{Tan(\phi)}$$
$$h_1 = l + l_2 + l_1$$
$$h_2 = l_3 - l$$
$$h_4 = l\, Sen(\pi/2 - \beta)\, Sen(\phi)\ /\ Sin(\pi - \phi - \beta)$$
$$A_1 = \frac{1}{2} c\, g$$
$$A_2 = A1$$
$$A_3 = \frac{1}{2} b\, f$$
$$A_4 = \frac{1}{2} a\, l$$

$$V_4 = 2\left(\frac{1}{3}h_1A_1 + h_2A_2 + \frac{1}{3}h_3\left(A_3 + A_4 + \sqrt{A_3A_4}\right) + \frac{1}{3}h_4A_4\right) + B_{c0}\left(\frac{h_4a}{2} + \frac{a+b}{2}h_3 + b\, l + \frac{1}{2}c(l_3 + l_2 + l_1)\right)$$

Donde

$$a = (l + l_3)\, Tan(\phi)$$
$$e = \frac{a}{Tan(\phi)}$$
$$g = \frac{H_p}{Tan(\phi)}$$
$$h_1 = l_1 + l_2 + l_3$$
$$h_2 = l$$
$$h_3 = l_2 - l$$
$$h_4 = (l + l_3)\, Sen(\pi/2 - \beta)\, Sen(\phi)/Sen(\pi - \phi - \beta)$$
$$A_1 = A_2 = A_3 = \frac{1}{2} H_p\, g$$
$$A_4 = \frac{1}{2} e\, a$$

$$V_5 = 2\left(\frac{1}{3}h_4A_3 + \frac{1}{3}h_3\left(A_3 + A_2 + \sqrt{A_3A_2}\right) + h_2A_2 + \frac{1}{3}h_1A_1\right) + B_{c0}\left(\frac{1}{2}h_4a + \frac{h_3}{2}(a+b) + h_2c + \frac{1}{2}c(l_3 + l_2 + l_1)\right)$$

Donde

$$a = (l_5 - l)\,Tan(\beta)$$
$$b = c = H_p$$
$$e = \frac{a}{Tan(\phi)}$$
$$f = \frac{b}{Tan(\phi)}$$
$$g = \frac{b}{Tan(\phi)}$$
$$h_1 = l_3 + l_2 + l_1$$
$$h_2 = l_2$$
$$h_3 = l$$
$$h_4 = (l_5 - l)Sen(\pi - \phi)\,Sen(\beta)/Sen(\pi - \phi - \beta)$$
$$A_1 = A_2 = \frac{1}{2}c\,g$$
$$A_3 = \frac{1}{2}a\,e$$

$$V_6 = 2\left(\frac{1}{6}\,h_1a\,c + \frac{1}{2}l_2ac + \frac{1}{6}h_2ac\right) + (B_{c0} + l)\left(\frac{1}{2}h_1a + al_2 + \frac{1}{2}bh_2\right)$$

Donde

$$a = b = H_p$$
$$c = \frac{a}{Tan(\phi)}$$
$$d = \frac{b}{Tan(\phi)}$$
$$h_1 = l_5$$
$$h_2 = l_1 + l_2 + l_3$$

Con la función V_{er} es posible obtener el volumen de relleno macizo (considerando vacíos) para un determinado valor de la coordenada l, sin embargo lo que se requiere durante la ejecución del modelo corresponde a la función inversa $l = l(V_{er})$, esto es, obtener l y en consecuencia el estado de avance de la brecha dado un volumen erosionado. Esto resulta simple de lograr por medio de una tabla de interpolación con suficientes puntos $(l, V_{er})_j$ creada antes de iniciar la simulación.

De esta manera y considerando la conservación de la masa en el relleno, la ecuación de balance

$$\frac{dV_{er}(t)}{dt} = Q_s(t)\frac{1}{1 - p_0}$$

en un intervalo de tiempo discreto se puede aproximar por la siguiente expresión:

$$V_{er}^{n+1} = V_{er}^{n} + \Delta t\,Q_s^n\frac{1}{1 - p_0}$$

donde p_0 es la porosidad del relleno y Q_s el gasto sólido, el cual se estima mediante la relación de Camenen y Larson (2005).

La fórmula de Camenen y Larson se incluye en la categoría de relaciones empíricas que estiman el transporte por arrastre de fondo en función del exceso de corte adimensional, o parámetro de Shields. La expresión utilizada es la siguiente:

$$q_s^* = 12\,\tau_c^{*1.5}\,Exp\left(-\frac{4.5\tau_{cr}^*}{\tau_c^*}\right)$$

Donde: q_s^*: Gasto volumétrico adimensional por unidad de ancho
τ_c^*: Tensión de corte adimensional ocasionada por el flujo
τ_{cr}^*: Tensión de corte critica adimensional

El corte adimensional se calcula mediante la expresión

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{dg(s-1)}$$

donde en el corte de fondo $\tau_c = \gamma\, y_c\, S_f$ la pendiente energética S_f se aproximó por la pendiente de fondo del canal erosionado. En las expresiones anteriores s correponde al cuociente entra la densidad del material de relleno y la del agua, d al diámetro medio de la partícula y g a la aceleración de gravedad.

La fórmula fue calibrada para utilizar la expresión de τ_{cr}^* dada por Soulsby y Whitehouse (1997):

$$\tau_{cr}^* = \frac{0.3}{1+1.2D^*} + 0.055(1-e^{-0.02D^*})$$

donde el diámetro adimensional de la partícula se calcula por $D^* = \left(\frac{g(s-1)}{\nu^2}\right)^{1/3} d$, donde ν corresponde a la viscosidad cinemática del agua.

La relación de Camenen y Larson fue elegida por sobre otras (p.ej. Meyer-Peter y Müller) por tener comparativamente un rango de calibración mayor de pendientes y diámetro máximo de partículas en los datos utilizados para realizar el ajuste.

Conocida la tasa de arrastre de sedimento Q_s y las condiciones iniciales para un tiempo n, el volumen V_{er}^{n+1} queda determinado explícitamente y l^{n+1} puede obtenerse directamente de la función $l = l(V_{er})$.

La información de l es suficiente para que el modelo derive todas las variables necesarias para calcular la traza de los planos de la brecha con el plano del revestimiento de concreto, y específicamente, calcular la elevación del soporte a trasdós de los segmentos de hormigón. Las variables mencionadas se hacen explícitas en la siguiente figura.

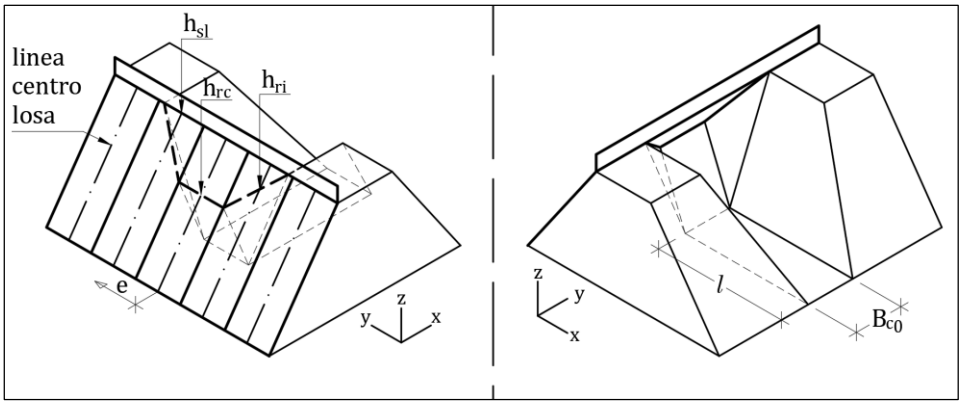


Figura 4-9: Intersección planos de brecha con secciones de hormigón.

En línea segmentada gruesa se muestra la traza en el plano de los segmentos de hormigón, la intersección de esta línea con la de centro de cada losa se denominó h_{ri}. La variable h_{rc} corresponde a la elevación del comienzo del canal y h_{sl} a la elevación del punto más alto de cada segmento de hormigón, el cual como se verá más adelante, puede variar durante la ejecución del modelo. La coordenada e mide la distancia horizontal de cada centro de losa al centro del canal erosionado.

La obtención de h_{rc} sigue simplemente principios geométricos a partir de l, y la de h_{sl} se logra por construcción a partir de h_{rc}. De esta manera

$$h_{rc}(l) = \begin{cases} h_{sl} & l < L_2 \\ h_{sl} - \dfrac{h_{sl} - h_{il}}{L_5 - L_2} & L_2 \leq l < L_5 \\ h_{il} & L_5 \leq l \end{cases}$$

mientras que h_{ri} debe tener en cuenta el desplazamiento del centro en la coordenada e y su expresión es la siguiente

$$h_{ri}(l, e) = \begin{cases} f_1 & l < L_2 \\ f_2 & L_2 \leq l < L_3 \\ f_3 & L_3 \leq l < L_4 \\ f_4 & L_4 \leq l < L_5 \\ f_5 & L_5 \leq l \end{cases}$$

y las respectivas funciones f_i son

$$f_1 = h_{rc}(l)$$

$$f_2 = \begin{cases} h_{rc}(l) & e < B_{c0}/2 \\ \dfrac{h_{sl} - h_{rc}(l)}{l - L_2}(e - B_{c0}/2) + h_{rc}(l) & B_{c0}/2 \leq e < B_{c0}/2 + l - L_2 \\ h_{sl} & B_{c0}/2 + l - L_2 \leq e \end{cases}$$

$$f_3 = \begin{cases} h_{rc}(l) & e < B_{c0}/2 \\ \dfrac{h_{sl} - h_{rc}(l)}{l}(e - B_{c0}/2) + h_{rc}(l) & B_{c0}/2 \leq e < B_{c0}/2 + l \\ h_{sl} & B_{c0}/2 + l \leq e \end{cases}$$

$$f_4 = \begin{cases} h_{rc}(l) & e < B_{c0}/2 \\ \dfrac{a - h_{rc}(l)}{b}(e - B_{c0}/2) + h_{rc}(l) & \dfrac{B_{c0}}{2} \le e < \dfrac{B_{c0}}{2} + b \\ \dfrac{h_{sl} - a}{f - b}(e - B_{c0}/2 - b) + a & \dfrac{B_{c0}}{2} + b \le e < \dfrac{B_{c0}}{2} + f \\ h_{sl} & \dfrac{B_{c0}}{2} + f \le e \end{cases}$$

Donde
$$a = h_{sl} - (l - L_4)\,Tan(\beta)$$
$$b = (a - h_{il})\,Cotan(\phi)$$
$$f = (h_{sl} - h_{li})\,Cotan(\phi)$$

$$f_5 = \begin{cases} h_{il} & e < B_{c0}/2 + \dfrac{l - L_5}{2} \\ \dfrac{h_{sl} - h_{il}}{H_p}\left(e - B_{c0}/2 - \dfrac{l - L_5}{2}\right) + h_{il} & B_{c0}/2 + \dfrac{l - L_5}{2} \le e < B_{c0}/2 + \dfrac{l - L_5}{2} + h_{il} \\ h_{sl} & B_{c0}/2 + \dfrac{l - L_5}{2} + h_{il} \le e \end{cases}$$

4.1.4. Condición de rotura para los segmentos de hormigón

El modelo considera la actualización de tanto el estado de la brecha en el relleno, como el de la pared de hormigón de revestimiento. Este primer punto como ya se explicó se logra aplicando la conservación de la masa del relleno junto con funciones de forma apropiadas para la brecha en el relleno. La progresión de la brecha en el revestimiento se deriva de la resistencia de las secciones individuales de hormigón ante la presión hidrostática ejercida por la columna de agua sobre la sección. La situación se ilustra en el siguiente esquema.

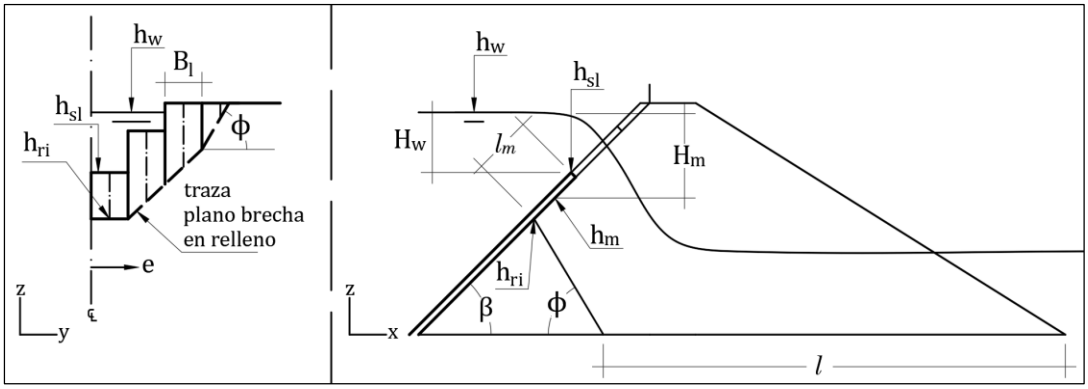


Figura 4-10: Parámetros geométricos en secciones de hormigón.

Se observa que en un determinado momento el avance l de la brecha puede descubrir un largo l_m de sección de hormigón por sobre el relleno, de esta forma, la altura de agua en el embalse h_w genera una carga de vertedero $H_w = h_w - h_{sl}$ por sobre el ápice de la sección y una carga $H_m = h_w - h_m$ sobre el punto medio de la misma.

Considerando una distribución lineal de presiones, h_m corresponde al centro de presión del segmento voladizo. Con esta información el modelo calcula la resultante de fuerza y determina durante la ejecución si la sección de hormigón resiste o no la presión hidrostática. La fuerza resultante se calcula como

$$F = \rho\ g\ H_m\ l_m\ B_l$$

con ρ correspondiente a la densidad del agua, g la aceleración de gravedad y B_l al ancho de la sección de hormigón. El momento flector en torno al punto de cota h_{ri} ocasionado por esta fuerza corresponde a

$$M = 1/2\ l_m\ F$$

con lo que puede evaluarse la resistencia de la sección ante la solicitación en un determinado instante. La verificación se realiza durante la ejecución para todos los segmentos, los cuales difieren en la coordenada e de su centro y tienen variables h_{sl}, h_{ri} y derivadas, propias para cada uno.

El momento nominal de la sección M_n se calcula de la manera clásica considerando aplastamiento de la zona de hormigón comprimida, con refuerzo de acero fluido o en estado elástico, esto es:

$$M_n = \rho_g\ (B_l d)\ f_s(\epsilon_s)\ j_d$$

Donde: ρ_g: cuantía geométrica de acero
d: distancia de extremo en compresión a extremo en tensión de la sección
$f_s(\epsilon)$: tensión en el acero
ϵ_s: estiramiento del acero
j_d: brazo del par de fuerzas tensión-compresión

y $d = H - r$, con H igual al espesor de la sección y r al espesor del recubrimiento sobre la fibra en tensión.

La expresión anterior se evalúa analíticamente dependiendo de si la cuantía es superior o inferior a la cuantía balanceada ρ_b dada por la expresión

$$\rho_b = \frac{0.85\ \beta 1\ f_c'}{f_y}\left(\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}\right)$$

Donde: $\beta 1$: factor de reducción de resistencia
f_c': resistencia cilíndrica del hormigón
f_y: tensión de fluencia del acero
ϵ_s: estiramiento del acero
ϵ_{cu}: acortamiento último del hormigón

Conocido ρ_b se tiene $\epsilon_s = \epsilon_c\left(\frac{0.85\ \beta 1\ f_c'}{\rho_g\ f_y} - 1\right)$ si $\rho_g < \rho_b$ y $\epsilon_s = \frac{-B+\sqrt{B^2-4AC}}{2A}$ en caso contrario, donde

$$A = \rho_g\ d\ E_s$$
$$B = \epsilon_{cu} A$$
$$C = -0.85\ \epsilon_{cu}\ d\ \beta 1\ f_c'$$

con E_s correspondiendo al módulo de elasticidad del acero.

Conocido M_n y M, la verificación que se realiza durante la ejecución del modelo es la siguiente:

Itera por losa i:
- **Si $l_m^n > 0$:**
  - **Si $M^n \geq M_n$:**
    - $h_{sl}^{n+1} \leftarrow h_{ri}^n$ ①
  - **Si $M^n < M_n$:**
    - $h_{sl}^{n+1} \leftarrow h_{sl}^n$ ②
- **Si $l_m^n \leq 0$:**
  - $h_{sl}^{n+1} \leftarrow h_{sl}^n$ ②

donde los superíndices indican la variable temporal. En ① se asigna el valor de elevación del ápice de la sección de losa a valores de la altura del relleno cuando se supera el momento máximo, mientras que en ② la sección mantiene su geometría para la siguiente iteración.

4.1.5. Estimación del gasto a través de la brecha

El modelo tiene 2 formas de considerar el gasto a través de la presa: por rebalse y a través de la sección descubierta por los segmentos de hormigón rotos. Ambos gastos dependen de la elevación de agua embalsada que se obtiene durante la ejecución del modelo mediante la aplicación del balance de volumen

$$\frac{dV_{em}(t)}{dt} = Q_h(t) - Q_b(t) - Q_r(t)$$

para un intervalo de tiempo discreto, donde la ecuación precedente puede aproximarse por

$$V_{em}^{n+1} = V_{em}^n + \Delta t(Q_h^n - Q_b^n - Q_r^n)$$

donde V_{em} corresponde al volumen embalsado, Q_h al caudal entrante por la crecida hidrológica, Q_b al caudal que pasa por la brecha y Q_r al caudal que rebalsa.

h_w se calcula a partir de V_{em} mediante una curva de capacidad tabulada $((h_{min}, 0)_1, \dots, (h, v)_j)$ junto con interpolación lineal. h_{min} corresponde a la elevación mínima del embalse, h a elevación absoluta y v al volumen.

Q_r se calcula mediante la ecuación de gasto de un vertedero de pared delgada:

$$Q_r = \frac{2}{3}\, 0.611\, L \sqrt{2g}\, H^{3/2}$$

Donde L corresponde al largo del coronamiento, H a la carga sobre el umbral de coronamiento y g a la aceleración de gravedad.

Q_b considera el gasto agregado de todas las secciones rotas como un vertedero de pared ancha de la forma

$$Q_b = \sum_{losas} 1.7\, B_l\, H_w^{3/2}\, ks$$

donde H_w corresponde a la carga de vertedero en la respectiva sección de hormigón y ks al coeficiente de disminución del gasto por sumersión dado por Benard, igual a

$$ks = 1 - 27.8\left(\frac{h_{ab} - h_{il}}{h_w - h_{il}} - 0.67\right)^3$$

donde h_{ab} es la elevación de agua en la sección al pie de la presa y h_{il} la elevación del pie de la presa. Este coeficiente incluye el efecto de ahogamiento del vertedero y es el mecanismo por el cual el modelo conecta la situación del cauce con la presa como se precisará más adelante.

4.2. Rastreo De La Crecida

Para realizar el rastreo en el cauce aguas abajo de la presa, es necesario implementar un modelo numérico que permita estimar gastos y profundidades a lo largo del mismo. El modelo numérico debe ser lo suficientemente robusto para realizar el tránsito de la onda con numerosas instancias de transición de flujo supercrítico a subcrítico y viceversa, situación que es impuesta por la pendiente fuerte y los numerosos ensanches y angostamientos a lo largo del valle transversal por el cual baja el río Combarbalá.

El esquema numérico seleccionado (Lee, 2009) corresponde a una adaptación del esquema numérico de Roe para las ecuaciones de aguas someras planteadas de forma homogénea. A continuación, se da una breve descripción del esquema de Roe original y la adaptación por Lee.

4.2.1. Esquema de Roe para leyes de conservación

El esquema de Roe corresponde a un método numérico general para solucionar problemas correspondientes a sistemas de leyes de conservación hiperbólicas, sujetas a condiciones iniciales y valores en la frontera. Esto es:

Ley de conservación:	$\frac{\partial}{\partial t}\mathbf{U} + \frac{\partial}{\partial x}\,\mathbf{F}(\mathbf{U}) = 0$
Condición inicial:	$\boldsymbol{U}(x, t = 0) = \boldsymbol{U}^0$
Condiciones de borde:	$\boldsymbol{U}(0, t) = \boldsymbol{U}_0(t)\ \ y\ \ \boldsymbol{U}(L, t) = \boldsymbol{U}_L(t)$

con $0 \leq x \leq L$ y donde $\boldsymbol{U}$ corresponde a un vector de variables de estado. El esquema utiliza la discretización explicita por volúmenes finitos dada por la siguiente fórmula

$$\boldsymbol{U}_i^{n+1} = \boldsymbol{U}_i^n + \frac{\Delta t}{\Delta x}\left(\boldsymbol{F}_{i-1/2}^* - \boldsymbol{F}_{i+1/2}^*\right)$$

donde $\boldsymbol{F}^*$ corresponde al flujo entre celdas (o volúmenes) que depende del estado de la solución $\boldsymbol{U}$ en la vecindad de una celda i en el dominio de x. La idea central del método radica en la estimación del vector de flujo entre celdas $\boldsymbol{F}^*$, considerando una aproximación lineal del problema, con la ventaja de que el flujo en este problema aproximado se puede calcular de manera exacta. Roe dedujo la siguiente expresión para el flujo en una interfaz $i + 1/2$ (correspondiente a la frontera entre una celda i e $i + 1$ respectivamente):

$$\boldsymbol{F}_{i+1/2}^* = \frac{1}{2}(\boldsymbol{F}_{i+1} + \boldsymbol{F}_i) - \frac{1}{2}\Sigma_k\left(\tilde{\alpha}_k\left|\tilde{\lambda}_k\right|\tilde{\boldsymbol{e}}_k\right)_{i+1/2}$$

Donde
$\tilde{\alpha}_k$: potencia de onda asociada al autovalor k
$\tilde{\lambda}_k$: autovalor aproximado en la frontera
$\tilde{\boldsymbol{e}}_k$: componente la matriz jacobiana aproximada
$\boldsymbol{F}_i$: vector de variables conservadas en i

La definición de cada uno de estos términos se verá a continuación donde se muestra el método aplicado a las ecuaciones de aguas someras.

4.2.2. Forma homogénea de las ecuaciones de aguas someras

Las ecuaciones de aguas someras corresponden a un sistema de ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas no homogéneas, en 3.3.1. se presentó la forma diferencial. Ahora en cambio, se muestra la forma diferencial divergente, la cual es amena a ser resuelta mediante una discretización de volúmenes finitos.

Ecuación de continuidad: $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$

Ecuación de momentum: $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A} + gI_1\right) = gA\left(S_0 - S_f\right) + gI_2$

Donde:
Q = Caudal que atraviesa una sección de ancho diferencial
A = Área de escurrimiento de la sección
S_0 = Pendiente de fondo
S_f = Pendiente de fricción
I_1= Término asociado a la fuerza hidrostática
I_2= Término asociado a la fuerza ejercida por las bancas
x = Coordenada horizontal en la dirección del flujo
g = Gravedad
t = Tiempo

Además: $I_1 = \int_0^h (h-\eta)\, b\, d\eta$ y $I_2 = \int_0^h (h-\eta)\frac{\partial b}{\partial x} d\eta$

Donde:
b = Ancho variable del cauce hasta la superficie libre
h = Profundidad de agua respecto al fondo de la sección
η = Variable de integración

El sistema se puede representar mediante la siguiente forma vectorial

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial x} = \boldsymbol{S}$$

Donde

$$\boldsymbol{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \boldsymbol{F} = \begin{pmatrix} Q \\ Q^2/A + gI_1 \end{pmatrix} \text{ y } \boldsymbol{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gA\left(S_0 - S_f\right) + gI_2 \end{pmatrix}$$

La presencia del término de fuentes ($\boldsymbol{S}$), correspondiente a forzantes y fuentes de pérdida de momentum, transforma el sistema en no homogéneo resultando dificultosa su integración numérica con métodos para ecuaciones homogéneas. Para solventar este problema Lee (2009) propuso el siguiente replanteo de las ecuaciones

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{H}}{\partial x} = 0$$

con $\boldsymbol{H} = \boldsymbol{F} - \boldsymbol{R}$, $\boldsymbol{R} = \begin{pmatrix} 0 \\ R \end{pmatrix}$ y $\frac{\partial R}{\partial x} = gA\left(S_0 - S_f\right) + gI_2$, lo que corresponde a considerar las fuentes como partes del flujo de momento. Considerando una geometría constante por elemento en la

discretización, el valor de R, observado desde una celda i (R_i adquiere un valor relativo dado a que representa fuerzas no conservativas) es el siguiente:

$$R_{i-1} = g\, I_{1_{i-1}} - \frac{g}{2}\left((A_{i-1}+A_i)(z_i - z_{i-1}) + \Delta x(A_{i-1}S_{f_{i-1}} + A_i S_{f_i})\right)$$
$$R_i = g\, I_{1_i}$$
$$R_{i+1} = g\, I_{1_{i+1}} + \frac{g}{2}\left((A_i + A_{i+1})(z_{i+1} - z_i) + \Delta x(A_i S_{f_i} + A_{i+1}S_{f_{i+1}})\right)$$

Para el sistema de ecuaciones mostrado, el flujo entre celdas según el método de Roe se puede expresar de la siguiente forma:

$$\boldsymbol{H}^*_{i+1/2} = \frac{1}{2}(\boldsymbol{H}_{i+1} + \boldsymbol{H}_i) - \frac{1}{2}\Sigma_k\left(\tilde{\alpha}_k\left|\tilde{\lambda}_k\right|\tilde{\boldsymbol{e}}_k\right)_{1/2}$$

Donde $\tilde{\alpha}_k, \tilde{\lambda}_k, \tilde{\boldsymbol{e}}_k$ tienen la misma definición dada anteriormente y se calculan para este sistema homogéneo de la siguiente manera:

$$\tilde{\alpha}_{1,2} = \frac{(\tilde{c} \mp \tilde{u})\,\Delta A + \Delta Q}{2\tilde{c}}$$
$$\tilde{\lambda}_{1,2} = \tilde{u} \pm \tilde{c}$$
$$\tilde{\boldsymbol{e}}_{1,2} = (1, \tilde{\lambda}_{1,2})^T$$
$$\Delta A_{i+1/2} = -\frac{\Delta\left(\frac{Q^2}{A}\right)_{i+1/2} + g\left(\Omega_0 + \Omega_f\right)_{i+1/2} - \left(\tilde{\lambda}_1 + \tilde{\lambda}_2\right)\Delta Q_{i+1/2}}{\tilde{\lambda}_1\tilde{\lambda}_2}$$
$$\tilde{u}_{i+1/2} = \frac{Q_{i+1}/\sqrt{A_{i+1}} + Q_i/\sqrt{A_i}}{\sqrt{A_i} + \sqrt{A_{i+1}}}$$
$$\tilde{c}_{i+1/2} = \sqrt{\frac{g}{2}\left(\frac{A_i}{B_i} + \frac{A_{i+1}}{B_{i+1}}\right)}$$
$$\left(\Omega_0 + \Omega_f\right)_{i+1/2} = 0.5\left((A_i + A_{i+1})(z_{i+1} - z_i) + \Delta x(A_i S_{f_i} + A_{i+1}S_{f_{i+1}})\right)$$

En estas expresiones $\tilde{u}$ es la velocidad aproximada en la frontera, $\tilde{c}$ es la celeridad de la onda aproximada en la frontera, B y A son el ancho superficial y área en la sección respectiva, $\Delta w_{i+1/2}$ donde w es cualquier cantidad corresponde a $w_{i+1} - w_i$ y $\Delta w_{i-1/2} = w_i - w_{i-1}$.

4.2.3. Implementación

El esquema numérico requiere la entrada de los datos topográficos del cauce y rugosidad de Manning a intervalos regulares en secciones transversales. La información topográfica se recabó como una lista ordenada de puntos

$$xs_i = ((x, y, z)_1, \dots, (x, y, z)_M)_i$$

para cada sección transversal i, donde M corresponde al número total de puntos en la sección transversal.

Luego, por cada sección i se construyeron tablas

$$((h, A)_1, \dots, (h, A)_m)_i$$
$$((h, b)_1, \dots, (h, b)_m)_i$$
$$((h, P)_1, \dots, (a, P)_m)_i$$

$$((h, P1)_1, \dots, (a, P1)_m)_i$$

para los valores ordenados de h, donde h corresponde a la altura sobre el mínimo de la sección y $m \leq M$ dado que pueden existir puntos con igual cota en una sección. A corresponde al área, b al ancho, P al perímetro mojado y $P1$ al primer momento de área. De esta forma es simple obtener cualquiera de los parámetros necesarios para cualquier altura mediante interpolación lineal.

Además, para calcular la pendiente por fricción S_f se consideró la ley de Manning, por lo que también se construyó una tabla de interpolación para el valor de conductividad K de cada sección dado por $K = A(A/P)^{2/3}/n^2$, luego la pendiente se evalúa mediante $S_f = Q^2/K^2$ durante la ejecución del esquema.

Por simplicidad, como condición inicial se utilizo $\boldsymbol{U}^0 = (0, A_o)^T$ donde a A_0 se asignó un valor correspondiente a 0.5 m de profundidad en cada sección, esto resulta en una etapa inicial transiente antes de ocurrir la rotura donde la superficie libre se adecúa a las características del cauce, sin embargo, dado que la magnitud de caudal de la onda por rotura es varios cientos de veces superior al inducido por esta situación transiente, y el interés es obtener el máximo de profundidad y caudal, este hecho no trae mayores inconvenientes.

Las condiciones de borde $\boldsymbol{U}_0^t$ y $\boldsymbol{U}_L^t$ corresponden al caudal total que pasa por la presa aguas arriba y, por simplicidad, se fijó un nivel constante de agua en la condición de borde aguas abajo.

4.2.4. Acople con modelo de rotura

La forma en que el modelo de rotura obtiene información de lo que ocurre en el cauce se reduce al coeficiente de sumersión ks que incluye el efecto del nivel de agua tras la presa. Para pendientes pequeñas y capacidades de transmisión no muy altas, es posible que el nivel de agua bajo la presa se eleve lo suficiente para comenzar influir en el caudal saliente.

La profundidad que interesa corresponde a la que define el área justo en la condición de borde de entrada al modelo de rastreo. Para obtener este valor se observa lo siguiente: si se tienen N secciones transversales, para las secciones $2 \leq i \leq N-1$, los valores de $\boldsymbol{U}_i$ se actualizan desde las secciones i-1, i e i+1 como se muestra con flechas rojas en la siguiente figura. Además, toda la línea temporal en n es conocida en un instante inicial.

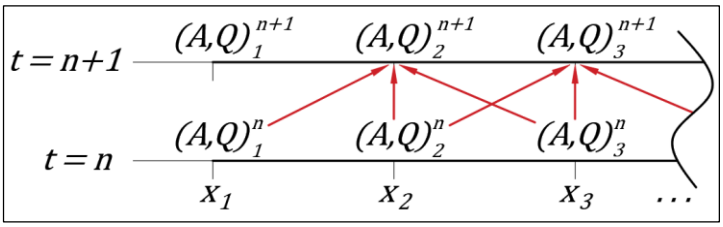


Figura 4-11: Dependencias de variables en esquema numérico.

Para la sección aguas arriba, Q_1 es dato en cualquier tiempo t, dado que proviene del modelo de rotura, por tanto sólo falta encontrar una expresión para A_1^{n+1} y así actualizar toda la solución en las secciones para $t = n + 1$. Esta expresión se puede obtener de la ecuación de continuidad

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

y considerando la variación discreta del área y el caudal entre el intervalo n y $n + 1$ en las secciones 1 y 2, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta 0.5(A_1 + A_2)}{\Delta t} + \frac{\Delta 0.5(Q^n + Q^{n+1})}{\Delta x} = 0$$

$$\frac{0.5\big((A_1^{n+1} + A_2^{n+1}) - (A_1^n + A_2^n)\big)}{\Delta t} + \frac{0.5\big((Q_2^n + Q_2^{n+1}) - (Q_1^n + Q_1^{n+1})\big)}{\Delta x} = 0$$

$$\Delta x(A_1^{n+1} + A_2^{n+1}) - (A_1^n + A_2^n) + \Delta t(Q_2^n + Q_2^{n+1}) - (Q_1^n + Q_1^{n+1}) = 0$$

donde A_1^{n+1} es la única cantidad desconocida tras obtener $\boldsymbol{U}_i^{n+1} = (A, Q)^T$ para $2 \leq i \leq N - 1$.

Posteriormente, convertir A_1^{n+1} a la profundidad en la sección resulta simple utilizando tablas de interpolación, para finalmente evaluar el factor de sumersión ks.

4.3. Parámetros de Entrada

Los antecedentes del proyecto no son exhaustivos para determinar con certeza todos los parámetros de entrada necesarios, por lo que se estimaron valores razonables para los parámetros como porosidad, ángulo de reposo del material y cuantía.

· Geometría de la sección transversal:

a_s = 8 [m]	Ancho superior.
h_c = 1619.5 [m]	Cota de coronamiento.
h_{sl} = 1614.86 [m]	Elevación superior de losas.
h_{il} = 1525 [m]	Elevación inferior de losas.
α = 32º	Ángulo presa aguas arriba.
β = 33.6º	Ángulo presa aguas abajo.

· Características de la sección de hormigón:

H = 30 [cm]	Espesor de la losa.
r = 5 [cm]	Espesor recubrimiento hasta sección de acero en tracción.
B_l= 15 [m]	Ancho de la sección.
f_c' = 250 [kgf/cm2]	Resistencia cilíndrica a compresión del hormigón.
f_y = 4200 [kgf/cm2]	Tensión de fluencia del acero.
ρ = 0.04	Cuantía geométrica de la sección.

· Características del material de relleno:

p_0 = 0.3	Porosidad.
d = 0.4 [m]	Diámetro representativo del material.
ϕ = 50°	Ángulo de reposo del material.
s = 2.65	Densidad sólido / densidad agua.
ν = 1.36×10^{-6} [m2/s]	Viscosidad cinemática agua.

· Parámetros embalse:

Vw_0 = 49.69x10^6 [m3]	Volumen de agua inicial (cota de almacenamiento normal).

· Parámetros del cauce:

n = 0.09 Rugosidad de Manning.

4.4. Resultados del Modelo

4.4.1. Brecha en la presa

Observando los resultados del modelo, para los parámetros elegidos el caudal por rotura comienza en la hora 13, generando una onda que concentra la mayor magnitud en 1 hr y demora 0.5 hr en llegar al caudal máximo.

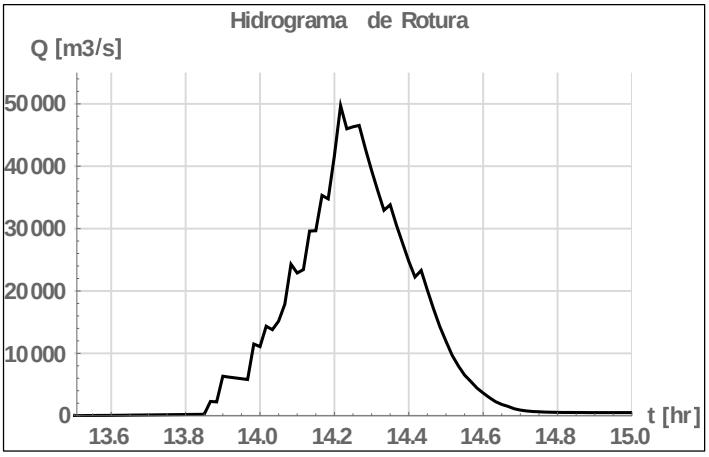


Figura 4-12: Hidrograma de rotura.

Se observa que el caudal máximo es del orden de 50000 m3/s. Tras la hora 15 el caudal remanente es del orden de 500 m3/s. La evolución de la coordenada l se incluye a continuación:

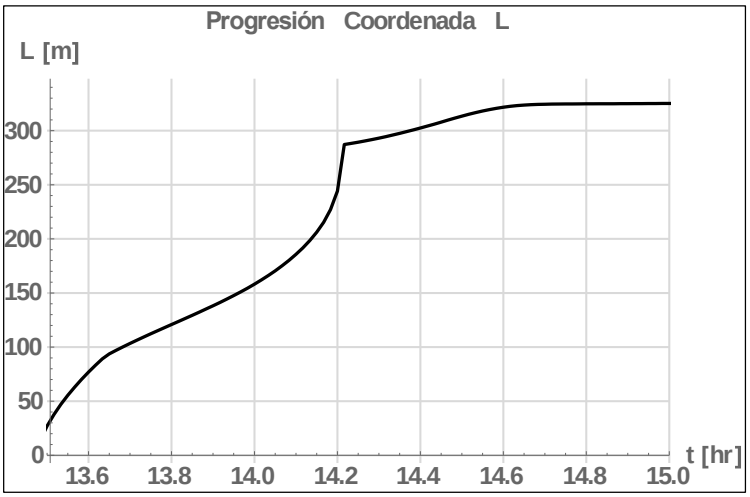


Figura 4-13: Progresión de la erosión durante la rotura.

Se observa que la mayor parte la erosión ocurre durante el tramo creciente del intervalo de mayor descarga por la brecha, en la mitad decreciente la erosión es mínima y se estabiliza rápidamente. El ancho final del canal erosionado alcanza los 58 m tras la hora 14.6 (éste se obtiene de restar L_5 de l). El comportamiento de las secciones de hormigón durante la rotura se muestra en la siguiente figura, en ella se muestran en paralelo la elevación del ápice de la losa correspondiente al canal central,

rotulada como losa 1, y 4 secciones adicionales a un costado. Como el problema se consideró simétrico, estas últimas 4 secciones muestran el comportamiento de 8 losas: tanto a la izquierda como a la derecha, desfasados la cantidad correspondiente de anchos sobre la línea de simetría.

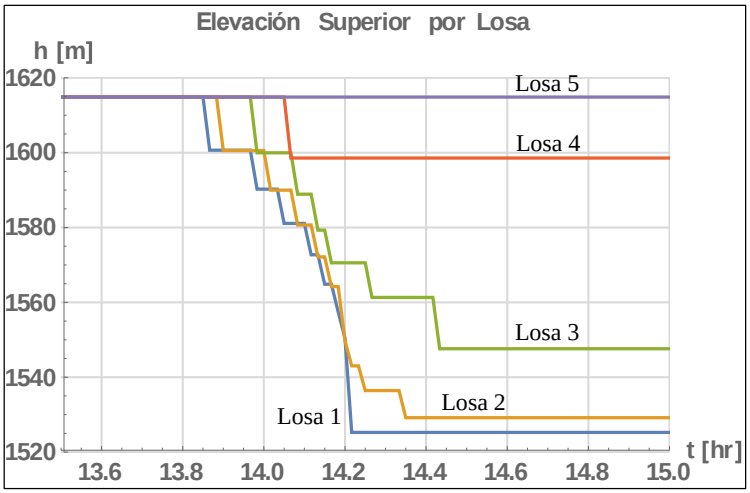


Figura 4-14: Rotura de las losas de hormigón durante la simulación.

Se observa que tan solo la losa central (nº 1) llega al nivel basal de 1525 m y solo 3 losas alcanzaron a romperse hacia un costado. La losa 5 mantiene su elevación indicando que nunca alcanzó la condición de rotura.

4.4.2. Rastreo en río Combarbalá

La atenuación de la onda a medida que viaja por el cauce se muestra en la siguiente figura, donde cada perfil de caudal versus distancia aguas abajo de la presa esta tomado a intervalos de 12 min comenzando en la hora 14.

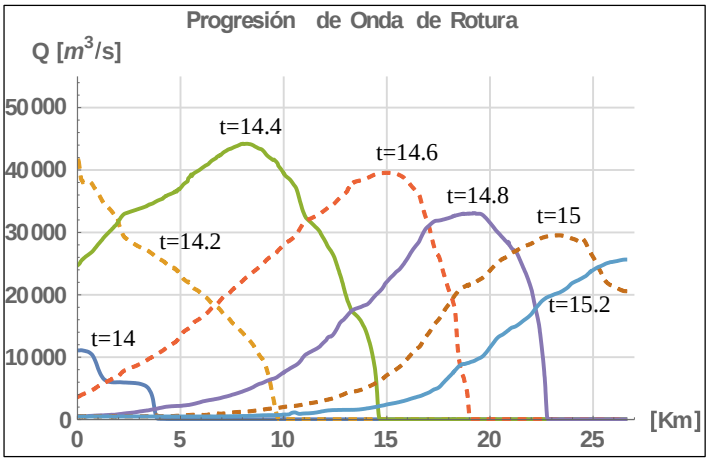


Figura 4-15: Perfiles de caudal vs distancia en río Combarbalá.

Se observa que la onda demora aproximadamente 1 hr en llegar a la altura de Combarbalá en el kilómetro 15 y 12 minutos más para llegar al cruce de la carretera sobre el río con la ruta D-55.

La atenuación del flujo se muestra a continuación, donde se aprecia que a la altura de Combarbalá la onda ha perdido el 20% de su intensidad máxima, mientras que al final del área de estudio esta disminuye un 50%.

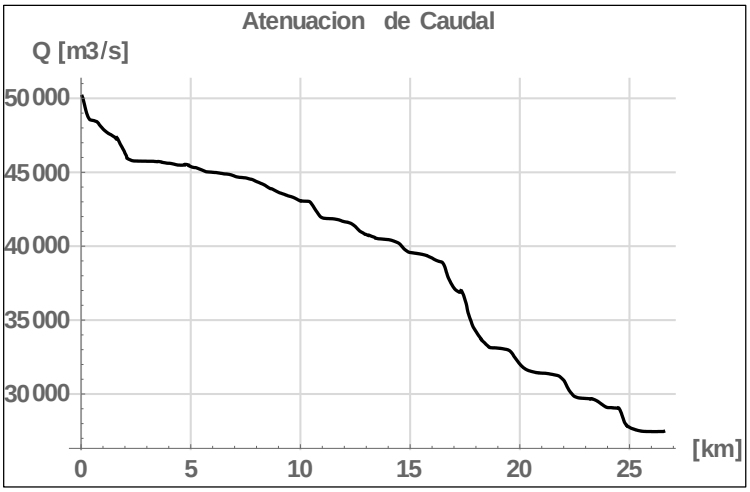


Figura 4-16: Caudal máximo a lo largo del río Combarbalá.

Respecto de las profundidades, estas llegan a superar los 40 m en lugar cercanos a la presa dentro de los primeros 3 km y posteriormente casi vuelven a alcanzar este valor unos 3 km aguas abajo de Combarbalá, donde se produce un angostamiento en la caja del río. Se observa también que la profundidad nunca es menor de 10 m por sobre el fondo de la sección existente del río.

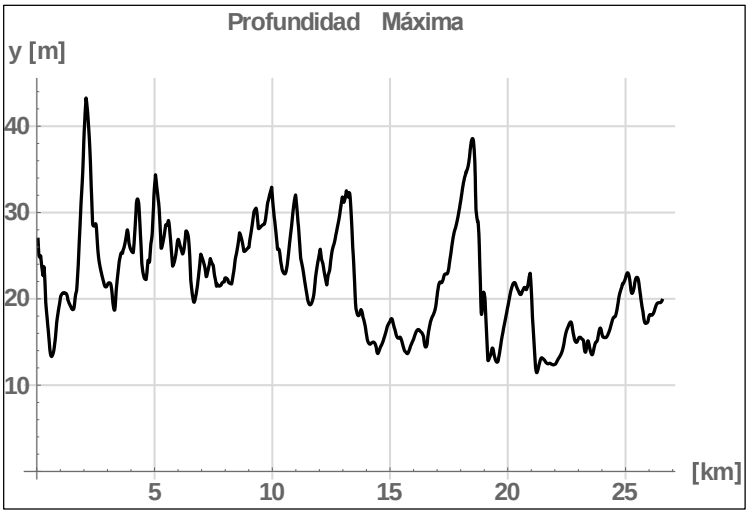


Figura 4-17: Profundidades máxima a lo largo del río Combarbalá.

El tiempo para la ocurrencia del máximo de profundidad se incluye en la siguiente figura:

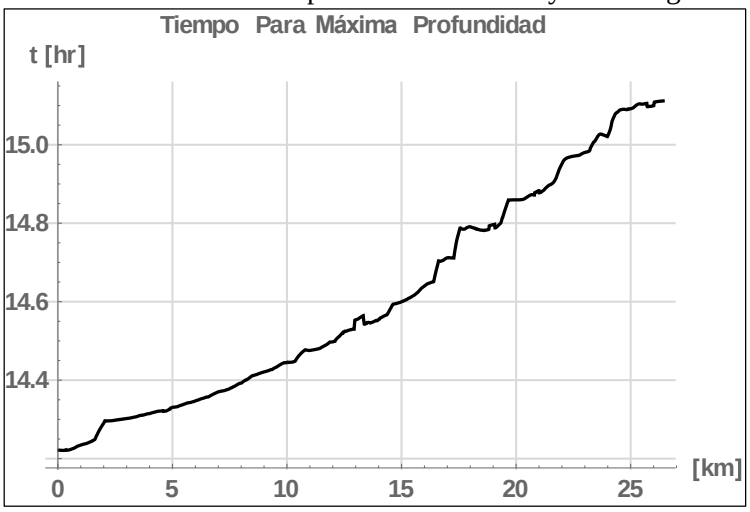


Figura 4-18: Tiempo para máxima profundidad.

Se observa un tiempo de poco menos de 1hora para que se produzca el máximo de profundidad a la altura de Combarbalá (el tiempo de inicio de rotura corresponde a la hora 13.7 aproximadamente). La velocidad de llegada del máximo se mantiene en general consistente, y es del orden de 18 [km/hr].

El eje hidráulico de los máximos de profundidad, incluyendo la elevación de fondo del cauce se muestra en las siguientes figuras:

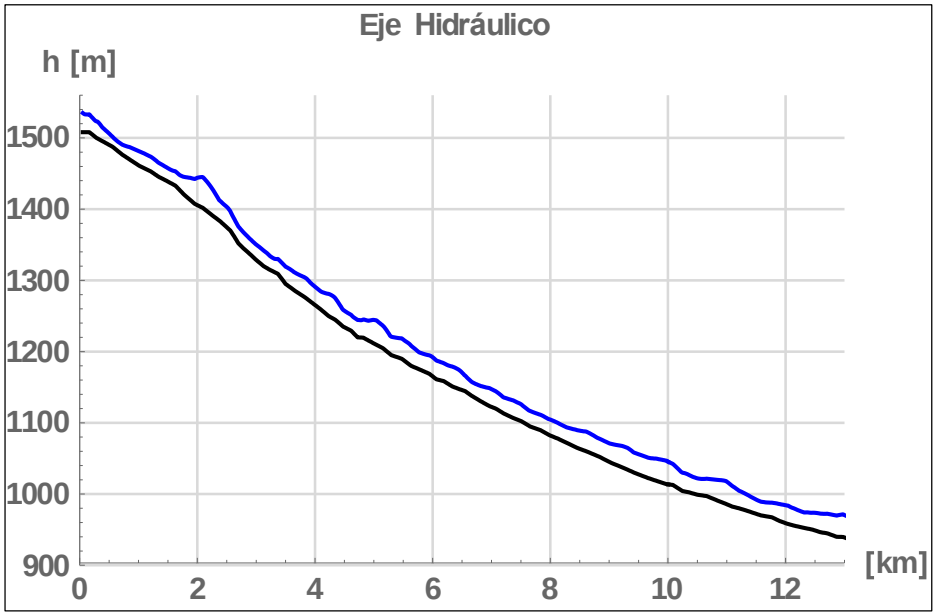


Figura 4-19: Elevación de superficie de agua máxima Km 0 a Km 13

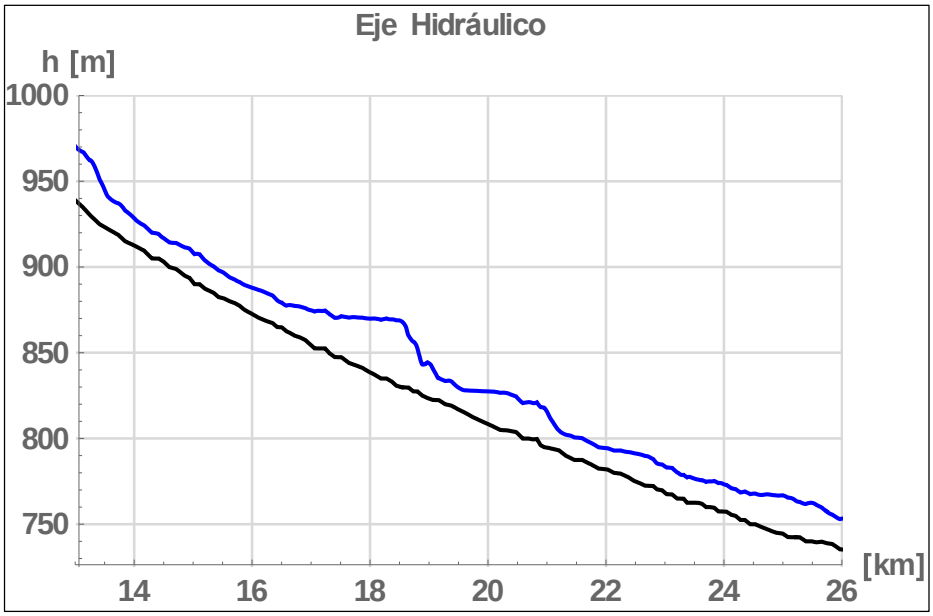


Figura 4-20: Elevación de superficie de agua máxima Km 13 a Km 26

Finalmente, se incluyen los planos con la extensión del área de inundación a lo largo del área de estudio. La ubicación de las secciones transversales levantadas se incluye también en las mismas láminas.

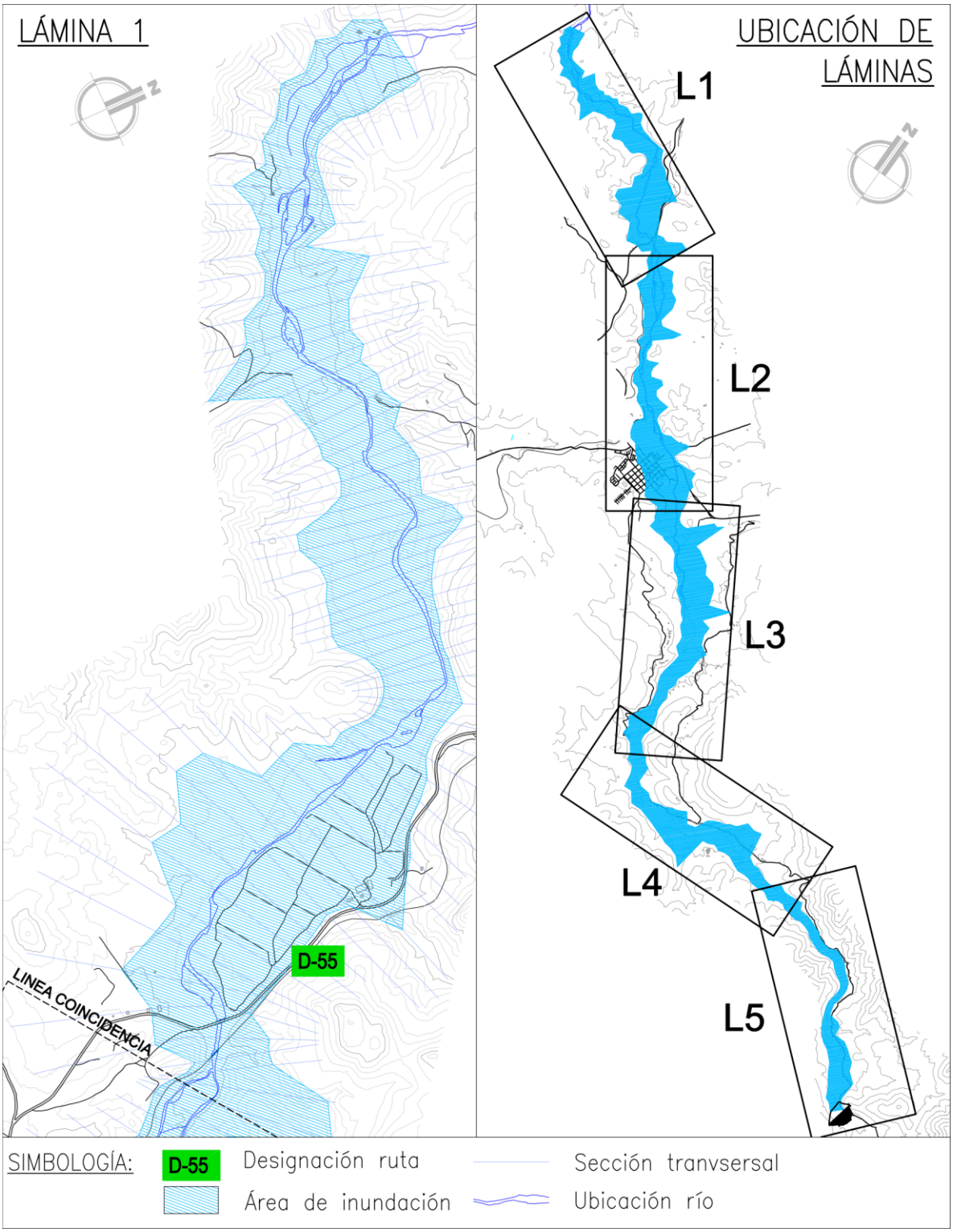


Figura 4-21: Extensión del área de inundación (1/3)

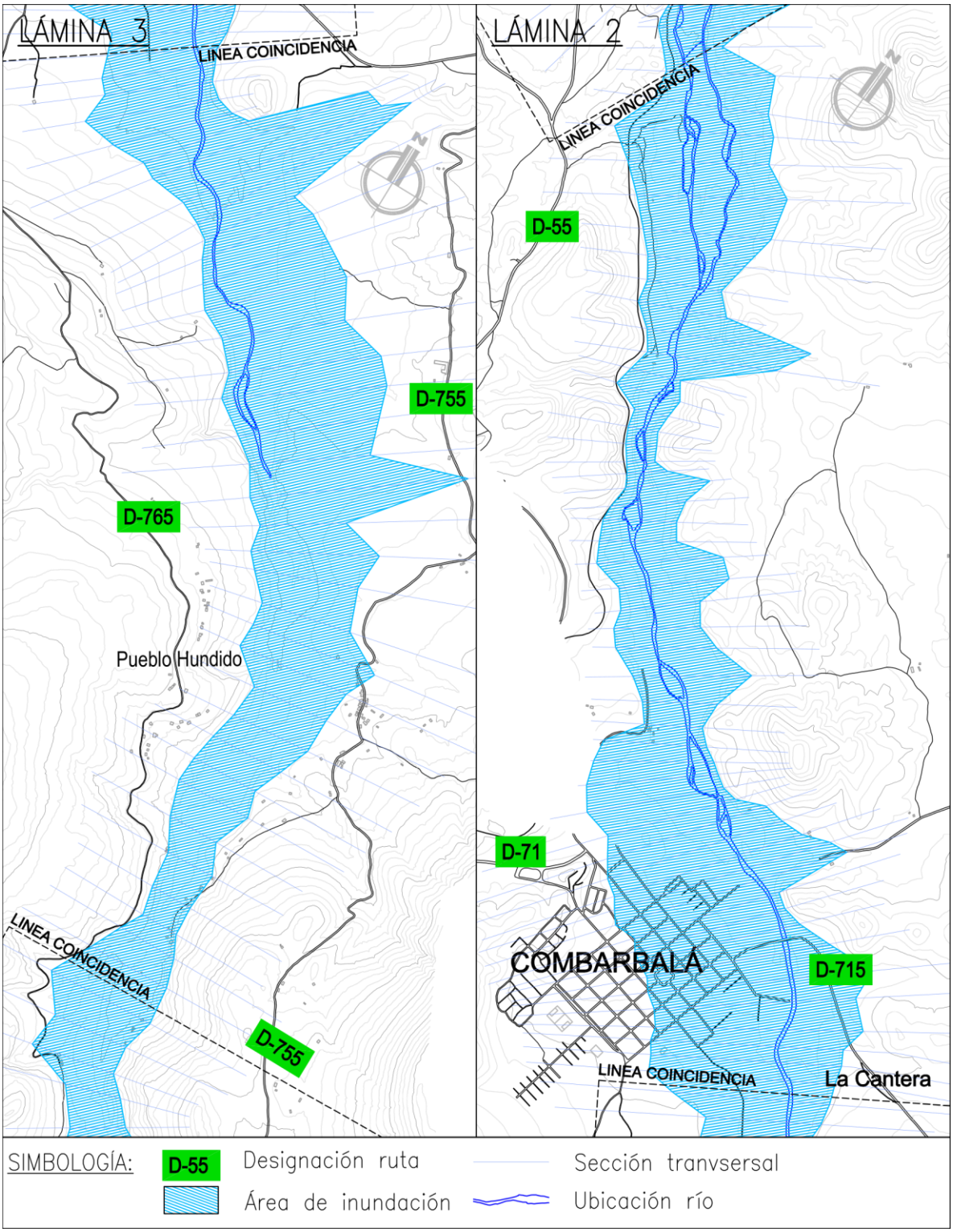


Figura 4-22: Extensión del área de inundación (2/3)

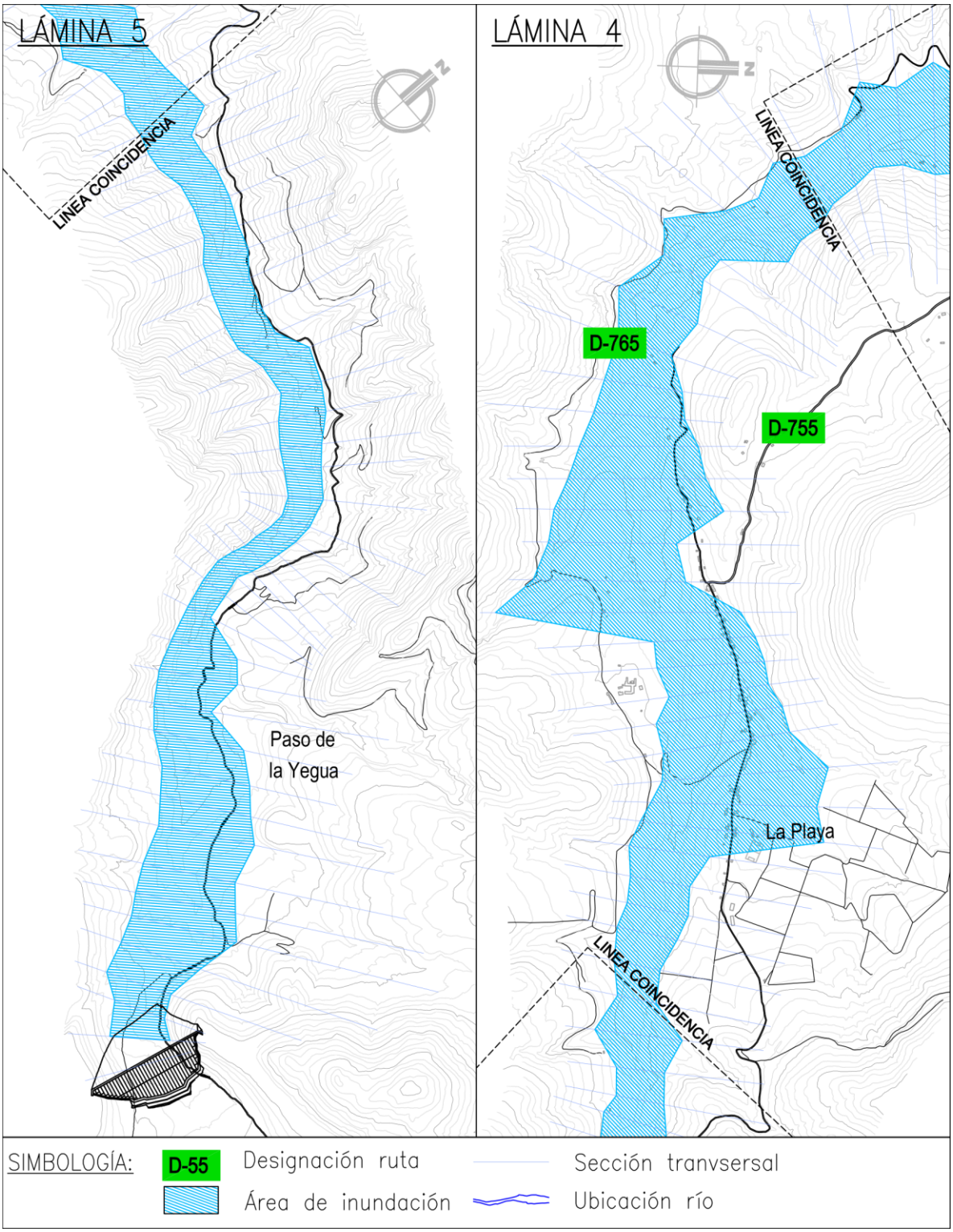


Figura 4-23: Extensión del área de inundación (3/3)

4.4.3. Comparación con hidrogramas de rotura de capítulo anterior

En el capítulo anterior se aplicaron diferentes métodos para estimar el caudal de rotura, y en dos de estos casos se obtuvo hidrogramas explícitos: un hidrograma triangular para el método intermedio y un hidrograma resultante de aplicar el modelo DAMBRK para el método avanzado. A continuación, se comparan los resultados obtenidos con el modelo propuesto con los del capítulo anterior.

En la Figura 4-24 se muestran los hidrogramas obtenidos del capítulo anterior junto con el hidrograma calculado en el presente capítulo: Se observa que la máxima magnitud de la descarga calculada se encuentra en un rango intermedio de los valores que definen los casos de velocidad de erosión vertical de 200 y 100 m/hr, indistintamente de si el método utilizado para calcular estos hidrogramas fue el tipo intermedio (hidrograma adimensional triangular) o avanzado (hidrograma resultante de DAMBRK).

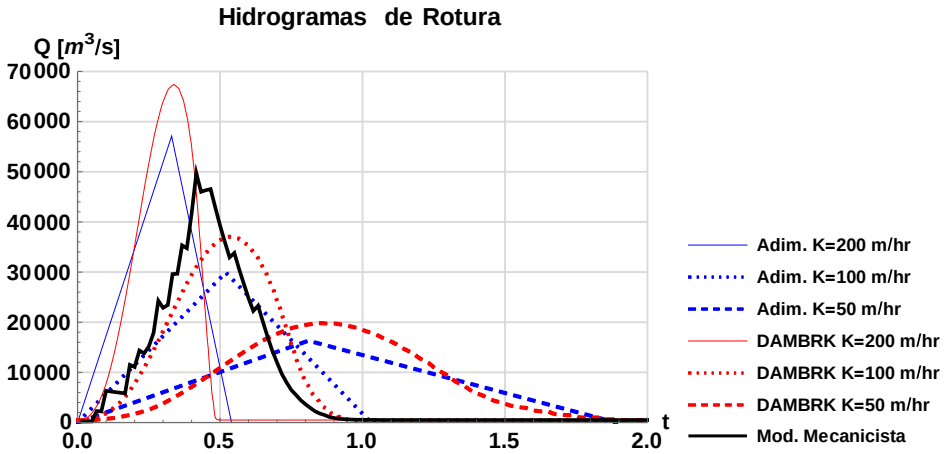


Figura 4-24: Comparación de los hidrogramas de rotura.

En efecto, iterando un valor de velocidad vertical de erosión, la cual tiene asociado un tiempo de formación, se obtiene que con aproximadamente 140 m/hr el modelo DAMBRK predice un máximo comparable al obtenido con el modelo mecanicista.

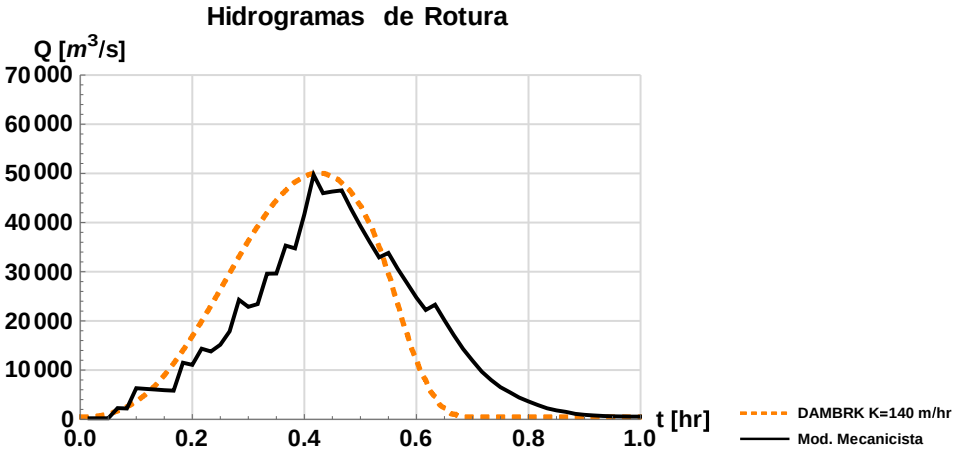


Figura 4-25: Hidrograma DAMBRK con K=140 m/h.

Capítulo 5. Comentarios Finales y Conclusiones

5.1. Comentarios

En el capítulo 2 de esta memoria se investigaron diversas técnicas para analizar el rompimiento de presas. En su mayoría, éstas se basan en la predicción de parámetros de rompimiento mediante relaciones empíricas basadas en eventos de roturas pasadas. Los eventos sobre los cuales se elaboraron estas relaciones empíricas no incluyen presas de características constructivas de tipo CFRD, y en general, corresponden a presas de alturas menores a 20 m. Las técnicas investigadas se agruparon en 3 niveles de análisis según la exhaustividad de las mismas.

En el capítulo 3 se aplicaron las técnicas investigadas en el capítulo 2 al caso del Quillay, una presa CFRD con una altura del orden de los 90 m. Las relaciones empíricas probaron no dar información concluyente respecto de los parámetros de formación de la brecha en la presa, necesarios para definir un hidrograma de rotura, por lo tanto, independientemente del nivel de análisis no se pudo concluir respecto de un escenario más factible. El problema fue sensibilizado a distintas velocidades de erosión vertical comprendidas en un rango factible según investigaciones pasadas. El resultado de los distintos escenarios abarca magnitudes de la descarga por rotura desde los 20.000 hasta 70.000 m^3/s aproximadamente. La diferencia en la magnitud de los caudales obtenidos implicó así mismo grandes diferencias en las áreas de inundación obtenidas.

En el capítulo 4 de la memoria, en primer lugar, se detalló el funcionamiento de un modelo basado en principios mecanísticos para estimar el problema del rompimiento de una presa tipo CFRD. En segundo lugar, se aplicó el modelo propuesto a la situación del Embalse Quillay la cual ya había sido analizada por métodos existentes en el capítulo 3. Los resultados obtenidos en la segunda parte sugieren una tendencia de la magnitud de la rotura generada de un orden cercano al escenario más desfavorable considerado en el capítulo 3. Cabe comentar de manera cualitativa el efecto que tendrían las consideraciones que asume el modelo sobre la magnitud de la descarga.

En primer lugar se hace notar que el modelo desarrollado considera que las secciones de hormigón expuestas que van fallando sucesivamente, como se explica en 4.1.4, desaparecen instantáneamente tras verificarse una condición de rotura positiva. En la realidad esto es una simplificación extrema, y se esperaría que en algunos casos las secciones tengan la posibilidad de fallar por flexión y aun así permanecer unidas mediante el refuerzo de acero a la sección que se mantiene en su posición original. Esto tendría como resultado cierta protección contra la erosión del flujo, resultando en una tasa de erosión disminuida en comparación a la calculada.

Otra consideración corresponde al coeficiente de descarga utilizado en las secciones individuales. Este fue considerado como constante e igual al de un vertedero de pared gruesa sin efectos del nivel aguas abajo. En la práctica, la suposición de líneas de flujo paralelas en la sección de descarga es discutible, y como las secciones centrales presentan una velocidad de flujo mayor a las laterales se esperaría una curvatura del flujo en el acercamiento a la sección de descarga. El efecto es que el coeficiente de descarga sería menor al considerado salvo para situaciones muy puntuales, por ejemplo, al inicio del flujo sobre la presa no erosionada. Este punto y el del párrafo anterior, indican que el resultado del modelo tendería a sobreestimar la crecida generada, lo cual se considera aceptable en vista de la necesidad de errar por lado de la seguridad en el análisis.

Otro factor importante a mencionar corresponde a la estimación del gasto sólido que se calcula para evaluar la progresión de la brecha en la presa. La manera utilizada corresponde a la que se encontró a menudo en la investigación bibliográfica, correspondiente a la estimación del gasto sólido mediante ecuaciones de estimación del arrastre de fondo. El problema en esta decisión radica en que estas fórmulas corresponden a ajustes sobre la base de resultados experimentales, los cuales en su totalidad se han desarrollado para materiales y en condiciones de flujo muy diferentes a las esperadas durante la erosión de una presa. Para ser específico: la fórmula de arrastre utilizada fue elegida por tener como base de calibración uno de los rangos de resultados experimentales más amplios, tanto en

el diámetro de la partícula como en la pendiente longitudinal. La cota superior de calibración de estos valores corresponde a 20 cm y 20% respectivamente; en el caso bajo análisis se aplicó para valores de 40 cm y una pendiente máxima del orden de 66% al inicio de la erosión. Para partículas mayores del orden de los diámetros utilizados en enrocados, existen investigaciones respecto de las condiciones del movimiento incipiente que son utilizadas frecuentemente para diseñar, por ejemplo, revestimientos; sin embargo, la tasa de arrastre de tales rocas bajo diferentes condiciones de flujo no ha sido cuantificada. Mejores estimaciones de la erosión van a requerir ecuaciones de arrastre desarrolladas para condiciones acordes y diámetros de material semejante.

Respecto del modelo de rastreo implementado junto con el modelo de rotura propuesto, se hace notar que la razón acoplar ambos modelos corresponde únicamente a la evaluación del efecto de sumersión sobre el flujo de salida de la presa. Para el caso analizado, este no tuvo incidencia en el hidrograma de rotura, y esto es esperable prácticamente en la mayoría de las presas ubicadas en regiones cordilleranas dado las pronunciadas pendientes que son típicas de los valles en estas zonas. En la práctica esto implica que el análisis de rotura y rastreo de crecida pueden realizarse por separado y de esta manera utilizar software comercial mucho más probado y acabado para la delimitación de las zonas de inundación.

5.2. Conclusiones

Del desarrollo de esta memoria se concluyeron los siguientes puntos individuales:

- Se realizó una recopilación extensiva de bibliografía relacionada con el tema de rompimiento de presas. Se incluyeron los principales métodos de análisis tanto para determinar el hidrograma de rotura de una presa, aplicables principalmente a presas de rellenos granulares.

- Los métodos clásicos de análisis se apoyan en la estimación de parámetros de rotura. La incidencia relativa de los parámetros de rotura debe ser verificada según el método gráfico adimensional de Walder y O'Connor. La información aportada puede acotar el problema de manera inmediata y ahorrar tiempo.

- Para presas de una altura de embalse del orden del Quillay se concluye que las regresiones empíricas no aportan información confiable para la estimación de los parámetros de rotura. En estos casos se recomienda utilizar el parámetro de velocidad de erosión vertical máximo registrados según observaciones históricas correspondiente a 200 m/hr, utilizando el tiempo de formación correspondiente a la presa bajo estudio.

- En el capítulo 2 se propusieron 3 metodologías distintas según requerimientos de datos de entrada y suposiciones en el cálculo, desde la más aproximada denominada "Simple", hasta la más detallada denominada "Avanzada". Se recomienda usar en lo posible la metodología avanzada.

- La metodología de análisis intermedia no dio buenos resultados debido a falencias en el software utilizado, ocasionadas por la imposibilidad de modelar correctamente el flujo altamente supercrítico en pendientes fuertes. Más aun, la información que debe levantarse para realizar este nivel de análisis es suficiente para considerar el uso de un modelo bidimensional más avanzado, lo cual se recomienda.

BIBLIOGRAFÍA

Abt, S. R., Thornton, C. I., Scholl, B. A. y Bender, T. R. (2013): "Evaluation of Overtopping Riprap Design Relationships", Journal of the American Water Resourses Association, Vol. 49, No. 4.

Babb, A.O. y Mermel, T. W. (1968): "Catalog of Dam Disasters, Failures and Accidents", PB179243, Washington DC.

Baecher, G.B., Pate, M. E. y Neufville, R. D. (1980): "Risk of Dam Failure in Benefit Cost Analysis", Water Resourses Res., 16(3), 449-456.

Benoist, G. (1989): "Les etudes d'ondes de submersion des grands barrages d'EDF" – La Houille Blanche / No 1-1989 43-54.

Biswas, A. K., Chatterjee, S. (1971): "Dam Disasters – an Assessment", Eng. J. (Canada), 54(3):3-8.

Broich, K. (2004): "Description of breach model DEICH_P", IMPACT – Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty, < http://www.impact-project.net/>, [Consulta: 11/7/2014].

Camenen, B., Larson, M. (2005): "A general formula for non-cohesive bed load sediment transport", Estuarine, Coastal and Shelf Science 63 (2005) 249–260.

CDOWR (2010): "Guidelines For Dam Breach Analysis", Colorado Division of Water Resources, Colorado, Estados Unidos, <http://water.state.co.us>, [Consulta: 1/8/2014].

Chow, V. T. (1988): "Hidráulica Aplicada", McGraw-Hill Interamericana, Bogotá, Colombia.

Cruz, Materón y Freitas (2010): "Concrete Face Rockfill Dams", CRC Press, Lein, Holanda.

Dressler, R. F. (1952): "Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions", Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 49, No. 3

Enviroment Agency (2011): "Reservoir Flood Maps Guide", Enviroment Agency, Reino Unido, <https://www.gov.uk/government/publications/reservoir-flood-maps-guidance-for-emergency-responders>, [Consulta: 23/7/2014].

FERC (1993): "Selecting and Accomodating Inflow Design Floods For Dams", Federal Energy Regulation Commission, <https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap2.pdf>, [Consulta: 23/7/2014].

FEMA (2013): "Federal Guidelines for inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures (FEMA P-946)", US Department of Homeland Security, <www.fema.gov/ dam-safety-publications-resources>.

Fread, D. (1988): "The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background/User Documentation", Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, Maryland, Estados Unidos.

Fread, D.L. (1988): “BREACH: An erosion model for earthen dam failures (Model description and user manual)”, NOAA, Maryland, Estados Unidos.

Gibbs, A.: “Teton Dam Failure”, <http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/>, [Consulta: 11/7/2014].

Goodell, C., Wahlin, B. (2009): “Dynamic and Level Pool Reservoir Drawdown: A Practical Comparison for Dam Breach Modeling.”, 33rd IAHR Congress Proceedings, Vancouver, Canada.

Gruner, E. (1963): “Dam Disasters”; en: Proc. Institution of Civil Engineers, Londres, Vol. 24, Paper No. 6648, 47-60.

Gruner, E. (1967): “The Safety of Reservoirs”; en: World Dam Today, 104-109; Tokyo (Japan Dam Association).

Hanson, G. J. (2000): “Preliminary Results of Earthen Embankment Breach Tests”, ASAE Annual international Meeting, Julio, Paper No. (002007).

Hanson, G.J. y Hunt, S.L. (2007): “Lessons learned using laboratory jet testing method to measure soil erodibility of compacted soils”, Journal of applied engineering in agriculture (ASABE), Vol. 23 (No. 3), pp. pp. 305-312.

ICOLD (1996): “Dam-Breack Flood Analysis”, Commision Internationale des Grands Barrages, París, Francia, Boletín 111.

Johnson, F. A. y Illes, P. (1976): “A Classification of Dam Failures”, Water Power and Dam Construction, 28, 43-45.

Loukola, E., Reiter, P., Shen, C. y Pan, S. (1993): “Embankment Dams and Their Foundations: Evaluation of Erosion”, Proc. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindewald, Suiza, Vol. 4:17-48.

Mark, R. K. y Stuart-Alexander, D. E. (1977): “Disasters as Necessary Part of Benefit-Cost Analysis”, Science, 17, 1160-1162.

Middlebrooks, T. A. (1953): “Earth-Dam Practive in the United States”, Trans. Amer. Soc. Civil Eng., 118:697-722.

Mohamed, M. A. A., Samuels, P. G., Morris, M. W. (2002): “Improving the Accuracy of Prediction of Breach Formation through Embankment Dams and Flood Embankments”, IMPACT – Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty, < http://www.impact-project.net/>, [Consulta: 11/7/2014].

Morris, M. (2009): “Breaching Processes: A State of the Art Review”, FLOODsite, Reporte T06-06-03, Rev. 5_2_P01.

Morris, M., Hassan, M., Vaskinn, (2005): “Conclusions and Recommendations from IMPACT Project WP2: Breach Formation”, IMPACT – Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty, < http://www.impact-project.net/>, [Consulta: 11/7/2014]

NWS (2011): “Project Overview: Transition from FLDWAV to HEC-RAS”, National Weather Service, <http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/hsmb/hydraulics/documents/fldwav_to_hecras_overview.pd> , [Consulta: 23/7/2014].

Pierce, M. W., Thornton, S. R. y Abt, S. R. (2010): “Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams”, National Safety Review Board Steering Committee on Dam Breach Equations, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.

Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Chen, Y. H., Clopper, P. E. y Temple, D. M. (1989): “Mechanics of Overflow Erosion on Embankments”, J. Hydraulic Eng., 115(8):1040-1055.

Ralston, David C., (1987): “Mechanics of Embankment Erosion During Overflow,” Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 ASCE National Conference on Hydraulic Engineering, Williamsburg, Virginia, August 3-7, 1987, p. 733-738.

Ré, R. (1946): “Etude du lacher instantané d’une retenue d’eau dans un canal par la méthode graphique (Study of the Sudden Water Release from a Reservoir in a Channel by a Graphical Method.)”, Jl La Houille Blanche 1(3), 181–187.

Risley J., Walder J. y Denlinger R. (2006): “Usoi Dam Wave Overtopping and Flood Routing in the Bartang and Panj Rivers, Tajikistan”, Water-Resources Investigations Report 03-4004, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, Estados Unidos.

Ritter, A. (1892): “Die Fortplanzung der Wasserwellen”, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, 36(33):947-954.

Shuibo, P., Loukola, E. (1993): “Chinese-Finnish Cooperative Research Work on Dam Break Hydrodynamics”, National Board of Waters and the Environment, Helsinki, Finlandia.

Singh, V. P. (1996): “Dam Breach Modeling Technology”, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Holanda.

Singh, V. P., Ram N. Y. (2003): Water Resources System Operation: Proceedings of the International Conference on Water and Environment, Allied Publishers, p 508.

Soulsby, R. L. y Whitehouse, R. J. (1997): “Threshold of sediment motion in coastal enviroments”, Proceedings Pacific Coasts and Ports ’97 Conference, Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda.

Syme, W. J. (2008): “Flooding in Urban Areas - 2D Modelling Approaches for Buildings and Fences”, Engineers Australia, 9th National Conference on Hydraulics in Water Engineering, Australia. <http://www.tuflow.com>, [Consulta: 1/8/2014].

USBR (1982): “Design of Small Dams”

USCOLD (1975): “Lessons from Large Dams, Report of the Committee on Failures and Accidents to Large Dams of USCOLD”, American Society of Civil Engineers, Nueva York.

Vaskinn, K., Løvoll, A. y Höeg, K. (2005): ”Large Scale Embankment Failure”, Summary of breach formation field tests, IMPACT – Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty, < http://www.impact-project.net/>, [Consulta: 11/7/2014].

Wahl, T. (1998): “Prediction of Embankment Dam Breach Parameter: A Literature Review and Needs Assessment”, Dam Safety Office, Water Resources Research Laboratory, DSO-98-004.

Wahl, T. (2004): “Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. <http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/twahl/>, [Consulta: 7/8/2014].

Walder, J. S., O’Connor, J. E. y Costa, J. E. (1996): “A physically-based method for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams”, Conferencia: “Destructive Water: Water-Caused Natural Disasters, their Abatement and Control”, California, Estados Unidos.

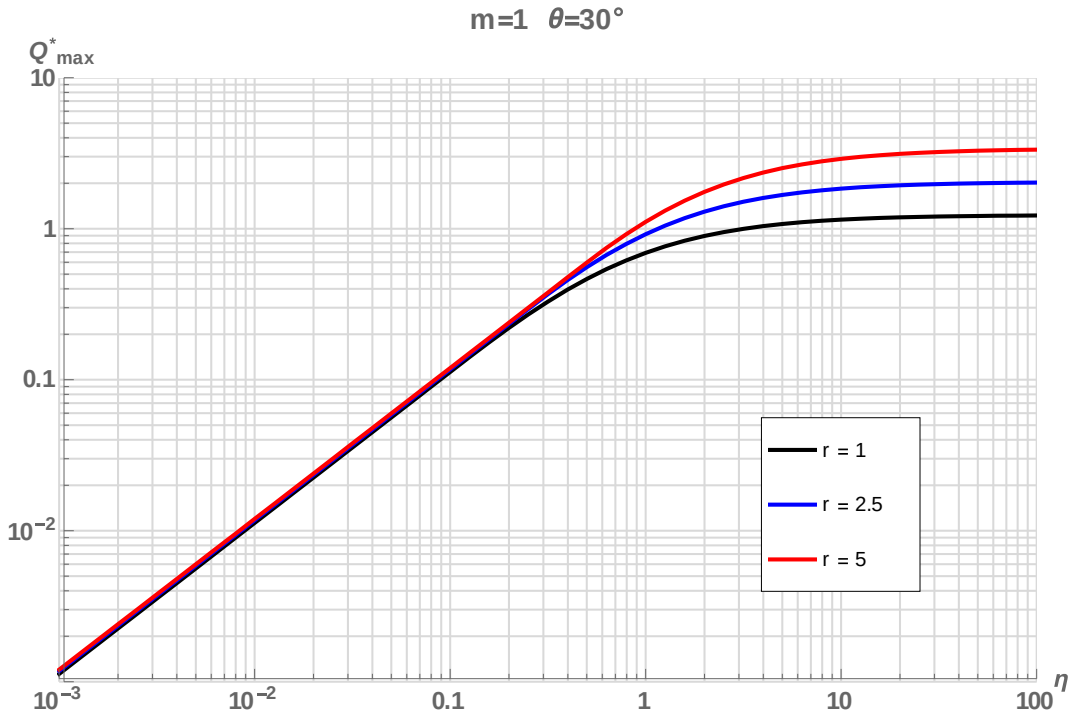
Walder, J. S. y O’Connor, J. E. (1997): “Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams”, Water Resources Research, Vol. 33, Número 10:2337-2348.

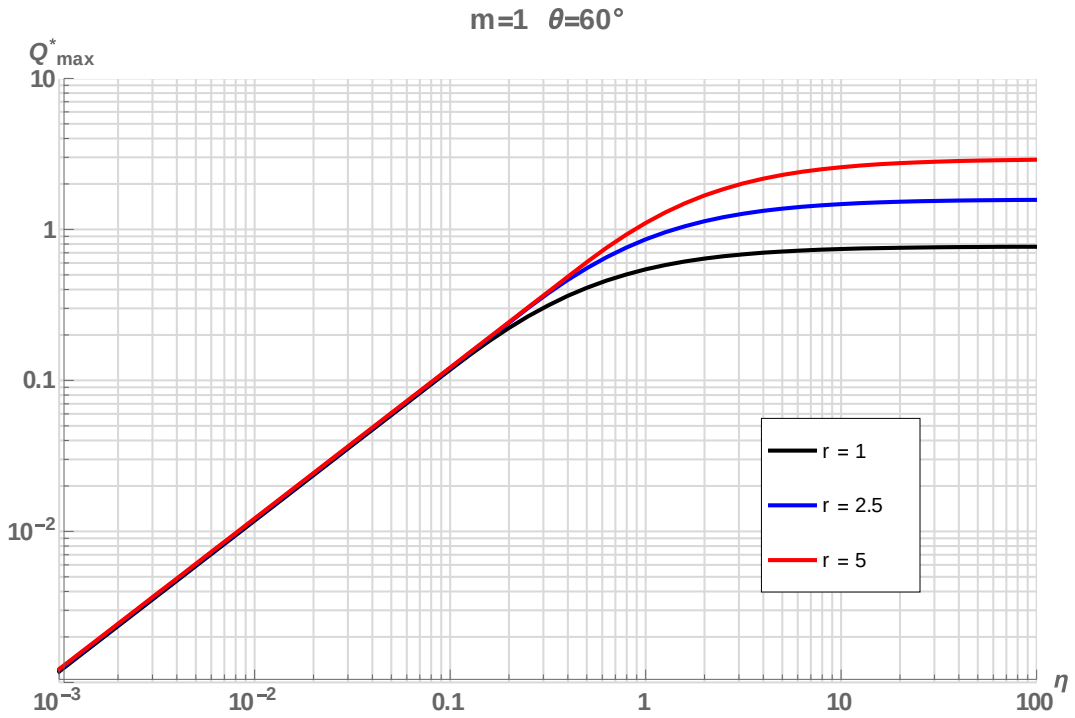
WBM (2010): “TUFLOW User Manual 2010”, BMT WBM, <http://www.tuflow.com>, [Consulta: 31/7/2014].

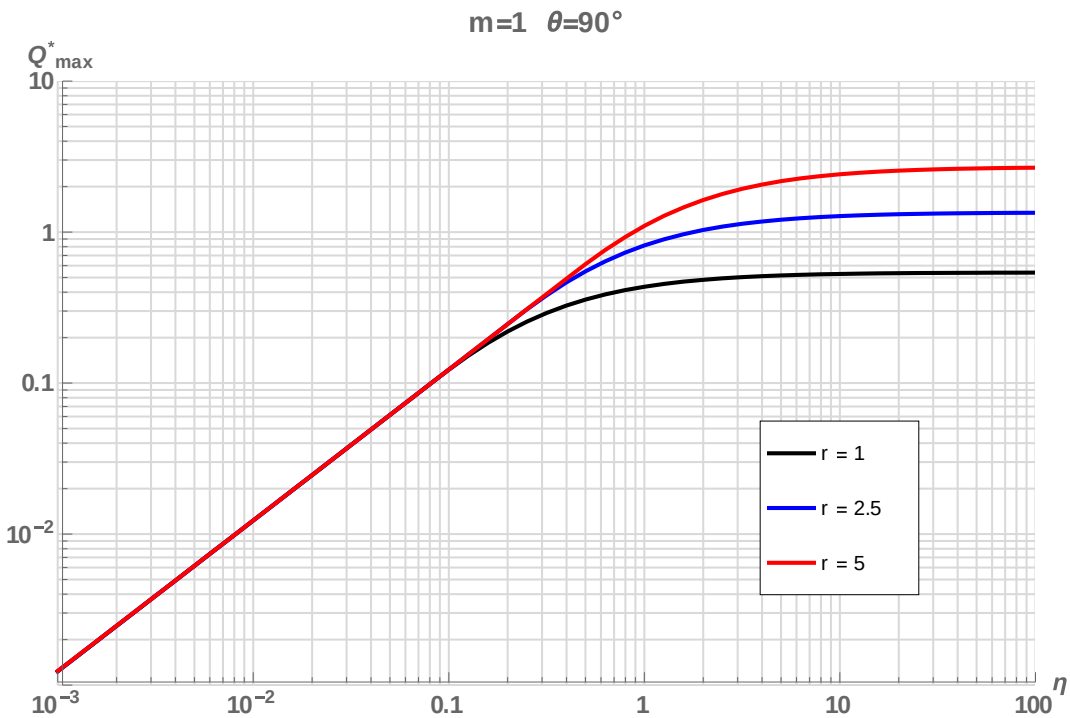
Wetmore, J. N. y Fread, D. L. (1991): “The NWS Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model”, NWS, <http://www.rivermechanics.net/models/smpdbk.pdf>, [Consulta: 23/7/2014].

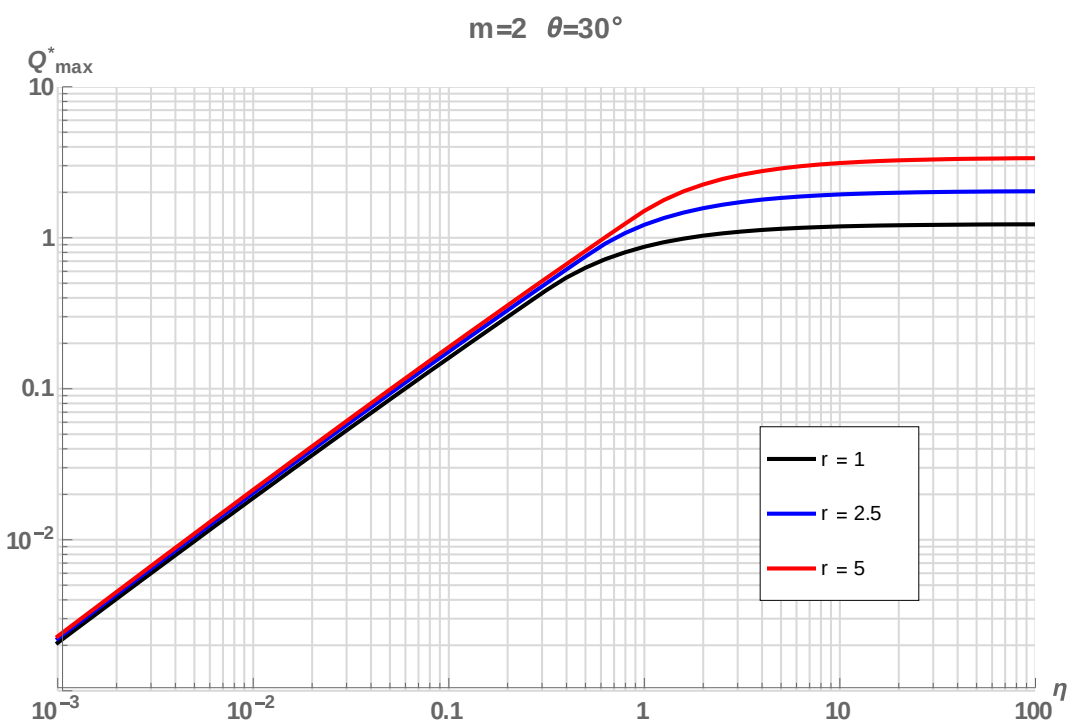
Anexos

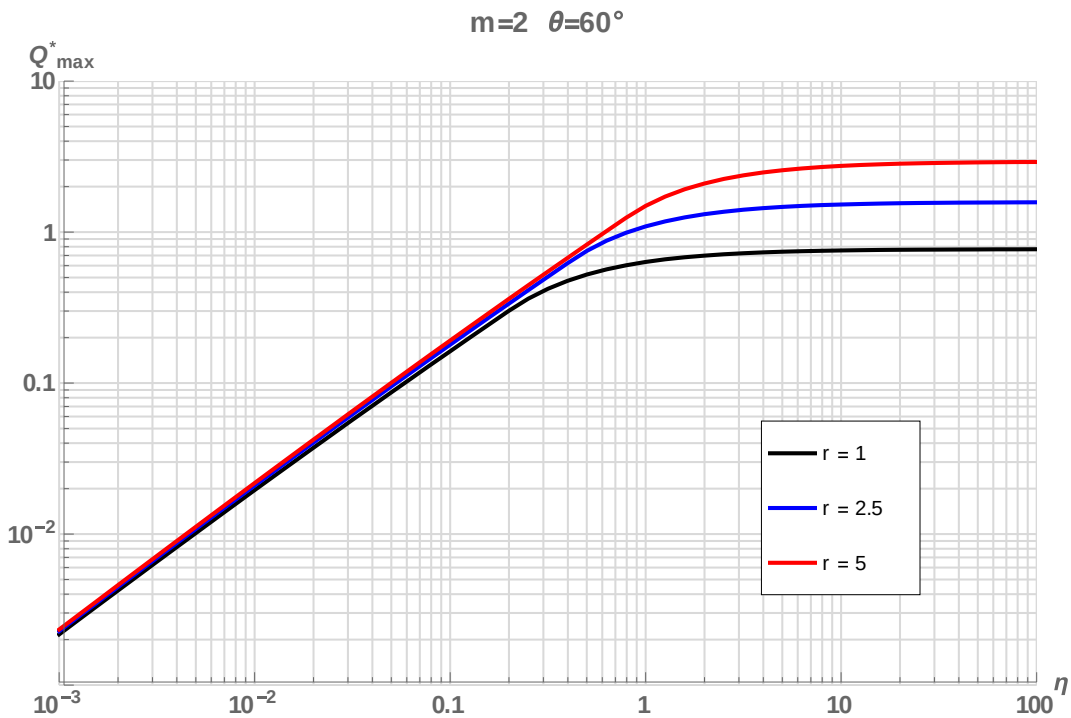
Gráficos de Q^*_{max} vs η según descrito en Parte I Modelo Gráfico de Walder, O'Connor y Costa:

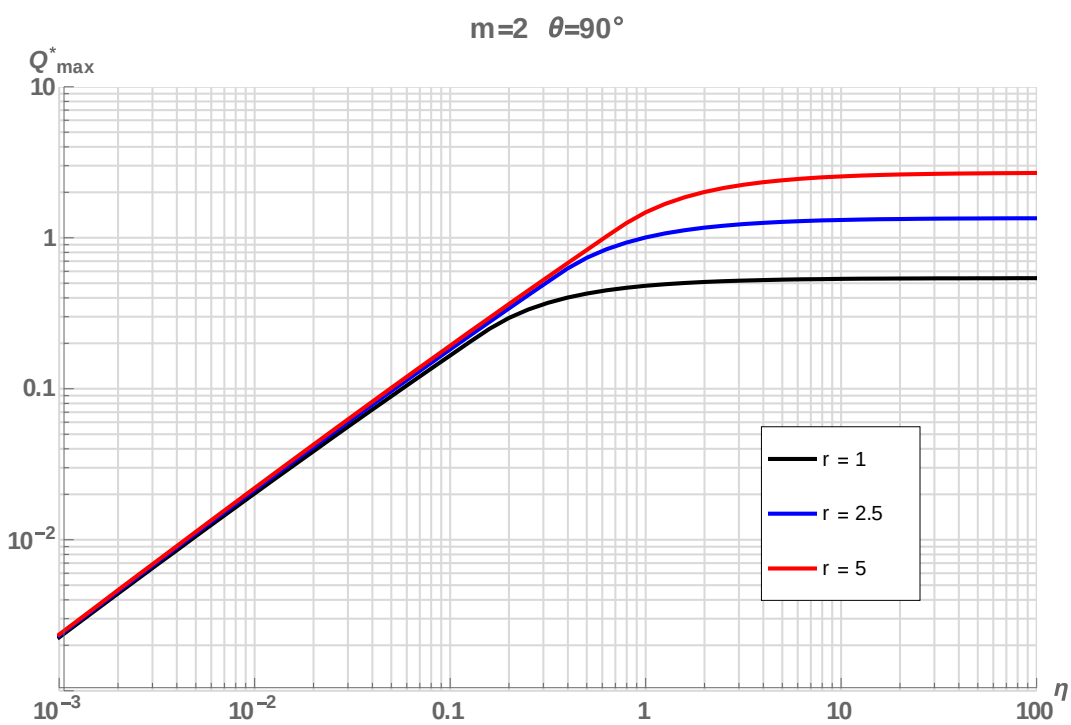


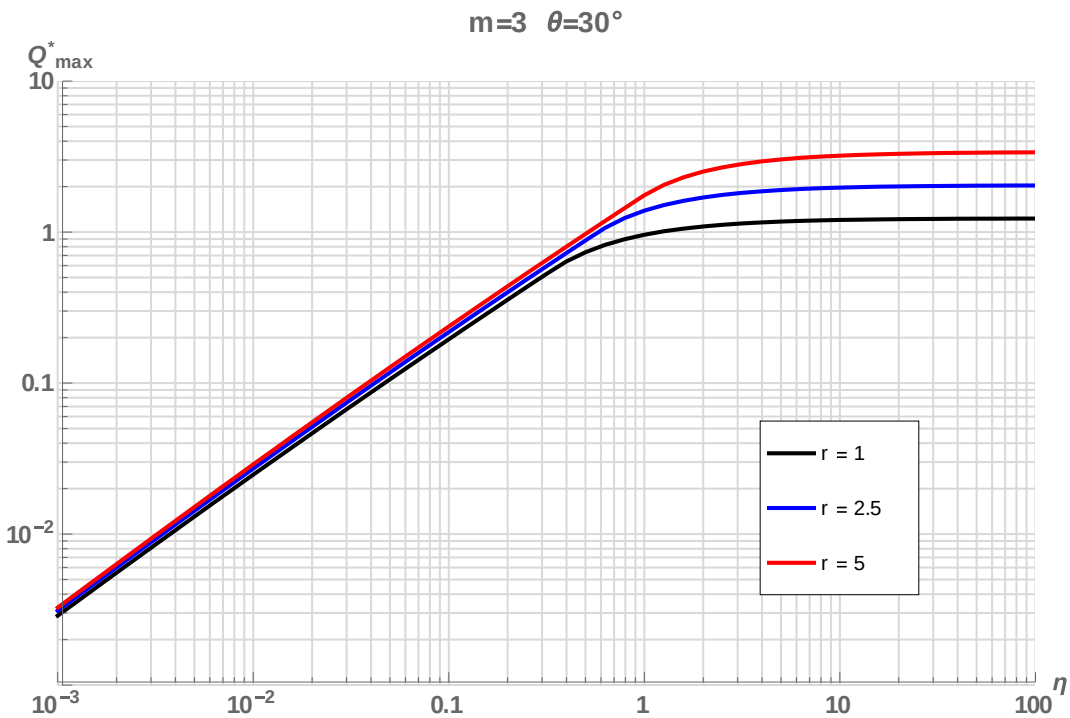


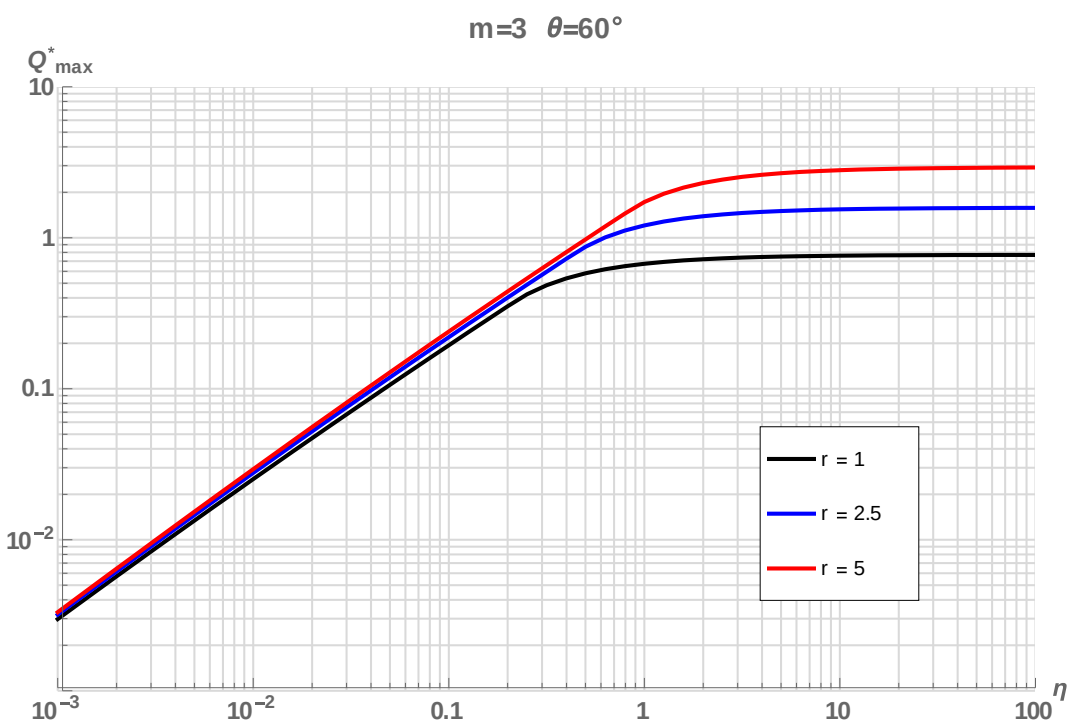

m=1 θ=90°
Q*max
10
1
0.1
10−2
10−3
10−2
0.1
1
10
100
η
r = 1
r = 2.5
r = 5


m=2 θ=30°
Q*max
10
1
0.1
10−2
10−3
10−2
0.1
1
10
100
η
r = 1
r = 2.5
r = 5


m=2 θ=60°
Q*max
10
1
0.1
10−2
10−3
10−2
0.1
1
10
100
η
r = 1
r = 2.5
r = 5


m=2 θ=90°
Q*max
10
1
0.1
10−2
10−3
10−2
0.1
1
10
100
η
r = 1
r = 2.5
r = 5


m=3 θ=30°
Q*max
10
1
0.1
10−2
10−3
10−2
0.1
1
10
100
η
r = 1
r = 2.5
r = 5


m=3 θ=60°
Q*max
10
1
0.1
10−2
10−3
10−2
0.1
1
10
100
η
r = 1
r = 2.5
r = 5

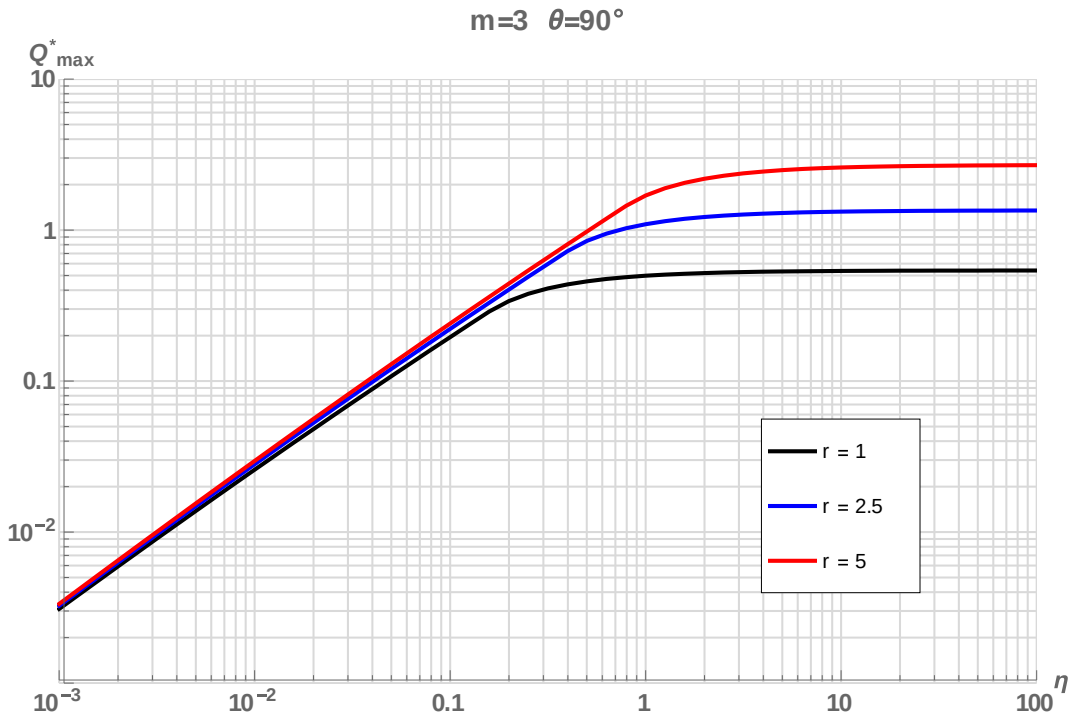
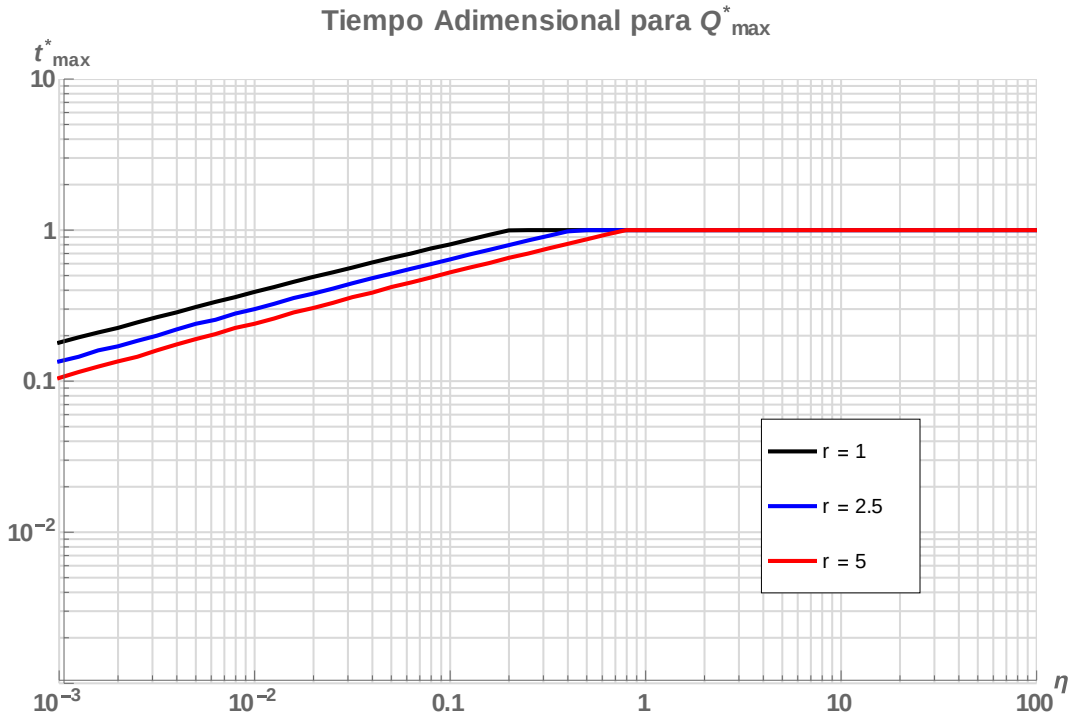



Gráfico de t^*_{max} vs η según descrito en Parte I Modelo Gráfico de Walder, O'Connor y Costa: