

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“Comparación de los modelos Hidráulicos Unidimensional (HEC-RAS) y
Bidimensional (IBER) en el Análisis de Rotura en Presas de Materiales
Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo”**

Proyecto de Tesis presentado por el bachiller en Ingeniería Civil:

GUARNIZ MUÑOZ, CARLOS KENYO

Para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Asesor:

Msc. Ing. SERRANO HERNANDEZ, JOSE LUIS

TRUJILLO – PERÚ

2014

FIRMAS DE JURADO Y ASESOR

Ms. Ricardo Andrés, Narváez Aranda

CIP: 58776

PRESIDENTE

Ing. Juan Pablo, García Rivera

CIP: 68614

SECRETARIO

Ing. Juan Paul, Enríquez Ulloa

CIP: 118101

VOCAL

Ms. José Luis, Serrano Hernández

CIP: 54464

ASESOR

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

De conformidad y el cumplimiento de los requisitos estipulados en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: “Comparación de los modelos Hidráulicos Unidimensional (HEC-RAS) y Bidimensional (IBER) en el Análisis de Rotura en Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo”, con el propósito de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

El contenido de la presente tesis ha sido desarrollado considerando la teoría desarrollada por diferentes autores y entidades dedicadas a la investigación acerca de la rotura de presas y la escala de riesgo que un evento como este podría desencadenar.

Br. Guarniz Muñoz Carlos Kneyo

DEDICATORIA

A las personas importantes en mi vida, que siempre estuvieron listas para brindarme toda su ayuda, ahora toca retribuir un poco de todo lo inmenso que me han otorgado. Con todo mi cariño está tesis se las dedico:

A mi abuela:

Elisa Viteri Bazán

A mis padres:

Eliseo Guarniz Viteri

Doris Muñoz García

A mi esposa e hija:

Johanna Gulden García

Sophía Guarniz Gulden

A mis familiares todos

Carlos Kenyo Guarniz Muñoz

AGRADECIMIENTO

Mi gratitud a todos aquellos que tuvieron que ver en el desarrollo del presente trabajo. A mis familiares por brindarme aliento cada día y al Ing. Serrano Hernández José Luis por el apoyo técnico en el desarrollo de esta tesis.

RESUMEN

“Comparación de los modelos Hidráulicos Unidimensional (HEC-RAS) y Bidimensional (IBER) en el Análisis de Rotura en Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo”

En el presente proyecto se describe en un primer instante, normatividad que existe a nivel mundial, y su influencia en nuestro país. Se describe conceptos acerca de los modos de falla y la brecha de rotura que se desarrolla durante la rotura de una presa de materiales sueltos. Además se pretende dar un repaso a los métodos actuales existentes para la modelación numérica del flujo en lámina libre. Puesto que el estudio se centra en la rotura en presas de tierra nos centraremos en la modelación en régimen variable, en una y dos dimensiones, y las ecuaciones que describen dicho fenómeno.

Se utilizan los modelos HEC-RAS (Unidimensional) e Iber (Bidimensional), simulando el proceso de rotura por desbordamiento en una presa de materiales sueltos ocurrido por la falla de esta. Para la comparación de ambos modelos se modeló una serie de pruebas antes de aplicarlo a un caso real como es la Presa Palo Redondo, se relacionaron los resultados con ambos modelos.

Se concluye que el flujo durante un evento de rotura de presa está muy alejado de ser unidimensional, por lo que Iber resulta más fiable y efectivo en cuanto a este evento se refiere.

Palabras clave: presa, onda de rotura, simulación, bidimensional/unidimensional, avenida.

ABSTRACT

“Comparison of One-Dimensional Hydraulic Model (HEC-RAS) and Two-Dimensional (IBER) in the Analysis of Dams Break in Loose Materials; and Application to Dam Palo Redondo”

In this project is described in a first moment, regulations that exist worldwide, and its influence in our country. Concepts about failure modes and fracture gap that develops during the breaking of a dam of loose materials is described. Also aims to give an overview of the current existing methods for numerical modeling of free surface flow. Since the study focuses on the break in earth dams, we focus on the regime variable modeling in one and two dimensions, and the equations describing the phenomenon.

The HEC-RAS (Dimensional) and Iber (Two-dimensional) models are used to simulate the process of breaking a dam overflow loose material failure occurred by this. To compare both models model a series of tests before applying it to a real case as Palo Redondo Dam, the results were associated with both models.

It is concluded that the flow over a dam break event is far from being one-dimensional, so Iber is more reliable and effective to this event refers.

Key words: dam, breaking wave, simulation, one-dimensional/two-dimensional, flood wave.

ÍNDICE

<i>FIRMAS DE JURADO Y ASESOR</i>	II
<i>PRESENTACIÓN</i>	III
<i>DEDICATORIA</i>	IV
<i>AGRADECIMIENTO</i>	V
<i>RESUMEN</i>	VI
<i>ABSTRACT</i>	VII
<i>INDICE</i>	01
<i>LISTA DE TABLAS</i>	05
<i>LISTA DE FIGURAS</i>	06
<i>INTRODUCCIÓN</i>	10
<i>OBJETIVOS</i>	11
<i>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES Y CONCEPTOS RELACIONADOS</i>	12
1.1. LA SEGURIDAD EN PRESAS.....	12
1.1.1. MARCOS REGULADORES DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN EL MUNDO.....	13
1.1.2. LA SEGURIDAD DE PRESAS EN EL PERÚ.....	16
1.2. CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL.....	20
1.2.1. PRESAS A CLASIFICAR.....	22
1.2.2. CRITERIOS PARA LA DEFINICIÓN DE CATEGORÍAS.....	23
1.2.3. CATEGORIZACIÓN ADOPTADA.....	24
1.3. CRITERIOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS DE ROTURAS POTENCIALES.....	26
1.3.1. ROTURA INDIVIDUAL DE PRESAS.....	26
1.3.2. ROTURA ENCADENADA DE PRESAS.....	26
1.4. TIPOS DE ROTURA EN UNA PRESA DE MATERIAL SUELTO.....	27

1.4.1.	ROTURA POR CORRIMIENTO DE TIERRAS.....	27
1.4.2.	AUMENTO DEL NIVEL DEL AGUA.....	28
1.4.3.	ROTURA DE PRESA POR OVERTOPPING.....	29
1.4.4.	ROTURA DE PRESA POR PIPPING.....	29
1.4.5.	POR DESLIZAMIENTO DEL TALUD EXTERIOR.....	30
1.4.6.	FALLAS CAUSADAS POR PROBLEMAS EN ESTRUCTURAS AUXILIARES.....	30
1.5.	HIDROGRAMA GENERADO POR LA ROTURA DE PRESA.....	34
1.5.1.	DETERMINACIÓN DE LA BRECHA Y TIEMPO DE ROTURA.....	35
1.5.2.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA Y TIEMPO DE ROTURA.....	37
1.5.3.	ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA.....	40
1.5.3.1.	FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA ESTIMAR EL DESARROLLO DE LA BRECHA Y EL CAUDAL PICO DE DESCARGA.....	41
1.5.3.2.	MÉTODOS BASADOS EN LOS PROCESOS FÍSICOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA BRECHA Y EL CAUDAL PICO DE DESCARGA.....	49

CAPÍTULO II: MODELACIÓN HIDRÁULICA EN

	<i>RÉGIMEN VARIABLE.....</i>	<i>51</i>
--	------------------------------	-----------

2.1.	DESCRIPCIÓN.....	51
2.2.	MODELACIÓN HIDRÁULICA EN RÉGIMEN VARIABLE.....	52
2.2.1.	MODELOS UNIDIMENSIONALES EN RÉGIMEN VARIABLE.....	53
2.2.1.1.	MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	55
2.2.1.2.	MODELOS COMERCIALES.....	66
2.2.2.	MODELOS CUASI-BIDIMENSIONALES.....	67
2.2.3.	MODELOS BIDIMENSIONALES EN RÉGIMEN VARIABLE.....	68
2.2.3.1.	SIMPLIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT-VENANT EN DOS DIMENSIONES.....	71
2.2.3.2.	MODELACIÓN BIDIMENSIONAL DEL FLUJO EN LÁMINA LIBRE EN AGUAS POCO PROFUNDAS IBER.....	74
2.2.3.3.	MODELOS COMERCIALES.....	85

2.3.	ELECCIÓN DEL MODELO.....	87
2.4.	IBER VS. HEC-RAS.....	89
<i>CAPÍTULO III: MODELACIÓN HIDRÁULICA.....</i>		<i>92</i>
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	92
3.2.	METODOLOGÍA.....	92
3.2.1.	DIMENSIONES DE LAS PRESAS Y EMBALSES.....	93
3.2.2.	CARACTERÍSTICAS DE LAS BRECHAS Y TIEMPOS DE ROTURA.....	95
3.2.3.	REPRESENTACIÓN ESPACIAL.....	97
3.2.3.1.	MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	97
3.2.3.2.	MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	98
3.2.4.	CONDICIONES INICIALES Y CONDICIONES DE CONTORNO.....	99
3.2.4.1.	MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	99
3.2.4.2.	MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	101
3.3.	ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA DE SALIDA DEBIDO A LA ROTURA DE PRESA.....	104
3.4.	COMPARACIÓN DEL CAUDAL PICO GENERADO POR LA ROTURA DE PRESA.....	112
3.5.	PROBLEMAS PRESENTADOS DURANTE EL PROCESO DE SIMULACIÓN.....	119
3.5.3.1.	MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	119
3.5.3.2.	MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	120
<i>CAPÍTULO IV: APLICACIÓN – PRESA PALO REDONDO.....</i>		<i>121</i>
4.1.	ASPECTOS GENERALES DE LA PRESA PALO REDONDO.....	121
4.1.1.	UBICACIÓN DE LA PRESA.....	121
4.1.2.	CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA.....	121
4.1.3.	CLASIFICACIÓN DE LA PRESA.....	122

4.1.3.1. SEGÚN SU ESTRUCTURA.....	122
4.1.3.2. SEGÚN SU MATERIAL.....	123
4.1.3.3. SEGÚN SU RIESGO.....	123
4.1.4. OBJETIVO DEL PROYECTO.....	124
4.1.5. ÁREA DE INFLUENCIA.....	124
4.2. METODOLOGÍA.....	127
4.2.1. INGRESO DE LA GEOMETRÍA.....	127
4.2.1.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	127
4.2.1.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	131
4.2.2. CONDICIONES INICIALES Y CONDICIONES DE CONTORNO.....	134
4.2.2.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	134
4.2.2.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	138
4.2.3. FORMA Y DIMENSIONES DE LA BRECHA.....	140
4.2.3.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	140
4.2.3.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	141
4.2.4. DEFINICIÓN DE LOS DATOS DEL PROBLEMA.....	142
4.2.4.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	142
4.2.4.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	145
4.3. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN.....	148
4.3.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS.....	148
4.3.1.1. HIDROGRAMAS DE LA ONDA DE ROTURA.....	148
4.3.1.2. MAPAS DE INUNDACIÓN.....	150
4.3.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER.....	153
4.3.2.1. HIDROGRAMAS DE LA ONDA DE ROTURA.....	153
4.3.2.2. MAPAS DE INUNDACIÓN.....	154
 <i>CONCLUSIONES</i>	 158
<i>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	164

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.	Categorización según el riesgo potencial de una presa.....	25
Tabla 1.2a.	Registro de roturas de presas en el mundo.....	33
Tabla 1.2a.	Registro de roturas de presas en el mundo.....	34
Tabla 1.3.	Resumen de las Geometrías de brechas recomendadas.....	37
Tabla 1.4.	Valores C_b	45
Tabla 1.5.	Resumen de las ecuaciones de predicción para la formación de la brecha.....	46
Tabla 1.6.	Fórmulas empíricas para estimar el caudal pico (Barros Martínez, 2003).....	48
Tabla 2.1a.	Diferencias entre HEC RAS e Iber.....	89
Tabla 2.1b.	Diferencias entre HEC RAS e Iber.....	90
Tabla 2.1c.	Diferencias entre HEC RAS e Iber.....	91
Tabla 3.1.	Características de las presas a simular.....	93
Tabla 3.2.	Resumen de los parámetros de formación de la brecha.....	96
Tabla 3.3.	Resultados del caudal pico, tiempo pico y volumen del hidrograma de salida.....	95
Tabla 3.4.	Análisis de resultados entre los dos modelos.....	114
Tabla 4.1a.	Principales características técnicas Presa Palo Redondo.....	121
Tabla 4.1b.	Principales características técnicas Presa Palo Redondo.....	122
Tabla 4.2a.	Resumen del programa ArcGIS para la exportación de los datos a HEC-RAS.....	127
Tabla 4.2b.	Resumen del programa ArcGIS para la exportación de los datos a HEC-RAS.....	128
Tabla 4.2c.	Resumen del programa ArcGIS para la exportación de los datos a HEC-RAS.....	129
Tabla 4.3.	Resumen del pre-proceso en HEC-RAS.....	129
Tabla 4.4a.	Resumen de la creación de una malla de cálculo.....	132
Tabla 4.4b.	Resumen de la creación de una malla de cálculo.....	133

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.	Secuencia ilustrativa de la rotura de presa por evento sísmico.....	28
Figura 1.2.	Secuencia ilustrativa de la rotura de presa por aumento del nivel del agua.....	28
Figura 1.3.	Secuencia ilustrativa de la rotura de presa ocasionada por overtopping.....	29
Figura 1.4.	Secuencia ilustrativa de la rotura de presa ocasionada por piping.....	29
Figura 1.5.	Secuencia ilustrativa de la rotura de presa por deslizamiento del talud.....	30
Figura 1.6.	Indicios de la rotura.....	31
Figura 1.7.	Rotura por pipping (tubificación).....	31
Figura 1.8.	Formación casi total de la brecha.....	32
Figura 1.9.	Residuos de material (Grava) de la Presa Teton.....	32
Figura 1.10.	Parámetros de una brecha de presa idealizada.....	38
Figura 2.1.	Conservación de la masa y movimiento de un volumen de control.....	55
Figura 2.2.	Esquema de Preissman o de los cuatro puntos.....	57
Figura 2.3.	Iteración en el esquema de Preissman.....	58
Figura 2.4.	Configuración del análisis en régimen variable o mixto.....	63
Figura 2.5.	Definición del parámetro σ para el método LPI en HEC-RAS.....	63
Figura 2.6.	Parámetros y Tolerancias de cálculo.....	66
Figura 2.7.	Áreas de almacenaje conectadas entre sí en HEC-RAS.....	67
Figura 2.8.	Malla no estructurada. Presa Palo Redondo.....	78
Figura 2.9.	Discretización en volúmenes finitos de un dominio bidimensional....	79
Figura 2.10.	Discretización en volúmenes finitos del caudal.....	82
Figura 3.1.	Parámetros geométricos de las presas a simular.....	94
Figura 3.2.	Representación espacial de las presas y embalses de las condiciones de contorno con HEC-RAS.....	97
Figura 3.3.	Representación espacial de las presas y embalses de las condiciones de contorno con Iber.....	98

Figura 3.4. Configuración de las condiciones de contorno en HEC-RAS.....	100
Figura 3.5. Configuración de las condiciones de iniciales en HEC-RAS.....	101
Figura 3.6a. Configuración de las condiciones de contorno en Iber – Ventana.....	102
Figura 3.6b. Configuración de las condiciones de contorno en Iber – Geometría.....	102
Figura 3.7a. Configuración de las condiciones de iniciales en Iber – Ventana.....	103
Figura 3.7b. Configuración de las condiciones de iniciales en Iber – Geometría.....	104
Figura 3.8a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 01 – HEC-RAS.....	106
Figura 3.8b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 01 – Iber.....	106
Figura 3.9a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 02 – HEC-RAS.....	107
Figura 3.9b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 02 – Iber.....	107
Figura 3.10a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 03 – HEC-RAS.....	108
Figura 3.10b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 03 – Iber.....	108
Figura 3.11a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 04 – HEC-RAS.....	109
Figura 3.11b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 04 – Iber.....	109
Figura 3.12a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 05 – HEC-RAS.....	110
Figura 3.12b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 05 – Iber.....	110
Figura 3.13a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 06 – HEC-RAS.....	111
Figura 3.13b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 06 – Iber.....	111
Figura 3.14a. Gráfico de Análisis – Caso 01.....	115
Figura 3.14b. Gráfico de Análisis – Caso 01.....	115
Figura 3.15a. Gráfico de Análisis – Caso 02.....	116
Figura 3.15b. Gráfico de Análisis – Caso 02.....	116
Figura 3.16a. Gráfico de Análisis – Caso 03.....	117
Figura 3.16b. Gráfico de Análisis – Caso 03.....	117
Figura 3.17a. Gráfico de Análisis – Caso 04.....	118
Figura 3.17b. Gráfico de Análisis – Caso 04.....	118
Figura 4.1. Sección del cuerpo de la presa palo redondo.....	123

Figura 4.2.	Poblado de Tanguche – Calle Principal San Francisco de Asis.....	124
Figura 4.3.	Vista de la quebrada Palo Redondo donde se ubicará la presa.....	125
Figura 4.4.	Ubicación de la Presa Palo Redondo.....	125
Figura 4.5.	Ubicación de la Presa Palo Redondo dentro del sistema hidráulico – CHAVIMOCHIC.....	126
Figura 4.6.	Esquema en planta de la geometría en HEC-RAS.....	131
Figura 4.7.	Esquema en perfil de la geometría en HEC-RAS.....	131
Figura 4.8.	Geometría de cálculo en 3D.....	134
Figura 4.9.	Ingreso de las condiciones iniciales en HEC-RAS.....	135
Figura 4.10.	Simulación en régimen permanente aguas abajo – HydraulicTool box 4.1.....	136
Figura 4.11.	Curva Caudal (m ³ /s) versus Tirante critico (m) – HydraulicTool box 4.1.....	136
Figura 4.12.	Ingreso de las condiciones de Contorno en HEC-RAS.....	137
Figura 4.13.	Ingreso de las condiciones iniciales en Iber.....	138
Figura 4.14.	Ingreso de las condiciones de Contorno en Iber.....	139
Figura 4.15.	Datos para la simulación de la brecha.....	140
Figura 4.16.	Datos para la simulación de la brecha.....	141
Figura 4.17.	Ventana de Iber para la introducción de los datos de la brecha.....	142
Figura 4.18.	Ventana de configuración de parámetros de cálculo.....	143
Figura 4.19.	Selección de secciones transversales para obtener los hidrogramas.....	143
Figura 4.20.	Configuración final de la simulación.....	144
Figura 4.21.	Cómputo de la simulación en HEC – RAS.....	145
Figura 4.22.	Configuración de la simulación – Parámetros de tiempo.....	146
Figura 4.23.	Configuración de la simulación – General.....	146
Figura 4.24.	Configuración de la simulación – Resultados.....	147
Figura 4.25.	Computo de la simulación en Iber.....	147
Figura 4.26.	Hidrograma generado por la rotura de la presa palo redondo – HEC-RAS.....	148
Figura 4.27.	Hidrograma en la sección aguas abajo HEC-RAS.....	149

Figura 4.28a. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:00 y 0:15 horas – HEC-RAS.....	150
Figura 4.28b. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:30 y 0:45 horas – HEC-RAS.....	151
Figura 4.28c. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:00 y 1:15 horas – HEC-RAS.....	151
Figura 4.28c. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:30 horas – HEC-RAS.....	151
Figura 4.29. Hidrograma generado por la rotura de la presa palo redondo – Iber.....	153
Figura 4.30. Hidrograma en la sección aguas abajo Iber.....	154
Figura 4.31a. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:00 y 0:15 horas – Iber.....	155
Figura 4.31b. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:30 y 0:45 horas – Iber.....	155
Figura 4.31c. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:00 y 1:15 horas – Iber.....	156
Figura 4.31c. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:30 horas – Iber.....	156

INTRODUCCIÓN

El colapso en Presas es raro en comparación con otro tipo de estructuras e instalaciones, pero son capaces de generar un daño enorme en cuanto a infraestructura, inundar áreas agrícolas, causar daños a nivel ambiental, etc., y sobre todo provocar la pérdida de un gran número de vidas humanas. La ingeniería debe de ser capaz de prevenir el riesgo que esto supone a través de la creación de planes de emergencia. Por ello los países con mayor cantidad de presas establecen normas específicas en cuestión de seguridad de presas.

En nuestro país las presas no son estructuras comunes y en su mayoría el material que la conforma es el material suelto, por lo que su diseño y construcción se rigen mediante normatividad extranjera. En el estudio de rotura de Presas y propagación de la onda causada por esta, la modelación matemática es la más utilizada en la actualidad para obtención de niveles de la superficie de agua y áreas de inundación.

En el presente estudio se analizarán la capacidad de simulación de la rotura en dos modelos matemáticos diferentes. Un modelo matemático unidimensional HEC-RAS, desarrollado por la U.S. Army Corps of Engineers The Hydrologic Engineering Center; que nos permite simular el desplazamiento en una dimensión, es decir que el vector de velocidad se asume en dirección perpendicular a la sección transversal del cauce, dependiendo de tan solo una variable espacial despreciándose los cambios en la dirección transversal a la dirección principal del flujo. Y un modelo matemático bidimensional Iber, desarrollado por el equipo de investigación FLUMEN del Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Escuela Técnica Superior de Caminos Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña, que permite la simulación numérica en dos dimensiones, donde el componente vertical de la velocidad es despreciable.

Las simulaciones se llevan a cabo con la finalidad de evaluar los efectos de la rotura de una presa, siendo una pieza importante en la prevención de desastres a causa de esta falla y en la elaboración de planes de emergencia.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Determinar las diferencias que se obtienen en el hidrograma de salida generado por la rotura en presas de materiales sueltos, usando para la obtención del hidrograma un esquema numérico unidimensional y un esquema bidimensional.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Modelar la rotura en presas de materiales sueltos con diferentes dimensiones, con el modelo hidráulico en una dimensión HEC-RAS y obtener los hidrogramas de salida producto de la rotura de presa en cada caso.
- Modelar la rotura en presas de materiales sueltos con diferentes dimensiones, con el modelo hidráulico en dos dimensiones Iber y obtener los hidrogramas de salida producto de la rotura de presa en cada caso.
- Comparar la forma y el caudal pico de los hidrogramas obtenidos con ambos modelos hidráulicos.
- Aplicación de metodologías de carácter teórico para la generación de los parámetros de la brecha.
- Comparar los hidrogramas generados por la rotura de la presa "Palo Redondo" con los modelos hidráulicos en una y dos dimensiones, HEC-RAS e Iber respectivamente.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES Y CONCEPTOS RELACIONADOS

1.1. LA SEGURIDAD EN PRESAS

La seguridad en presas comenzó a gestarse como una disciplina independiente hacia fines del último siglo. En su comienzo solo comprendía dos procesos de control: Control durante el proyecto y construcción y control durante la operación. Con posterioridad se le suma un tercer proceso que es el manejo de la emergencia.

En la seguridad de presas los pilares básicos son los siguientes:

- Correcto diseño y construcción, se refiere a la aplicación de las reglas del arte de seguridad de presas vigentes a nivel mundial.
- Mantenimiento y control, se refiere al control sistemático y programado de las obras civiles y electromecánicas presas durante su operación.
- Auscultación, comprende un conjunto de mediciones y observaciones cuyo objetivo es controlar la funcionalidad y la seguridad estructural del complejo hidráulico. Esta tarea es imprescindible y requiere ser complementada con la elaboración de informes periódicos.
- Planes de emergencias, consiste en la elaboración e implementación de procedimientos para actuar cuando se presenten anomalías que puedan poner en riesgo la vida de las poblaciones que habitan aguas abajo y la integridad de los bienes implantados en las planicies de inundación.

El manejo de las emergencias requiere un tratamiento en el cual participan muchas disciplinas, algunas de ellas de índole humanista, por lo que necesita incorporar conceptos más flexibles que los usualmente utilizados en la ingeniería y que permitan la articulación entre los organismos involucrados. Tal es el caso de las relaciones con la comunidad, la comunicación, los intereses económicos y políticos, la toma de decisiones en situaciones críticas, etc., que deben ser considerados en el diseño y aplicación en los Sistemas de Emergencia. Debe asegurarse que las

relaciones entre el sistema de emergencia montado en la presa y el de protección civil preparado aguas abajo, sean compatibles y que las acciones de transferencia de información se realicen con la mayor celeridad, eficiencia y eficacia.

La seguridad de presas, bajo este enfoque, más que dirigirse a la protección de una estructura de ingeniería, se entiende como una actividad de alto contenido social, toda vez que su objetivo y misión es la protección pública y el cuidado del medio ambiente.

1.1.1. MARCOS REGULADORES DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN EL MUNDO

Los Marcos Reguladores para la Seguridad de Presas son concebidos y preparados en respuesta a la creciente preocupación respecto a la seguridad de estas obras. Dado el gran número de presas alrededor del mundo, la operación segura de las presas tiene significancia social, económica, y ambiental. La Falla de una presa puede derivar en efectos extremadamente adversos, incluyendo pérdidas humanas a gran escala. Para países con gran número de presas, la seguridad de las mismas es un tema crítico.

La Seguridad de Presas es una política de salvaguardo. Estas políticas requieren que potenciales impactos ambientales y sociales a los proyectos sean identificados, evitados, minimizados a lo mínimo posible, o sean mitigados y monitoreados. Como tal, el principal objetivo de las políticas de resguardo es “no hacer daño”. Al mismo tiempo, la aplicación, y el escrupuloso cumplimiento de las políticas de resguardo han demostrado que su uso puede lograr mucho más que tan sólo evitar daños.

El mejor entendimiento de los marco regulatorios existentes ayuda a definir lineamientos de cómo establecer y mejorar los Marcos Regulatorio sobre Seguridad de las Presas, y mejorar la calidad de vida de la gente alrededor del mundo.

En lo referente a la legislación y normativa sobre Seguridad de Presas existentes en los países, se presentan situaciones bastantes diferentes. En algunos,

solamente se fija un marco jurídico administrativo (por ejemplo: Francia, Holanda, Inglaterra, Suecia y Suiza), en otros en cambio, la legislación presenta un claro carácter técnico (Por ejemplo España e Italia).

La responsabilidad por la Seguridad de las Presas puede ser exclusiva de los propietarios o puede ser compartida por Propietarios y Autoridades (Suiza); otras veces es la propia Autoridad que se asume como responsable (EEUU en las presas federales). En general la autoridad puede ser:

- Un Ministerio (África del Sur).
- Una Comisión (Inglaterra).
- Una Comisión asociada a un Ministerio (Italia, Rumania).
- Un Departamento Ministerial (España, Finlandia, Suiza).

En general, del análisis comparativo de los Marcos Reguladores de la Seguridad en Presas se evidencia una serie de temas comunes, los cuales pueden ser clasificados en cuatro consideraciones que son:

La Forma Legal, en que se regula los aspectos: si el marco regulatorio consiste sólo de un primer instrumento legal, o como un estatuto, o si también involucra otros instrumentos como ser regulaciones, delineamientos, etc. Identifica además si se cuenta con una legislación específica sobre la seguridad de presas (como es el caso de EEUU y Francia) o este tema se encuentra incluido en forma más general dentro de legislaciones sobre el agua, la energía o recursos naturales (China, México e Inglaterra).

Los Arreglos Institucionales, se refiere a cuestiones tales como la ubicación de la autoridad reguladora dentro de la estructura gubernamental, la relativa independencia de los reguladores con el poder político y con aquellos a los que regulan, y sus relaciones con otros órganos gubernamentales. Define también si autoridad reguladora es exclusiva para la seguridad de presas (China, Francia y EEUU) o sólo es una parte de sus responsabilidades (España e Inglaterra).

Los Poderes de la Autoridad de Regulación, se refieren a cuestiones tales como si las funciones de la entidad son puramente consultivas o sus decisiones son vinculantes para la entidad regulada; los poderes de formulación de políticas de la agencia, la capacidad para vigilar e inspeccionar las operaciones de las entidades reguladas, y las facultades de ejecución de los reguladores.

Los Contenidos del esquema Regulator, se relacionan con factores como ser las obligaciones, las entidades reguladas, el alcance de las regulaciones, y las consecuencias del no cumplimiento de las obligaciones. Pueden incluir aspectos tales como:

- Definición de qué presas entran dentro del esquema de regulación, en general están basados en dos aspectos: las características físicas de la presa y el embalse (altura de la presa, volumen embalsado) o los elementos en riesgo en caso de rotura.
- Criterios para la construcción, operación, mantenimiento y vigilancia, es recomendable incluir este tipo de elemento.
- Definición de quién es el responsable de la seguridad de la presa y la inspección; en general se impone de esta carga al dueño u operador.
- Normas explícitas que deben cumplirse en las inspecciones y las actividades de vigilancia relacionadas con la seguridad de presas, en la mayoría de los casos, las normas de regulación no contienen normas explícitas sino que, la legislación deja en manos de la autoridad reguladora el desarrollo de normas.
- Confección de planes de emergencia, en general a cargo del dueño u operador de la presa; se suele establecer su revisión periódica y que se informe a las comunidades afectadas y otras partes interesadas del plan de emergencia. En algunos casos, se sugiere que las comunidades afectadas y otras partes interesadas deben ser consultadas acerca del contenido del plan de emergencia. Cabe señalar que, en algunos casos, la agencia que tiene la responsabilidad primordial para el manejo de situaciones de emergencia no es la agencia con la responsabilidad primaria de la seguridad de presas. En estos casos, es recomendable que el organismo que manejará la emergencia sea informado

acerca de los planes de emergencia, además de informar la autoridad reguladora de la seguridad.

- Licencias para el funcionamiento de la presa, en general se establecen licencias con el objetivo de contribuir a la financiación de algunos costos.
- Multas, algunos esquemas permiten a los reguladores imponer multas a los propietarios de presas que no cumplen con sus obligaciones en virtud del marco regulador.
- Responsabilidad por daños, en general, se puede suponer que los propietarios de la presa y los operadores son responsables de las consecuencias de las roturas de presas. Hay alguna variación en su responsabilidad legal. La norma de derecho común es que los propietarios de la presa puede ser estrictamente responsable de las lesiones a las comunidades aguas abajo y la propiedad causados por el escapar del agua. Sin embargo algunas legislaciones incluyen en la responsabilidad del daño al Estado, dado que éste tiene la obligación proteger a las personas que habitan en todo su territorio y posee la facultad para controlar al dueño u operador de la presa (Inglaterra). En otras legislaciones el estado queda expresamente liberado de esta responsabilidad (EEUU).
- Además suelen incluir otros requisitos como los exigidos a los profesionales que llevarán a cabo la inspección de la presa; la generación de informes periódicos; la frecuencia y niveles de la inspección, en general vinculado con el riesgo de rotura (van de 1 a 10 años) y la obligatoriedad de llevar un registro del diseño, construcción, mantenimiento, inspecciones, eventos ocurridos y los registros de todos los elementos de auscultación.

1.1.2. LA SEGURIDAD DE PRESAS EN EL PERÚ

Actualmente en nuestro país no cuenta con legislación específica que regule la seguridad en presa, sin embargo la Autoridad Nacional del Agua (ANA) cuenta con un Programa Nacional de Construcción y Seguridad de Presas para el Aprovechamiento de Recursos Hídricos en la Vertiente del Pacífico, el cual tiene como principal objetivo Incrementar y garantizar la disponibilidad hídrica en los valles e inter valles de la costa con nuevos almacenamientos y acciones de

prevención y seguridad de presas y tiene como ámbito los valles e inter valles de la vertiente del Pacífico.

Recientemente se ha realizado en Perú un “Seminario internacional sobre Seguridad y Riesgo en Presas”, que ha sido organizado por el Ministerio de Agricultura de Perú (MINAG), la Autoridad Nacional del Agua de Perú (ANA) y la empresa española INCLAM, y que ha contado con la participación de varios expertos de SPANCOLD.

El fin de este Seminario lo ha constituido la firma del “Convenio interinstitucional entre la Autoridad Nacional del Agua de la República del Perú (ANA) y el Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD)”.

El Convenio tiene como objetivo establecer el entorno de colaboración entre ANA y SPANCOLD para el desarrollo de instrumentos específicos en materia de gestión de presas y embalses, asesoramiento tecnológico en diseño, construcción, operación, mantenimiento de presas y el fortalecimiento de capacidades técnicas de los profesionales especialistas relacionados con estas obras hidráulicas.

Este Convenio establece un marco de cooperación técnica, que va a facilitar la transferencia de conocimiento y la exportación de tecnologías en relación con las presas, los embalses y la gobernanza del Agua, en las que España tiene una destacada posición internacional, con la participación de empresas y profesionales de nuestro país.

Como Organismo u Organizaciones de apoyo técnico a la seguridad de presas en nuestro país tenemos las siguientes:

COMITÉ PERUANO DE GRANDES PRESAS – COPEGP

Es una asociación civil de beneficio público de acuerdo a las leyes peruanas y constituye una rama de la Comisión Internacional de Grandes Presas – ICOLD.

Sus objetivos se fundamentan en la necesidad de apoyar el correcto desarrollo de las presas, en base a la buena planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento.

Las presas cumplen con la función de regular los recursos disponibles en las épocas de avenida para cubrir los requerimientos de abastecimiento de agua en épocas de estiaje para las poblaciones, irrigaciones, industria, generación de energía hidroeléctrica, transporte y otros, coadyuvando al desarrollo sostenible de los pueblos.

Es importante que estas obras tengan un correcto desarrollo, preservando los derechos de las poblaciones y el medio ambiente, constituyéndose en una tarea importante del COPEGP el orientar a los técnicos peruanos en el desarrollo de este campo de la ingeniería con el aporte y las experiencias obtenidas a nivel mundial por el ICOLD.

Las funciones establecidas por el COPEGP son las siguientes:

- Promover la capacitación de los especialistas con técnicas más actualizadas de planeamiento, diseño, construcción, mantenimiento y explotación de las grandes presas, teniendo en consideración sus efectos sobre la población, el medio ambiente y el desarrollo sostenido.
- Motivar el interés de sus asociados hacia la búsqueda de soluciones a los problemas planteados por el diseño, construcción, operación y mantenimiento de las grandes presas con el apoyo de los Comités Técnicos del ICOLD.
- Obtener documentación y ponerla a disposición de los interesados sobre temas que se relacionen con las presas en todos sus aspectos.
- Dar a conocer y debatir los resultados de las soluciones dadas a los problemas de las grandes presas, ya sea del país o del extranjero.
- Colaborar con los estudios y trabajos del COPEGP y del ICOLD, participando en la difusión de los temas relacionados con sus objetivos.

- Abogar por la actualización y creación de leyes, reglamentos y normas que gobiernen y mejoren esta actividad en todas las etapas de su desarrollo, buscando la satisfacción y seguridad de sus usuarios.
- Participar en los asuntos relacionados con la seguridad de presas, tanto públicas como privadas, en apoyo a todos los sectores involucrados en la operación y mantenimiento de presas.

COMISIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS ***(International Commission on Large Dams – ICOLD)***

La Comisión Internacional de Grandes Presas– ICOLD, es una ONG internacional fue creada en 1928 y cuenta con 90 países miembros hasta la fecha, que provee un foro para el intercambio de conocimientos y experiencias en ingeniería de presas. Esta Organización dirige sus acciones a asegurar que las presas sean construidas de manera segura, económica y sin provocar efectos perjudiciales al medio ambiente.

Su misión original fue impulsar avances en la planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de grandes presas y sus obras civiles asociadas, mediante el relevamiento y distribución de la información más relevante y analizando importantes cuestiones técnicas. Desde hace sesenta años, el foco ha sido puesto en temas de preocupación actual tales como seguridad de presas, control del comportamiento de presas, re análisis de viejas presas y vertederos, efectos del envejecimiento e impacto ambiental.

Más recientemente, nuevos aspectos incluyen estudio de costos en las etapas de planeamiento y construcción, financiamiento, ríos compartidos, desarrollo de cuencas y manejo del agua e información para el público.

El Perú se inscribió en el ICOLD en 1965 a solicitud del Ministerio de Agricultura bajo el nombre de Comité Peruano de Grandes Presas – COPEGP.

EL COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS (SPANCOLD)

Adherido al Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) en 1933, cumple su misión a través del intercambio de información entre sus Comités Técnicos, que son un reflejo de los 30 existentes en ICOLD.

SPANCOLD tiene como principales misiones el favorecer la difusión de los avances tecnológicos en materia de presas, la promoción del proyecto y la construcción de presas de forma segura, el garantizar que se mantienen y conservan en adecuadas condiciones y que el control de su seguridad se hace de forma efectiva, garantizando una gestión sostenible.

1.2. CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL

Las presas se suelen clasificar según su tamaño (Por su altura, la capacidad del embalse y la capacidad de descarga de los aliviaderos), así como en función de sus propósitos y las características principales (Tipo de presa, su estructura y los materiales utilizados en la construcción)

El tamaño y el propósito de la presa proporcionan indicadores sobre sus beneficios, además la altura y las características de la presa proporcionan indicadores sobre la onda de crecida que se origina por una rotura de la presa, un escenario que no se puede despreciar, a pesar de su extremadamente baja probabilidad de ocurrencia. Para tal escenario, el tamaño, el propósito y características de la presa no proporcionan ninguna indicación en cuanto a las vidas humanas, la propiedad y el medio ambiente valores que pueden ser afectados por la ola de inundaciones.

Una clasificación basada en el riesgo de daños debido a la onda de crecida originado por una rotura de la presa, con el fin de tener en cuenta los diversos factores implicados, a saber:

- Factores relativos a la rotura de la presa, como la aparición de la acción excepcional (inundaciones, terremotos, deslizamientos de tierra, etc.), la vulnerabilidad presa (relacionados con el diseño, condiciones de construcción, operación y mantenimiento), y la eficacia de la presa programa de control de seguridad (inspecciones, pruebas y monitoreo).
- Los factores relativos a la posibilidad de daños debido a la ola de inundación, tales como los asociados con la generación y propagación de la onda de avenida (la presa y el valle características) , así como los relacionados con la ocupación del valle en la zona donde la altura y la velocidad de la onda es peligroso para la vida humana, los bienes y medio ambiente, y los relacionados con la eficacia del programa de protección civil para actuar en situaciones de emergencia (sistemas de la advertencia, de alerta y de rescate) .

La probabilidad de ocurrencia de una onda de crecida que puede afectar a las vidas humanas y los bienes depende esencialmente de la probabilidad de que la rotura de la presa, a pesar de la incertidumbre también está asociada con la generación y propagación de la onda de crecida. De hecho, el escenario más peligroso de la onda de crecida se asocia generalmente con la presa-break, pero grandes inundaciones pueden ser también debido a otras causas, tales como fallas en las laderas del yacimiento, las caídas de grandes volúmenes de roca o hielo en el depósito, las fallas en los vertederos, la guerra o sabotaje, etc.

La probabilidad de rotura de la presa puede ser evaluada por los principales escenarios de falla, relacionados con situaciones anormales, acontecimientos excepcionales o circunstancias anómalas debido a la operación o al deterioro de la presa y la fundación. Las metodologías de análisis de riesgo pueden ayudar en la identificación de los principales escenarios de fracaso específico de cada presa, y la evaluación probabilística de estos escenarios permitiría una evaluación de la probabilidad de rotura de la presa.

Sin embargo, la evaluación de la probabilidad de rotura de la presa es una tarea difícil y los datos estadísticos fiables, en general, no están disponibles. La

evaluación de los daños potenciales debido a la ola de inundaciones también es difícil, debido a las dificultades en la evaluación de las vidas humanas que pueden verse afectadas, e incluso en la evaluación de la propiedad y los valores ambientales. Por lo tanto, las metodologías no probabilísticas simplificados se han desarrollado para el análisis de riesgos, cualitativo y cuantitativo, aprobado para los diferentes usos, a saber, a análisis de seguridad en presas, a la selección de los dispositivos de control adecuados, etc.

1.2.1. PRESAS A CLASIFICAR

Se entiende como presa a toda construcción artificial establecida en un cauce natural o fuera de él, capaz de retener agua u otros líquidos o semilíquidos y cuya rotura puede generar daños a elementos distintos de la propia estructura y causar desastres de alto riesgo que provocaría pérdidas de gran consideración. El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) según el riesgo potencial conduce la clasificación en las categorías A o B o C.

Según ICOLD, el ámbito de aplicación para la clasificación de las presas se considera:

- Las grandes presas son estructuras de más de 15 m de altura medidas desde la superficie de su cimiento hasta la cota de coronación.
- Presas con más de 5m de altura si se tiene un volumen de almacenamiento de más de 3 MMC, o con una altura entre 10 m y 15 m, y de conformidad con al menos una de estas condiciones: La longitud de la corona superior a 500 m, la capacidad del depósito de no menos de 1 MMC y una capacidad de desagüe mayor a 2000 m³/s.
- Si la presa tiene cimentaciones especiales o es de un diseño inusual. ICOLD considera también mampostería y presas de hormigón de gravedad, arco, contrafuerte o tipos múltiples arco, y las presas de terraplén de relleno o tipos de escollera.

Se tiene que tener en cuenta que, aun no siendo consideradas grandes presas según las definiciones anteriores, se puede dar lugar a apreciables riesgos potenciales aguas abajo. Se incluyen estos casos en función de que la normatividad no establece límite inferior alguno a ser aplicado y que pueden encontrarse dentro de las categorías A y B en función del riesgo potencial.

1.2.2. CRITERIOS PARA LA DEFINICIÓN DE CATEGORÍAS

El propósito primario de un sistema de categorización de presas es contar con uno de los parámetros necesarios para la selección de apropiados criterios de diseño y controles de comportamiento estructural. Estos deben ser más conservadores cuando el riesgo potencial de pérdidas de vidas o daños a la propiedad es mayor.

Las diferencias en los sistemas de categorización de presas provienen de criterios asumidos por las autoridades reguladoras para hacer frente a las necesidades percibidas por las mismas. Esencialmente son dos las principales formas de categorización: las que utilizan las dimensiones de la estructura del cierre y el volumen retenido por la misma, y las que evalúan los riesgos potenciales aguas abajo, ante una rotura de esta estructura.

El tamaño de una presa lo determinan sus dimensiones físicas y sólo puede cambiar cuando lo hacen las dimensiones de sus estructuras. Por otra parte los riesgos potenciales cambian cuando lo hacen las características de ocupación aguas abajo del cierre, con nuevas ocupaciones o viejas ocupaciones que se retiran de las zonas definidas como críticas.

El sistema de tipificación en categorías según los riesgos potenciales normalmente se adopta cuando las fallas de presas representan un riesgo para vidas y propiedades existentes aguas abajo. Cada presa, estructura de control o de pasaje de agua deberá ser categorizada en términos de la consecuencia incremental razonablemente previsible derivada de una falla.

Las consecuencias de pérdida de vidas deben ser evaluadas separadamente de las consecuencias socioeconómicas, financieras y ambientales y de la condición de la presa posterior a la falla. Frente a los diferentes aspectos a evaluar se debe utilizar la más alta de las categorizaciones encontradas.

La consecuencia incremental derivada de una falla es el daño o pérdida incremental que la falla de la presa podría causar en las áreas aguas arriba, en las áreas aguas abajo, o en la presa, adicional a cualquier pérdida que pueda haber ocurrido por el mismo evento o condiciones naturales, sin que haya habido falla en la presa.

Es de destacar que los parámetros de las tipificaciones normalmente aceptadas no reflejan en forma directa las condiciones de una presa en lo que respecta a su seguridad, integridad estructural, capacidad de manejo de crecidas, etc.

Las categorizaciones que usan parámetros dimensionales pueden no reflejar los riesgos potenciales aguas abajo, ya que presas de reducidas dimensiones pueden, en zonas pobladas, ocasionar mayores daños que otras más grandes en zonas despobladas.

1.2.3. CATEGORIZACIÓN ADOPTADA

Se adopta la categorización por riesgo de potenciales impactos basados en las pérdidas incrementales que una falla de presa pudiera dar lugar, que se indica en el cuadro siguiente. Se entiende que esta tipificación en categorías, ampliamente adoptada y justificada, es más realista en virtud de representar los potenciales riesgos demográficos de frecuente aparición.

Riesgo potencial alto: Estas presas son tipificadas como de categoría “A” y son aquellas en las que las fallas o mala operación probablemente causen pérdidas de vidas humanas. Otros aspectos pueden contemplarse pero no son atendibles para esta categorización.

Riesgo potencial significativo: Estas presas son tipificadas como de categoría “B” y son aquellas en las que las fallas o mala operación resultan en una improbable pérdida de vidas humanas pero pueden causar pérdidas económicas, daños localizados al ambiente, interrupción de instalaciones y comunicaciones. Estas presas pueden estar localizadas en zonas rurales pero con población y correspondiente infraestructura.

Bajo riesgo potencial: Estas presas son tipificadas como de categoría “C” y son aquellas en las que las fallas o mala operación resultan en una improbable pérdida de vidas humanas y bajas pérdidas económicas y ambientales. Las pérdidas importantes se limitan a las estructurales del cierre.

CATEGORIA	A	B	C
RIESGO	ALTO	SIGNIFICATIVO	BAJO
Pérdida Directa de Vidas	Seguro (en uno o más desarrollo residencial, comercial o industrial)	Incierto (localización rural con pocas residencias y solamente desarrollo transtorio o industrial)	No se esperan (debido a la localización rural sin viviendas)
Pérdida de Servicios Escenciales	Interrupción de instalaciones escenciales y de vías de comunicación a niveles críticos	Interrupción de instalaciones escenciales y de vías de comunicación	Ninguna interrupción de servicios, las reparaciones de los daños es simple o rápidamente reparable
Pérdida en Propiedades	Extensa sobre instalaciones públicas y privadas	Mayor afectación pública y en instalaciones privadas	Tierras agrícolas privadas, equipos y edificios aislados
Pérdidas Ambientales	Alto costo de la mitigación o imposible de mitigar	Se requiere una mitigación importante	Daño incremental mínimo

Tabla 1.1. Categorización según el riesgo potencial de una presa.

Fuente: Crecidas y Presas: Pautas e Historia de Casos, Boletín Nro. 125, International Committee on Large Dams (ICOLD), septiembre de 2003.

1.3. CRITERIOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS DE ROTURAS POTENCIALES

1.3.1. ROTURA INDIVIDUAL DE PRESAS

Una rotura individual se considera cuando la presa en estudio no guarda relación con otras posibles presas ubicadas aguas arriba o aguas abajo. Se deben considerar distintos escenarios de posibles roturas, identificando en cada uno los daños potenciales y clasificando la presa de acuerdo al escenario más desfavorable.

Los diferentes escenarios están relacionados con la situación del embalse y con las condiciones hidrológicas (caudales entrantes en el embalse) en el momento en que se produce la falla. La consideración del caso de rotura no coincidente con avenidas (embalse lleno hasta su máximo nivel normal de explotación) y la rotura con situación de avenida (embalse lleno hasta la cota de coronación de la presa) son los dos casos extremos que en general son suficientes para realizar una buena clasificación. La situación de avenida considerada corresponde a la avenida de proyecto de la presa, o en su caso, la avenida extrema.

1.3.2. ROTURA ENCADENADA DE PRESAS

Esta clase de rotura se considera cuando la presa en estudio tiene relación con otras posibles presas ubicadas aguas arriba o aguas abajo y que por lo tanto se puede producir una rotura encadenada de presas (efecto dominó), en que la rotura de una de las presas puede provocar la rotura de las presas aguas abajo.

En una rotura de presa de aguas arriba se suponen los dos escenarios de rotura tradicionales (rotura con embalse a nivel normal y rotura en situación de avenida) calculándose las ondas de rotura y su propagación hasta el embalse de aguas abajo. Los efectos sobre la presa de aguas abajo pueden agruparse en dos situaciones:

- El embalse de aguas abajo puede absorber la onda de rotura en condiciones similares para las que fue diseñada para la avenida de proyecto, y aún hasta la proximidad de la coronación si no es posible que se presenten avenidas de manera simultánea en ambas presas. En este caso no se produciría la rotura encadenada de la presa de aguas abajo, y en cada presa se clasificaría atendiendo únicamente a sus propias afecciones potenciales de forma independiente.
- El embalse de aguas abajo no puede absorber la onda de rotura que le llega de la presa de aguas arriba, vertiendo sobre su coronación, por lo que se debe considerar que se produce la rotura simultánea con el desagüe de la onda de llegada al embalse. Ello da lugar al planteamiento de un nuevo escenario que es el correspondiente a la rotura con nivel de embalse en coronación pero con la concordancia de la presentación de la onda de rotura de la presa de aguas arriba.

Así, además de contemplarse los dos escenarios usuales y de manera independiente de la presencia de las otras presas, la clasificación debe de realizarse con una visión conjunta y contemplando este nuevo escenario de rotura encadenada.

Para la clasificación, en general si la rotura de una presa situada aguas arriba puede provocar la rotura de otras aguas abajo, la categoría de la presa aguas arriba será como mínimo la misma que la mayor de las categorías de las presas aguas abajo.

1.4. TIPOS DE ROTURA EN UNA PRESA DE MATERIAL SUELTOS

Existen varias hipótesis de rotura posibles, a continuación se resumen los posibles fallos de rotura de una presa de tierras.

1.4.1. ROTURA POR CORRIMIENTO DE TIERRAS

Si el suelo o roca justo debajo de la presa es demasiado débil para soportar la represa, se puede producir un movimiento, provocado por un evento sísmico, a lo

largo de un plano y provocar una rotura. Tal hecho puede resultar en una rotura parcial o total de la presa.

En presas de relaves (presas de tierras que almacenan lodos provenientes de la extracción minera etc., normalmente tóxicos) se sabe que aguas arriba tienen propiedades muy pobres durante eventos sísmicos. Durante el estrés mecánico cíclico, como las experimentadas durante los eventos sísmicos, los lodos de residuos (incluido el material utilizado para la presa) pueden licuarse y crear una brecha.

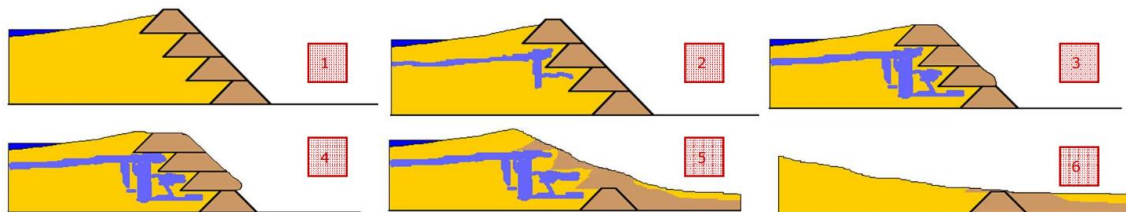


Figura 1.1. Secuencia ilustrativa de la rotura de presa por evento sísmico.

1.4.2. AUMENTO DEL NIVEL DE AGUA

Un aumento excesivo en el nivel del agua estancada en los lodos en el embalse también puede causar fallas aguas arriba, incluso si no se precede de desbordamiento. Este aumento en el nivel puede ser causado por el agua aportada por las precipitaciones intensas o por la gestión de agua inadecuada del operador de la planta. Si el ancho del paramento expuesto se vuelve muy pequeño, la superficie freática en la presa se levanta y hace que el pie de la presa se vuelva inestable: La presa al completo podría derrumbarse, desde el pie del terraplén.

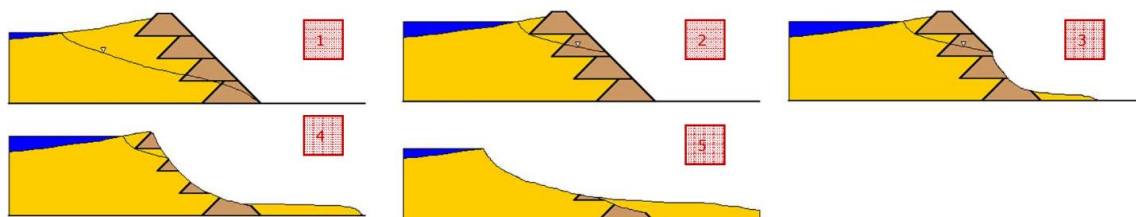


Figura 1.2. Secuencia ilustrativa de la rotura de presa por aumento del nivel de agua.

1.4.3. ROTURA DE PRESA POR OVERTOPPING

Es uno de los tipos de rotura más comunes, provocado por el rebase del agua por encima de la corona de la presa y la consecuente erosión del material que la compone, pudiendo llegar a provocar una brecha en la estructura en cuestión de minutos. Esto es debido a un aumento de las lluvias y a la avenida proveniente del río que alimenta la presa.

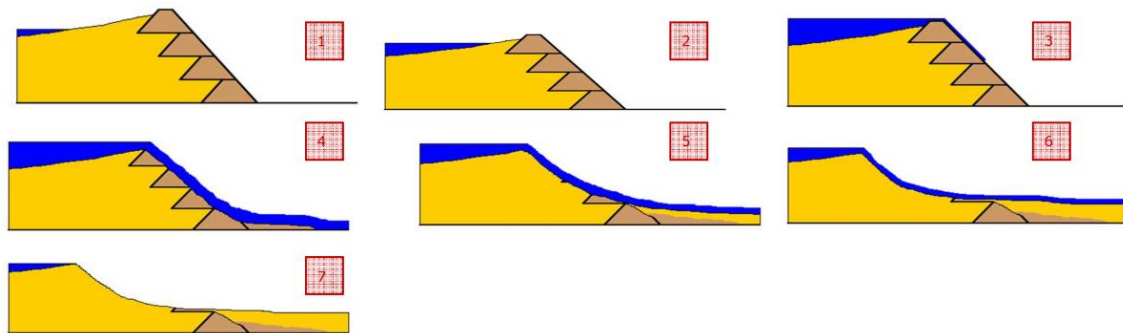


Figura 1.3. Secuencia ilustrativa de la rotura de presa ocasionada por overtopping.

1.4.4. ROTURA DE PRESA POR PIPING

La rotura de presa de tierras mediante tubificación se produce, si las filtraciones, dentro o debajo del terraplén, causa erosión a lo largo de su trayectoria de flujo.

Las tubificaciones excesivamente grandes pueden resultar en una rotura local o general del terraplén.

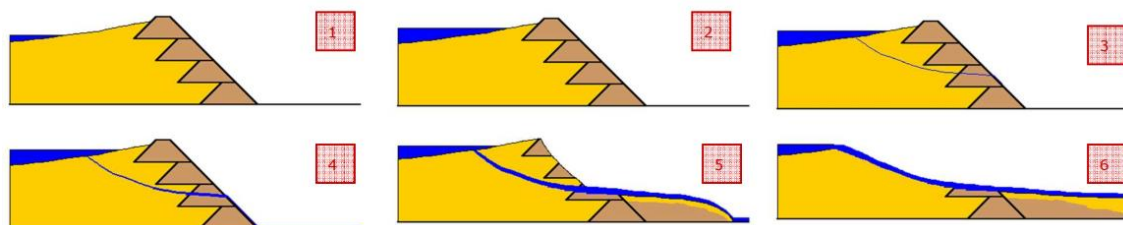


Figura 1.4. Secuencia ilustrativa de la rotura de presa ocasionada por piping.

1.4.5. POR DESLIZAMIENTO DEL TALUD EXTERIOR

Frecuentemente, las fallas de presas de relaves han manifestado una inestabilidad o deslizamiento del talud exterior. Las características de estos deslizamientos son muy variadas.

Si el talud de la presa se levanta demasiado rápido, se puede producir una rotura por exceso de presión de poros dentro de la presa.

La operación hidráulica del depósito juega un papel determinante en el proceso de rotura.

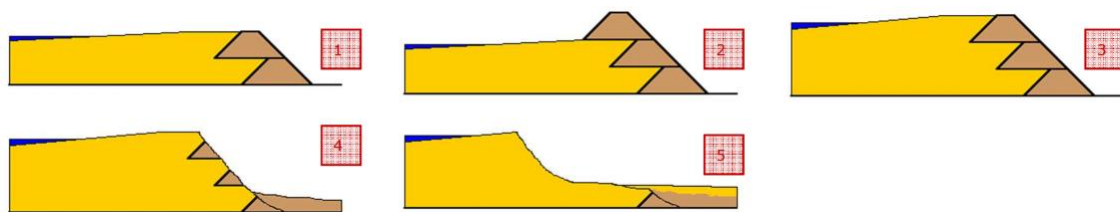


Figura 1.5. Secuencia ilustrativa de la rotura de presa por deslizamiento del talud.

1.4.6. FALLAS CAUSADAS POR PROBLEMAS EN ESTRUCTURAS AUXILIARES

De acuerdo a la colección de casos históricos recogida en el Boletín 121 del ICOLD (2001), la mayor cantidad de incidentes originados en las estructuras auxiliares se deben a fallas en los sistemas de decantación del agua sobrante del depósito.

A menudo una tubería corre por el fondo del depósito y lleva el agua desde la base de la chimenea hacia el exterior. Es bastante frecuente la falla de estos conductos, lo que deriva en filtraciones de agua desde la tubería hacia el cuerpo del depósito, con los consiguientes efectos indeseables de humedecimiento, elevación del nivel freático, etc.; o bien la creación de una vía de escape para los relaves de poca consistencia.

A continuación se muestra un caso real de rotura de presa en el río Teton (USA-1976), con una altura estructural de 92.64 m y un volumen total de 579736,531 m³ (Fuente: <http://fluidos.eia.edu.co/> - Escuela de ingeniería de Antioquia).



Figura 1.6. Indicios de la rotura.

Vista noroeste hacia el estribo derecho probablemente entre las 10:30 y las 11:00 a.m. La grieta es la raya café oscuro en la cara de la presa cerca al lecho rocoso gris en la mitad izquierda de la imagen.



Figura 1.7. Rotura por pipping (tubificación).

Vista noroeste hacia el estribo derecho. La abertura en la cara de la presa crece hacia arriba, la erosión ha cortado el lecho rocoso del estribo; otra abertura café se forma encima de la grieta principal; y agua café pantanosa comienza a inundar las instalaciones para generación de energía eléctrica en la puntera de la presa.



Figura 1.8. Formación casi total de la brecha.

Vista noroeste hacia la grieta. El piso del cañón está inundado de extremo a extremo y las instalaciones para generación están completamente inundadas.



Figura 1.9. Residuos de material (Grava) de la Presa Teton.

Una de las hipótesis que se han desarrollado para explicar el rompimiento de esta presa sostiene que la presa falló porque: la pantalla era inadecuada, pues era permeable; no había filtros en el rastrillo y el núcleo era poco plástico.

En la tabla 1.2 se muestra un registro histórico de roturas de presas en el mundo y sus detalles (*Fuente: <http://es.wikipedia.org>*).

Presa/incidente	Año	Localización	País	Detalles
Pantano de Puentes	1802	Lorca	 España	Construcción defectuosa, más de 600 muertos
Dale Dike Reservoir	1864	South Yorkshire	 Reino Unido	Construcción defectuosa, pequeño escape en el paramento.
South Fork Dam	1889	Johnstown, Pennsylvania	 Estados Unidos	Afectada localmente por un mantenimiento pobre, los tribunales lo consideraron un caso fortuito acrecentado por la excepcional lluvia torrencial.
Walnut Grove Dam	1890	Wickenburg, Arizona Territory	 Estados Unidos	Las fuertes nevadas y lluvias provocaron la rotura.
Desná Dam	1916	Desná	 Imperio austrohúngaro	Defectos en la construcción provocaron la rotura de la presa
La presa Llyn Eigiau y la avenida también destruyó la presa Coedy.	1925	Dolgarrog, North Wales	 Reino Unido	El contratista culpó a la reducción de costes pero también es cierto que cayeron 630 mm de agua en 5 días. Ésta ha sido la última rotura de presa con víctimas hasta la fecha.
St. Francis Dam	1928	Valencia, California, Los Angeles County	 Estados Unidos	Inestabilidad geológica del cañón que pudo haber sido detectada con tecnología disponible en aquel tiempo, combinado con un error humano que evaluó el desarrollo de las grietas como "normal" para una presa de este tipo.
Vega de Tera	1959	Ribadelago	 España	Produjo la muerte de 144 de sus 550 vecinos. A raíz de esto la normativa española de presas cambió de forma importante.
Malpasset	1959	Côte d'Azur	 Francia	Fallo geológico motivado por uso incorrecto de explosivos durante la construcción.
Baldwin Hills Reservoir	1963	Los Angeles, California	 Estados Unidos	Subsidencia causada por una sobreexplotación de un yacimiento petrolífero.
Presa de Vajont	1963	Vajont	 Italia	Estrictamente la presa no fallo, pero sí fallaron las laderas del vaso que al caer sobre el agua generaron un megatsunami que generó una onda que, pasando por encima de la presa, destruyó varios pueblos.
Buffalo Creek Flood	1972	West Virginia	 Estados Unidos	Inestabilidad provocada por una mina de carbón.
Banqiao and Shimantan Dams	1975		 China	Lluvia extrema, muy superior a la de diseño.
Teton Dam	1976	Idaho	 Estados Unidos	Infiltración de agua a través de la pared de tierra.

Tabla 1.2a. Registro de roturas de presas en el mundo.

Presa/incidente	Año	Localización	País	Detalles
Kelly Barnes Dam	1977	Georgia	 Estados Unidos	Desconocido, posible error de diseño debido a incrementos continuos de carga por aprovechamiento energético.
Lawn Lake Dam	1982	Rocky Mountain National Park	 Estados Unidos	Erosión exterior de una tubería.
Presa de Tous	1982	Valencia	 España	
Presa de Carsington	1984	Derbyshire	 Inglaterra	Plastificación del nucleo arcilloso.
Presa de Val di Stava	1985		 Italia	Mantenimiento pobre y escaso margen de seguridad en el diseño, los desagües de fondo fallaron elevando la presión de la presa.
Detonación de la presa de Peruća	1993		 Croacia	Las fuerzas serbias detonaron la presa.
Opuha Dam	1997		 Nueva Zelanda	
Vodní nádrž Soběnov	2002	Soběnov	 República Checa	Lluvia extrema durante las inundaciones en Europa de 2002.
Big Bay Dam	2004	Mississippi	 Estados Unidos	
Presa de Camará	2004		 Brasil	
Presa de Shakidor	2005		 Pakistán	Lluvia extrema inesperada
Planta y embalse de Taum Sauk	2005	Lesterville, Missouri	 Estados Unidos	Error informático o del operador. Los manómetros no se tuvieron en cuenta a sabiendas de que existían registros de roturas con presiones menores.
Presa de Campos Novos	2006	Campos Novos	 Brasil	Colapso de Túnel
Situ Gintung	2009	Tangerang	 Indonesia	Mantenimiento escaso y lluvia monzónica

Tabla 1.2b. Registro de roturas de presas en el mundo.

1.5. HIDROGRAMA GENERADO POR LA ROTURA DE PRESA

El hidrograma de salida en la rotura de una presa depende de numerosos factores. Los factores más importantes de los que depende son las características físicas de la presa, el volumen del embalse y el modo de falla. Los parámetros que controlan la magnitud del pico de descarga y la forma del hidrograma de salida incluyen: las dimensiones de la brecha; la manera y el período de tiempo de desarrollo de la brecha; la profundidad y volumen de agua almacenada en el embalse; y el flujo de

entrada en el momento de la rotura. La forma y tamaño de la brecha y el período de tiempo transcurrido para el desarrollo de la brecha son a su vez dependientes de la geometría de la presa, materiales de construcción y el agente causal de la rotura.

Para estimar los parámetros de la brecha suele recurrirse a expresiones empíricas disponibles en la literatura, y que en general han sido deducidas a partir de análisis de regresión sobre datos de formas, dimensiones y tiempos de desarrollo de brechas correspondientes a casos históricos de presas colapsadas.

1.5.1. DETERMINACIÓN DE LA BRECHA Y TIEMPO DE ROTURA

La brecha es la abertura que se forma en una presa cuando esta falla. La forma geométrica de la brecha, sus dimensiones y el tiempo de formación son elementos de gran incertidumbre dentro del análisis de la rotura de una Presa. Aun cuando las causas de una falla hayan sido identificadas (ej.: tubificación o desbordamiento), los mecanismos reales de la falla no son bien entendidos ni para las presas de material suelto ni para las presas de gravedad. En los primeros intentos de predecir la descarga debido a una rotura de presas, era usual suponer que la presa fallaba completa e instantáneamente. Esta suposición, que facilitaba las técnicas matemáticas de tránsito utilizadas en esos momentos, era algo apropiada para las presas de arco pero no era correcta para las presas de material suelto y las presas de gravedad.

Los parámetros que definen la magnitud del pico y la forma del hidrograma de la descarga incluyen:

- Las dimensiones y la forma de la brecha.
- El tiempo de desarrollo.
- La profundidad y volumen del agua almacenada en el reservorio.
- El caudal ingresando al reservorio al momento de la rotura.

Los dos primeros parámetros dependen significativamente del tipo de presa según sus materiales y de la causa de la falla; es por ello que la literatura de rotura de presas separa el análisis en dos grupos: Presas de materiales sueltos (tierra y tierra-enrocado) y Presas rígidas (gravedad y arco).

- **PRESAS DE MATERIALES SUELTOS**

Exceden en número a cualquier otro tipo de presas, presentan roturas progresivas en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta prácticamente la totalidad de la presa. La forma de la brecha en general es trapezoidal. Una vez que la brecha ha comenzado a desarrollarse, la descarga del agua erosionará la brecha hasta agotar el agua del reservorio o hasta que la brecha resista la erosión.

Una brecha completamente desarrollada en presas de tierra tiende a tener en promedio un ancho (b) en el rango de $hd < b < 3hd$ donde h es la altura de la presa, las longitudes de las brechas para presas de tierra son usualmente menores que la longitud total del cierre. La brecha requiere también un intervalo de tiempo para su formación. El tiempo total de falla tiene un rango de unos pocos minutos a pocas horas, dependiendo de la altura de la presa, el tipo de material usado en su construcción, y la magnitud y la duración de la descarga del agua. Las fallas por sifonamiento (tubificación) ocurren cuando la formación inicial de la brecha tiene lugar en algún punto por debajo del coronamiento debido a la erosión interna que forma un canal a través del cual escapa el agua.

- **PRESAS RÍGIDAS**

También tienden a presentar brechas parciales de uno o más secciones monolíticas formadas durante la construcción de la presa que son desplazadas por el agua que escapa (sección rectangular). El tiempo de formación de la brecha es del orden de unos pocos minutos.

Hasta ahora, las más estudiadas han sido las presas de materiales sueltos, debido esencialmente a que han sido presas de esta tipología las que más han colapsado. Es por ello que la mayor parte de los métodos que existen para determinar los parámetros de la brecha se refiere a presas de materiales sueltos.

En la tabla 1.2 se presentan parámetros recomendados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

Tipo de Presa	Ancho Promedio de la Brecha (expresado como altura de la Presa)	Talud lateral de brecha Z (Z horizontal : 1 vertical)	Tiempo de falla (horas)
Presa de materiales sueltos	Mín. : 0.4 Máx. : 13 Medio : 4	Mín. : 0 Máx. : 6 Medio : 1	Mín. : 0.1 Máx. : 12 Medio : 2
Presa de gravedad	Número entero de tamaño de bloques monolíticos	Vertical a 1:1	0.1 a 0.5
Presa de arco	Ancho total del valle	Talud del Valle	0 a 0.1

Tabla 1.3. Resumen de las Geometrías de brechas recomendadas (Modelo U.S. Army Corps of Engineers y de Fread en el National Weather Service, 1977).

1.5.2. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA Y TIEMPO DE ROTURA

Los parámetros de una brecha incluyen todos aquellos parámetros necesarios para describir físicamente una brecha (profundidad, ancho, ángulos de los taludes) como también los parámetros que definen el tiempo requerido para el inicio y desarrollo de la misma. Los parámetros físicos según la definición adoptada por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos (Bureau of Reclamation, 1998) se muestran gráficamente en la figura 1.10.

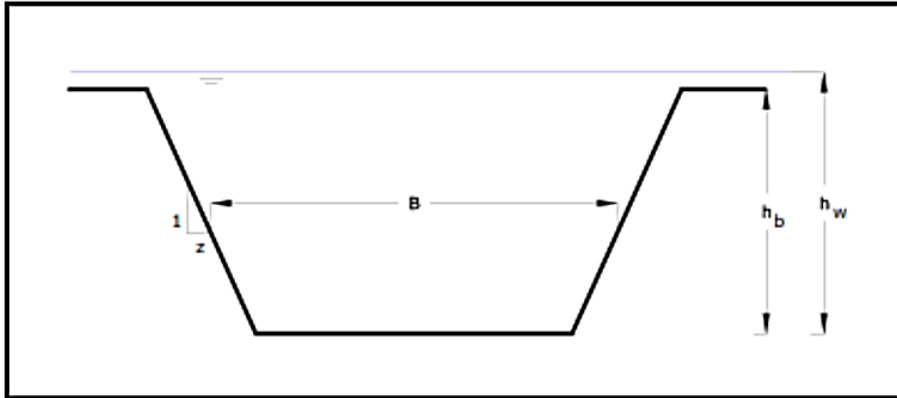


Figura 1.10. Parámetros de una brecha de presa idealizada.

PROFUNDIDAD DE LA BRECHA (h_b)

Es la extensión en vertical de la brecha, medida desde la corona hacia abajo, hasta el invertido de la brecha.

CARGA SOBRE LA BRECHA (h_w)

Se refiere a la distancia medida desde la altura de agua en el reservorio hasta el invertido de la brecha.

ANCHO DE LA BRECHA (B)

Este parámetro varía dependiendo de la geometría de la brecha ya sea rectangular, trapezoidal o triangular, siendo estas las formas más comunes en las que se presentan, tanto el ancho final de la brecha como su tasa de expansión puede afectar dramáticamente la tasa de descarga y el nivel de inundación aguas debajo de la presa.

PENDIENTES LATERALES DE LA BRECHA (Z)

Es el valor de la relación entre la unidad de la vertical con respecto a la horizontal que se forma en la brecha, el valor de las pendientes laterales define la forma de la

brecha. Este factor generalmente tiene poca influencia en cuanto a la rotura de la misma.

Los parámetros de tiempo, de interés son:

TIEMPO DE INICIO DE LA BRECHA

Comienza cuando se presenta la descarga de los primeros caudales sobre o a través de la presa que da inicio al aviso de alerta o evacuación por potencial falla de la presa. Esta fase termina cuando comienza la fase de formación de la brecha. En la fase inicio, la presa aún no falla y la descarga de la presa es pequeña. Durante la fase de inicio, es posible que la presa llegue a sobrevivir si el sobrevertido o la erosión se detienen.

El tiempo de inicio de la brecha es un parámetro importante debido a que impacta directamente en la cantidad de tiempo de aviso disponible para evacuar la población aguas abajo. A pesar de esto, el tiempo de inicio de brecha no siempre se reporta en los estudios de roturas de presas.

TIEMPO DE FORMACIÓN DE LA BRECHA

Algunas veces mencionado como tiempo de desarrollo de la brecha, es la duración entre la aparición de la primera brecha en la cara aguas arriba de la presa hasta que la brecha está completamente desarrollada. En caso de falla por desbordamiento, se considera desde el momento en que la presa se haya erosionado como resultado de la descarga. La descarga puede consistir en un sobrevertido de apenas unos centímetros sobre el coronamiento o la descarga desarrollándose a través de un canal de infiltración.

Es importante la diferenciación entre ambos parámetros, radica en el hecho que durante el tiempo de inicio de la brecha, aun no se considera que la brecha ha fallado, debido a que el tamaño de la brecha es muy pequeño y el caudal que

circula por la misma es mínimo, y en ese momento aún es posible que la presa no llegue a fallar, siempre y cuando el flujo o la erosión a través de la brecha se detenga, mientras que para el tiempo de formación de la brecha la falla es inminente, ya que la erosión incrementa rápidamente así como el caudal que pasa por la brecha.

1.5.3. ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA

La predicción del hidrograma de descarga por una brecha puede dividirse en dos partes:

- Estimación de las características de las brechas (forma, profundidad, ancho, tasa de formación, etc.).
- Tránsito del agua almacenada y que ingresa al embalse a través de la brecha.

Para estimar los parámetros de la brecha suele recurrirse a expresiones empíricas disponibles en la literatura, y que en general han sido deducidas a partir de análisis de regresión sobre datos de formas, dimensiones y tiempos de desarrollo de brechas correspondientes a casos históricos de presas colapsadas, por los cual se pueden agrupar en tres categorías:

ANÁLISIS COMPARATIVO

Si una presa bajo análisis es muy similar en tamaño y construcción a una presa que falló, y esa falla fue bien documentada, los parámetros de la brecha y el pico de la descarga se determinan por comparación.

ECUACIONES EMPÍRICAS

Estiman el desarrollo de la brecha y el pico de la descarga mediante ecuaciones empíricas determinadas de análisis de regresiones sobre casos de estudios y asume un hidrograma de descarga razonable.

MÉTODOS BASADOS EN LOS PROCESOS FÍSICOS

Predicen el desarrollo de la brecha o la descarga resultante utilizando modelos de erosión basados en principios hidráulicos, del transporte de sedimentos y de mecánica de los suelos.

1.5.3.1. FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA ESTIMAR EL DESARROLLO DE LA BRECHA Y EL CAUDAL PICO DE DESCARGA

Fórmulas empíricas para estimar el desarrollo de la brecha y el caudal pico causado por una falla gradual de una presa han sido presentadas por Kirkpatrick (1977), Hagen (1982), K. Singh y Snorrason (1982), MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), Soil Conservation Service (1981,1985), Bureau of Reclamation (1986), Evans (1986), Von Thun y Gillette (1990), Dewey y Gillette (1993) y Froehlich (1987, 1995). La escasez de datos ha llevado a tener que utilizar estimaciones aproximadas de los caudales pico de salida a través de la brecha. Algunos de los caudales pico de salida utilizados para desarrollar las ecuaciones empíricas han sido medidos a una distancia considerable aguas debajo de la presa luego de la falla, pudiendo ser significativamente menores que el caudal pico a la salida del embalse. Otros caudales pico han sido obtenidos mediante simulación numérica de la rotura de la presa y no de mediciones. En el caso de las descargas simuladas, el caudal pico calculado depende del modelo de formación de la brecha utilizado para simular la falla gradual de la presa y de las suposiciones de las condiciones del agua de descarga de la presa. Considerando la dificultad en la estimación de los parámetros que definen una brecha, la incertidumbre de un caudal de salida simulado es necesariamente alta (MacDonald & Langridge-Monopolis, 1984). Casi todas las relaciones propuestas se han basado en banco de datos de unos 20 a 50 presas. Los datos de falla son escasos para presas de más de unos 20 metros (65 pies), en cambio sí existen datos sustanciales para la falla de presas entre 6 y 15 metros de altura.

ECUACIONES DE PREDICCIÓN PARA EL DESARROLLO DE LA BRECHA

- **K. SINGH & SNORRASON (1982)**

Proporcionaron una primera guía cuantitativa del ancho de la brecha. Relacionaron el ancho de la brecha con la altura de la presa para 20 casos de falla y encontraron que el ancho de la brecha estaba generalmente entre 2 y 5 veces la altura de la presa. También reconocieron que el tiempo de falla, desde el inicio de formación de la brecha hasta que se desarrolla por completo, estaba generalmente entre 15 minutos y 1 hora. Encontraron además que para las fallas por desbordamiento, la profundidad máxima de desbordamiento antes de la falla estaba entre 0.15 y 0.61 m (0.5 y 2.0 pies), indicando que la forma de la brecha es trapezoidal con un ángulo del talud en la brecha de 45°.

- **MACDONALD & LANGRIDGE–MONOPOLIS (1984)**

Propusieron un factor de formación de brecha, definido como el producto del volumen del flujo descargado a través de la brecha (incluyendo el almacenamiento inicial y el flujo entrante al embalse durante la falla) y la profundidad del agua en la presa en el momento de la falla medida desde el piso de la brecha. Relacionaron con este factor el volumen del material de la presa removido. Además, concluyeron del análisis de los 42 casos estudiados que las pendientes de los lados de la brecha se podían asumir como 1h:2v y que la forma de la brecha era triangular y trapezoidal, dependiendo de si la brecha alcanzaba la base de la presa. También se propuso una curva envolvente para el tiempo de formación de la brecha como una función del volumen del material erosionado.

- **FROEHLICH (1987)**

Desarrolló ecuaciones de predicción adimensionales para estimar el ancho promedio de la brecha (B), un factor promedio para la pendiente de las paredes de la brecha (Z) y el tiempo de formación (t). Las predicciones estuvieron basadas en

las características de la presa incluyendo el volumen del embalse, la altura del agua sobre el fondo de la presa, la profundidad de la brecha, el ancho de la presa en la corona y en el nivel del fondo de la brecha, teniendo en cuenta falla por desbordamiento o por otra causa, y la presencia o ausencia de núcleo en la presa. Froehlich concluyó que siendo todos los demás factores iguales, las brechas provocadas por desbordamiento son más anchas y se erosionan lateralmente a una tasa más rápida que las brechas provocadas por otras causas.

Froehlich revisó su análisis de 1987 en un trabajo de 1995, usando datos de un total de 63 casos. 18 de estas fallas no habían sido previamente documentadas en la literatura revisada para su reporte. Froehlich desarrolló unas nuevas ecuaciones de predicción para el ancho promedio de la brecha (B) y el tiempo de falla (t) (véase la Tabla 1.4). En contraste con sus relaciones de 1987, las nuevas ecuaciones no son adimensionales. Las dos relaciones de 1995 tenían mejores coeficientes de determinación que las de 1987, aunque la diferencia para la relación del tiempo de falla fue muy pequeña. En su trabajo de 1995 Froehlich no sugirió una ecuación de predicción para las pendientes promedio de las paredes de la brecha, pero recomendó que se utilizaran unos factores de corrección de 1.4 para fallas por desbordamiento y de 0.9 para otros modos de falla.

- **RECLAMATION (1988)**

Proporcionó una guía para seleccionar el ancho de brecha final y el tiempo de falla a ser utilizado en los casos de clasificación de amenaza usando el modelo SMPDBK (Simplified Dam Brake) (Fread & Wetmore, 1983). Los valores sugeridos no pretenden producir predicciones precisas del caudal máximo de descarga a través de la brecha, sino un valor conservador. Para presas de material suelto, el ancho de brecha recomendado es 3 veces la profundidad de la brecha, medido desde el nivel inicial de agua en el embalse hasta el nivel del fondo de la brecha, usualmente asumido en el piso del pie de la presa (h_w). El tiempo recomendado para la formación de la brecha (en horas) es 0.011 veces el ancho de la brecha (en metros).

- **GUÍA TÉCNICA PARA LA CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DE SU RIESGO POTENCIAL (TYPESA-ECM 1996)**

Propone las siguientes ecuaciones (ver tabla 1.4.) para el cálculo del ancho de brecha, así como el tiempo de formación de la misma para material suelto, obtenidas de la observación de algunas fallas de diferentes presas, considerando que la profundidad de la brecha llega hasta el fondo del cauce y el valor de Z propuesto es igual a uno. En caso que la ecuación para el tiempo conduzca a un resultado superior a 5 horas, el tiempo de rotura deberá ser elevado con especial detenimiento. Siendo la forma de la brecha trapezoidal, la profundidad de la brecha hasta el contacto con el cauce en el pie, con pendientes 1h:1V.

- **SINGH & SCARLATOS (1988)**

Documentaron las tendencias de las características geométricas y el tiempo de falla mediante el estudio de 52 casos. Encontraron que la relación de ancho de brecha superior y de fondo ($B_{superior}/B_{fondo}$) estaba entre 1.06 y 1.74 con un valor promedio de 1.29 y una desviación estándar de 0.180. La relación del ancho superior de la brecha con la altura de la presa estaba en un rango muy amplio. Las pendientes del lado de la brecha estaban inclinadas 10° a 50° con la vertical en casi todos los casos (relación 1h:5.8v a 1h:0.8v). Igualmente, casi todos los tiempos de falla fueron de menos de 3 horas, y el 50% fueron de menos de 1.5 horas.

- **VON THUN & GILLETTE (1990) Y DEWEY & GILLETTE (1993)**

Usaron datos de Froehlich (1987) y MacDonald & Langridge–monopolis (1984) para desarrollar la guía para estimar las pendientes de los lados de la brecha, el ancho de la brecha a la altura media y el tiempo de falla. Propusieron que las pendientes de los lados de la brecha se asumieran como 1h:1v exceptuando las presas con pantallas cohesivas o con cuerpos muy cohesivos, donde las pendientes de 1h: 2v o 1h: 3v podían ser más apropiadas.

Von Thun & Gillette propusieron la siguiente relación para el ancho promedio de la brecha:

$$B_m = 2.5h_w + C_b \quad (1.1)$$

Siendo h_w la profundidad del agua en la presa en el momento de la falla, medida desde el nivel del piso de la brecha, y C_b una función del almacenamiento en el embalse.

Tamaño del Embalse (MMC)	C_b
<1.23	6.10
1.23 a 6.17	18.30
6.17 a 12.30	42.70
>12.30	54.90

Tabla 1.4. Valores C_b .

Fuente: Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, Dam Safety Office, Water Resources Research Laboratory, 1988.

Von Thun & Gillette propusieron dos métodos para estimar el tiempo de formación de la brecha:

$$t_f = 0.020h_w + 0.25 \quad (\text{Material resistente a la erosión}) \quad (1.2)$$

$$t_f = 0.015h_w \quad (\text{Material fácilmente erosionable}) \quad (1.3)$$

Con t_f en horas y h_w en metros. Con base en el promedio entre el ancho superior y el inferior de la brecha Von Thun & Gillette desarrollaron otras dos ecuaciones para el tiempo de formación de la brecha:

$$t_f = \frac{B_m}{4h_w} \quad (\text{Material resistente a la erosión}) \quad (1.4)$$

$$t_f = \frac{B_m}{4h_w + 61.0} \quad (\text{Material fácilmente erosionable}) \quad (1.5)$$

Con h_w y B dados en metros.

Autores	Nro. de casos estudiados	Ecuación propuesta Unidades en Sistema Internacional (SI)
K. Singh & Snorrason (1982, 1984)	20	$2h_d \leq 5h_d$ $0.15m \leq d_{ovtop} \leq 0.61m$ $0.25h \leq t_f \leq 1.0h$
Mc. Donald & Langridge-Monopolis (1984)	42	$V_m 0.0261(V_{out} h_w)^{0.769}$ $t_f = 0.0179(V_{er})^{0.364}$
Froehlich (1987)	43	$\bar{B}^* = 0.47K_0(S^*)^{0.25}$ $K_0 = 1.4$ desbordamiento: 1.0 de otra forma $Z = 0.75K_c(h_w^*)^{1.57}(\bar{W}^*)^{0.73}$ $K_c = 0.6$ con núcleo; 1.0 sin núcleo $t_f^* = 79(S^*)^{0.47}$
Reclamation (1988)	---	$B = 3h_w$ $t_f = 0.011B$
V. Singh & Scarlatos (1988)	52	$\frac{B_{superior}}{B_{fondo}}$ promedio = 1.29
Von Thun & Gillette (1990)	57	<i>Guía para B, Z, t_f (véase tabla 1.3)</i>
Dewey & Gillette (1993)	57	<i>Modelo de iniciación de brecha; guía B, Z, t_f</i>
Guia Tecnica (TYP SA ECM 1996)	---	$B = 20(S h_d)^{0.25}$ $t_f = 4.8S^{0.5}/h_d$
Froehlich (1995)	63	$\bar{B} = 0.1803K_0V_w^{0.32}h_b^{0.19}$ $t_f = 0.00254V_w^{0.53}h_b^{-0.90}$ $K_0 = 1.4$ desbordamiento: 1.0 de otra forma

Tabla 1.5. Resumen de las ecuaciones de predicción para la formación de la brecha.

Donde:

B	Ancho de la brecha.
B_m	Ancho promedio de la brecha.
B_m^*	Ancho promedio adimensional de la brecha (B_m/h_b).
d_{ovtop}	Profundidad del flujo de desbordamiento de la falla.
h_b	Altura de la brecha.
h_d	Altura de la presa.
h_w	Profundidad del agua en la presa en la falla sobre el piso de la brecha.
V_{er}	Volumen del material de la presa erosionada.
V_{out}	Volumen de agua descargado a través de la brecha.
V_W	Volumen de agua en el tiempo de inicio de la brecha.
S	Capacidad del embalse
S^*	Volumen adimensional (S/h_b^3).
t_f	Tiempo de formación de la brecha.
t_f^*	Tiempo de formación de la brecha adimensional $t_f/\sqrt{gh_b}$.
W^*	Ancho promedio de la presa adimensional $(W_{crest} + W_{botton})/(2h_b)$.
Z	Factor de pendiente del talud de la brecha (Z horizontal: 1 vertical).

ECUACIONES DE PREDICCIÓN PARA EL CAUDAL PICO

Fórmulas empíricas para estimar el caudal pico causado por una falla gradual de una presa han sido presentadas por Kirkpatrick (1977), Hagen (1982), K. Singh y Snorrason (1984), Mac Donald y Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), Soil Conservation Service (1981,1985), Bureau of Reclamation (1982), Evans (1986), Dewey y Gillette (1993) y Froelich (1987,1995).

En la tabla 1.6 se resumen las fórmulas empíricas de uso más extendido (en unidades técnicas internacionales).

Fórmulas Empíricas	
Nombre (Año), Variable independiente	Ecuación
Froehlich (1995), $f(V_w, h_w)$	$Q = 0.607(V_w^{0.295} h_w^{1.24})$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984), $f(V_w, h_w)$	$Q = 3.85(V_w h_w)^{0.411}$
McDonald y Langridge-Monopolis (1984), $f(V_w, h_w)$	$Q_p = 1.154(V_w h_w)^{0.412}$
Kirkpatrick (1977), $f(h_w)$	$Q_p = 1.268(h_w + 0.3)^{2.5}$
SCS (1981), $f(h_w)$	$Q_p = 16.6(h_w)^{1.85}$
Reclamation (1982), $f(h_w)$	$Q_p = 19.1(h_w)^{1.85}$
Costa (1985), $f(S, h_d)$	$Q_p = 0.981(Sh_d)^{0.42}$
Hagen (1982), $f(S, h_d)$	$Q_p = 0.54(Sh_d)^{0.5}$
Costa (1985), envolvente $f(S, h_d)$	$Q_p = 2.634(Sh_d)^{0.44}$
Evans (1986), $f(V_w)$	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$
Singh and Snorrason (1984), $f(S)$	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$
Costa (1985), envolvente $f(S)$	$Q_p = 1.122(S)^{0.57}$
Singh and Snorrason (1984), $f(h_d)$	$Q_p = 13.4(h_d)^{1.89}$

Tabla 1.6. Fórmulas empíricas para estimar el caudal pico (Barros Martínez, 2003).

Donde:

Q_p Descarga pico por la brecha calculada (m^3/s).

V_w Es el volumen del embalse en el momento de la falla (m^3)

h_w	Altura del agua en el embalse al momento de la rotura medida desde el nivel del piso de la brecha final (m).
h_d	Altura de la presa (m).
S	Capacidad de almacenamiento del embalse (m ³).

1.5.3.2. MÉTODOS BASADOS EN LOS PROCESOS FÍSICOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA BRECHA Y EL CAUDAL PICO DE DESCARGA

Como se definió anteriormente, este enfoque aplica una base física para la simulación de la rotura. Esta base utiliza los principios de la hidráulica y el transporte de sedimentos para simular el desarrollo de la brecha. Este enfoque es más difícil, pero también ofrece mayor potencial para obtener resultados más detallados, tales como la predicción de la brecha, tiempo de inicio y la predicción de las dimensiones intermedias de la brecha, así como los parámetros finales.

El modelo de rotura del National Weather Service (Fread, 1988) es el modelo físico más ampliamente utilizado y está incorporado a los programas HEC-HMS, HEC-1 y FLDWAV entre otros.

$$Q_P = c_v k_s [3.1B(h_w - h_b)^{1.5} + 2.45z(h_w - h_b)^{2.5}] \quad (\text{UI}) \quad (1.6)$$

$$Q_P = c_v k_s [1.7B(h_w - h_b)^{1.5} + 1.35z(h_w - h_b)^{2.5}] \quad (\text{SI}) \quad (1.7)$$

c_v	Factor de corrección para la velocidad de aproximación.
k_s	Factor de corrección por sumergencia debido a la elevación del agua en el pie de la presa.
B	Ancho de la brecha.
h_w	Elevación de la superficie de agua en el embalse.
h_b	Elevación del fondo de la brecha.
z	Taludes laterales de la brecha.

La primera parte de la ecuación es considerada como la ecuación de vertedero estándar con el ancho de la corona de vertedero correspondiente al ancho promedio de brecha (B) y la altura en el vertedero correspondiente a la profundidad del embalse (h_w). Este término representa el pico de descarga para un embalse infinitamente grande donde no existiría una reducción del nivel del embalse durante la erosión de la brecha.

La segunda parte de la ecuación es un factor de reducción, que representa la reducción del nivel del embalse durante la erosión de la brecha. Para una presa alta con un embalse relativamente pequeño, puede existir un descenso significativo del nivel del embalse mientras el agua es vertida durante la formación de una brecha por erosión.

CAPÍTULO II: MODELACIÓN HIDRÁULICA EN RÉGIMEN VARIABLE

2.1. DESCRIPCIÓN

En este capítulo se pretende dar un repaso a los métodos actuales existentes para la modelación numérica del flujo en lámina libre. Puesto que el estudio se centra en la rotura en presas de tierra nos centraremos en la modelación en régimen gradualmente variado, en una y dos dimensiones.

La modelación matemática del flujo de agua consiste en intentar conocer los valores que toman las variables hidráulicas (tirante, velocidad, caudal, régimen, etc.) a partir de la resolución de métodos numéricos de unas ecuaciones obtenidas con una serie de hipótesis. La modelación de un flujo es siempre una aproximación a la realidad siendo los resultados cada vez más precisos cuanto mejor se adapten a las ecuaciones de partida, y el esquema numérico al cálculo del fenómeno que queremos estudiar.

Para los estudios de propagación de avenidas en ríos, se han usado los últimos años modelos unidimensionales en régimen permanente gradualmente variado. Estos son de gran utilidad frente a casos en los que la evolución temporal del flujo no sea un factor a tener en cuenta y el flujo sea unidimensional.

En los casos en los que el flujo es claramente no permanente recorreremos a las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant. No obstante si la hipótesis de flujo unidimensional se aleja de la realidad, debido a fenómenos más complejos, recorreremos a esquemas bidimensionales.

Actualmente existe una amplia gama de modelos comerciales y no comerciales para la simulación en régimen gradualmente variado, los avances tecnológicos y el aumento de capacidad de los ordenadores permiten hoy en día el cálculo de las ecuaciones de Saint-Venant completas, dejando de lado algunos métodos

aproximados desarrollados sobre estas, como el método de onda difusiva, onda cinemática etc.

Este capítulo tiene como objetivo exponer las ecuaciones básicas de la modelación del flujo, ecuaciones de Saint-Venant en 1D Y 2D y los esquemas numéricos utilizados por los modelos a evaluar en el presente estudio (HEC-RAS y Iber) frente al cálculo de la propagación de una onda de avenida asociada a la ruptura de una balsa de laminación.

2.2. MODELACIÓN HIDRÁULICA EN RÉGIMEN VARIABLE

En el régimen variable o transitorio las variables dependen del tiempo, lo que supone una gran ventaja a la hora de estudiar la propagación de hidrogramas, ondas de rotura etc.

Gracias a los modelos en régimen variable es posible la laminación de caudales en un tramo largo, conocer el volumen de inundación asociado a una avenida, conocer el tiempo de llegada del caudal pico en una avenida o en una rotura de presa, como es el caso que nos acontece, estudiar una red fluvial con varios afluentes y el diseño u operación de embalses y aliviaderos.

No obstante, esto supone algunas desventajas frente al cálculo en régimen permanente, todas ellas referentes al esquema de cálculo. Los esquemas de cálculo son más sencillos en régimen permanente ya que se basan en las ecuaciones de conservación de energía (en determinados casos utiliza la ecuación de conservación de movimiento) lo que supone una facilidad de programación y discretización del dominio.

El régimen variable requiere esquemas más complejos con un mayor coste computacional. Los esquemas pueden ser inestables en determinadas situaciones (resaltos hidráulicos, régimen rápido) lo que supondrá una serie de simplificaciones en el cálculo que provocaran la pérdida de precisión en los resultados.

Podemos dividir el régimen variable en dos subgrupos, régimen gradualmente variado, donde las variaciones de tirante y caudal se producen en un tramo largo y lentamente en el tiempo, y régimen rápidamente variado, las variaciones se producen en un tramo corto en tiempo y espacio.

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión son las ecuaciones de Saint-Venant, escritas por primera vez por Barré de Saint-Venant en 1871, y que sirven para describir tanto el régimen gradualmente variable, como el rápidamente variable.

Estas ecuaciones no se pueden resolver para geometrías reales con métodos analíticos, además el estudio de los fenómenos que describen mediante modelos físicos resulta enormemente complejo y costoso. Por todo ello, y gracias al desarrollo de la informática en las últimas décadas, los esfuerzos han ido encaminados hacia la resolución mediante modelos numéricos.

2.2.1. MODELOS UNIDIMENSIONALES EN RÉGIMEN VARIABLE

Los modelos unidimensionales de simulación del flujo se basan en la resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant en una dimensión. Como se ha dicho anteriormente el aumento de la capacidad computacional de los ordenadores desarrollada en los últimos años permite la resolución íntegra de las ecuaciones sin necesidad de métodos aproximados como el método de la onda cinemática, difusiva o métodos hidrológicos que eran muy útiles y utilizados hace unos años.

Las ecuaciones Saint-Venant se deducen a partir de las ecuaciones de Reynolds que a su vez provienen de las ecuaciones Navier-Stokes considerando las variables medias en el tiempo.

Las ecuaciones de Navier-Stokes provienen de imponer las leyes físicas de conservación de energía, masa y movimiento y particularizándolas para un fluido incompresible e isótropo como es el agua.

La resolución de las ecuaciones de Reynolds completas supone la discretización del dominio en 3D, y obtendríamos un esquema de cálculo muy complejo y costoso computacionalmente.

Si integramos en el eje z , profundidad, las ecuaciones de Reynolds, es decir asumimos que la componente vertical de la velocidad es despreciable, obtenemos las ecuaciones de Saint-Venant en 2D. Barré Saint-Venant propuso una serie de hipótesis para suponer un flujo unidimensional, esta serie de simplificaciones consistían en:

- El flujo se supone unidimensional. por lo tanto la velocidad en una sección es perpendicular al plano YZ y constante en toda la sección al igual que el tirante.
- Supone régimen gradualmente variable, con lo que podemos hacer la hipótesis de flujo casi paralelo.
- Distribución hidrostática de presiones, velocidades y aceleraciones verticales despreciables.
- El eje del canal se supone rectilíneo, para introducir pérdidas relacionadas con curvas cerradas se deben tener en cuenta como pérdidas de carga localizadas.
- Lecho fijo y no erosionable, la sección geométrica se considera constante.
- Pendiente de fondo moderada.
- Se evalúan las pérdidas de carga con la ecuación de Mannig, igual que en régimen permanente.
- Fluido incompresible y newtoniano.
- El efecto de los contornos y turbulencia responde a las ecuaciones de resistencia para flujo uniforme.

Imponiendo Conservación de la masa y conservación de la cantidad de movimiento (2ª Ley e Newton) para un volumen de control obtenemos:

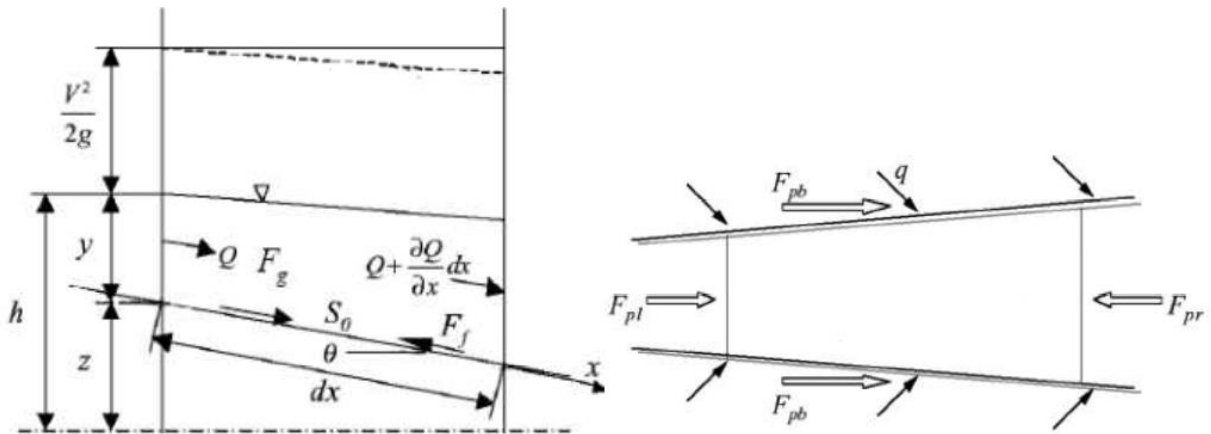


Figura 2.1. Conservación de la masa y movimiento de un volumen de control.

Imagen: Monografía CINME Nro. 97. junio 2007

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = gA(S_o - S_f) \quad (2.2)$$

2.2.1.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

El programa HEC-RAS fue elaborado por la U.S. Army Corps of Engineers, The Hydrologic Engineering Center, programa de amplia difusión y sobradamente contrastado.

HEC-RAS utiliza el método de las diferencias finitas para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales.

También existen otros métodos de resolución como el método de las características o el método de los elementos finitos pero no son objeto de estudio en el presente trabajo.

Las ecuaciones de Saint-Venant en forma no conservativa, (2.1) y (2.2), ya descritas en el apartado anterior, forman un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, hiperbólicas y cuasi-lineal.

El método de las diferencias finitas da lugar a dos tipos de esquemas de cálculo, explícitos e implícitos, dependiendo de si el cálculo de la solución en el tiempo se realiza punto por punto en la malla de discretización del dominio (implícito) o resolviendo todos los puntos de la malla en cada instante de tiempo (explícito). Las ecuaciones en forma no tienen ventajas para esquemas implícitos y régimen lento.

El método explícito de diferencias finitas más utilizado es el esquema de MacCormack. Es un esquema de 2º orden de precisión con dos pasos que permite un tratamiento sencillo de los términos fuente. Es conceptualmente simple pero se vuelve complejo para geometrías irregulares. Necesita incrementos de tiempo muy pequeños y está sujeto a la condición de Courant, por lo que supone un coste computacional elevado que se incrementa en el cálculo rápidamente variado.

ESQUEMA DE CÁLCULO

El esquema de cálculo utilizado por HEC RAS se basa en un método de diferencias finitas implícito, el esquema de Preissman o de los cuatro puntos, el cual trata de un esquema que resuelve un proceso iterativo en cada paso de tiempo. Es incondicionalmente estable para flujo en régimen lento e hidrogramas suaves, pero resulta inestable en cambios de régimen y régimen rápido. Este esquema es utilizable también en régimen variable pero en este caso se ha de reducir el incremento de tiempo de cálculo hasta valores similares a los de un esquema explícito con el fin de representar con precisión las discontinuidades.

Como se ha dicho anteriormente en el caso de rotura de presa, régimen rápidamente variable, el tiempo de cálculo ha de reducirse considerablemente para obtener valores precisos. El esquema de Preissman consiste en aproximar una función $f(x, t)$ cualquiera en un cierto punto $P(x, t)$ como:

$$f(x, t) = \theta[\Psi f_{j+1}^{i+1} + (1 + \Psi)f_j^{i+1}] + (1 - \theta)[\Psi f_{j+1}^i + (1 - \Psi)f_j^i] \quad (2.3)$$

Para las derivadas espaciales y temporales tenemos:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}}{\Delta x_j} + (1 - \theta) \frac{f_{j+1}^i - f_j^i}{\Delta x_j} \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \psi \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_{j+1}^i}{\Delta t_j} + (1 - \psi) \frac{f_j^{i+1} - f_j^i}{\Delta t_j} \quad (2.5)$$

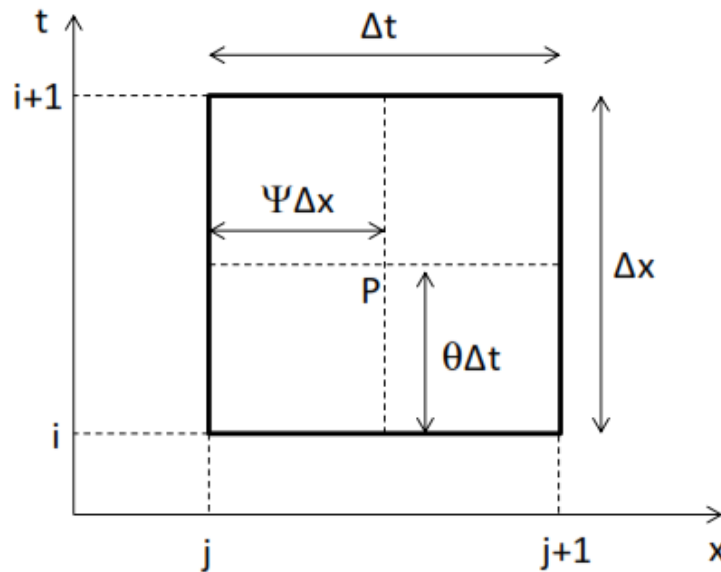


Figura 2.2. Esquema de Preissman o de los cuatro puntos.

Imagen: Monografía CINME Nro. 97. junio 2007

El parámetro θ localiza un punto P de aproximación de las derivadas en el tiempo, mientras que ψ lo hace con las derivadas en el espacio. En régimen lento, subcrítico, se utiliza $\psi=0.5$ y $\theta=0.6$; ya que en régimen lento el método es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1$.

Este método es aplicable para las ecuaciones de Saint-Venant en forma no conservativa para un tramo de río dividido en n secciones, en cada una de ellas 2 incógnitas a conocer, el tirante y el caudal, obteniendo así $(2n - 1)$ ecuaciones.

Para que el sistema sea compatible y determinado necesitamos 2 ecuaciones más, que conseguimos imponiendo las condiciones de contorno, una en la sección aguas

Donde los coeficientes b_1 a b_5 son los resultados de la discretización de la ecuación de continuidad, los coeficientes c_1 a c_5 provienen de discretizar la ecuación dinámica.

El segundo subíndice indica la sección de cálculo. Los superíndices $i + 1$ indican el instante de tiempo siguiente (desconocido) y el superíndice, y , indica el instante de tiempo conocido.

Finalmente obtenemos 2 sistemas de ecuaciones, uno en el lecho central y otro para las llanuras de inundación que se resolverán en cada intervalo de tiempo.

Para la resolución de los 2 sistemas no lineales se necesitan unas condiciones de contorno, caudal inicial en la sección aguas arriba, hidrograma inicial, etc.

Las condiciones iniciales que nos da HEC RAS para la resolución del esquema numérico lo trataremos más adelante en el apartado de metodología con HEC RAS.

Los sistemas no lineales se resuelven alternativamente de una manera acoplada en una serie de iteraciones, usando los últimos valores de las incógnitas obtenidos para el cálculo de los coeficientes del siguiente sistema a resolver.

CONSIDERACIONES Y LIMITACIONES

Las principales consideraciones del modelo son:

- Resuelve las ecuaciones de Saint-Venant mediante el método de diferencias finitas implícitas, esquema de Preissman.
- Cálculo de los regímenes subcrítico, supercrítico y mixto.
- Consideración de las llanuras de inundación, como áreas de acumulación de agua o zonas de flujo paralelo.
- Consideración de diferentes coeficientes de Rugosidad de Manning en una misma sección, definidos como tramos, y con la posibilidad de variar cada Manning en función del tirante.

- Modelación incorporada de presas, puentes, diques laterales etc.
- Cálculo dinámico de sistemas de ríos con afluentes. Todas las ramas se calculan simultáneamente afectando a los caudales y tirantes presentes en el río, en la desembocadura de los afluentes y viceversa.
- Condiciones iniciales estacionarias (régimen permanente previo) o correspondientes a un instante de un régimen variable previo. En el caso de condiciones estacionarias estas pueden ser calculadas y afinadas por el programa (warming up/calentamiento inicial) a partir de unos pocos datos conocidos.

Las principales limitaciones del modelo son:

- Dificultad para expresar el volumen de la presa aguas arriba.
- Necesidad de modificar la geometría proveniente de los archivos de exportación de SIG que en régimen variable los cambios bruscos de sección provocan grandes inestabilidades.
- Flujo unidimensional.
- Tirante y velocidad constante en una sección.
- Velocidad en sentido paralelo al eje del río, desprecia las aceleraciones verticales y horizontales y considera distribución hidrostática de presiones.
- Esquema de 2º orden, posibles oscilaciones espurias.
- Inestable en régimen rápido y cambio de régimen.
- Pendientes pequeñas (menores que 1:10).

HEC-RAS es un modelo unidimensional, por lo tanto, todo y que incorpora entre sus capacidades la posibilidad de realizar modelizaciones cuasi-bidimensionales bien sea con zonas donde se considera que no hay flujo o con zonas de almacenamiento de agua, los resultados que se obtengan en zonas donde el flujo sea marcadamente bidimensional (grandes llanuras de inundación) no serán todo lo rigurosos que sería deseable.

- Como todos los métodos que utilizan esquema de diferencias finitas implícitas (en este caso el de Preissman) éstos tienen problemas de estabilidad donde el flujo sea rápidamente variable. HEC-RAS resuelve este problema mediante el método LPI* pero hay que tener en cuenta que esto resta precisión a la solución que obtengamos.
- La precisión de resultados que obtengamos de una simulación de rotura de presa con HEC-RAS será más grande cuanto menor sea la cantidad de movimiento que queramos simular. A mayor volumen de agua y menor tiempo de rotura tendremos soluciones menos rigurosas ya que tendremos que fijar tolerancias altas para conseguir un modelo estable.

LPI (Fread, 1990)

En los casos de análisis de rotura de presas, el frente de onda de rotura está caracterizado por un régimen variable en contraposición al gradualmente variable que se expresa mediante las ecuaciones de Saint-Venant.

Local Partial Inertia (LPI), es un método que utiliza HEC RAS en el caso de régimen variable, resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant unidimensionales, para solucionar los problemas en régimen rápidamente variable.

En el caso de que se produzcan cambios de régimen, el algoritmo se vuelve inestable tras su paso por el régimen crítico, ya que las derivadas se vuelven largas y complejas. Como se dijo anteriormente el esquema de Preissman resulta inestable en estos casos, siendo los resultados muy alejados de la realidad. En estos casos, si seleccionamos la opción de mixed flow, el programa añade un término a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude es mayor que 1 (por tanto habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad). De esta manera conseguimos aumentar la estabilidad del modelo acosta de reducir la precisión de los resultados.

$$\sigma \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right)}{\partial x} \right] + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2.7)$$

$$\sigma = F_T - F_r^m \quad (F_r \leq F_m; m \geq 1) \quad (2.8)$$

$$\sigma = 0 \quad (F_r > F_T) \quad (2.9)$$

Dónde:

σ	LPI factor que multiplica los términos de inercia
F_T	Valor umbral del número de Froude en el que el factor se fija en cero. Este valor debe estar entre 1.0 y 2.0 (1.0 por defecto)
F_r	Número de Froude.
m	Exponente de la ecuación que cambia la forma de la curva. Exponente debe estar entre 1 y 128 (valor por defecto 10).
h	Elevación de la lámina de agua.
S_f	Ángulo de fricción del fondo.
Q	Caudal de flujo.
A	Sección transversal activa.
g	Fuerza gravitacional.

Los valores por defecto son $F_T=1.0$ y $m=10$. Cuando el número de Froude es mayor que el valor umbral, el factor es igual a cero. Se puede modificar ambos coeficientes F_T y m .

Al aumentar ambos factores, disminuimos la estabilidad pero incrementamos la exactitud de los resultados y a la inversa. Para que el programa utilice ambos factores para aproximar el resultado tenemos que activar la opción de Mixed flow del menú de Unsteady Flow Analysis window.

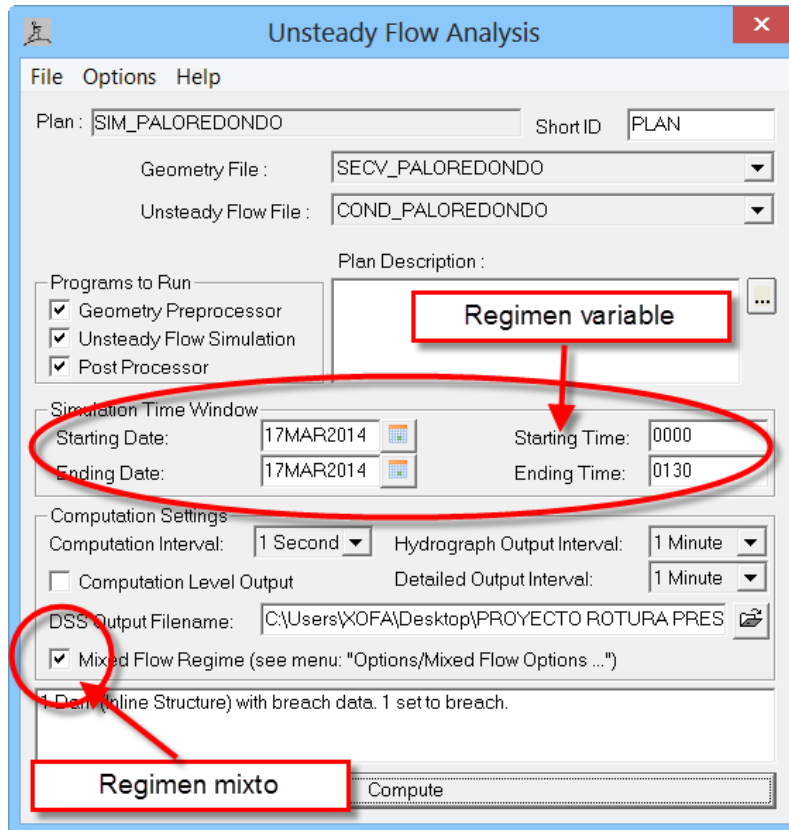


Figura 2.4. Configuración del análisis en régimen variable o mixto.

En la siguiente figura se puede observar como el factor σ variará según los coeficiente mencionados (F_T y m).

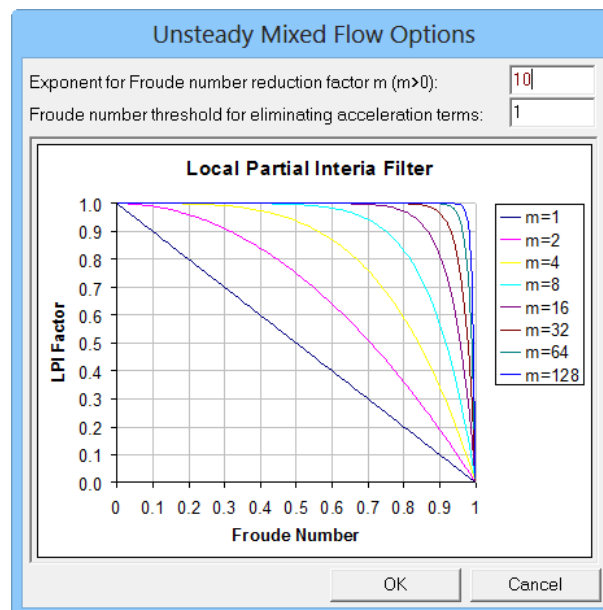


Figura 2.5. Definición del parámetro σ para el método LPI en HEC-RAS.

ESTABILIDAD DEL MODELO

En un caso como el que estamos tratando –rotura de presa- donde el tipo de flujo será con toda seguridad rápidamente variable, es muy útil conocer qué factores son los que podemos modificar en el modelo HEC-RAS, normalmente con pérdida de precisión o bien con aumento del coste computacional, para intentar que nuestro modelo se estabilice. En el capítulo 8 del Manual del Usuario de HEC-RAS pueden consultarse en detalle todos los factores que intervienen en la estabilidad del modelo. A continuación se relacionan algunos de ellos y se resalta la importancia de aquellos que durante la elaboración del presente trabajo se han revelado como especialmente importantes:

1. *Distancia entre secciones transversales*, a menos distancia entre secciones mayor estabilidad del modelo a costa de más tiempo de cálculo.
2. *Intervalo de cálculo*, a menor tiempo mayor estabilidad y mayor tiempo de cálculo, en el caso que se ha tratado en esta tesina ha sido necesario reducir el intervalo hasta 1 segundo.
3. *Periodo de Warm up*, que consiste en una aproximación a la solución final mediante una simulación previa en régimen permanente. Se ha podido comprobar que esta es una herramienta muy útil para conseguir un modelo estable.
4. *Local Partial Inertia (LPI)*, HEC-RAS incorpora el tratamiento para resolver inestabilidades provocadas por la onda de choque en su formulación mediante el Local Partial Inertia (LPI); este método incluye en su formulación el factor “Exponent for Froude number reduction factor” (factor m), un valor de $m=1$ nos dará resultados lo más estables posible. Este factor es muy importante para conseguir un modelo estable.
5. *Theta weighting factor*, es un factor de ponderación que se aplica a las ecuaciones en diferencia finitas usadas para el cálculo en régimen variable para conseguir un modelo más estable. Podemos fijar el valor de este factor entre 0,6 y 1. Un valor de 1 nos dará unos resultados lo más estables posible y un valor de 0,6 nos dará unos resultados lo más precisos posible. Podemos realizar

nuestra simulación con factor de 1 y luego ir bajando; si el resultado no varía es mejor dejar el valor de 1 para que nuestro modelo sea lo más robusto posible.

6. *Weir and Spillway stability factors*, los vertederos y aliviaderos pueden ser una fuente de inestabilidades. Esto se puede solucionar disminuyendo el tiempo de cálculo o usar los *Weir and Spillway stability factors*, que pueden suavizar las inestabilidades reduciendo los caudales de cálculo en estos puntos. El uso de estos factores puede reducir la precisión de los resultados. Si fijamos el valor de estos factores a 1 no estaremos reduciendo el caudal y la solución será la más precisa. Si aumentamos el valor de este factor hasta un valor máximo de 3 estaremos aumentando la estabilidad del modelo a base de una reducción de caudal y disminuyendo por tanto la precisión.
7. *Weir and Spillway submergence factors*, cuando un vertedero o aliviadero está sumergido puede dar problemas de estabilidad, especialmente si estamos trabajando con grandes caudales. Si fijamos el valor de estos factores a 1 la solución será la más precisa. Si aumentamos el valor de este factor hasta un valor máximo de 3 estaremos aumentando la estabilidad del modelo y disminuyendo la precisión.
8. En la ventana *Unsteady Computation Options and Tolerances*, se encuentran el resto de parámetros que podemos modificar para intentar estabilizar el modelo, de entre ellas se ha comprobado la gran influencia de la precisión en el perfil de lámina de agua que queremos obtener. En los casos más extremos de roturas muy rápidas de presa con gran cantidad de agua esta precisión llega a ser de tan solo 1 metro, si bien cabe destacar que los tirantes que adquiere la lámina de agua son del orden de 15,5 metros. En general para las diferentes roturas de presa que se han simulado la tolerancia en la cota de lámina de agua se ha situado entre el 5% y el 10% del tirante del frente de onda obtenido en la simulación.

Podemos configurar varios parámetros para cada simulación en concreto, que ser necesario modificar especialmente si el modelo tiene problemas de estabilidad.

En la figura 2.6 se muestra una imagen del citado menú con todos los parámetros fijados a un valor para permitir la máxima estabilidad.

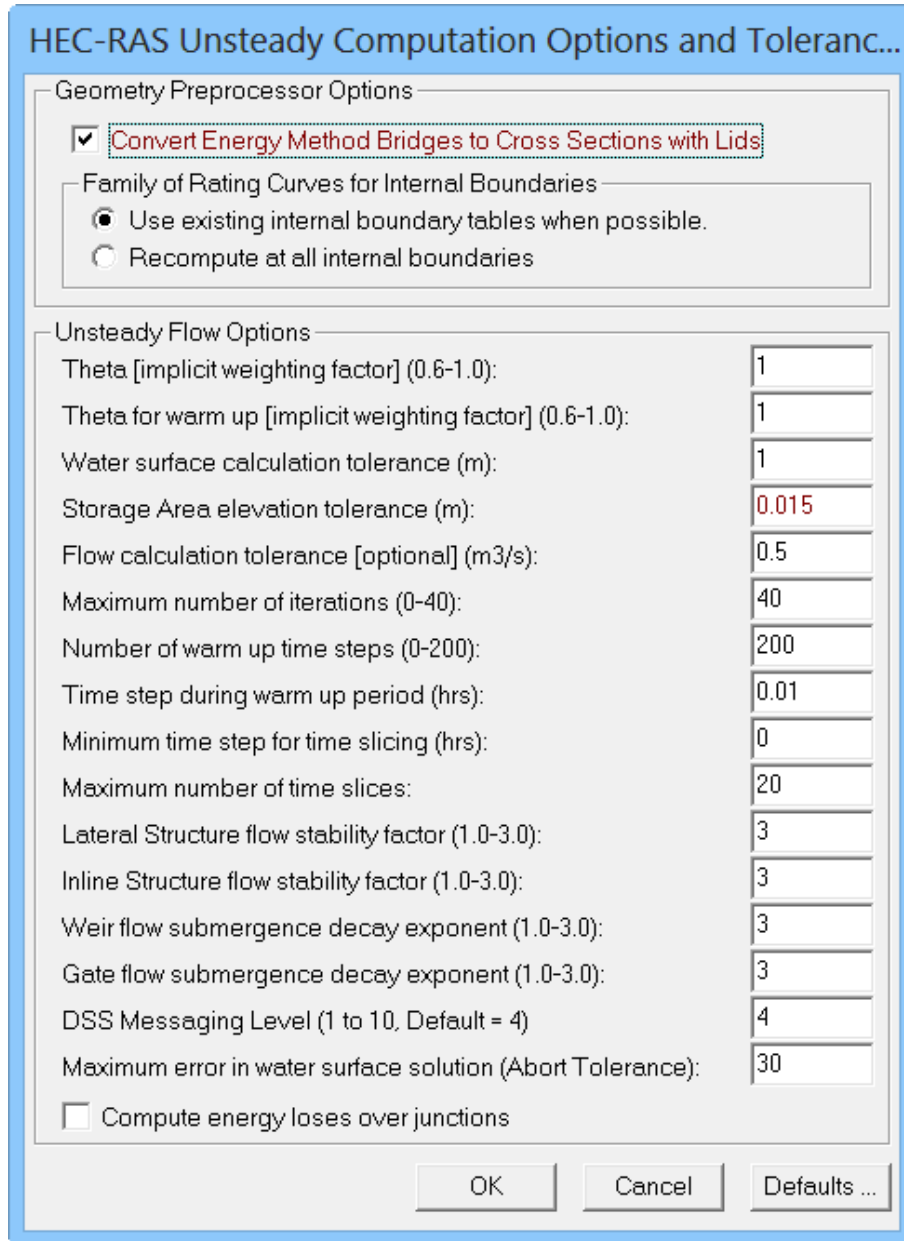


Figura 2.6. Parámetros y Tolerancias de cálculo.

2.2.1.2. MODELOS COMERCIALES

Los modelos unidimensionales que existen actualmente en el mercado, de uso más extendido, que calculan en régimen variable son DAMBRK (USA National Weather

Service), HEC RAS (USACE), MIKE 11 (DHI), SOBEK (Delf Hydraulics) y ISIS flow del HR Wallingford.

De los citados anteriormente solo evaluaremos en el presente estudio el modelo HEC RAS del USACE.

2.2.2. MODELOS CUASI-BIDIMENSIONALES

Este es un método muy utilizado para ríos con desbordamientos localizados, la confluencia entre dos cauces, el cruce de dos corrientes, flujo en un cauce ancho e regular etc.

La aproximación unidimensional deja de ser adecuada, y una manera de realizar una buena aproximación sin realizar una simulación bidimensional es el uso de esquemas cuasi-bidimensionales.

En HEC RAS es posible la incorporación en la geometría de zonas inundables, y podemos especificar el volumen de las mismas y si estas están conectadas entre sí o no.

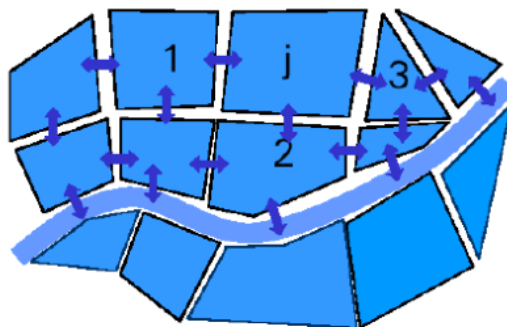


Figura 2.7. Áreas de almacenaje conectadas entre sí en HEC-RAS.

En los esquemas cuasi-bidimensionales se aplican las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales en el cauce principal mientras que en las llanuras de inundación se aplica la ecuación de la continuidad. Se representa como un recinto de almacenamiento de agua conectado con el cauce o con otra zona inundable.

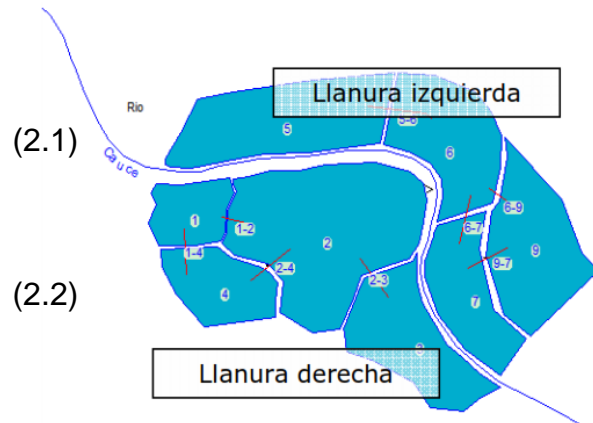
Río: Ecuaciones de Saint-Venant

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = gA(S_o - S_f) \quad (2.2)$$

Llanuras: Ecuación de Continuidad

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \oint q \, dl \text{ en el contorno} \quad (2.10)$$



2.2.3. MODELOS BIDIMENSIONALES EN RÉGIMEN VARIABLE

En ciertos casos de la modelación hidráulica, el flujo deja de considerarse unidimensional, por ejemplo en el caso anterior, en los modelos cuasi-bidimensionales, podíamos diferenciar entre el cauce y las llanuras de inundación y evaluarlas por separado, manteniendo las condiciones de continuidad entre ambas. Pero esto nos servirá en el caso de que los tirantes sean pequeños, si la lámina de agua aumenta no podemos considerar que se comportan aisladamente y por lo tanto esto puede introducir errores en las ecuaciones unidimensionales debido a que el campo de velocidades deja de ser uniforme en una sección, y por lo tanto el flujo deja de ser perpendicular a la sección transversal del río. Lo que provoca que no sea trivial la definición de un cauce longitudinal y secciones transversales asociadas a este.

En gran parte de los flujos en lámina libre, y especialmente en problemas de propagación de las ondas de rotura en un cauce, que son el objeto del presente trabajo, el valor de las variables cambia poco en una misma vertical. Esta consideración permite pensar en una simplificación de las ecuaciones de Reynolds a dos dimensiones mediante un promedio vertical de las ecuaciones

tridimensionales. Para poder hacer esta simplificación se consideran las hipótesis siguientes:

- Profundidad de la capa de agua pequeña con relación a las otras dimensiones del problema.
- Distribución hidrostática de presiones en la vertical.
- Pendiente de solera reducida.

Estas hipótesis están estrechamente ligadas. Para que se cumpla la hipótesis de distribución hidrostática de presiones es necesario que la curvatura de las líneas de corriente sea pequeña.

El cumplimiento de estas hipótesis implica además que las componentes de la velocidad y aceleración en el eje z son despreciables frente a las componentes en los otros ejes, y también que éstas últimas tienen una marcada uniformidad vertical. Se asume un campo de velocidad homogéneo en profundidad.

A diferencia de los modelos 1D, los modelos 2D trabajan con las dos componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad. Estas se definen como:

$$u_x = \frac{1}{h} \int_{Z_0}^{Z_S} \overline{u_x} dz \quad (2.11)$$

$$u_y = \frac{1}{h} \int_{Z_0}^{Z_S} \overline{u_y} dz \quad (2.12)$$

$$h = Z_S - Z_0 \quad (2.13)$$

Dónde:

h	Tirante en el punto del dominio estudiado.
$\overline{u_x}$ y $\overline{u_y}$	Componentes horizontales de la velocidad tridimensional.
u_x y u_y	Componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad.
Z_0	Elevación del fondo.

Z_s Elevación de la superficie de agua.

Por lo tanto, en los modelos bidimensionales trabajamos sobre un dominio bidimensional con 3 variables definidas en cada punto del dominio: el tirante y las dos componentes de la velocidad horizontal.

Con esta integración de las ecuaciones de Reynolds en la profundidad, se obtienen las ecuaciones bidimensionales del flujo en lámina libre o ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales completas.

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y)}{\partial y} = 0 \quad (2.14)$$

$$\frac{\partial(hu_x)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x^2)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_x hu_y)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h + Z_0)}{\partial x} - \frac{\tau_{0x} + \tau_{sx}}{\rho} + fhu_y + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{xx})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{xy})}{\partial y} \quad (2.15)$$

$$\underbrace{\frac{\partial(hu_y)}{\partial t}}_{\text{Aceleración local}} + \underbrace{\frac{\partial(hu_x hu_y)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y^2)}{\partial y}}_{\text{Aceleración convectiva}} = \underbrace{-gh \frac{\partial(h + Z_0)}{\partial y}}_{\text{Fuerzas de presión y gravedad}} - \underbrace{\frac{\tau_{0y} + \tau_{sy}}{\rho}}_{\text{Tensión de fondo y superficie}} + \underbrace{fhu_x + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{xy})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{yy})}{\partial y}}_{\text{Fuerza de coriolis, Tensiones efectivas, terminos turbulentos, otros terminos del promedio en la vertical}} \quad (2.16)$$

Donde:

u_x, u_y Son las componentes de la velocidad integrada en la profundidad según x y y .

z_0 Es el eje de coordenadas vertical y

h Es la profundidad de la lámina.

τ_0 y τ_s	Son los tensores de tensiones contra el fondo y la superficie libre respectivamente.
f	El coeficiente de Coriolis para tener en cuenta la rotación de la tierra.
T_{xy}	Tensiones efectivas, ver ecuación (2.17).

$$T_{xy} = \frac{1}{h} \int_{z_0}^{z_0+h} \left(\rho v \left[\frac{\partial \bar{u}_x}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial x} \right] - \rho \overline{u'_x u'_y} - \rho (\bar{u}_x - u_x)(\bar{u}_y - u_y) \right) dz \quad (2.17)$$

En esta última expresión u'_x y u'_y son las fluctuaciones turbulentas de Reynolds de u_x y u_y , mientras que \bar{u}_x y \bar{u}_y son la variable promediada según:

$$\bar{u} = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} u dt \quad (2.18)$$

$$u = \bar{u} + u' \quad (2.19)$$

En su forma más general, las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensionales pueden incluir los siguientes efectos:

- Presión hidrostática
- Pendiente del fondo
- Rozamiento del fondo
- Tensiones tangenciales viscosas
- Tensiones tangenciales turbulentas
- Rozamiento superficial por viento
- Fuerza de Coriolis
- Aportaciones puntuales o distribuidas de caudal

2.2.3.1. SIMPLIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT-VENANT EN DOS DIMENSIONES

Si no se considera la fuerza de Coriolis, que para cauces de ríos no suele ser significativa, ni las tensiones efectivas, que tienen poca importancia con respecto a

los otros términos, ni las tensiones producidas por el viento en la superficie libre, se pueden escribir las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y)}{\partial y} = 0 \quad (2.20)$$

$$\frac{\partial(hu_x)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x^2 + g\frac{h^2}{2})}{\partial x} + \frac{\partial(hu_x u_y)}{\partial y} = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (2.21)$$

$$\frac{\partial(hu_y)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x u_y)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y^2 + g\frac{h^2}{2})}{\partial y} = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (2.22)$$

No se ha considerado aquí ningún modelo de turbulencia, por lo que la disipación de los términos de tensiones efectivas solamente se puede tener en cuenta, de manera muy aproximada, en el término de la pendiente motriz, juntamente con las tensiones de fondo.

Utilizando notación vectorial, se pueden escribir estas ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones en forma conservativa como:

$$\frac{\partial(U + \nabla F)}{\partial t} = H \quad (2.23)$$

Dando lugar a un sistema de ecuaciones en derivadas parciales hiperbólico no lineal.

Donde U es el vector de variables de flujo, F es el tensor de flujo y H es el término independiente o fuente, que responden a las expresiones:

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad (2.24)$$

$$F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g \frac{h^2}{2} \end{pmatrix} \quad (2.25)$$

$$H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2.26)$$

Pendiente Motriz de Manning:

$$S_{fx} = \frac{u\sqrt{u^2+v^2}n^2}{h^{\frac{4}{3}}} \quad (2.27)$$

$$S_{fy} = \frac{v\sqrt{u^2+v^2}n^2}{h^{\frac{4}{3}}} \quad (2.28)$$

U representa la variación temporal local de las variables hidráulicas, masa y cantidad de movimiento. F representa la variación espacial de los flujos de dichas cantidades.

H representa la ganancia o pérdida de masa y cantidad de movimiento por unidad de tiempo en un volumen diferencial que se mueve con el fluido. Como la pérdida de masa debe ser nula, la primera componente del vector es igual a cero.

La contribución exterior a la cantidad de movimiento, con las hipótesis realizadas, tiene dos razones: la variación de energía potencial (reflejada en la pendiente de fondo) y las fuerzas de fricción con el contorno (reflejada en la pendiente motriz).

Introduciendo la ecuación de continuidad en las ecuaciones del movimiento, se pueden escribir las ecuaciones de Saint-Venant en forma no conservativa como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (2.29)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (2.30)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (2.31)$$

Las ecuaciones de Saint-Venant en forma no conservativa presentan grandes ventajas a la hora de plantear esquemas de resolución con discontinuidades.

2.2.3.2. MODELACIÓN BIDIMENSIONAL DEL FLUJO EN LÁMINA LIBRE EN AGUAS POCO PROFUNDAS IBER

IBER ha sido desarrollado por el equipo de investigación FLUMEN, del departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Escuela Técnica Superior de Caminos Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña.

IBER es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de IBER abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

El modelo IBER se desarrolló para simulaciones hidrodinámicas en geometrías irregulares, utiliza malla irregulares de triángulos o cuadriláteros, y en una dimensión agregan secciones transversales (canal principal y llanuras de inundación).

También incorpora procesos para considerar el mojado y secado el dominio, así como la variación de la rugosidad en el espacio y con las características del flujo. Finalmente, el sistema, que utiliza las ecuaciones de Saint-Venant también se puede utilizar como modelo hidrológico, plenamente integrado con el modelo hidráulico.

El modelo IBER consta de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros.

En este apartado se comentará brevemente únicamente el módulo hidrodinámico.

MODULO HIDRODINÁMICO

En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de IBER, se resuelven las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de Saint-Venant 2D).

El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas poco profundas con diferente grado de complejidad.

El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, calculando a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo.

El modulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas poco profundas promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. Se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\partial(hu_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y)}{\partial y} = 0 \quad (2.32)$$

$$\frac{\partial(hu_x)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x^2)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_xu_y)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h + Z_0)}{\partial x} - \frac{\tau_{0x} + \tau_{sx}}{\rho} + fhu_y + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{xx})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{xy})}{\partial y} \quad (2.33)$$

$$\frac{\partial(hu_y)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_xu_y)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h + Z_0)}{\partial y} - \frac{\tau_{0y} + \tau_{sy}}{\rho} + fhu_x + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{xy})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(hT_{yy})}{\partial y} \quad (2.34)$$

Tal y como ya comentamos en el apartado anterior en su forma más general, las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensionales pueden incluir los efectos que se mencionan a continuación:

- Presión hidrostática y pendiente del fondo
- Fricción de fondo
- Rozamiento superficial por viento
- Tensiones efectivas
- Aportaciones de caudal
- Condiciones de contorno hidrodinámicas
- Contornos cerrados
- Contornos abiertos
- Condiciones de contorno internas
- Infiltración
- Abstracción inicial
- Zona de flujo preferente y zonas inundables

ESQUEMA DE CÁLCULO

Tanto las ecuaciones hidrodinámicas como las correspondientes a los modelos de turbulencia y de transporte de sedimentos, se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finitos.

Las características de los esquemas numéricos utilizados en todos los módulos de IBER son las siguientes:

- Esquemas en volúmenes finitos, planteados en forma integral y conservativa.
- Mallado no-estructurado. Mallas formadas por elementos de 3 y 4 lados.
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variado (régimen subcrítico, supercrítico, cambios de régimen, etc.).
- Capacidad de resolver flujo rápidamente variable (resaltos móviles, ondas de choque no estacionarias, etc.).
- Resolución de las ecuaciones hidrodinámicas mediante esquemas descentrados tipo Roe de alta resolución (orden superior a 1 y no oscilatorios).
- Tratamiento descentrado del término fuente pendiente del fondo.
- Tratamiento centrado del resto de términos fuente.
- Esquemas de orden 1 y orden 2 por líneas de precisión en espacio.
- Esquemas explícitos en tiempo.
- Tratamiento de frentes seco-mojado no estacionarios mediante esquemas estables y conservativos (sin pérdida de masa).

MALLA DE CÁLCULO

Para resolver una ecuación diferencial por el método de volúmenes finitos es necesario realizar previamente una discretización espacial del dominio a estudiar. Para ello se divide el dominio de estudio en celdas de tamaño relativamente pequeño (malla de cálculo). Iber trabaja con mallas no estructuradas formadas por elementos que pueden tener 3 o 4 lados. Se pueden combinar elementos irregulares de 3 y 4 lados dentro de la misma malla.

La principal ventaja de trabajar con mallas no estructuras es la facilidad con que se adaptan a cualquier geometría, ya que no es necesario que la malla tenga ningún tipo de organización o estructura interna.

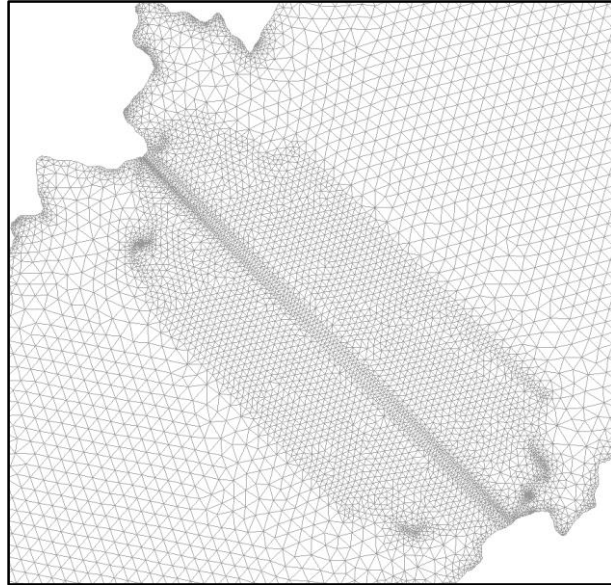


Figura 2.8. Malla no estructurada. Presa Palo Redondo.

Iber utiliza las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales y las resuelve en cada elemento de la malla irregular del dominio. De esta manera se obtienen resultados de cada variable en cada instante de tiempo en cada elemento.

$$\frac{\partial(U+\nabla F)}{\partial t} = H \quad (2.35)$$

Donde U es el vector de variables de flujo, F es el tensor de flujo y H es el término independiente que responden a las expresiones:

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad (2.36)$$

$$F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g \frac{h^2}{2} \end{pmatrix} \quad (2.37)$$

$$H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2.38)$$

Para llevar a cabo la resolución utiliza el método de los volúmenes finitos.

DISCRETIZACIÓN EN VOLÚMENES FINITOS DE LAS ECUACIONES HIDRODINÁMICAS

La técnica de los volúmenes finitos resulta muy útil a la hora de desarrollar esquemas de alta resolución en dos dimensiones. Los volúmenes finitos permiten discretizar el dominio con mallas irregulares, y por tanto, adaptadas a los contornos y utiliza la formulación integral de las ecuaciones.

La expresión integral por un volumen V cualquiera de las ecuaciones de Saint-Venant bidimensional es:

$$\int_V U_t dV + \int_V \nabla F dV = \int_V H dV \quad (2.39)$$

Donde

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad (2.40)$$

$$F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_2 \end{pmatrix} \quad (2.41)$$

$$H = \begin{pmatrix} 0 \\ gl_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2.42)$$

Utilizando como variables el área de la sección mojada A , el caudal circulante Q , y I_2 que es la fuerza debida a la presión de agua en una sección.

Y aplicando el teorema de Gauss en una sección obtenemos:

$$12 + \int_s (F \cdot n) ds = \int_V H dV \quad (2.43)$$

Considerando valores promedios:

$$U_t = \frac{-1}{V_i} \oint_s (F \cdot n) ds + H_i \quad (2.44)$$

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \sum_{l=1}^{N_i} (F_{i,w_l}^* \cdot n_{i,w_l}) l_{i,w_l} + \Delta t H_i^n \quad (2.45)$$

Donde:

- n_{i,w_l} Es la normal exterior al contorno w_l .
- l_{i,w_l} Es su longitud.
- N_i El número de contornos.
- F^* El flujo numérico que diferencia un esquema de otro.

El método de Godunov considera, en cada contorno de un volumen finito, un problema de Riemann local con un estado constante a cada lado del contorno.

Para cada contorno w_l , este problema de Riemann se puede interpretar como un problema de Riemann unidimensional en la dirección perpendicular al contorno, cuya solución en $[t^n, t^{n+1}]$ es $U(i, w_l[t^n, t^{n+1}])$ y por lo tanto el flujo numérico de método de Godunov en dos dimensiones es $F_{i,w_l}^* = (U(i, w_l[t^n, t^{n+1}]))$, cuya expresión final dependerá de cómo se resuelva el problema de Riemann.

Se resuelve un problema 1D en cada lado del volumen finito (elemento de la malla). Los valores que se obtienen son valores promedio en el elemento (volumen finito).

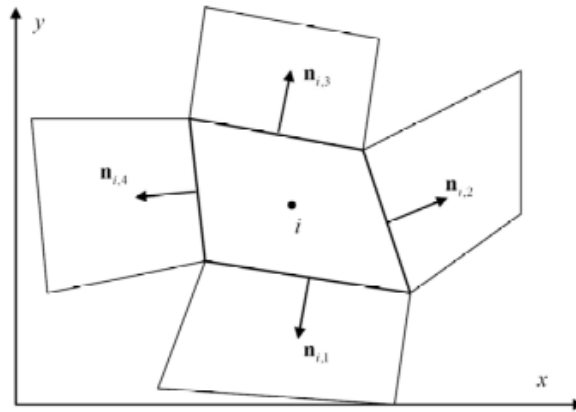


Figura 2.9. Discretización en volúmenes finitos de un dominio bidimensional.

Imagen: Monografía CINME Nro. 97. Junio 2007

Ecuación de la conservación de la masa en 2D

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(q_y)}{\partial y} = 0 \quad (2.46)$$

Discretización mediante volúmenes finitos

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \sum_{l=1}^{N_i} (q_{i,w_l}^* \cdot n_{i,w_l})^n l_{i,w_l} \quad (2.47)$$

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} (Q_{i,1} + Q_{i,2} + Q_{i,3} + Q_{i,4}) \quad (2.48)$$

$$(vol)_i^{n+1} = (vol)_i^n - \Delta t (Q_{i,1} + Q_{i,2} + Q_{i,3} + Q_{i,4}) \quad (2.49)$$

Donde los puntos de cálculo son los elementos y el caudal se calcula en los contornos.

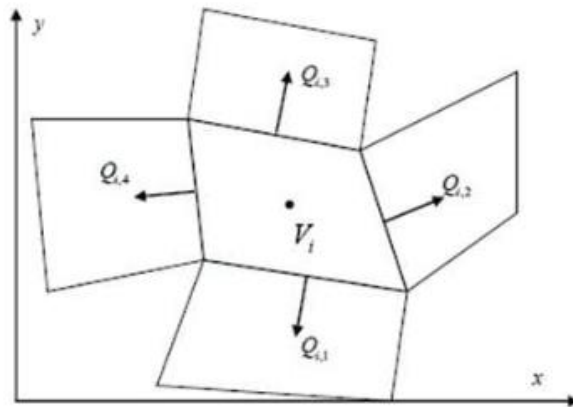


Figura 2.10. Discretización en volúmenes finitos del caudal.

Imagen: Monografía CINME Nro. 97. Junio 2007

Los esquemas explícitos son aquellos en los que el cálculo de las variables en un instante se efectúa tan sólo con los valores que toman en el instante anterior. Cada punto del dominio espacial (o cada volumen finito) se calcula independientemente de los demás. Estos tienen un coste computacional pequeño en cada paso de tiempo, pero para ser estables es necesario trabajar con incrementos de tiempo también pequeños.

Dichos esquemas, para ser estables, deben cumplir la condición de Courant, que para las ecuaciones bidimensionales discretizadas mediante volúmenes finitos es:

$$\Delta t \leq \min_{i,j} \left(\frac{l_{i,wl}}{\sqrt{2}|\sqrt{u^2+v^2+c}|} \right) \quad (2.50)$$

Donde c es el número de Courant.

La condición de Courant significa que el dominio de dependencia de un punto en un esquema en diferencias explícitas (que está formado por los puntos del espacio que intervienen en el esquema) debe comprender al dominio de dependencia para la ecuación diferencial, ya que precisamente $|u \pm c|$ es la velocidad de propagación de una onda, o velocidad de transmisión de la información, que limita el dominio de dependencia para la solución exacta.

Los esquemas implícitos tienen la ventaja sobre los esquemas explícitos que son incondicionalmente estables, aunque la convergencia a veces puede ser difícil de conseguir dependiendo de las condiciones iniciales.

CONSIDERACIONES Y LIMITACIONES

Los esquemas numéricos en dos dimensiones nos proporcionan una herramienta muy útil dentro de la modelación hidráulica de una corriente ya que nos permite estudiar ciertos casos que antes resultaban inviables para los modelos 1D. Este es el caso de estuarios de ríos, tramos cortos de ríos que no se pueden considerar 1D, flujo en las llanuras de inundación, flujo fuera de cauces, obras hidráulicas, rotura de presas etc.

El inconveniente es que logramos un cálculo más preciso de lo que pasa en este tipo de flujo pero a costa de un mayor coste computacional, que como ya hemos dicho anteriormente cada vez supone un menor problema.

A modo de resumen a continuación se comentan las características principales del modelo IBER.

- Modelación bidimensional (más cercana a la realidad).
- Esquemas de Alta Resolución (estabilizan el esquema de cálculo).
- Método de los volúmenes finitos.
- Esquema explícito sujeto a la condición de Courant.
- Capacidad para simular un volumen de agua determinado
- Capacidad para simular las acciones de: turbulencia, viento, infiltración y abstracción inicial.

Algunas de las ventajas a priori frente el modelo de cálculo de HEC RAS son:

- Posibilidad de simular un vaciado de presa puesto que tiene en cuenta el volumen (conservativo)

- Conocimiento de las líneas de flujo y velocidad en las dos componentes horizontales.
- Capacidad de conocer el hidrograma, tirante y velocidad en cualquier punto del terreno en las coordenadas horizontales.
- Su esquema es de Alta resolución.
 - Orden en zonas suaves, donde no existan oscilaciones espurias.
 - Mayor precisión en cambios de régimen.
 - Discontinuidades suavizadas.
- Convergencia asegurada (esquema explícito).
- Ecuaciones en forma conservativa con ventajas para régimen rápido y cambios de régimen.
- Mallas irregulares adaptadas a los contornos.
- Conceptualmente simples.
- La calibración del modelo es mucho más sencilla que en el modelo HEC RAS, el tiempo de cálculo, no obstante es mayor.
- Nos permite deducir el riesgo asociado a una inundación de una manera más fiable que en un modelo 1D.
- Permite el almacenamiento en zonas y posterior movilización del volumen almacenado.

No obstante las limitaciones de IBER están relacionadas con la malla de cálculo.

- Tiempo de cálculo depende de la discretización de la malla (mallas muy finas requieren de un gran tiempo de cálculo)
- La modelación de la simulación requiere una buena geometría y una resolución de malla razonable con la orografía del terreno.

IBER permite elegir el orden de resolución del esquema numérico, un limitador de flujo, con el fin de evitar las oscilaciones espurias.

El descentramiento del flujo convectivo es equivalente desde el punto de vista matemático a añadir un término de difusión (al que generalmente se le llama

difusión numérica o artificial) con un coeficiente de difusividad (numérica) proporcional al tamaño de malla. Es por lo tanto conveniente utilizar mallas finas para disminuir el error introducido por la difusión numérica o recurrir a esquemas de orden superior a uno.

Cuando se requiere un orden de precisión elevado con un tamaño de malla que no sea excesivamente fino, es necesario recurrir a esquemas de orden superior. En el módulo hidrodinámico de IBER se consigue aumentar el orden de precisión del esquema de Roe mediante una extensión de orden 2 del flujo numérico, y una limitación TVD (Total Variation Diminishing) del mismo.

- 1er orden.
- Minmod (2º orden).
- Superbee (2º orden).
- Van Leer (2º orden).

2.2.3.3. MODELOS COMERCIALES

Los modelos más comúnmente extendidos dentro de la modelación hidráulica en 2D se resumen a continuación en función de su esquema numérico.

ESQUEMAS CLÁSICOS

- DIFERENCIAS FINITAS (Implícitos ADI)

Los esquemas ADI Alternation Direction Implicit fueron concebidos para el cálculo hidrodinámico en zonas costeras y están limitados a la modelación de flujo en régimen lento e hidrogramas suaves. Utiliza métodos simplificados en cambios de régimen. Están basados en una malla rectangular y regular (non-satggered grid). Tienen algunos problemas de conservación y los algoritmos de corrección resultan algo confusos.

Los más conocidos con este tipo de esquema de resolución para las ecuaciones de Saint-Venant son MIKE21 del Danish Hydraulics Institute, que puede considerar, a parte de la pendiente del fondo y las fuerzas de fricción, el efecto de fuerzas como el viento, la fuerza de Coriolis, corrientes inducidas por el oleaje y la evapotranspiración. Y el SOBEK, de Delft Hydraulics, que se basa en un esquema de diferencias finitas basado en una malla rectangular, permite modelar flujo subcrítico y supercrítico y tener en cuenta estructuras especiales como diques, viaductos, pasos bajo vía, azudes, etc.

- **ELEMENTOS FINITOS (buena aproximación en contornos)**

Los esquemas numéricos mediante elementos finitos nos permiten el cálculo de mallas irregulares adaptadas a los contornos. Tienen problemas de conservación de la masa y utilizan parámetros de estabilización o convergencia. Son esquemas numéricos muy costosos computacionalmente y complejos. Algunos de los modelos que utilizan estos esquemas son el BOSS SMS de BOSS International Inc., que incorpora distintos módulos de cálculo como son el RMA-2 y el HIVEL2D, desarrollados por el Waterways Experiment Station Hydraulics Laboratory del U.S. Army Corps of Engineers. En definitiva el SMS es una interface de pre y post proceso para los distintos módulos de cálculo, con capacidad de generación de mallas de elementos finitos a partir de datos suministrados por el usuario o de información topográfica digitalizada. El modelo TELEMAC (Hervouet y Janin, 1994), (Bates, 1995), distribuido también por HR Wallingford, que utiliza un código de elementos finitos y viscosidad turbulenta constante, con capacidades de modelación hidrodinámica, dispersión de contaminantes, transporte de sedimentos y calidad de aguas.

- **ESQUEMAS EN VOLÚMENES FINITOS (ecuaciones en forma conservativa) SHOCK CAPTURING METHODS**

Los esquemas numéricos basados en volúmenes finitos pueden ser de primer orden o de Alta Resolución, muy desarrollados en los últimos tiempos y con muy buenos resultados.

Trabajan con mallas irregulares adaptadas a los contornos. Son conceptualmente más simples que los mencionados anteriormente y no presentan problemas de convergencia, con lo que son precisos incluso en los cambios de régimen, no obstante por ser esquemas explícitos están sujetos a la condiciones de Courant.

Son esquemas conservativos con lo que no pierden la masa de agua simulada. Algunos de esos modelos son INFOWORKS desarrollado por Desarrollo de Hydraulic Research a través de Wallingford Software, el GUAD2D desarrollado por la ingeniería INCLAM (Ingeniería del agua) junto con la universidad de Zaragoza y el programa IBER motivo de estudio en el presente trabajo desarrollado por el equipo de investigación FLUMEN, del departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Escuela Técnica Superior de Caminos Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña.

2.3. ELECCIÓN DEL MODELO

La selección del modelo estará en función de varios factores, por ejemplo cuando el cauce está muy bien definido, sin llanuras de inundación la hipótesis unidimensional resulta factible y suficiente.

Sin embargo en zonas donde se prevé un claro comportamiento bidimensional, existencia de llanuras de inundación, bifurcaciones etc. el éxito está asegurado en un modelo bidimensional. En algún caso será suficiente con un modelo cuasi-bidimensional, siempre y cuando ambos dominios, cauce y llanuras de inundación se encuentren bien diferenciados. El uso de un modelo cuasi-bidimensional

requiere de la experiencia y habilidad para su correcta calibración mientras un programa bidimensional requiere una topografía muy detallada para obtener resultados fiables.

Algunos estudios realizados (Soares & Alcrudo (1998), Soares & Testa (1999)), muestran como los modelos unidimensionales sobreestiman la velocidad del frente de onda, mientras que los modelos bidimensionales la subestiman. Por lo tanto un modelo unidimensional nos deja del lado de la seguridad proporcionando valores de tirante y velocidad superiores.

Por lo tanto depende de la precisión necesaria para tomar decisiones en materia de inundaciones que elijamos un método u otro. Es decir, trivial la elección de un método en concreto sino que entran en juego la experiencia y habilidad del ingeniero para detectar el modelo más favorable y su posterior calibración, el tipo de flujo a simular, la calidad de la topografía que se dispone etc.

PROCESO DE MODELACIÓN

- Elección del modelo:
 - Adecuación de las ecuaciones
 - Esquema numérico: velocidad, precisión, requerimiento de datos
 - Acceso al modelo
 - Experiencia
 - Presupuesto y plazos
- Tramo o área a modelar
- Discretización del dominio (secciones, malla)
- Preparación de los datos
- Calibración (n, medidas de campo, análisis de sensibilidad)
- Verificación
- Uso
- Interpretación

2.4. IBER VS. HEC-RAS

Ya se han comentado anteriormente en este capítulo las ventajas y desventajas de cada uno de los modelos a evaluar en el presente trabajo. A continuación se resumen las características de cada uno.

HEC RAS	Iber
Resuelve las ecuaciones completas de Saint-Venant en 1D.	Resuelve las ecuaciones completas de Saint-Venant en 2D.
Flujo unidimensional.	Flujo bidimensional.
Ecuaciones en forma no conservativa.	Ecuaciones en forma conservativa.
Esquema de cálculo mediante diferencias finitas implícitas (Preissman).	Esquema de cálculo mediante volúmenes Finitos.
Ventajas en régimen lento e hidrogramas suaves.	Ventajas para régimen rápido y cambios de régimen.
Inestable en régimen rápido y cambio de régimen.	Estable en cambios de régimen.
Esquema de 2º orden, posibles oscilaciones Espurias.	Esquema es de Alta resolución <ul style="list-style-type: none"> • 2º Orden en zonas suaves , donde no existan oscilaciones espurias • Mayor precisión en cambios de régimen • discontinuidades suavizadas
Esquema de cálculo implícito, proceso iterativo en cada paso de tiempo.	Esquema de cálculo explícito, directo y sujeto a la condición de Courant

Tabla 2.1a. Diferencias entre HEC RAS e Iber.

HEC RAS	Iber
Incondicionalmente estables, para régimen lento aunque la convergencia a veces puede ser difícil de conseguir dependiendo de las condiciones iniciales.	Convergencia asegurada siempre que cumpla la condición de Courant.
Problemas de estabilidad donde el flujo sea rápidamente variable. Necesidad del LPI Local Partia Inertia.	Tirantes y velocidades grandes tamaños de malla pequeños requiere Δt pequeños.
Menor tiempo de cálculo	Tiempo de cálculo elevado
Capacidad de simular lecho móvil y erosión.	Posibilidad de introducir los efectos del viento, turbulencia, infiltración, lecho móvil, erosión etc.
Requiere el uso de GIS tanto en el pre-proceso (obtención de la geometría para HEC RAS), y el post-proceso (obtención de mapas de resultados).	Tiene autonomía de funcionamiento para la obtención de la malla necesaria y el posterior mapeado de resultados.
Pendientes pequeñas (menores que 1:10).	Todo tipo de terrenos.
Es posible realizar modelizaciones cuasi- bidimensionales pero requieren de una gran destreza a la hora de calibrar el modelo.	Uso muy sencillo, fácil calibración. Conceptualmente simples.
Dificultad para expresar el volumen de la presa aguas arriba.	Posibilidad de simular un vaciado de prepuesto que tiene en cuenta el volumen (Conservativo).
Permite el almacenamiento en zonas y posterior movilización del volumen almacenado.	Permite el almacenamiento en zonas y posterior movilización del volumen almacenado.

Tabla 2.1b. Diferencias entre HEC RAS e Iber.

HEC RAS	Iber
Tirante y velocidad constante en una sección.	Capacidad de conocer el hidrograma, tirante y velocidad en cualquier punto del terreno en las coordenadas horizontales.
Velocidad en sentido paralelo al eje del río, desprecia las aceleraciones verticales y horizontales y considera distribución hidrostática de presiones.	Conocimiento de las líneas de flujo y velocidad en las dos componentes horizontales.
En régimen variable los cambios bruscos de sección provocan grandes inestabilidades.	Mallas irregulares adaptadas a los contornos.
Sobreestiman la velocidad del frente de rotura y los tirantes.	Subestiman la velocidad del frente de rotura y los tirantes.
El riesgo asociado a una inundación requiere el postproceso en ARGC GIS y conocimiento de la normativa. Nos deja del lado de la seguridad.	Nos permite deducir el riesgo asociado a una inundación de una manera más fiable que en un modelo 1D directamente desde IBER.
Tiempo de cálculo depende del volumen de agua a movilizar, grandes volúmenes requieren de intervalos de tiempo pequeños.	Tiempo de cálculo depende de la discretización de la malla (mallas muy finas requieren de un gran tiempo de cálculo)
La definición de la geometría requiere de habilidad, depurado de las secciones transversales y su buena ejecución en GIS (perpendicular a las corrientes de flujo) etc.	La modelación de la simulación requiere una buena geometría y una resolución de malla razonable con la orografía del terreno

Tabla 2.1c. Diferencias entre HEC RAS e Iber.

CAPÍTULO III: MODELACIÓN HIDRÁULICA

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta una comparación del hidrograma de salida y del caudal pico obtenido con dos modelos de simulación hidráulica diferentes, en una y dos dimensiones (HEC-RAS e Iber respectivamente), debido al rompimiento de presas de diferentes características, tanto en la geometría de la presa y de su respectivo embalse, así como también la geometría de la brecha y el tiempo de formación de esta.

Se pretende encontrar una relación entre la diferencia del hidrograma de salida generado por la brecha de rotura así como el caudal pico generado entre estos los dos modelos, las características geométricas de cada presa y su embalse como son ancho medio, altura de presa, volumen de embalse y longitud de embalse además de las características de cada brecha generada como altura de brecha, ancho medio, tiempo final de formación y los métodos teóricos que estiman el desarrollo de estas son las variables que van a intervenir en el objetivo de encontrar diferencias entre estos modelos hidráulicos (HEC-RAS e Iber).

3.2. METODOLOGÍA

Para cumplir con el objetivo principal que es la comparación del hidrograma generado por la rotura de presas de materiales sueltos con diferentes características por medio de los modelos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (Iber), se plantearon seis casos en los cuales los parámetros geométricos serán asumidos y relacionados dando así un volumen de embalse que en relación con la altura dará como resultado la geometría y el tiempo de formación de cada brecha.

3.2.1. DIMENSIONES DE LAS PRESAS Y EMBALSES

Cada caso analizado se sub-divide a la vez en tres sub-casos, los cuales presentan modificaciones particulares en las características geométricas de las presas y de sus respectivos embalses, como por ejemplo manteniendo constantes ciertos parámetros y variando otros. Ver tabla 3.1.

Caso	Presa	Parámetros Geométricos												
		Altura de Presa (m)	Corona (m)	Talud Lateral (1:n)	Relación Ancho Medio y Altura (H/Am)	Ancho Medio (m)	Ancho Inferior (m)	Ancho Superior (m)	Talud Aguas Abajo (1:m1)	Talud Aguas Arriba (1:m2)	Pendiente Aguas Abajo (m/m)	Pendiente Aguas Arriba (m/m)	Longitud de Embalse (m)	Volumen de Embalse (MMC)
UNO	RP01	10.00	3.00	1.00	6.00	60.00	50.00	70.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	847.14	0.50
	RP02	10.00	3.00	1.00	6.00	60.00	50.00	70.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,690.53	1.00
	RP03	10.00	3.00	1.00	6.00	60.00	50.00	70.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	2,541.57	1.50
DOS	RP04	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	933.60	50.00
	RP05	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,767.89	100.00
	RP06	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	2,602.89	150.00
TRES	RP07	5.00	3.00	1.00	6.00	30.00	25.00	35.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	7,181.56	1.00
	RP08	10.00	3.00	1.00	6.00	60.00	50.00	70.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,690.53	1.00
	RP09	15.00	3.00	1.00	6.00	90.00	75.00	105.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	757.49	1.00
CUATRO	RP10	50.00	6.00	1.00	6.00	300.00	250.00	350.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	6,761.04	100.00
	RP11	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,767.89	100.00
	RP12	150.00	6.00	1.00	6.00	900.00	750.00	1,050.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	890.86	100.00
CINCO	RP13	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,529.45	85.71
	RP14	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,529.45	85.71
	RP15	100.00	6.00	1.00	6.00	600.00	500.00	700.00	2.00	2.00	0.0002	0.0001	1,529.45	85.71
SEIS	RP16	50.00	6.00	1.00	10.00	500.00	450.00	550.00	2.00	2.00	0.0020	0.0020	4,423.92	100.00
	RP17	100.00	6.00	1.00	10.00	1,000.00	900.00	1,100.00	2.00	2.00	0.0020	0.0020	2,137.54	200.00
	RP18	150.00	6.00	1.00	10.00	1,500.00	1,350.00	1,650.00	2.00	2.00	0.0020	0.0020	1,492.82	300.00

Tabla 3.1. Características de las presas a simular

Como se observa en la tabla presentada en los seis casos se tienen un embalse de forma trapezoidal. En los casos uno y dos hay parámetros que no varían como la altura de la presa y la relación que existe con el ancho medio de la presa, así como otros valores. Los valores que varían son la longitud y el volumen de embalse, ya que dependen entre sí.

En los siguientes dos casos, tres y cuatro, la altura es el parámetro variable además de la longitud de embalse, siendo el principal parámetro constante el volumen de embalse y los valores como la relación entre la altura y el ancho medio de la presa.

La altura de la presa, asumiendo que esta es igual a la altura del embalse, y el volumen de embalse son factores que afectan de manera directa al tiempo de formación de la brecha y a su geometría, como se muestra en la sección 1.5.3.1. Es el motivo por el cual se tiene en cuenta, pretendiéndose encontrar si la variación de estos valores afecta el hidrograma de salida generado por la rotura de presa en cada modelo, o si la relación entre estos se hace mínima.

Para el caso cinco, en los tres sub-casos todas las variables son iguales y los parámetros que varían son los métodos empíricos para estimar el desarrollo de la brecha, tanto el tiempo de formación de esta como su geometría, visto en la sección 1.5.3.1.

Anteriormente, en los casos desde el uno hasta el cinco la variable de pendiente aguas abajo de la presa estaba expresada de tal forma que el régimen desarrolle un flujo sub-crítico. En el caso seis el valor de esta variable tendrá un valor que supera la pendiente crítica de cada sección por lo que el flujo será súper-crítico y evaluaremos que diferencias se pueden presentar entre estos dos modelos.

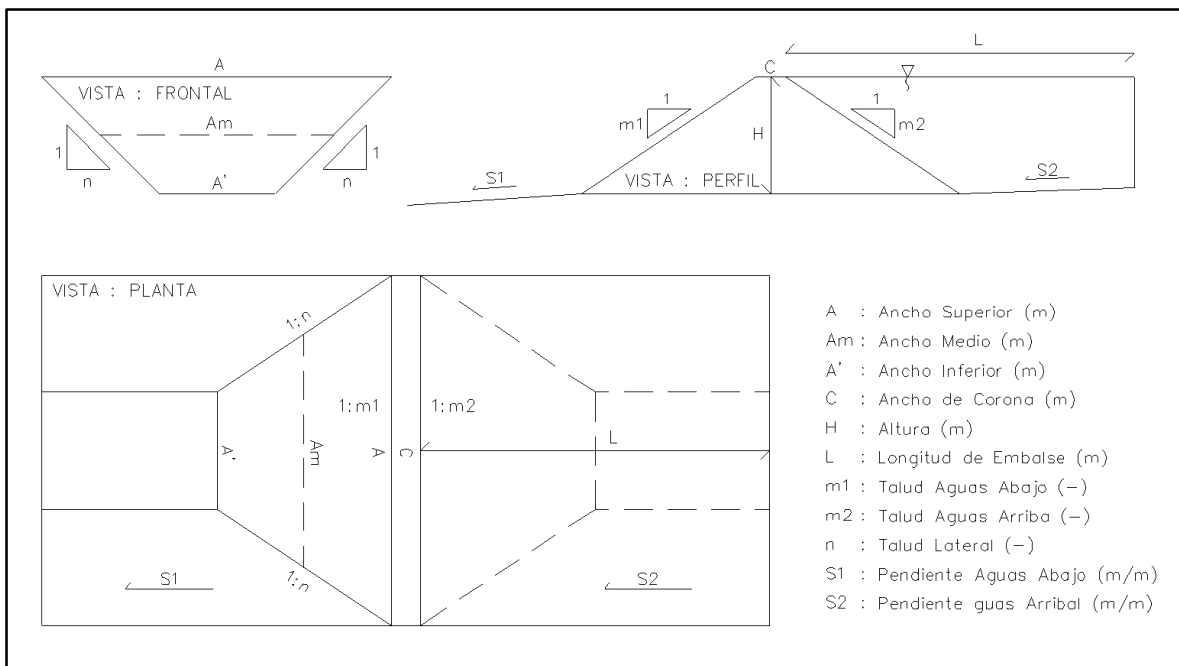


Figura 3.1. Parámetros geométricos de las presas a simular.

En cuanto los valores no mencionados, como los taludes laterales de la presa, estos se mantienen constantes hasta el caso seis y el ancho superior e inferior dependen de los valores que se le asigne a los taludes laterales y la altura de presa.

Para los taludes y pendientes aguas arriba y aguas abajo, para el presente estudio, se han mantenido constantes en todos los casos despreciando la posibilidad que este afecte en el hidrograma de salida generado.

Por último para la corona de la presa se ha designado valores fijos, no se ha usado formula alguna, para las presas de mayor altura la corona toma el valor de 6.00 metros de ancho y para las de menor altura (mayores a 15 metros) se les dio un valor de 3.00 metros de ancho, este valor también se despreció la posibilidad de que afecte en el hidrograma y el valor del caudal pico.

3.2.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS BRECHAS Y TIEMPOS DE ROTURA

En la tabla 3.2. se observa que la fórmula empírica aplicada hasta el caso cuatro y también el seis, para el cálculo del ancho medio de la brecha y el tiempo de formación de esta, es la metodología recomendada por la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función de su Riesgo Potencial (TYPESA-ECM 1996), presentada en la tabla 1.5.

En el caso cinco, como se mencionó en la sección anterior, la variación no viene por parte de la geometría del embalse ni de la presa, sino de variar la metodología para calcular el ancho medio de la brecha y el tiempo de formación de esta.

Se observa que aparte de aplicar la metodología recomendada por la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función de su Riesgo Potencial (TYPESA-ECM 1996), también se aplican las metodologías propuestas por Von Thun & Gillette (1990) y Froehlich (1995). Se observa que estas dos últimas metodologías nos presentan valores bastante mayores con respecto a la metodología recomendada

por Guía Técnica (TYPESA-ECM 1996), tanto en el valor del ancho medio de la brecha como en el tiempo de formación de la brecha.

Las metodologías Von Thun & Gillette (1990) y Froehlich (1995), consideran además de la altura de la presa y el volumen de embalse otros factores como la resistencia a la erosión en el caso de Von Thun & Gillette y a la causa de la rotura en el caso de Froehlich. Ambos métodos se basan en casos estudiados y analizados por sus autores.

Caso	Presa	Parámetros de la Brecha							
		Tiempo de Rotura de la Brecha (hs)	Altura de Brecha / Altura de Presa	Altura de la Brecha (m)	Geometría de la Brecha			Fórmula Empírica	
					Talud de la Brecha (Z:1)	Ancho Medio (m)	Ancho Superior (m)		Ancho Inferior (m)
UNO	RP01	0.34	1.00	10.00	1.00	29.91	39.91	19.91	TYPESA
	RP02	0.48	1.00	10.00	1.00	35.57	45.57	25.57	TYPESA
	RP03	0.59	1.00	10.00	1.00	39.36	49.36	29.36	TYPESA
DOS	RP04	0.34	1.00	100.00	1.00	168.18	268.18	68.18	TYPESA
	RP05	0.48	1.00	100.00	1.00	200.00	300.00	100.00	TYPESA
	RP06	0.59	1.00	100.00	1.00	221.34	321.34	121.34	TYPESA
TRES	RP07	0.96	1.00	5.00	1.00	29.90	34.90	24.90	TYPESA
	RP08	0.48	1.00	10.00	1.00	35.57	45.57	25.57	TYPESA
	RP09	0.32	1.00	15.00	1.00	39.36	54.36	24.36	TYPESA
CUATRO	RP10	0.96	1.00	50.00	1.00	168.18	218.18	118.18	TYPESA
	RP11	0.48	1.00	100.00	1.00	200.00	300.00	100.00	TYPESA
	RP12	0.32	1.00	150.00	1.00	221.34	371.34	71.34	TYPESA
CINCO	RP13	0.44	1.00	100.00	1.00	192.44	292.44	92.44	TYPESA
	RP14	0.66	1.00	100.00	1.00	304.90	404.90	204.90	GILLETT
	RP15	0.64	1.00	100.00	1.00	209.27	309.27	109.27	FROEH
SEIS	RP16	0.96	1.00	50.00	1.00	168.18	218.18	118.18	TYPESA
	RP17	0.68	1.00	100.00	1.00	237.84	337.84	137.84	TYPESA
	RP18	0.55	1.00	150.00	1.00	291.29	441.29	141.29	TYPESA

Tabla 3.2. Resumen de los parámetros de formación de la brecha.

3.2.3. REPRESENTACIÓN ESPACIAL

3.2.3.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

Para realizar la representación espacial en HEC-RAS, se trazan secciones perpendiculares a la línea de flujo en toda el área de inundación del tramo del canal o río en estudio. Estas secciones se deben ubicar en puntos representativos de cálculo como aquellos donde se producen cambios de caudal, donde hay cambio de la geometría del cauce, pendiente o rugosidad. La recomendación técnica es que para canales de geometría regular el espaciamiento entre secciones no debe ser mayor a 5 veces su ancho y para geometrías irregulares la separación no debe ser mayor al ancho.

En todos los casos de estudio, la longitud aguas arriba de la presa es la que se describe en la tabla 3.1. y la longitud aguas abajo es de 100.00 metros. La distancia entre secciones es su longitud entre 100.

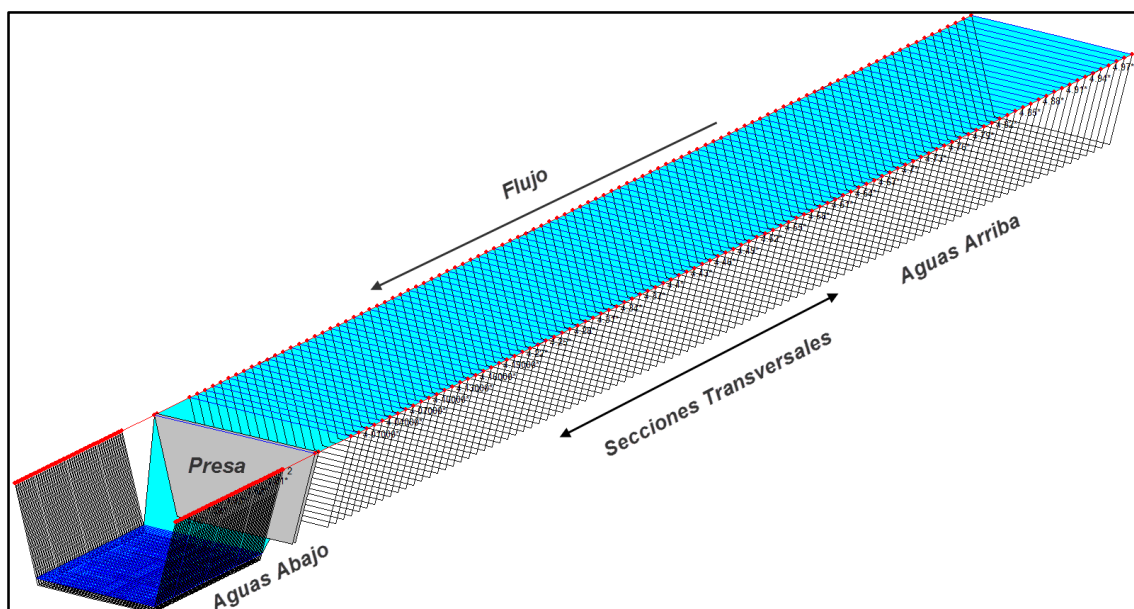


Figura 3.2. Representación espacial de las presas y embalses con HEC-RAS

3.2.3.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

Para la resolución de una ecuación diferencial por el método de los volúmenes finitos es necesario realizar previamente una representación espacial del dominio en estudio. Para ello es necesario dividir el dominio de estudio en celdas de tamaño relativamente pequeño, es decir construir una malla de cálculo.

La malla de cálculo es un elemento fundamental para conseguir buenos resultados, Iber dispone de multitud de maneras de obtener una buena malla de cálculo, y en función de las características del problema un tipo de malla será mejor que otro. (Iber 2010)

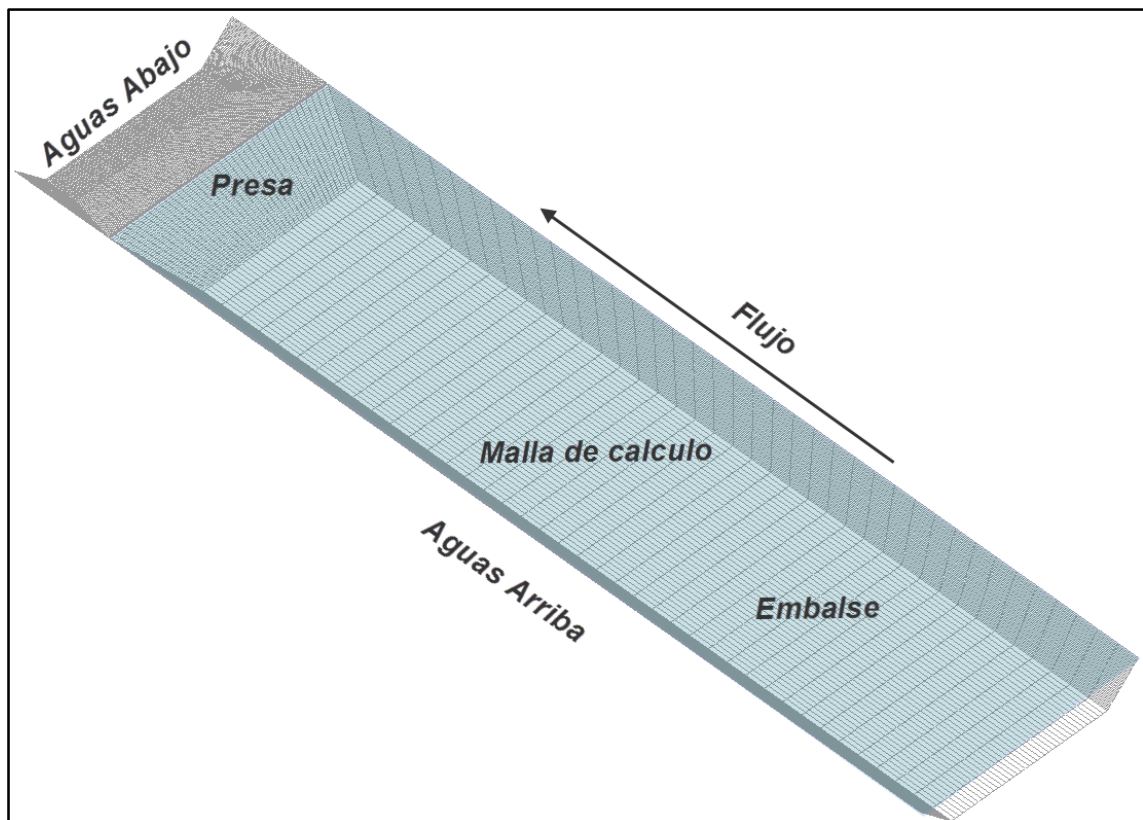


Figura 3.3. Representación espacial de las presas y embalses con Iber.

En todas las simulaciones realizadas para el estudio se construyó una malla estructurada sobre superficies, con una división por línea. El objetivo era curar una

malla con un número adecuado de elementos pero que no hiciera el proceso de simulación demasiado robusto y por lo tanto difícil de calcular.

Debido a lo anterior se utilizaron mallas con un número de divisores entre 40 y 60 un número de elementos de 5000 a 10000, esto para todos los casos en estudio, ya sea para casos en donde los volúmenes son mayores como para los que tienen menos volumen.

3.2.4. CONDICIONES INICIALES Y CONDICIONES DE CONTORNO

Para resolver las ecuaciones no lineales de Saint-Venant se requiere especificar las condiciones iniciales y las condiciones de contorno, ya que el cambio de estas condiciones genera cambios en los resultados de la simulación.

En cuanto a la condición inicial se debe considerar aguas arriba de la presa una altura de la lámina de agua igual a la altura de la presa sin tomar borde libre y aguas abajo una superficie seca, sin altura ni cota de agua.

En cuanto a las condiciones de contorno, aguas arriba el caudal base es igual a cero, puesto que la rotura no está asociada a una avenida y aguas abajo de la presa el flujo se supone rápidamente variado, por lo que se debe ingresar una condición que represente un régimen supercrítico.

3.2.4.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

CONDICIONES DE CONTORNO

En HEC-RAS, para asegurar un caudal base cero se ingresa como condición inicial aguas arriba un hidrograma igual a cero, debido a que la rotura de presa no se asocia a ningún flujo base ni avenida extrema de lluvia o caudal, sino asumiendo una falla por desbordamiento. En la condición inicial aguas abajo se adoptó una

curva de relación entre el caudal y el tirante crítico, imponiendo así un régimen que debido a la rotura será supercrítico.

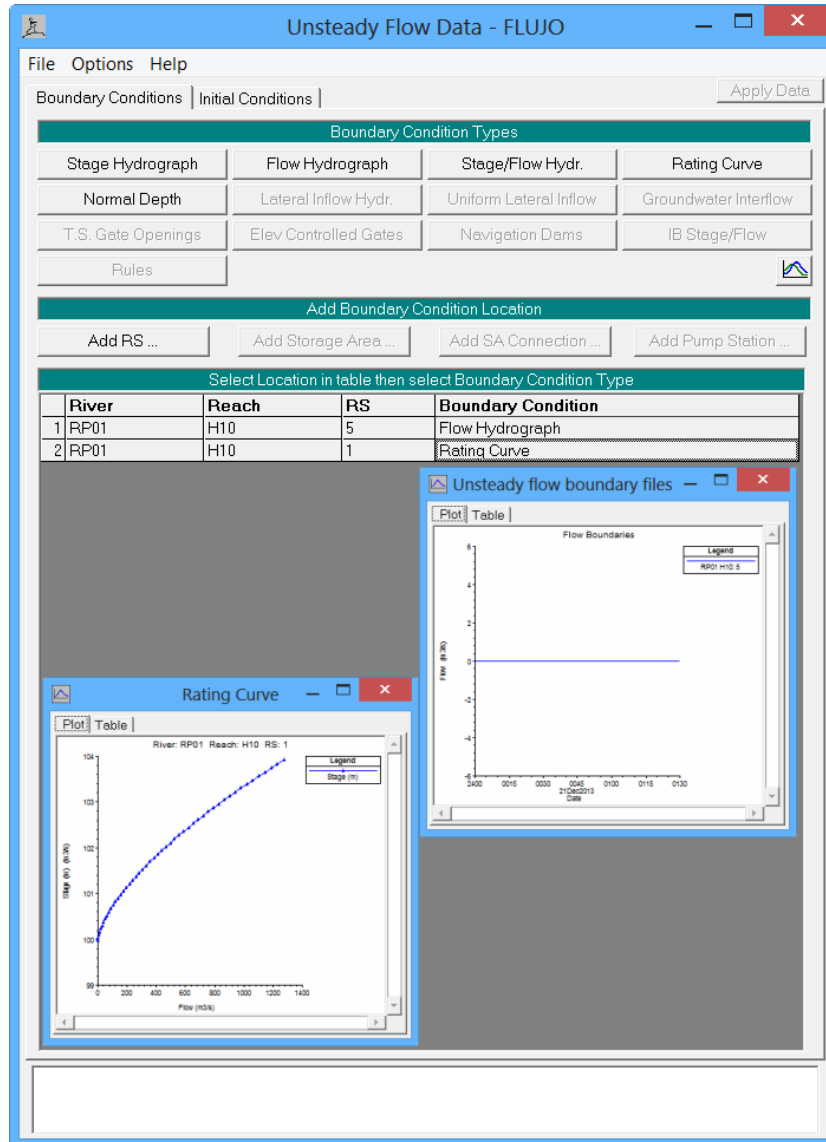


Figura 3.4. Configuración de las condiciones de contorno en HEC-RAS.

CONDICIONES INICIALES

En HEC-RAS se considera un flujo inicial en cero ya que no circula ningún caudal base. Solo circula el agua que se encuentra embalsado y posteriormente la rotura de cada presa.

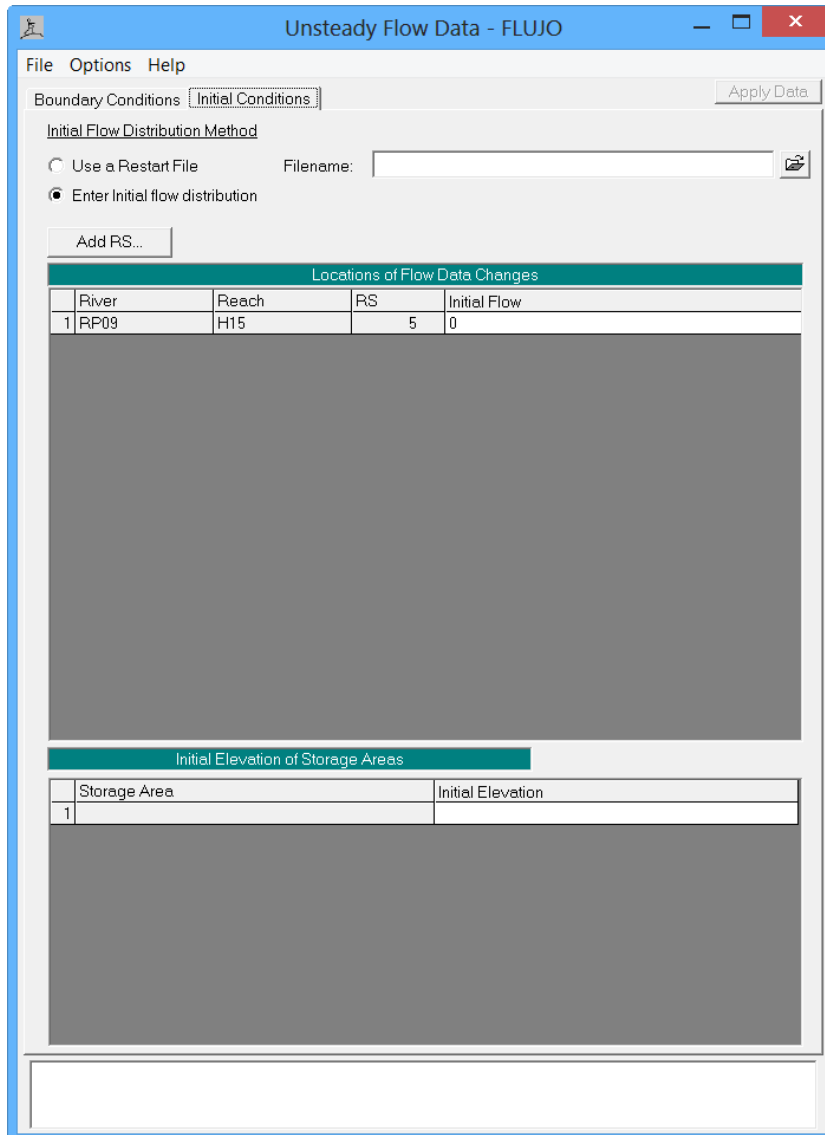


Figura 3.5. Configuración de las condiciones de iniciales en HEC-RAS.

3.2.4.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

CONDICIONES DE CONTORNO

En Iber, debido a que el flujo se produce a partir de la rotura y no ingresa desde un lado de la geometría, como el flujo en un río, no es necesario asignar condiciones de entrada. En la condición de salida, aguas abajo por donde se considera que sale el flujo, se indicó un régimen supercrítico, no obstante el modelo no se considera sensible a las condiciones de flujo aguas abajo ya que este fluirá dada su naturaleza.

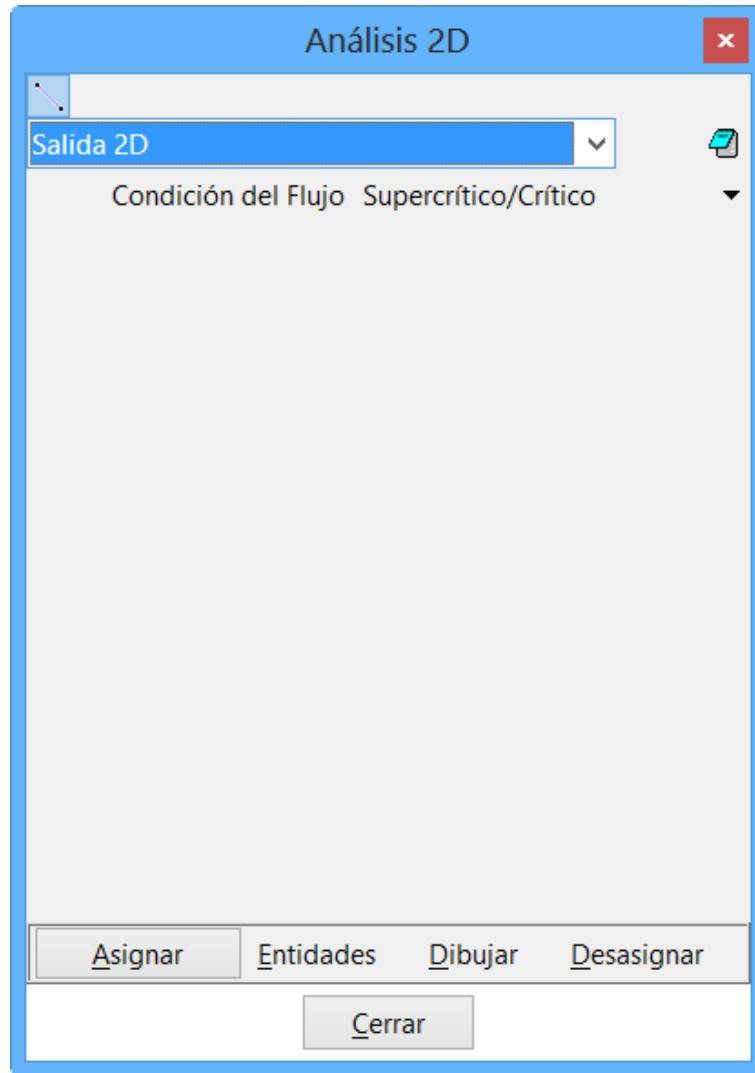


Figura 3.6a. Configuración de las condiciones de contorno en Iber – Ventana.

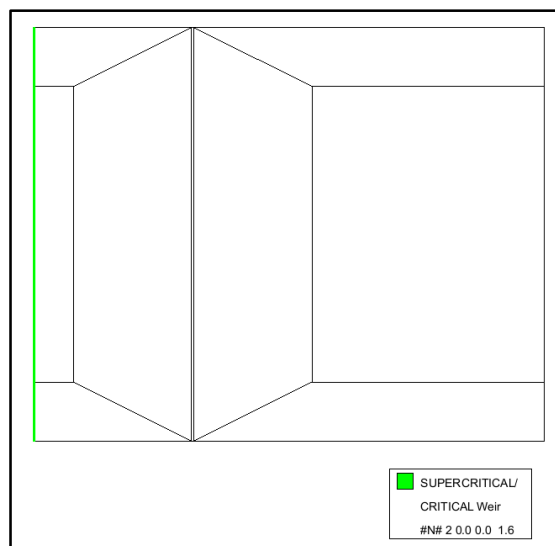


Figura 3.6b. Configuración de las condiciones de contorno en Iber – Geometría.

CONDICIONES INICIALES

En Iber se fijó una elevación de la superficie de agua igual a la altura de la presa, que es el máximo nivel de agua que podría contener una presa. La condición inicial aguas abajo de la presa, se considera seco. Por lo que se consideró un tirante inicial igual a cero.

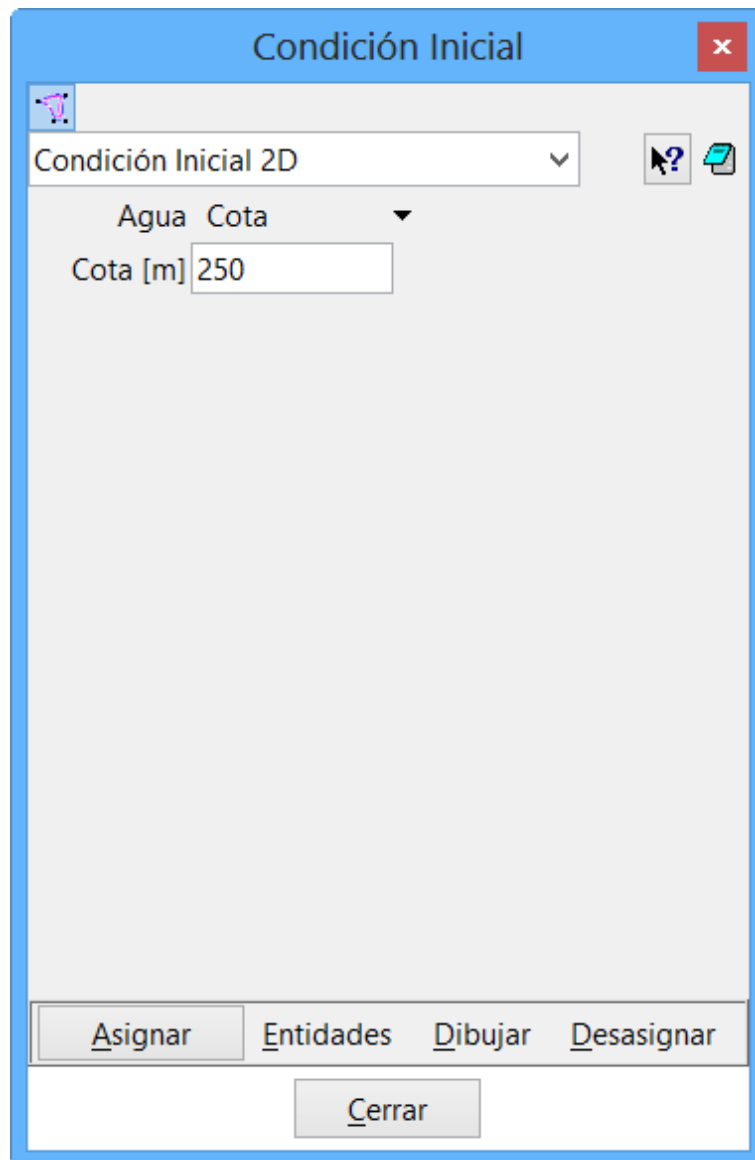


Figura 3.7a. Configuración de las condiciones de iniciales en Iber – Ventana.

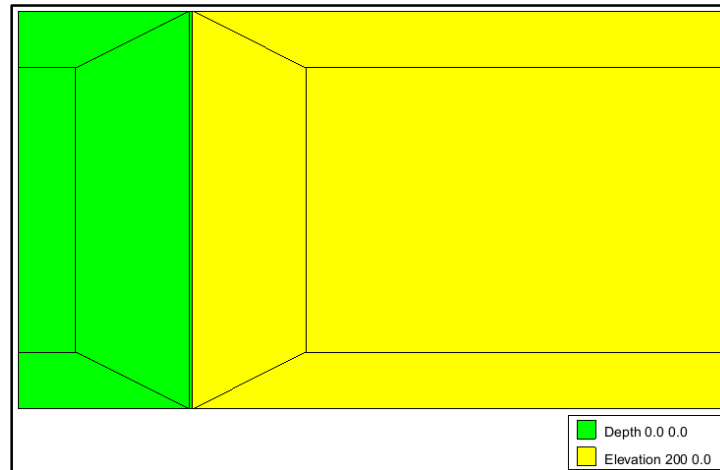


Figura 3.7b. Configuración de las condiciones de iniciales en Iber – Geometría.

3.3. ESTIMACIÓN DEL HIDROGRAMA DE SALIDA DEBIDO A LA ROTURA DE PRESA

A partir de los parámetros y condiciones antes señaladas y aplicando los criterios de rotura establecidos en el punto 3.2.2., se procedió a realizar el cálculo del hidrograma de rotura, producto de la rotura de las presas utilizando los modelos hidráulicos Iber y HEC-RAS. Los resultados de caudal pico obtenidos, tiempo de ocurrencia y volumen del hidrograma generado en el tiempo de simulación se pueden observar en la tabla 4.3.

De la tabla 3.3. se observa que en los casos del 1 al 4 el 67% de los casos el caudal pico obtenido por el programa HEC-RAS es mayor que el obtenido con Iber y la diferencia en el tiempo de ocurrencia de dicho caudal se encuentra desde 1.0 minuto hasta los 20.0 minutos entre estos dos modelos. En el caso 5, HEC-RAS arroja resultados superiores con una diferencia en el tiempo entre los 3 y 5 minutos. En caso 6, HEC-RAS vuelve a dar valores por encima de Iber con valores que llegan hasta mostrar aproximadamente el doble, como es el sub-caso 17, con diferencia de tiempo entre 1 y 10 minutos.

En cuanto al volumen desplazado se observa que HEC-RAS en los casos del 1 al 5 solo en el sub-caso 10 supera a Iber. En el caso 6 Iber es superado altamente por HEC-RAS.

Caso	Presa	Resultados de Simulación					
		Qpico Hec-RAS (m3/seg)	Qpico IBER (m3/seg)	Tpico Hec-RAS (hs)	Tpico IBER (hs)	Volumen Hidrograma HEC-RAS (MMC)	Volumen Hidrograma IBER (MMC)
UNO	RP01	464.80	455.74	0.30	0.33	0.47	0.49
	RP02	655.60	617.39	0.38	0.48	0.91	0.94
	RP03	743.12	733.90	0.45	0.58	1.27	1.34
DOS	RP04	47652.52	47834.40	0.28	0.33	40.11	49.00
	RP05	73065.95	67423.10	0.38	0.48	84.82	97.09
	RP06	91609.37	81638.90	0.47	0.58	128.31	142.28
TRES	RP07	140.91	193.41	0.60	0.93	0.43	0.53
	RP08	655.60	617.39	0.38	0.48	0.91	0.94
	RP09	976.74	987.03	0.28	0.32	0.96	0.98
CUATRO	RP10	39246.48	32015.70	0.72	0.97	80.33	79.84
	RP11	76708.45	67423.10	0.33	0.48	85.22	97.09
	RP12	96220.22	101857.00	0.22	0.30	70.82	99.93
CINCO	RP13	70564.50	61742.60	0.32	0.42	72.47	83.98
	RP14	55928.78	46521.30	0.40	0.45	72.56	85.32
	RP15	53004.97	44755.50	0.42	0.53	72.42	83.89
SEIS	RP16	42270.62	28245.10	0.75	0.92	92.03	65.75
	RP17	112484.10	53493.40	0.50	0.52	177.23	94.65
	RP18	193024.20	107522.00	0.38	0.53	246.33	139.34

Tabla 3.3. Resultados del caudal pico, tiempo pico y volumen del hidrograma de salida

En las figuras 3.8 al 3.13, se muestran los hidrogramas de salida generados por la rotura de las presas en estudio. Se puede observar que los hidrogramas generados por ambos modelos para cada caso y sub-caso tienen en la mayoría de los casos una forma parcialmente similar, variando la altura del hidrograma y por lo tanto como se mencionó el hidrograma bajo este.

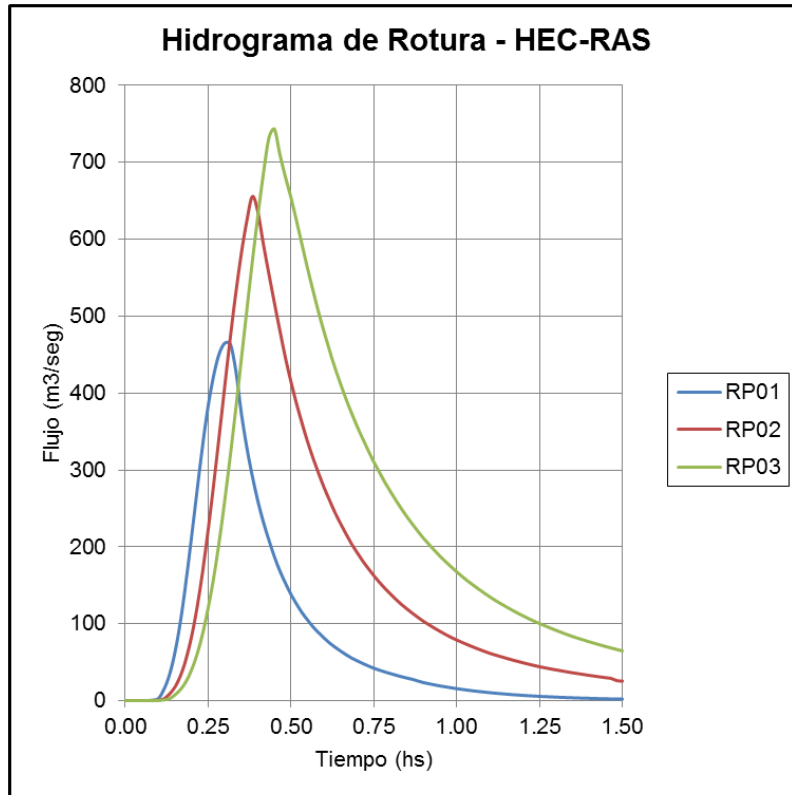


Figura 3.8a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 01 – HEC-RAS.

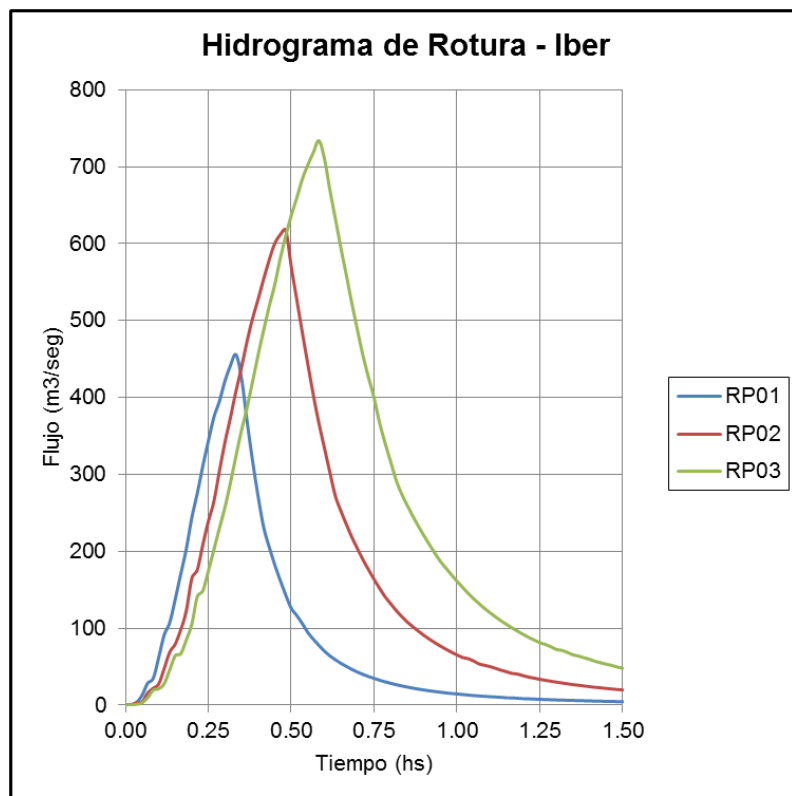


Figura 3.8b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 01 – Iber.

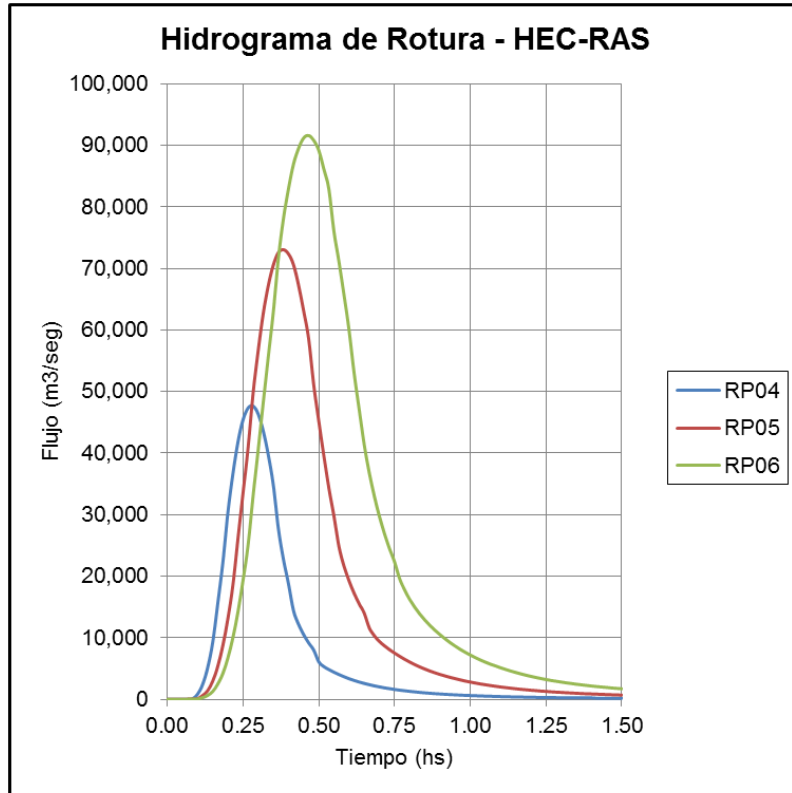


Figura 3.9a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 02 – HEC-RAS.

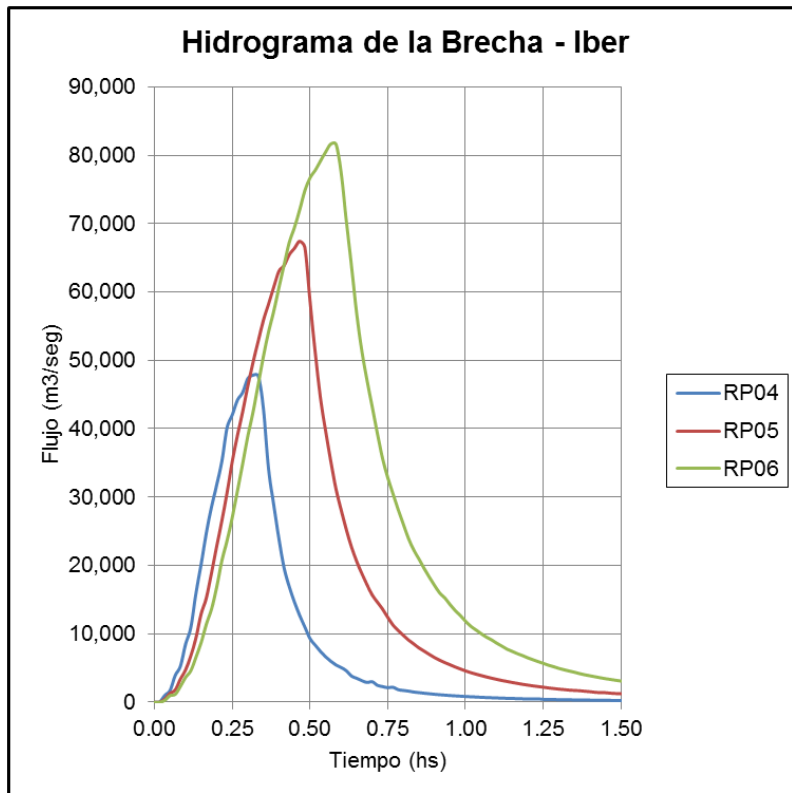


Figura 3.9b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 02 – Iber.

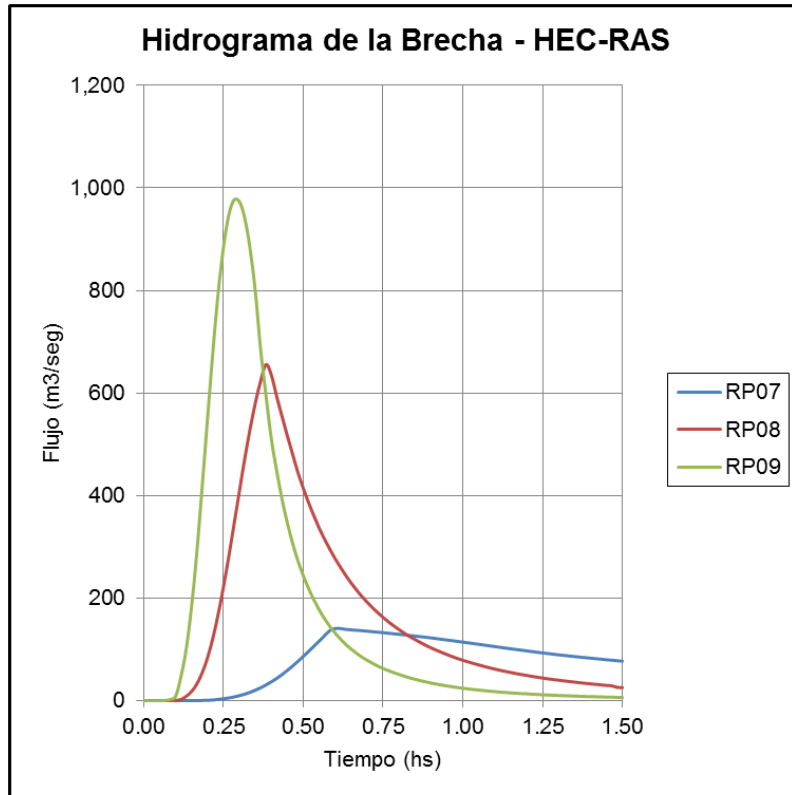


Figura 3.10a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 03 – HEC-RAS.

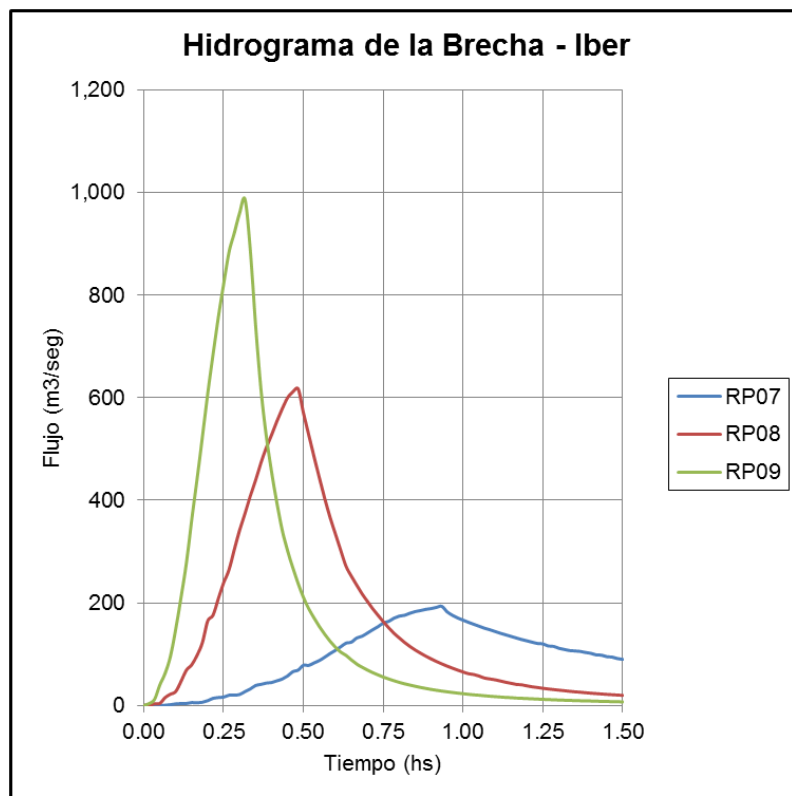


Figura 3.10b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 03 – Iber.

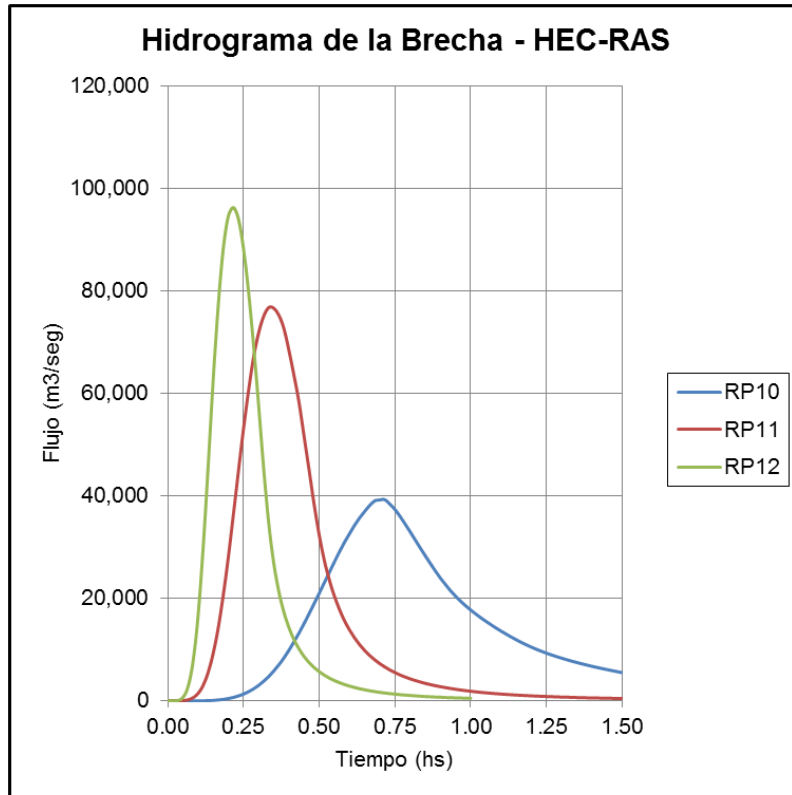


Figura 3.11a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 04 – HEC-RAS.

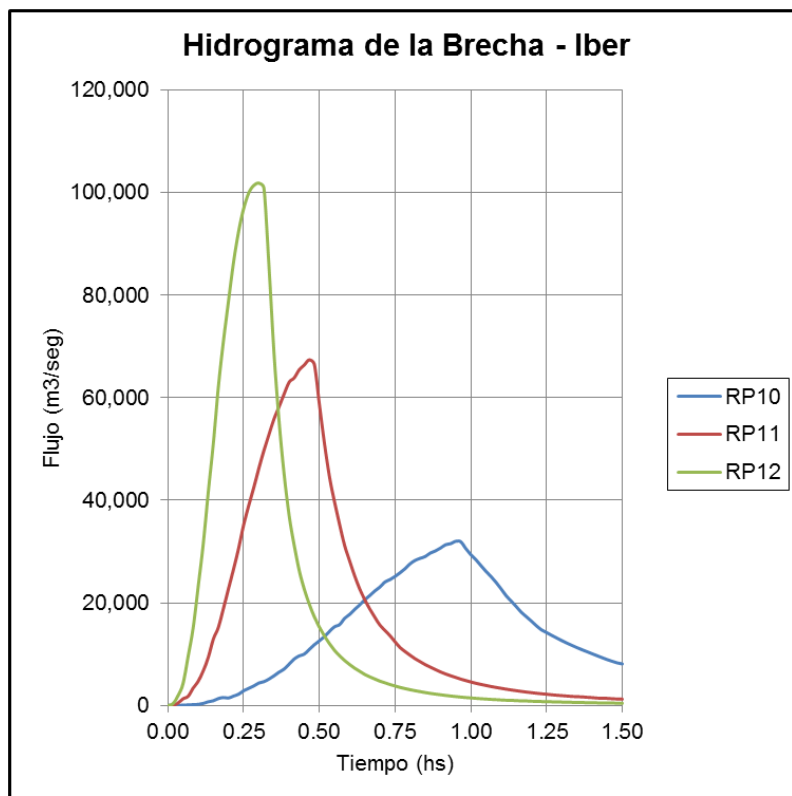


Figura 3.11b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 04 – Iber.

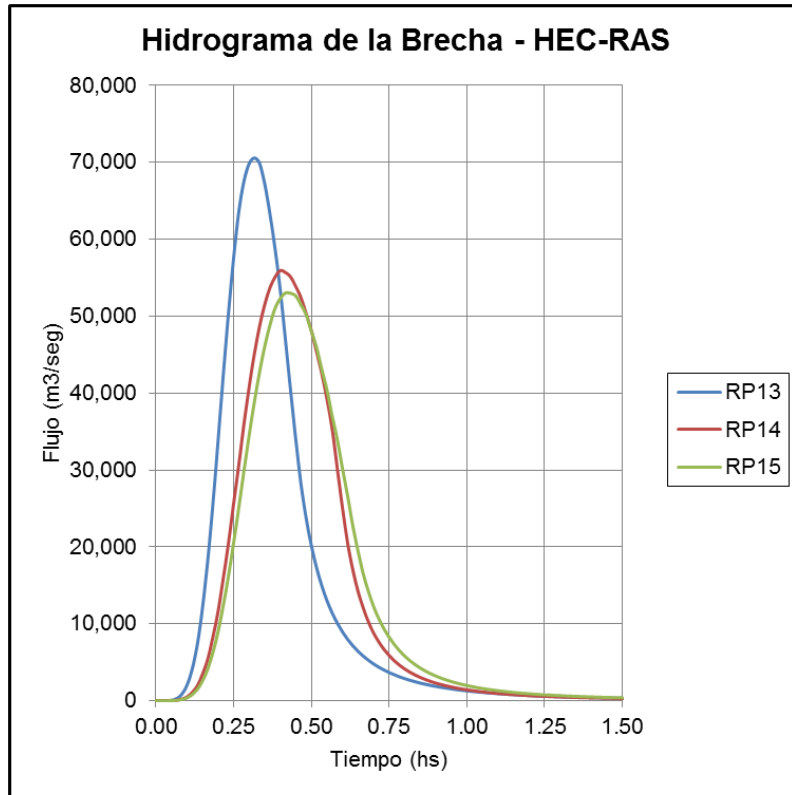


Figura 3.12a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 05 – HEC-RAS.

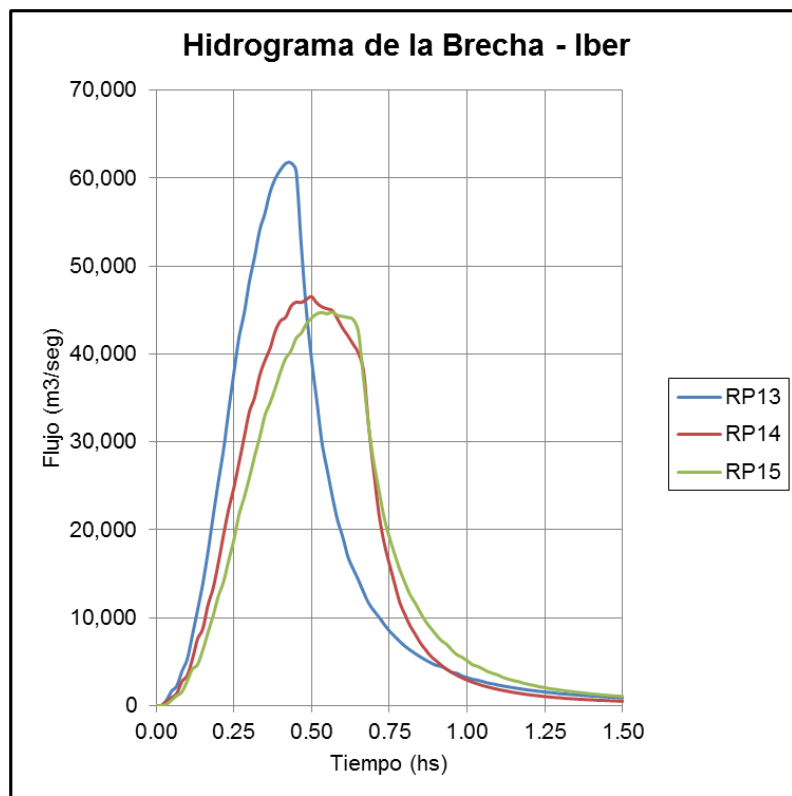


Figura 3.12b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 05 – Iber.

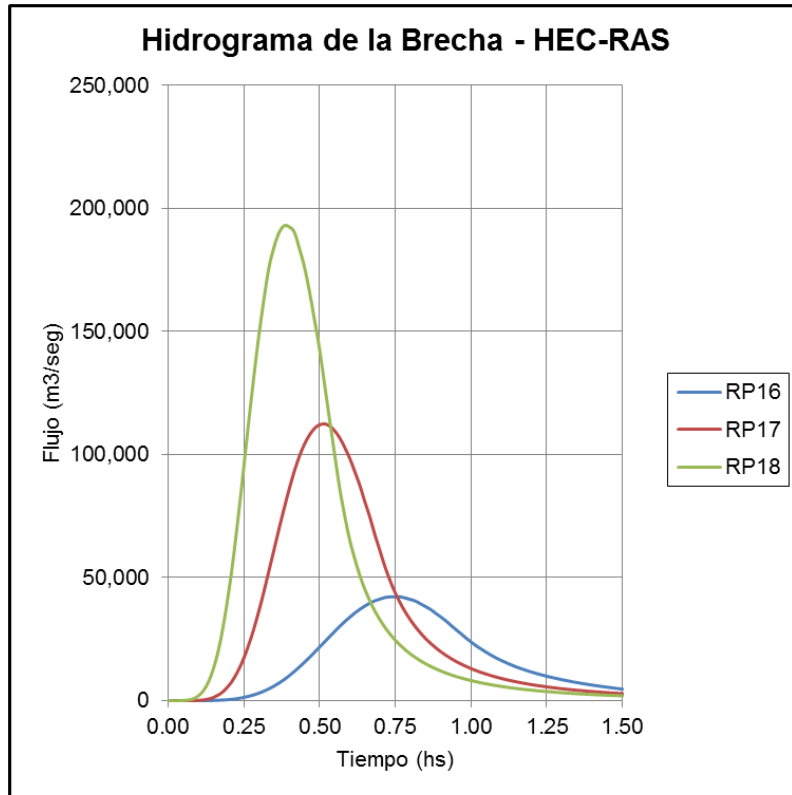


Figura 3.13a. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 06 – HEC-RAS.

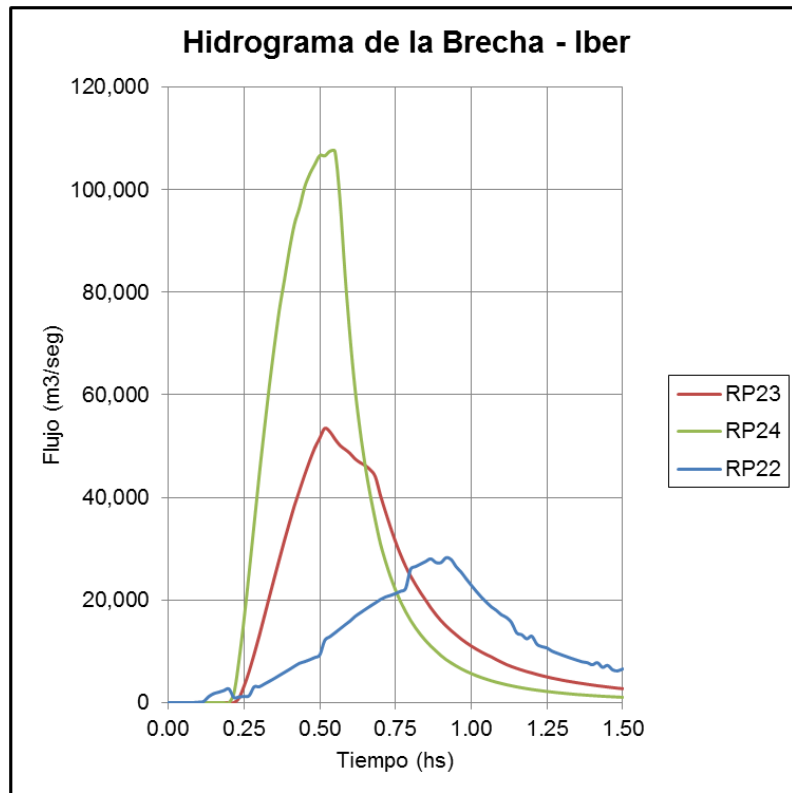


Figura 3.13b. Hidrograma de Rotura de Presa Caso 06 – Iber.

El análisis del tiempo en que se produce el caudal pico en ambos modelos genera una diferencia con respecto al tiempo final en que la brecha se forma. Podemos observar en la tabla 3.3., que el caudal pico en HEC-RAS se forma antes de la formación total de la brecha en el 100% de los casos, en cambio en Iber este se genera antes o después pero cercano al tiempo de formación de la brecha.

3.4. COMPARACIÓN DEL CAUDAL PICO GENERADO POR LA ROTURA DE PRESA

Como se pudo observar en el punto 3.3, si se comparan los resultados obtenidos del caudal pico con los modelos utilizados (Iber y HEC-RAS), se aprecia que los resultados entre estos dos modelos son distintos. En la tabla 3.4 se presenta un análisis de las diferencias encontradas entre los resultados de ambos programas de modelación hidráulica, que tiene como fin ayudar a entender como varía la diferencia entre los caudales picos cuando las dimensiones del embalse cambian.

En el caso 1, donde se mantiene constante el valor de altura de presa ($H=10.0$ m), mientras que el volumen es un valor variable. Los caudales hallados con HEC-RAS con 1.95% ($V=0.50$ MMC), 5.83% ($V=1.00$ MMC) y 1.24% ($V=1.50$ MMC) superior que los caudales picos de Iber respectivamente. En cuanto al volumen del hidrograma calculado con HEC-RAS es 2.91%, 3.06% y 5.79% inferior que el volumen calculado con Iber en los tres sub-casos mencionados respectivamente.

En el caso 2, el criterio es el mismo que en el caso 1, en donde la altura constante es diez veces mayor que en el caso anterior ($H=100.0$ m) y un volumen variable cien veces mayor respectivamente. En el sub-caso 4 el caudal pico en HEC-RAS es superado por Iber en un 0.38% ($V=50.0$ MMC), en los sub-casos 5 y 6 HEC-RAS vuelve a tener valores superiores que en Iber con 7.72% ($V=100.0$ mmc) y 10.88% ($V=150.0$ MMC) respectivamente. El volumen desplazado sigue siendo superior en Iber con 22.17%, 14.47% y 10.89% sobre HEC-RAS.

El caso 3, esta vez se toma como valor variable la altura de la presa y lo que se mantiene constante es el volumen de embalse ($V=1.00$ MMC). En el sub-caso 7 el modelo que arroja el mayor caudal pico es Iber con una diferencia de 37.25% ($H=5.00$ m), que es un valor alto en comparación con HEC-RAS. En el sub-caso 8, HEC-RAS vuelve a superar a Iber con 5.83% ($H=10.0$ m), pero en el sub-caso 9 Iber vuelve a presentar un caudal pico mayor con 1.05% ($H=15.0$ m). Iber se mantiene un volumen bajo el hidrograma mayor que en HEC-RAS con 23.29%, 3.06% y 1.41% respectivamente.

Para el Caso 4, al igual que en los casos 1 y 2, este caso toma el mismo criterio que el caso 3 solo que las dimensiones de altura de presa y volumen de embalse solo que se les asignan valores más altos. En los sub-casos 10 y 11 el caudal pico es mayor en HEC-RAS con valores de 18.42% ($H=50.0$ m) y 12.10% ($H=100.0$ m) que son medianamente altos en comparación con Iber. En el sub-caso 12, Iber muestra un valor de 5.86% ($H=150$ m) mayor que HEC-RAS.

En el caso 5, como se mencionó en puntos anteriores la metodología empírica para el cálculo geométrico de la brecha y el tiempo en que se desarrolla esta es el parámetro a variar, donde obviamente se tendrán valores de la brecha de rotura distintos y por lo cual no sería viable resaltar alguna tendencia grafica con respecto a este, ya que entre estas metodologías no existen valores comunes pero si se observa en los sub-casos 14 y 15 los hidrogramas de ambos tienden a la similitud. Al comparar ambos programas se presentan en los tres sub-casos que HEC-RAS muestra valores superiores a Iber con 12.50% (TYPASA-ECM 1996), 16.82% (Von Thun & Gillette) y 15.56% (Froehlich).

En los casos anteriores, aunque se impuso un régimen supercrítico al ingresar como condición de contorno una curva caudal versus tirante crítico por cada sección, el comportamiento real es de un régimen subcrítico al mostrar una pendiente suave. En el caso 6, el valor de la inclinación es el punto de referencia que se va a tomar siendo este superior a la pendiente crítica para los tres sub-casos, garantizando así el régimen supercrítico del flujo. El objetivo de este caso

es comparar ambos software ante este régimen de flujo y no a causa de la geometría por lo que al igual que el caso anterior no sería viable una tendencia gráfica. En este los valores arrojados por HEC-RAS supera a Iber hasta por aproximadamente el doble (Sub-caso 17), teniendo para los otros dos sub-casos valores de comparación también altos.

Caso	Presa	Análisis de Resultados			
		Qpico Iber/Qpico HEC-RAS	Volumen Hidrograma Iber/Volumen Hidrograma HEC-RAS	Porcentaje de Volumen Real HEC-RAS	Porcentaje de Volumen Real Iber
UNO	RP01	1.95%	-2.91%	94.37%	97.12%
	RP02	5.83%	-3.06%	90.79%	93.57%
	RP03	1.24%	-5.79%	84.75%	89.66%
DOS	RP04	-0.38%	-22.17%	80.22%	98.01%
	RP05	7.72%	-14.47%	84.82%	97.09%
	RP06	10.88%	-10.89%	85.54%	94.85%
TRES	RP07	-37.25%	-23.29%	42.85%	52.83%
	RP08	5.83%	-3.06%	90.79%	93.57%
	RP09	-1.05%	-1.41%	96.31%	97.67%
CUATRO	RP10	18.42%	0.60%	80.33%	79.84%
	RP11	12.10%	-13.93%	85.22%	97.09%
	RP12	-5.86%	-41.09%	70.82%	99.93%
CINCO	RP13	12.50%	-15.88%	84.55%	97.97%
	RP14	16.82%	-17.58%	84.65%	99.54%
	RP15	15.56%	-15.84%	84.49%	97.88%
SEIS	RP16	33.18%	28.56%	92.03%	65.75%
	RP17	52.44%	46.60%	88.62%	47.32%
	RP18	44.30%	43.43%	82.11%	46.45%

Tabla 3.4. Análisis de resultados entre los dos modelos.

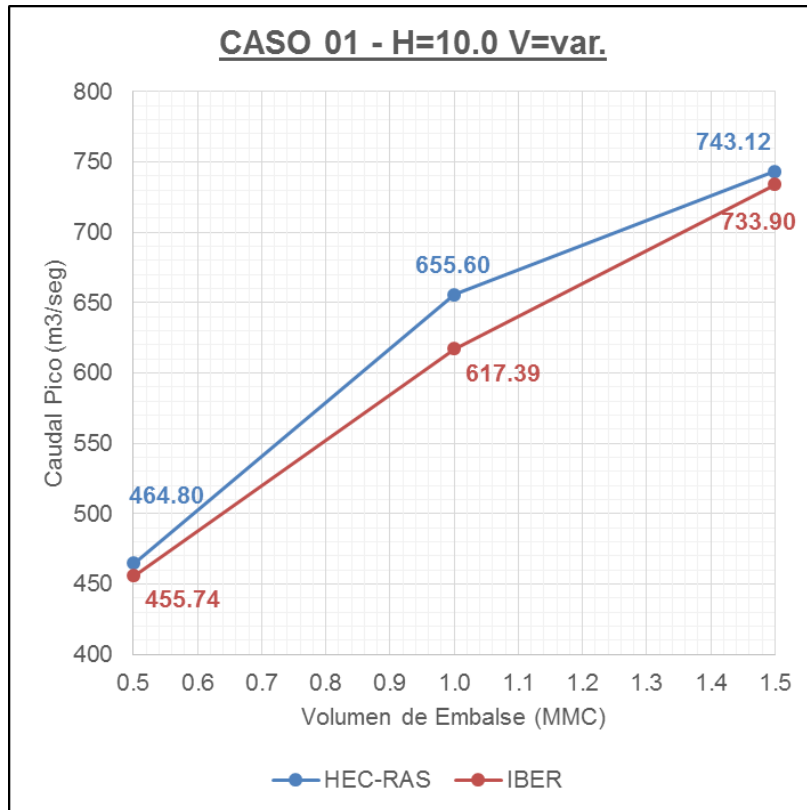


Figura 3.14a. Gráfico de Análisis – Caso 01.

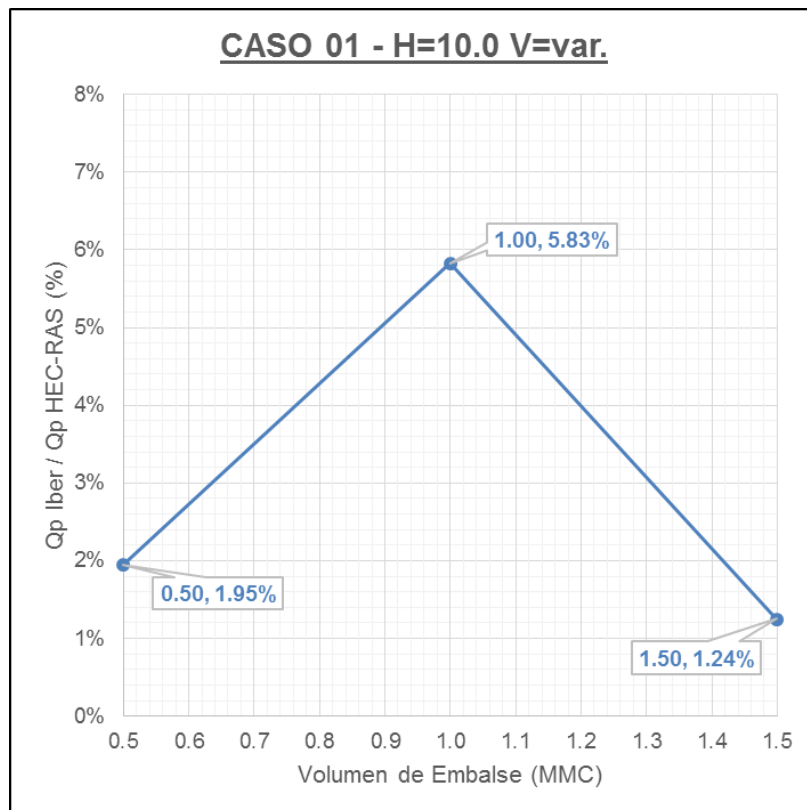


Figura 3.14b. Gráfico de Análisis – Caso 01.

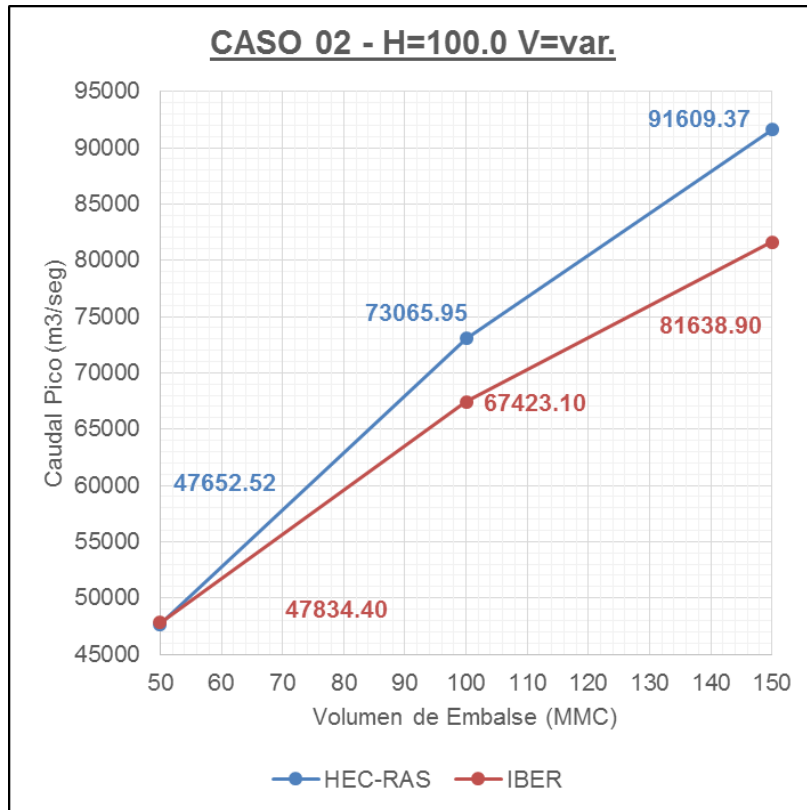


Figura 3.15a. Gráfico de Análisis – Caso 02

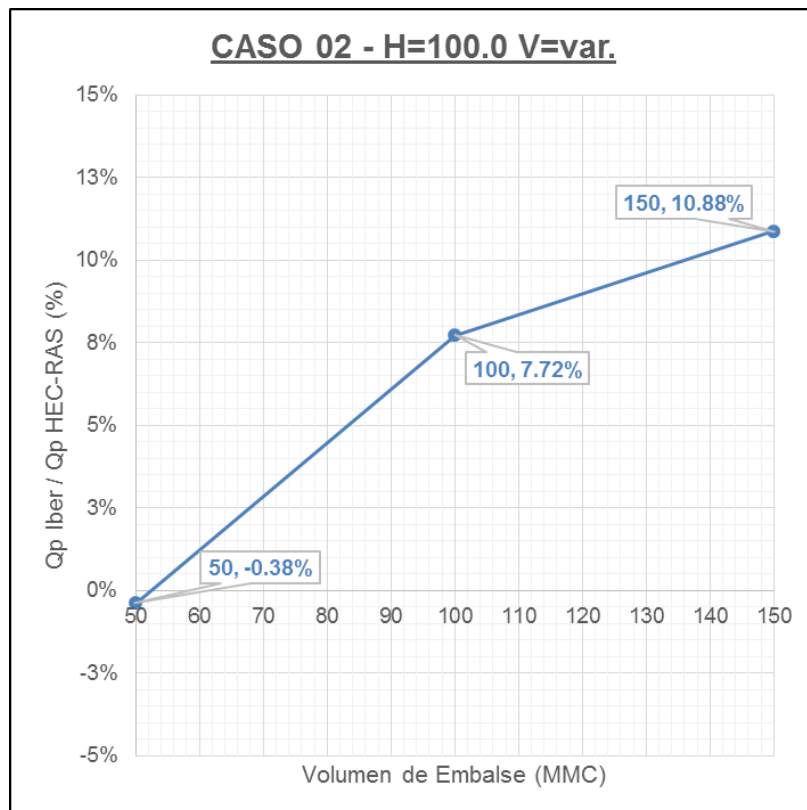


Figura 3.15b. Gráfico de Análisis – Caso 02.

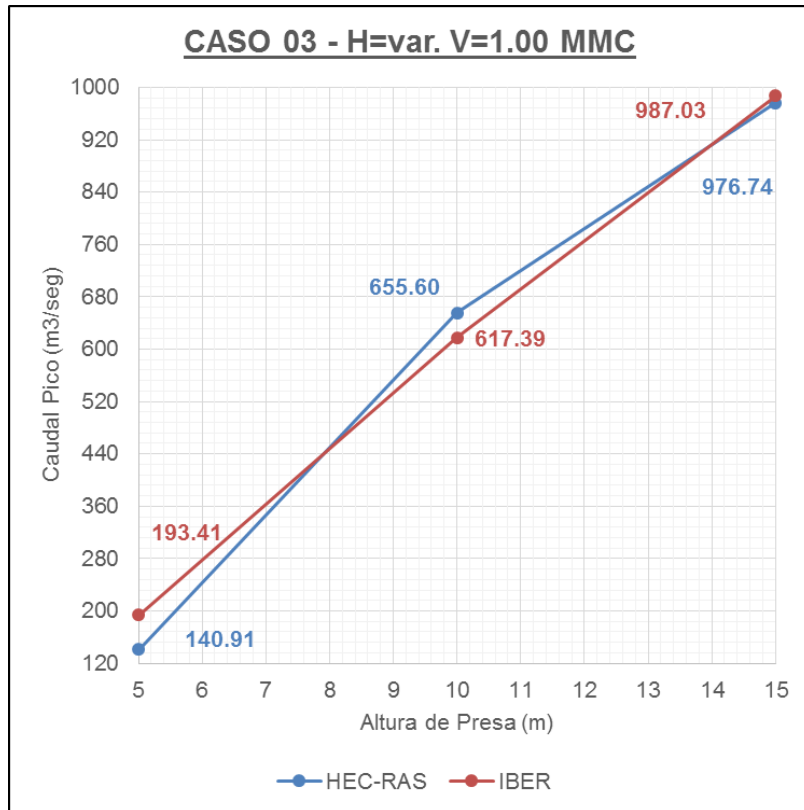


Figura 3.16a. Gráfico de Análisis – Caso 03.

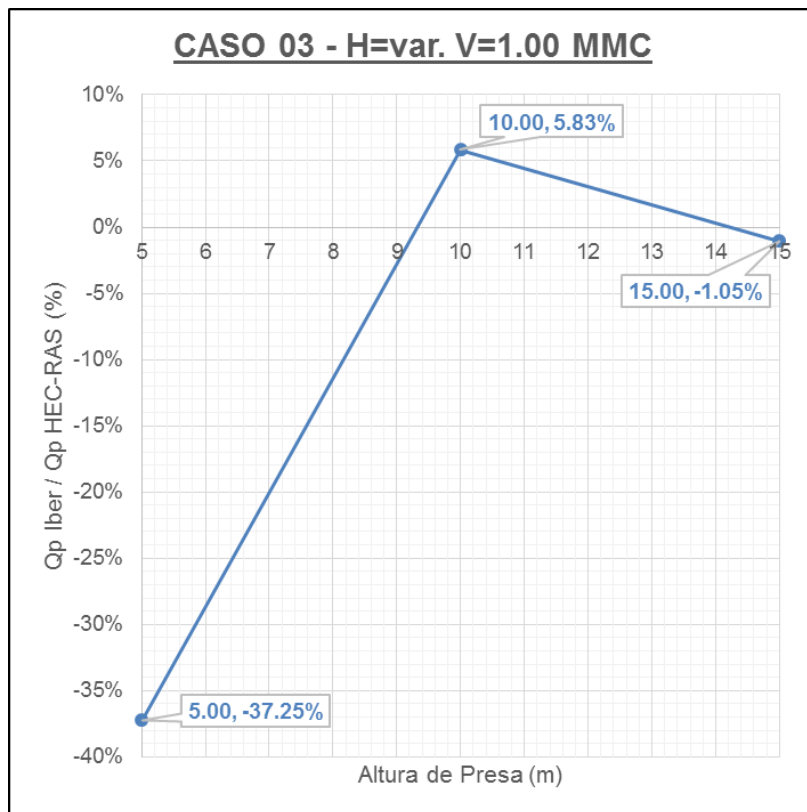


Figura 3.16b. Gráfico de Análisis – Caso 03.

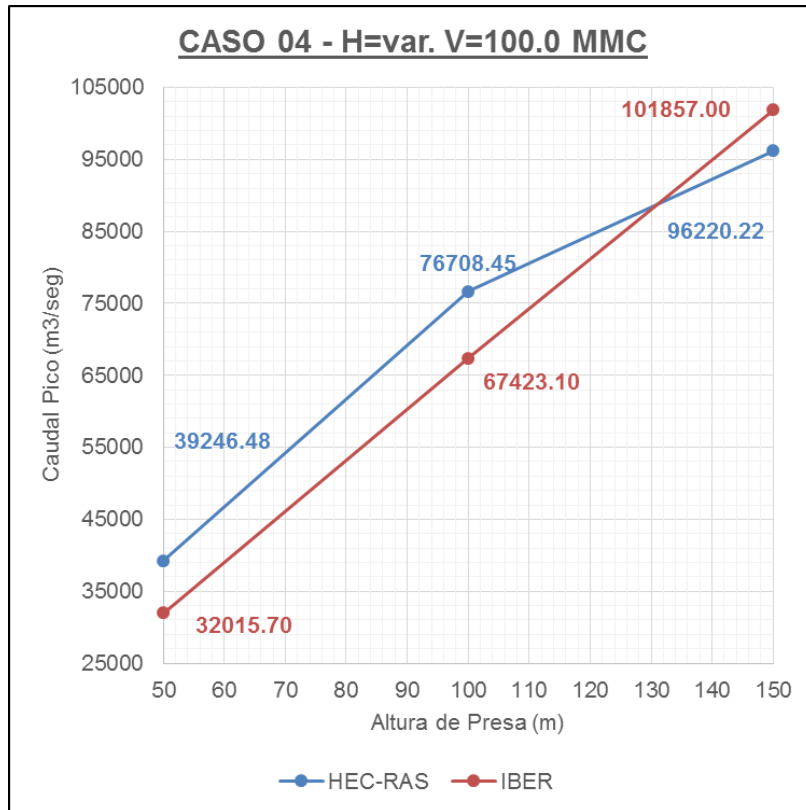


Figura 3.17a. Gráfico de Análisis – Caso 04.

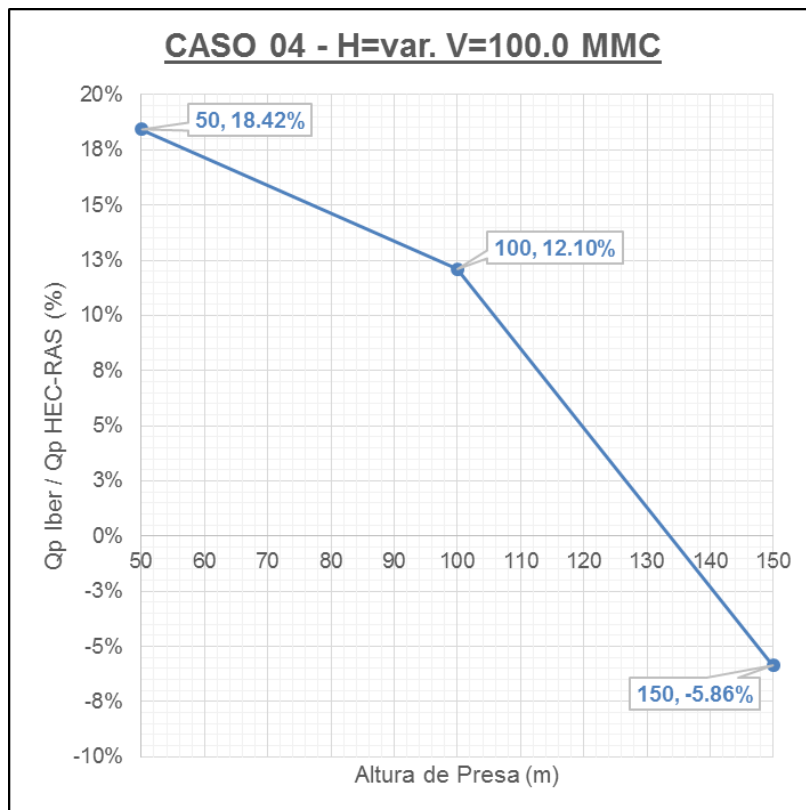


Figura 3.17b. Gráfico de Análisis – Caso 04.

3.5. PROBLEMAS PRESENTADOS DURANTE EL PROCESO DE SIMULACION

3.5.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

ESTABILIDAD DEL MODELO

Debido a que el caso que se está tratando de rotura de presas, donde se presenta un flujo rápidamente variable, modelando regímenes de flujo mixto (subcrítico y supercrítico) y a que la solución de las ecuaciones de flujo variable con HEC-RAS por el método de Preissmann se vuelve inestable cuando el nivel del agua se encuentra cercano al calado crítico, la simulación en el caso 6 presentó problemas de estabilidad.

Para resolver el problema, se aplicó la metodología desarrollada por Danny Fread (1996) mencionada en el capítulo 2. Dicha metodología llamada Local Partial Inertial (LPI) aplica un factor de reducción a los dos términos inerciales de la ecuación de momentum cuando el número de Froude sea igual o cercano a 1. De esta forma se eliminan los términos de aceleración de la ecuación de cantidad de movimiento que son los que producen la inestabilidad (U.S. Army Corps of Engineers, 2010).

Con el fin de disminuir los problemas de inestabilidad, fue necesario modificar en la mayoría de las simulaciones, especialmente en las que tenían mayor volumen del embalse, el exponente m para la reducción del número de Froude. Este exponente varía entre 1 y 128, aunque HEC-RAS por defecto lo considera igual a 10.

Otro factor que se modificó para aumentar la estabilidad del modelo fue el intervalo de cálculo, ya que para muchos de los casos analizados un menor tiempo generó una mayor estabilidad. El tiempo de cálculo utilizado en todas las simulaciones garantizó que se cumpliera la condición de Courant.

El Factor de Ponderación Theta (Θ), es un factor de ponderación que se aplica a las ecuaciones en diferencia finitas usadas para el cálculo en régimen variable para conseguir un modelo más estable. Este parámetro puede tomar valores que varían entre 0.6 y 1.0, valores más cercanos a 1 generan mayor estabilidad y valores más cercanos a 0.6 generan una mayor exactitud de la solución encontrada. La variación de este factor también fue necesaria en el desarrollo de las simulaciones con el fin de encontrar una mejor solución del hidrograma de salida de la presa y del perfil de la lámina de agua.

3.5.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

TIEMPO DE CÁLCULO

El tiempo de cálculo requerido en todas las simulaciones fue mucho mayor con IBER que con HEC-RAS. Mientras que en el primero caso la simulación del avance de la onda de rotura, se realizó en tiempos que se encuentran entre 2 y 8 horas, dependiendo del Caso de estudio, la misma simulación realizada con HEC-RAS se tardaba un máximo de 20 segundos a 1 minuto.

Esta diferencia en el tiempo de cálculo se da porque para realizar la discretización espacial de las ecuaciones de conservación de masa y movimiento por el método de volúmenes finitos se realiza la integral de las ecuaciones diferenciales en cada celda de la malla de cálculo (Manual IBER, 2010), aspecto que incrementa enormemente el tiempo de cálculo de los modelos bidimensionales, en comparación con los unidimensionales.

Adicionalmente al tiempo de cálculo, los modelos en dos dimensiones tienen un mayor coste computacional y por lo tanto los casos en donde se tenía un mayor volumen de embalse se presentaron inconvenientes de tiempo con el modelo IBER, por lo que se tuvo que disminuir la calidad de la malla de cálculo y así el proceso de simulación más ligero y poder obtener resultados.

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN – PRESA PALO REDONDO

4.1. ASPECTOS GENERALES DE LA PRESA PALO REDONDO

4.1.1. UBICACIÓN DE LA PRESA

La construcción de la Presa Palo Redondo, se ubica en la quebrada de mismo nombre afluente del río Santa, permitirá formar el embalse previsto en el planeamiento del Proyecto CHAVIMOCHIC, capaz de almacenar el recurso de agua del río Santa en las épocas de avenidas y regular su utilización en las épocas de estiaje.

4.1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA

Esta estructura permitirá almacenar un volumen total de 400 MMC, con 360 MMC de volumen útil, la presa tendrá una altura total de 96m, un ancho de corona de 12 m, el cuerpo de la presa está conformado por materiales gruesos con pantalla de concreto, las principales características de esta estructura son las siguientes:

PARAMETRO	ESPECIFICACION
Volumen Total	398 MMC
Volumen Útil	360 MMC
Volumen de sedimentos	27 MMC (285 msnm)
Altura mínima sobre fondo de la Toma de Servicio	5 m (290 msnm)
NAMO	398 MMC (342.0 msnm)
Masa de Avenida máx. probable (17.8 MMC)	1.2 m (343.20msnm)
Altura por oleaje	1 m (344.2 msnm)
Altura de seguridad	1.8 m (346 msnm)
Altura de presa	96 m (346 – 250 msnm)
Longitud dique (en la corona)	828.72m

Tabla 4.1a. Principales características técnicas Presa Palo Redondo.

Fuente: Plan de acción en emergencia – Presa Palo Redondo.

PARAMETRO	ESPECIFICACION
Tipo de Presa	Materiales gruesos con pantalla de concreto
Ancho de Corona	12 m
Taludes Aguas Abajo	1 : 1.5 (Aguas abajo) y 1 : 1.75 (Aguas Arriba)
Espesor de la Pantalla Impermeable	0.60 m en el arranque, y 0.30 m cuando llega a la corona
Aliviadero	tipo Morning Glory (Canal Madre 82 m ³ /s, 68 m ³ /s Avenida Milenaria laminada de la Qda. Palo Redondo)
Aliviadero Dique Fusible	tipo de labio, ancho de toma = 25 m (uno central de ancho 10.00 m, y dos laterales de 7.50 m de ancho)
Canal Evacuador	70 m ³ /s (5635 m de longitud, pendiente 1.33%)
Toma de Servicio	78m ³ /s (túnel de 4 m de diámetro)
Toma de Fondo	24 m ³ /s (sección cuadrada 3m de diámetro interior)
Túnel de Restitución	78 m ³ /s (túnel de 5.32 m ³ /s)
Aceleración Sísmica Horizontal	0.20 g

Tabla 4.1b. Principales características técnicas Presa Palo Redondo.

Fuente: Plan de acción en emergencia – Presa Palo Redondo.

4.1.3. CLASIFICACIÓN DE LA PRESA

4.1.3.1. SEGÚN SU ESTRUCTURA

Las presas pueden ser de elementos sin trabar (tierra o piedra) o de hormigón (bóveda, contrafuertes y de gravedad), pero también se pueden construir presas mixtas para así conseguir una mejor estabilidad. De acuerdo a esta clasificación la presa de Palo Redondo se encuentra clasificada como **PRESA DE GRAVEDAD**.

Estas presas vistas desde la parte superior son rectas o de curvas suaves, son presas que resisten el empuje de las aguas por propio peso. Estas presas pueden ser de hormigón en masa o de materiales sueltos. En la cual su base es ancha y luego se va estrechando hacia la parte superior.

Es importante destacar que este tipo de presa es muy duradera y el mantenimiento es menor.

4.1.3.2. SEGÚN SU MATERIAL

De acuerdo a esta clasificación la presa de Palo Redondo se encuentra clasificada como: **PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE HORMIGÓN**. Este tipo de presas en ocasiones es clasificado entre las de materiales sueltos; pero su forma de ejecución y su trabajo estructural son diferentes. El elemento de retención del agua es una cortina formada por fragmentos de roca de varios tamaños, que soportan en el lado del embalse una cara de hormigón la cual es el elemento impermeable. La pantalla o cara está apoyada en el contacto con la cimentación por un elemento de transición llamado plinto, que soporta a las losas de hormigón.

4.1.3.3. SEGÚN SU RIESGO

De acuerdo con la tabla 1.1 del capítulo 1, la clasificación de las presas, es el relativo a la población y a las vidas humanas con riesgo potencial de afección por la hipotética rotura de la presa. Según esto, la presa de Palo Redondo tiene la siguiente **CATEGORÍA B**, que corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales y medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

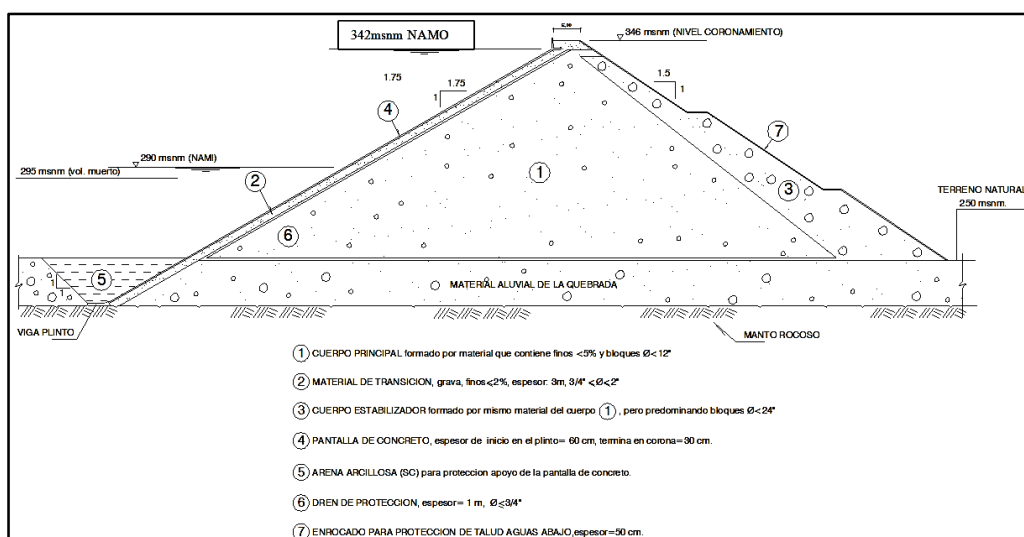


Figura 4.1. Sección del cuerpo de la presa palo redondo

Fuente: Estudio de factibilidad III Etapa – Proyecto Especial Chavimochic

4.1.4. OBJETIVO DEL PROYECTO

Resolver la problemática de la regulación hídrica en el funcionamiento del sistema Chavimochic, toda vez que de ella depende el suministro de agua para los sectores de agricultura, el abastecimiento de la planta de tratamiento de agua potable de la ciudad de Trujillo y la generación de energía eléctrica para los valles de Chao, Virú y Moche.

4.1.5. ÁREA DE INFLUENCIA

El área de influencia directa, de acuerdo a la condición de variabilidad y vulnerabilidad que va a generar la construcción, operación y cierre de la Presa Palo Redondo, es el caserío de Tanguche, ubicado a aproximadamente a 2.5 km, el cual pertenece al Distrito de Chao, Provincia de Virú, departamento de La Libertad, y está localizado en las coordenadas: Este 772740 y Norte 9032406.

El área de influencia indirecta, de acuerdo a la condición de variabilidad y vulnerabilidad que va a generar la construcción, operación y cierre de la Presa Palo Redondo, abarca desde la zona del proyecto hasta la carretera Panamericana Norte, cuyo acceso está aproximadamente a unos 40 km., por donde transitan principalmente los habitantes del centro poblado Tanguche. Esta área jurisdiccionalmente pertenece al Distrito de Chao, Provincia de Virú, departamento de La Libertad.



Figura 4.2. Poblado de Tanguche – Calle Principal San Francisco de Asis.



Figura 4.3. Vista de la quebrada Palo Redondo donde se ubicará la presa



Figura 4.4. Ubicación de la Presa Palo Redondo.

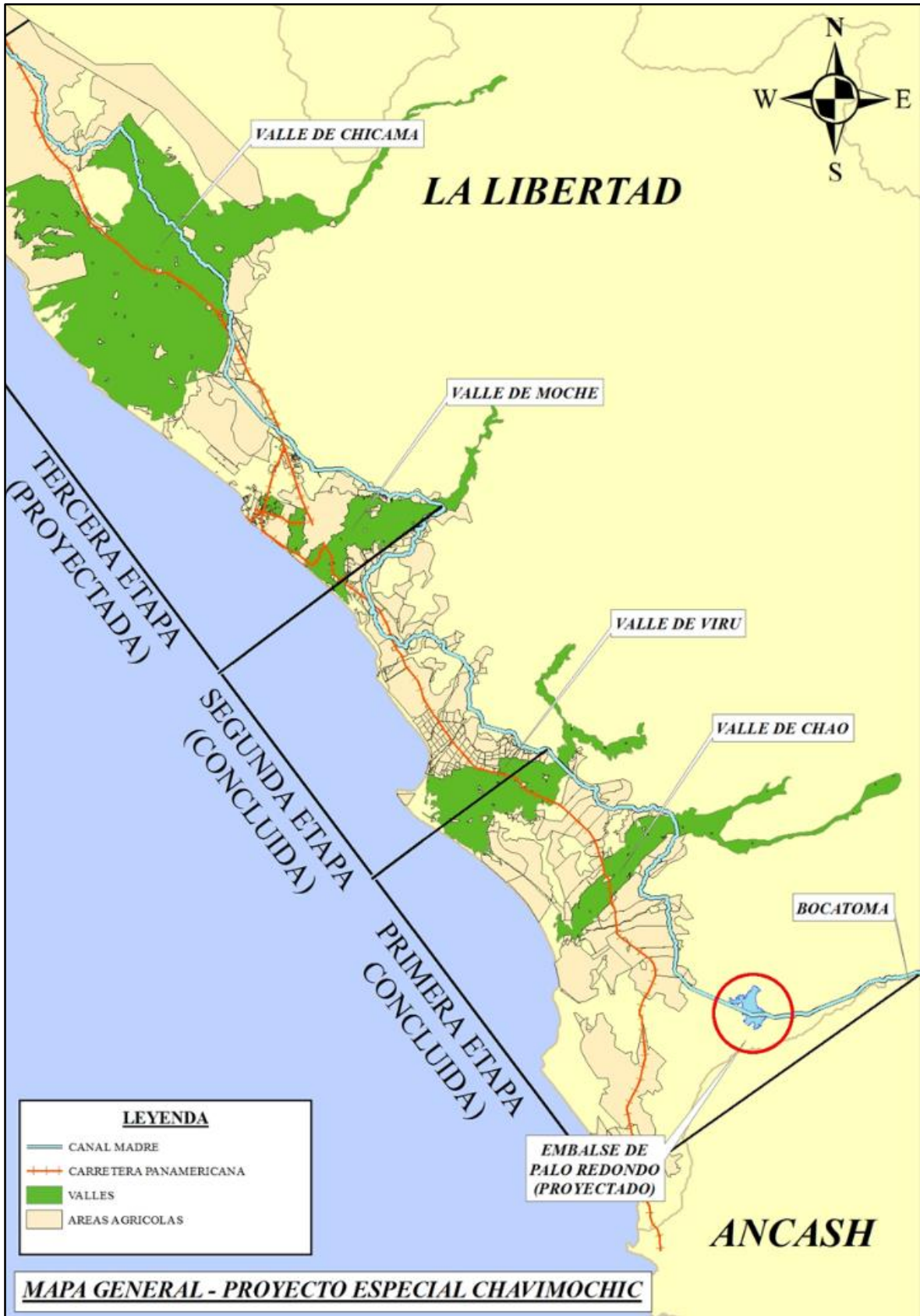


Figura 4.5. Ubicación de la Presa Palo Redondo dentro del sistema hidráulico – CHAVIMOCHIC.

4.2. METODOLOGÍA

La metodología seguida para la realización del estudio hidráulico ha sido la caracterización del lecho, evaluando el funcionamiento hidráulico del curso de agua y la cota de la lámina de agua, así como la superficie de inundación durante el proceso de rotura de la presa.

4.2.1. INGRESO DE LA GEOMETRÍA

4.2.1.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

Para la construcción de la geometría en HEC-RAS, se usó la extensión HEC-GeoRAS de ArcGIS. Con ayuda de esta extensión se realizó el procesamiento de los datos georreferenciados que permiten bajo el entorno de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), facilitar y complementar el trabajo de HEC-RAS.

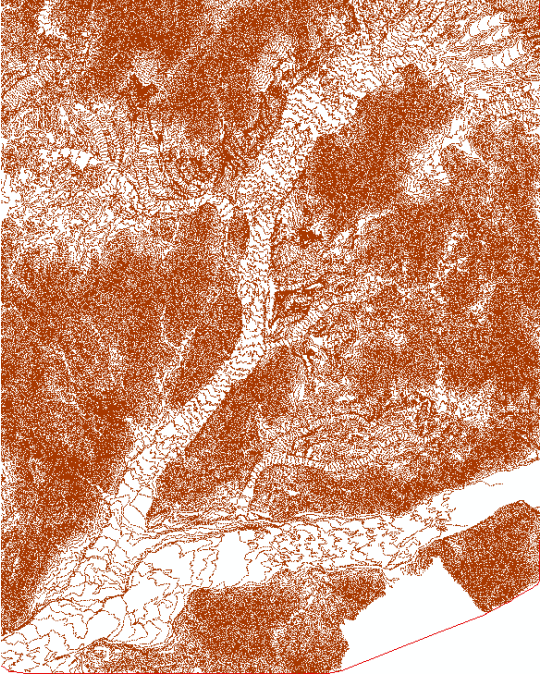
PRE-PROCESO DESARROLLADO EN ARCGIS	RESULTADO OBTENIDO
Digitalización de Curvas de Nivel en formato SHP (e=10m)	

Tabla 4.2a. Resumen del programa en ArcGis para la exportación de los datos a HEC-RAS.

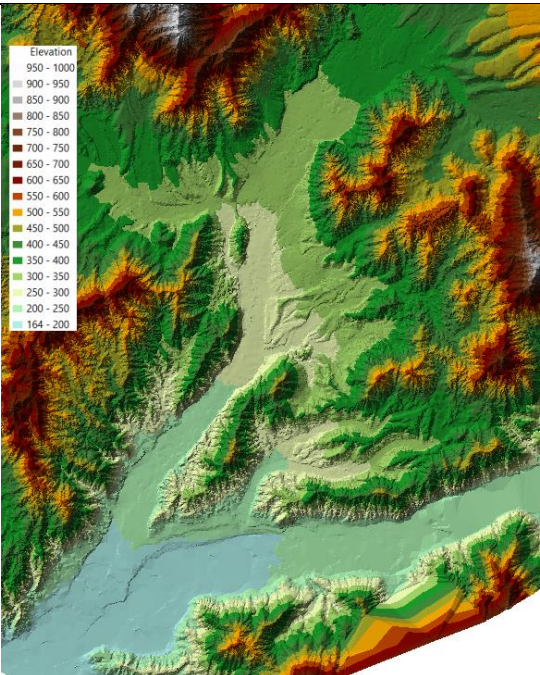
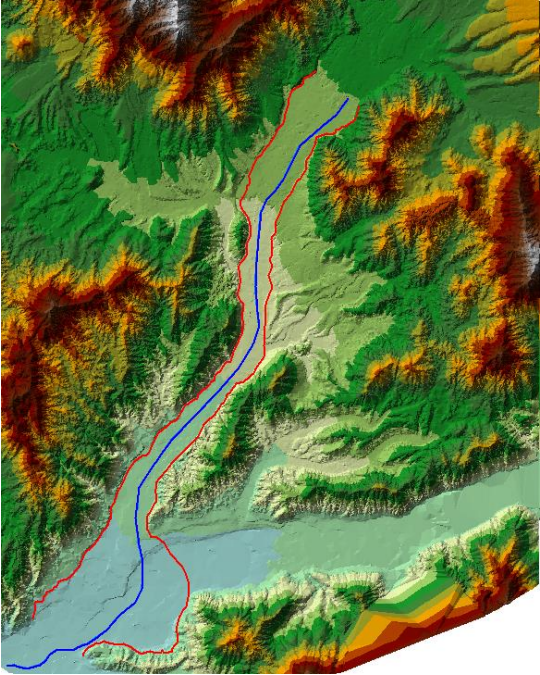
PRE-PROCESO DESARROLLADO EN ARCGIS	RESULTADO OBTENIDO
Creación del MDT en formato TIN	 <p>The image shows a 3D topographic map of a river basin. The terrain is color-coded by elevation, with a legend on the left side. The legend is titled 'Elevation' and lists the following ranges: 950 - 1000 (lightest green), 900 - 950 (light green), 850 - 900 (medium green), 800 - 850 (darker green), 750 - 800 (dark green), 700 - 750 (dark brown), 650 - 700 (brown), 600 - 650 (orange), 550 - 600 (red-orange), 500 - 550 (red), 450 - 500 (orange-red), 400 - 450 (orange), 350 - 400 (yellow-orange), 300 - 350 (yellow), 250 - 300 (light yellow), 200 - 250 (pale yellow), and 164 - 200 (lightest yellow). The river channel is shown in a light blue color, flowing through the valley.</p>
Trazar el cauce principal (river), márgenes (banks) y zonas de circulación preferente del agua (flowpaths)	 <p>The image shows the same 3D topographic map as above, but with additional features overlaid. A blue line represents the main river channel, and a red line represents the river banks. The flowpaths are indicated by a network of thin blue lines that follow the terrain's contours and converge towards the river channel.</p>

Tabla 4.2b. Resumen del programa en ArcGis para la exportación de los datos a HEC-RAS.

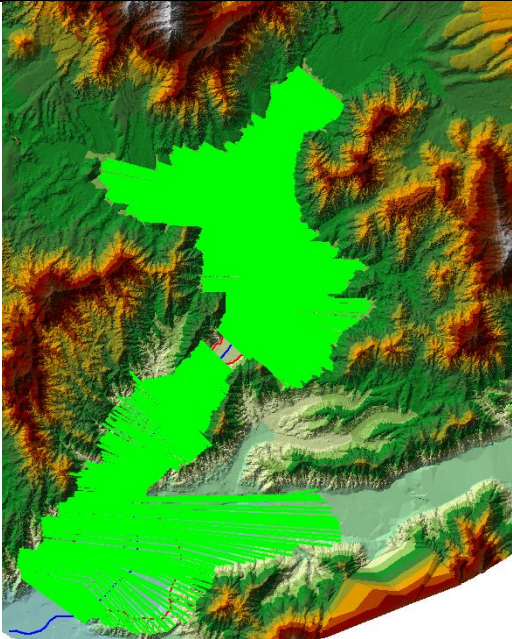
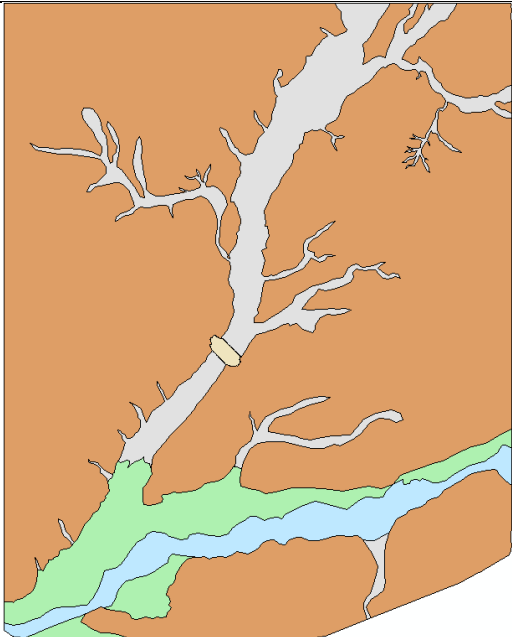
PRE-PROCESO DESARROLLADO EN ARCGIS	RESULTADO OBTENIDO
<p>Trazo de las secciones transversales</p>	
<p>Ingreso de rugosidades de manning POL_MANNING valor</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.025 0.03 0.04 0.045 0.05 <p>Río Santa 0.025 Presa 0.030 Ladera 0.040 Qda. Seca 0.045 Cultivo 0.050</p>	
<p>Creacion de archivo para exportar a HEC-RAS</p>	

Tabla 4.2c. Resumen del programa en ArcGis para la exportación de los datos a HEC-RAS.

Es importante resaltar que para el trazado final del cauce principal, inicialmente se trazaron varios cauces con diferentes, partiendo todos ellos desde el eje de rotura

de la presa seleccionado. La pendiente media de los cauces trazados fue medida y se seleccionó el cauce que presentó una mayor pendiente y continuar con el pre-proceso en HEC-RAS.

En HEC-RAS se importa la geometría procesada por ArcGIS y se procede a ingresar la geometría de la presa.

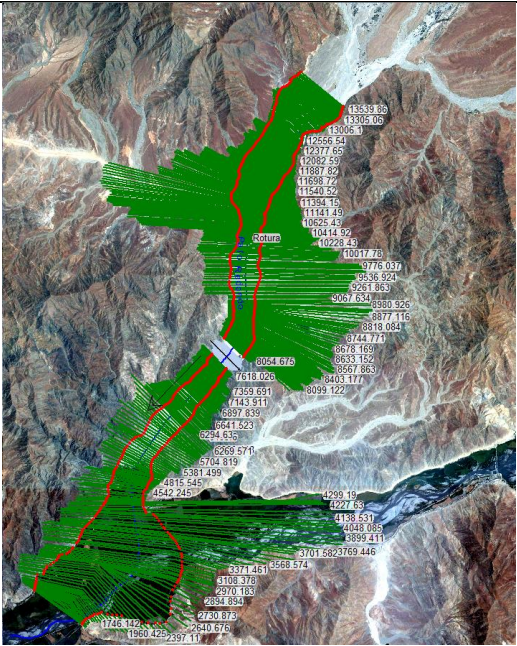
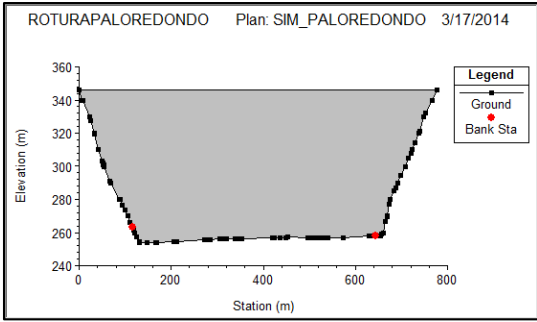
PRE-PROCESO DESARROLLADO EN HEC-RAS	RESULTADO OBTENIDO
Geometría exportada en HEC-RAS con la orto foto cargada	
Ingreso de la geometría de la presa	

Tabla 4.3. Resumen del pre-proceso en HEC-RAS.

Un esquema en planta y en perfil de la geometría representada en HEC-RAS y sobre la cual se realizaron las simulaciones se presenta en las figuras mostradas.

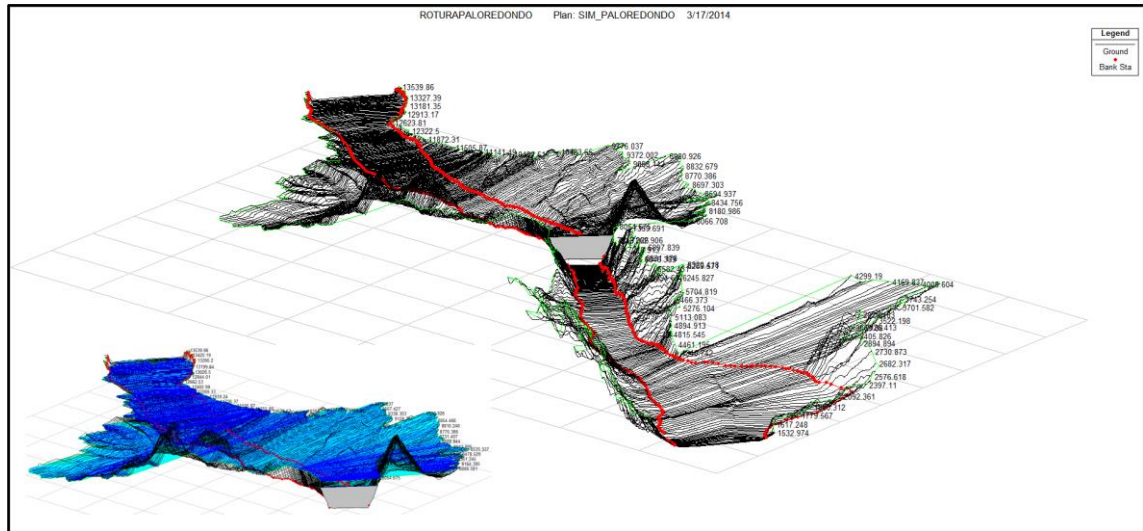


Figura 4.6. Esquema en planta de la geometría en HEC-RAS

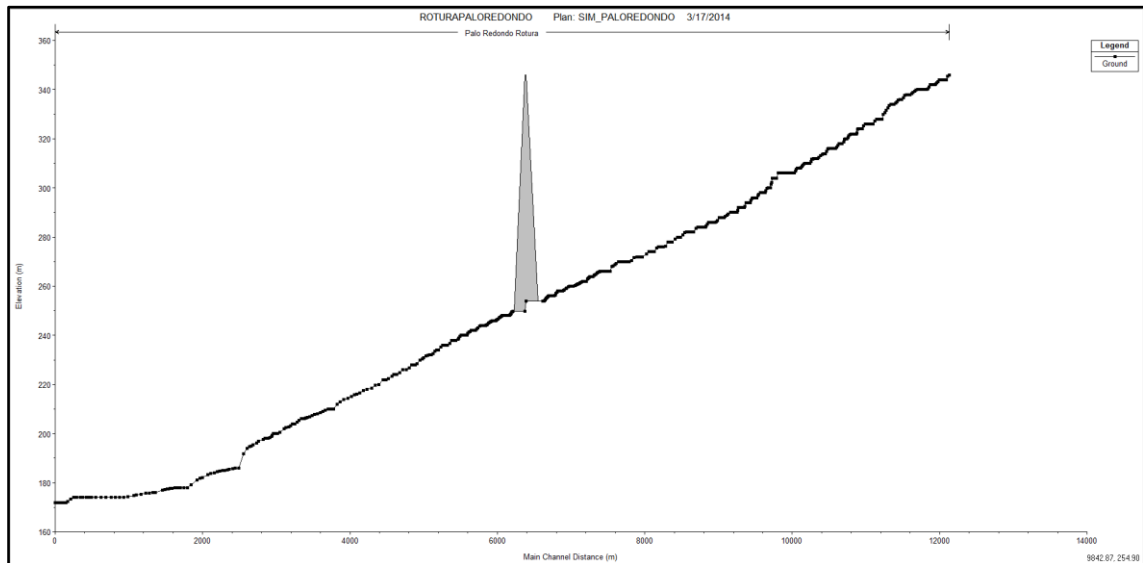


Figura 4.7. Esquema en perfil de la geometría en HEC-RAS.

4.2.1.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

La geometría en Iber fue creada a partir de tres superficies unidas entre sí, que son una superficie para el terreno conformado por el embalse, una superficie para la presa y otro para el terreno aguas abajo, todos en cota cero. Luego después de

ingresar datos en estas se generó la malla para después ingresar datos de elevación a partir de un archivo ASCII generado en ArcGis. Se muestra en la tabla 4.4 un resumen de los pasos a seguir generar la geometría en Iber.

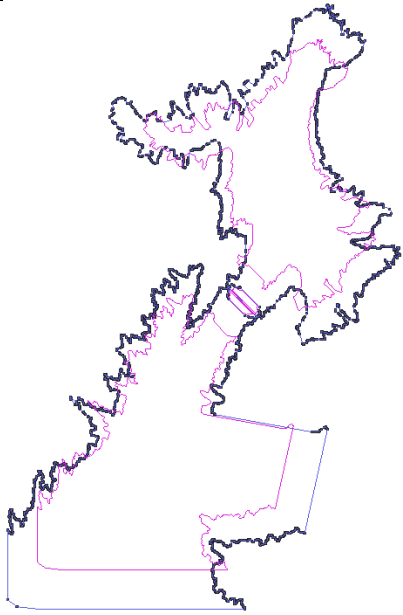
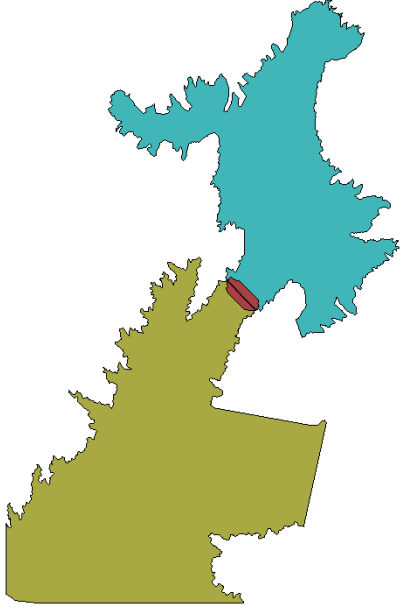
PRE-PROCESO DESARROLLADO IBER	RESULTADO OBTENIDO
<p data-bbox="459 860 587 931">Ingreso de Superficies</p>	
<p data-bbox="443 1379 603 1451">Asignación de Capas</p> <div data-bbox="424 1507 624 1704" style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p data-bbox="440 1541 552 1570"><i>Embalse</i> </p> <p data-bbox="440 1581 504 1610"><i>Presa</i> </p> <p data-bbox="440 1621 517 1682"><i>Aguas Abajo</i> </p> </div>	

Tabla 4.4a. Resumen de la creación de una malla de cálculo.

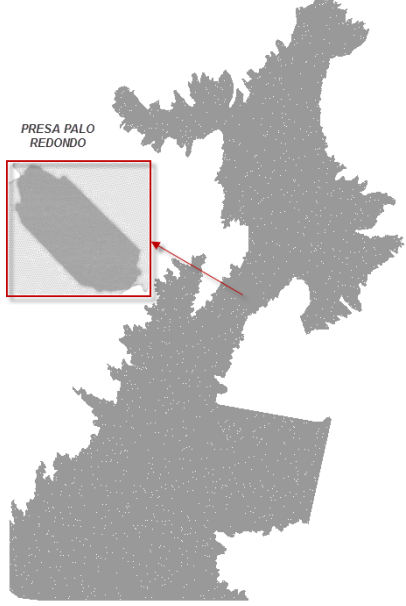
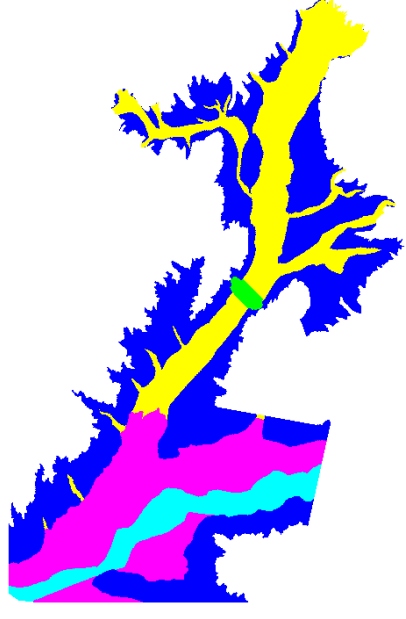
PRE-PROCESO DESARROLLADO EN IBER	RESULTADO OBTENIDO
<p>Generación de la malla de cálculo</p>	
<p>Asignación de rugosidad de manning</p> <ul style="list-style-type: none"> presa qdaseca ladera cultivo riosanta <p>Río Santa 0.025 Presa 0.030 Ladera 0.040 Qda. Seca 0.045 Cultivo 0.050</p>	

Tabla 4.4b. Resumen de la creación de una malla de cálculo.

Una vista en tres dimensiones de la superficie de cálculo que representa el relieve del terreno tanto en el embalse como en la zona aguas abajo y la geometría de la presa, se muestra en la siguiente figura.

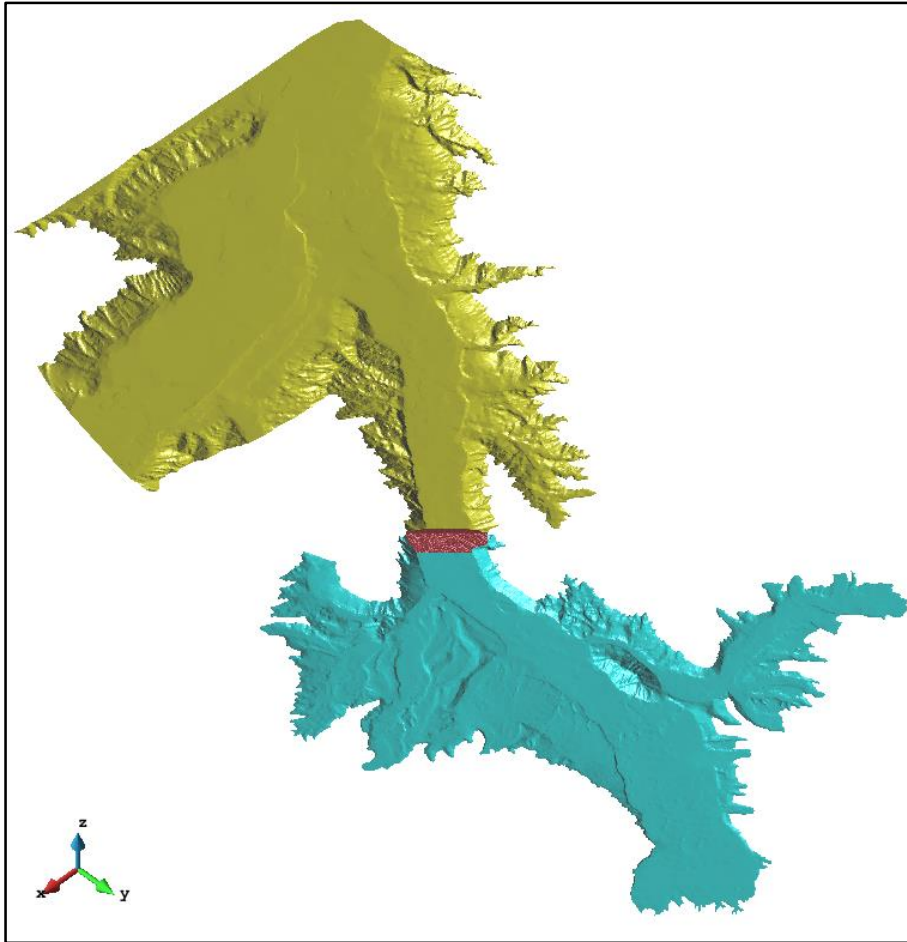


Figura 4.8. Geometría de cálculo en 3D.

4.2.2. CONDICIONES INICIALES Y CONDICIONES DE CONTORNO

4.2.2.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

Para realizar la simulación en flujo no permanente en HEC-RAS se asumió como condición inicial un flujo de $0.00 \text{ m}^3/\text{s}$, despreciando cualquier valor de caudal base debido a que la alimentación de la presa palo redondo se origina por un canal lateral y no por el flujo de su quebrada eje.

La quebrada palo redondo se muestra inactiva y solo se consideran avenidas en épocas de niño, las cuales serán inmediatamente evacuadas por el aliviadero de la presa por lo que aparenta no ser una amenaza.

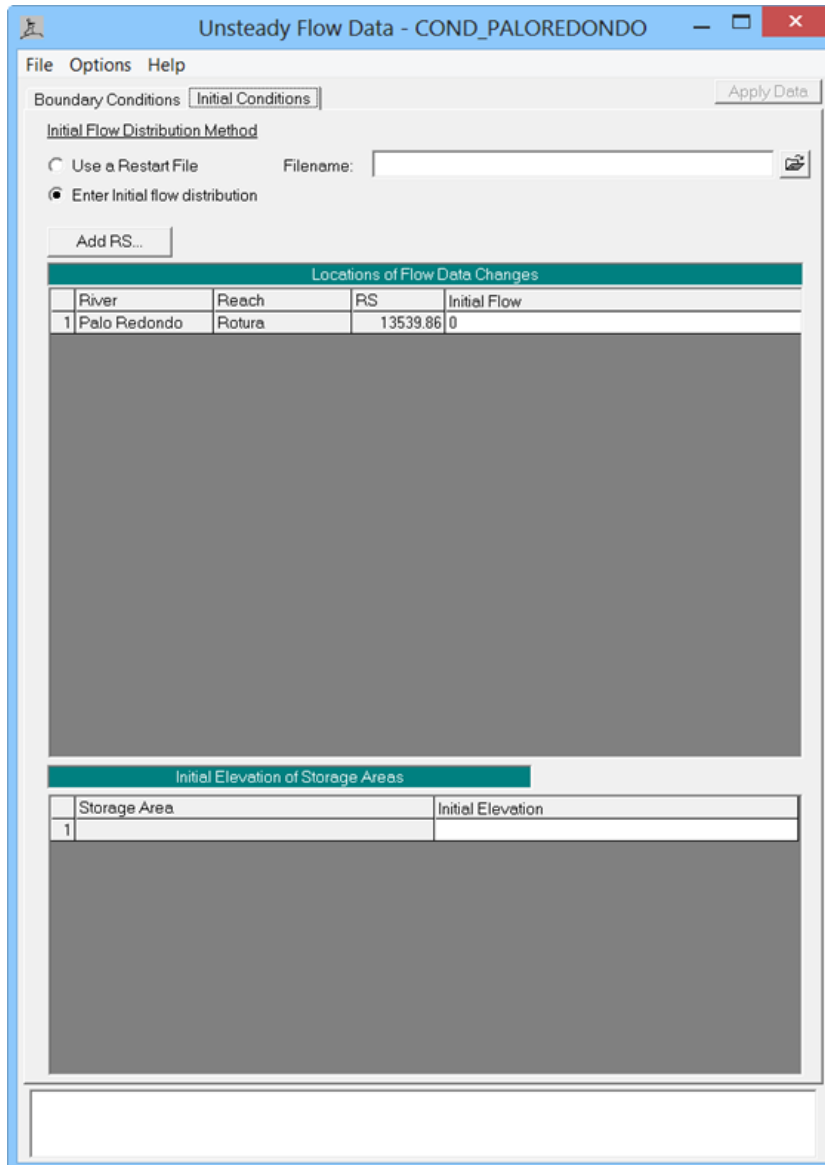


Figura 4.9. Ingreso de las condiciones iniciales en HEC-RAS.

Aguas arriba se asumió un hidrograma de caudal constante también igual a 0.00 m³/s. Se ingresa una condición de caudal nulo ya que la rotura no se ve originada por una avenida extrema en la quebrada, si no por un aumento del nivel del agua debido a un mal funcionamiento del sistema hidráulico provocando una falla por desbordamiento.

Aguas debajo se asumió como condición de contorno una curva caudal versus tirante crítico, imponiendo un régimen supercrítico que se supone lo más probable

ante un evento de rotura en una presa, esta curva fue calculada realizando una simulación en régimen permanente para diferentes valores de caudal y obteniendo para cada uno de ellos un tirante crítico.

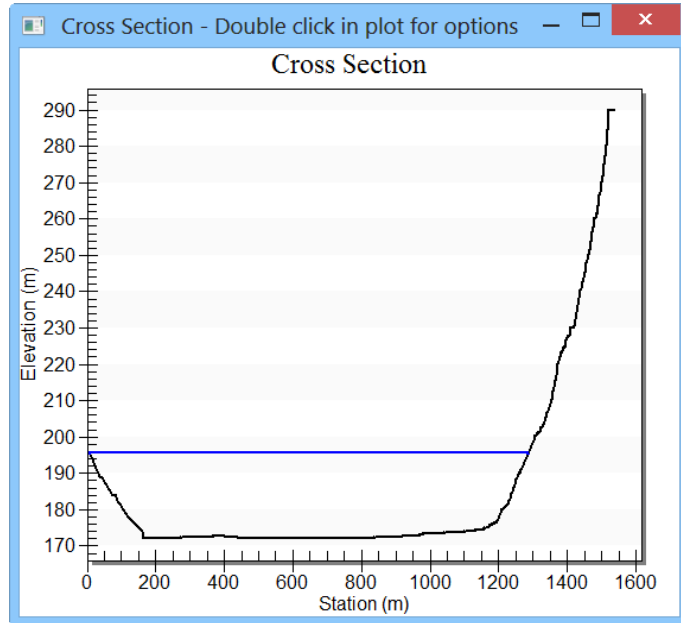


Figura 4.10. Simulación en régimen permanente aguas abajo – HydraulicTool box 4.1.

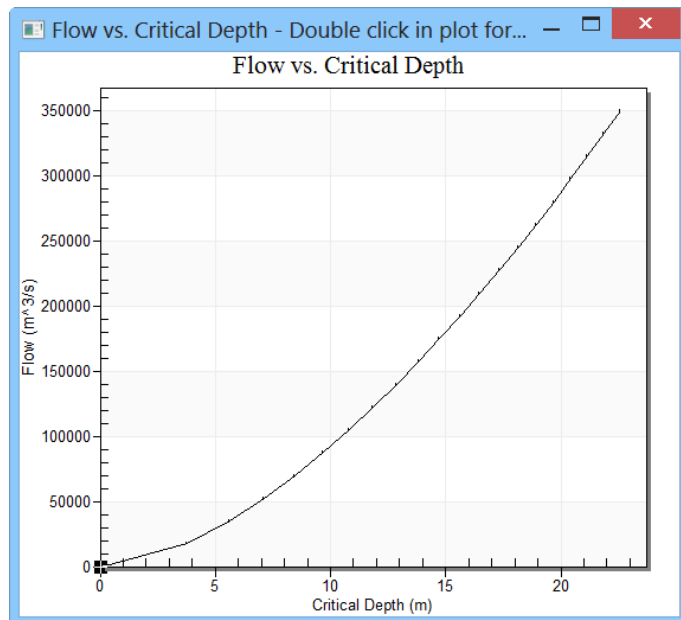


Figura 4.11. Curva Caudal (m³/s) versus Tirante critico (m) – HydraulicTool box 4.1.

El ingreso de datos para la curva aguas abajo, los valores de tirante crítico son ingresados como cota de agua, esto es debido a que nuestra simulación se basa en una topografía definida por lo que tendremos de referencia la cota más baja de la sección aguas abajo.

Para el ingreso de un caudal nulo, el tiempo de este tiene que ser mayor al tiempo programado para la simulación.

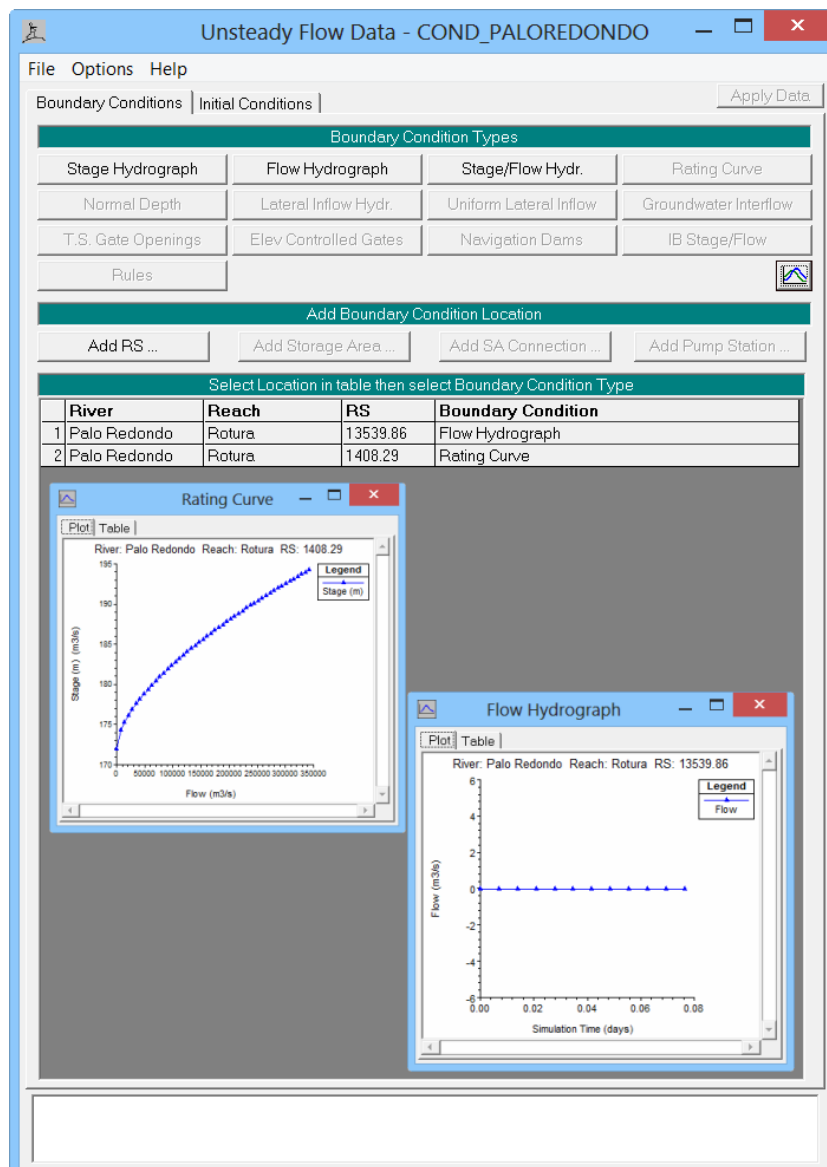


Figura 4.12. Ingreso de las condiciones de Contorno en HEC-RAS.

Estas condiciones son necesarias para el programa pueda empezar a calcular. En función del régimen de circulación cambiarán las condiciones.

4.2.2.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

En Iber la condición inicial aguas arriba de la presa (en el embalse), se fijó una elevación de 346.00 msnm, elevación el ala cual la brecha comienza a formarse y aguas abajo de la presa se asumió suelo seco.

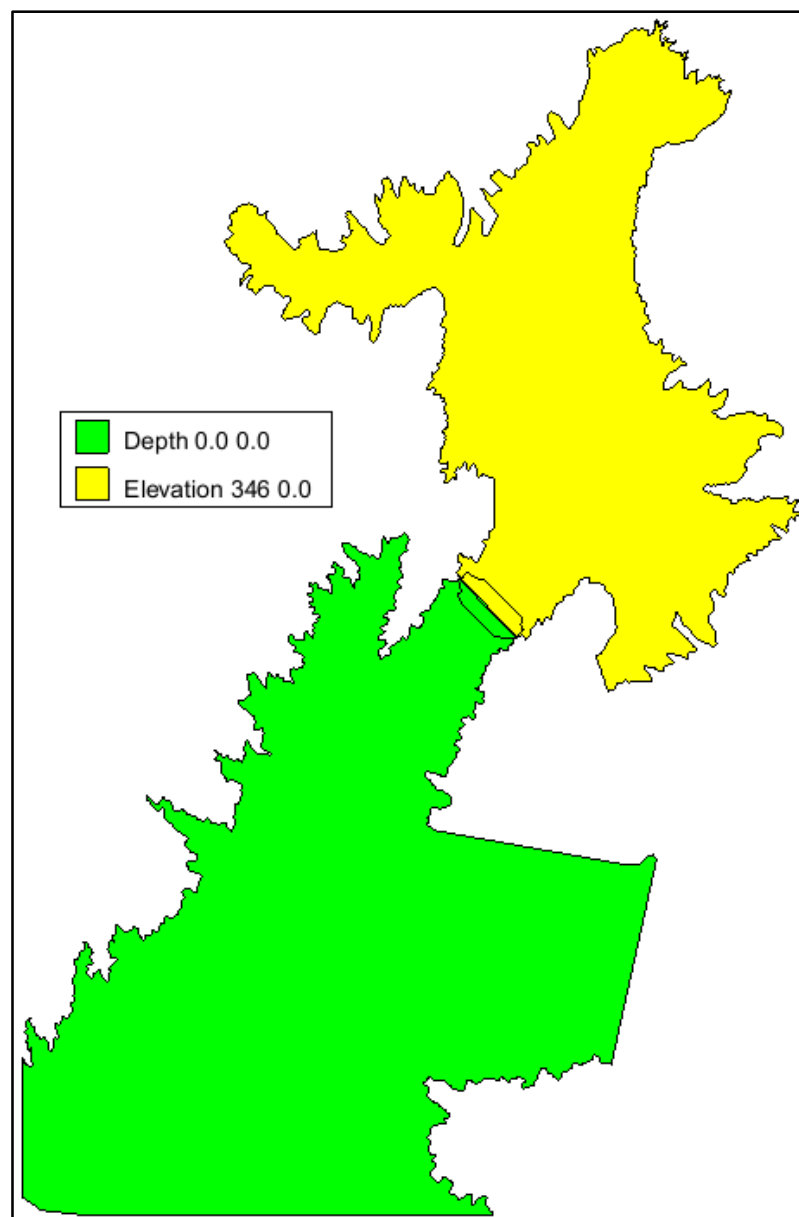


Figura 4.13. Ingreso de las condiciones iniciales en Iber.

Como condición de contorno aguas abajo se (condición de salida), debido a la magnitud de la rotura se asume una condición de flujo supercrítico/critico, aunque el modelo no se considera sensible a las condiciones aguas abajo ya que este fluye de acuerdo a su naturaleza. Debido a que la rotura no se genera a partir de una avenida no se ingresa condiciones de contorno aguas arriba.

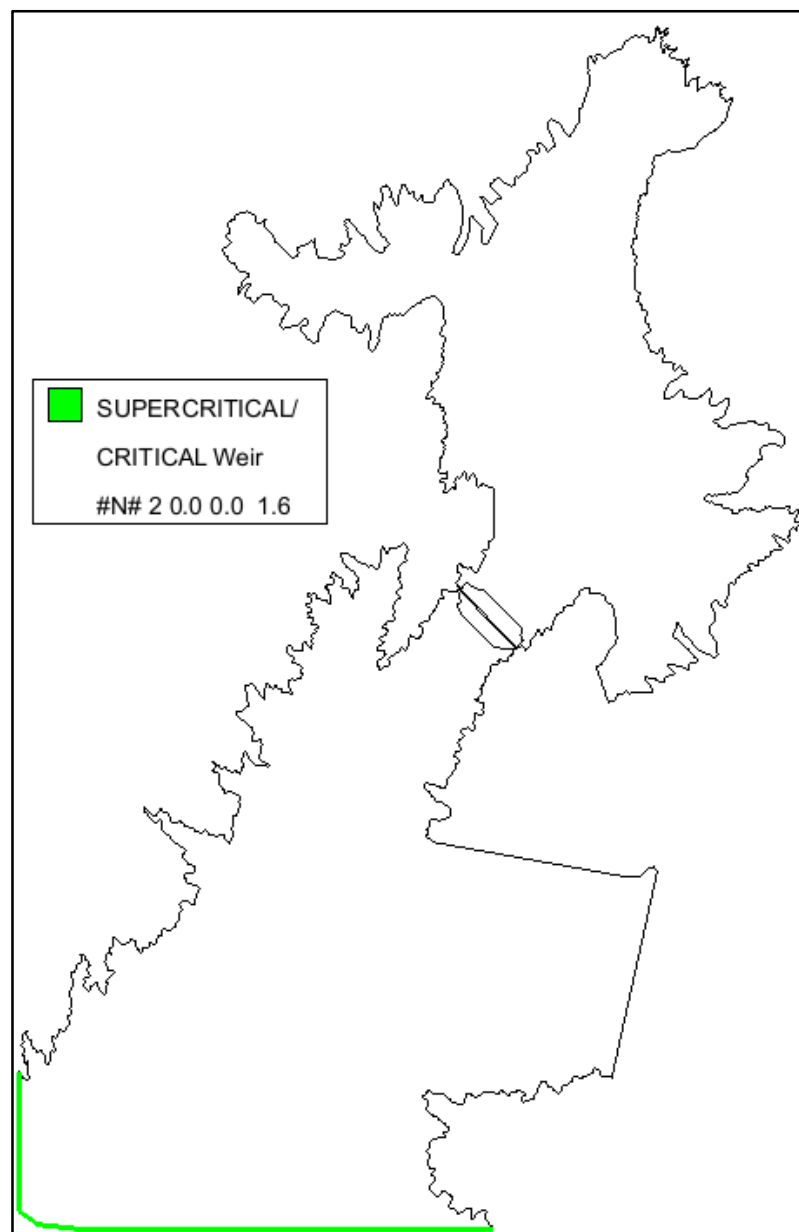


Figura 4.14. Ingreso de las condiciones de Contorno en Iber.

4.2.3. FORMA Y DIMENSIONES DE LA BRECHA

La forma y dimensiones de la brecha se calcularon teniendo en cuenta la guía técnica TYPESA-ECM (1996) (ver tabla 1.5). La forma de la brecha es trapezoidal, con pendiente de los taludes 1 horizontal y 1 vertical, tiene un ancho de fondo de 185.95 m, con una altura asumida de 88 m y un tiempo total de rotura es de 1.09 horas.

4.2.3.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

En HEC-RAS se define un eje de rotura determinado por la coordenada x que es el centro de la brecha, el ancho de la parte más baja de la brecha cuando está completamente formada y la cota en donde se produce, los taludes izquierdo y derecho para definir la geometría de la brecha, el modo de rotura que es por overtopping (desbordamiento), el tiempo de formación de la brecha y por último la cota del nivel de agua que genera el desborde.

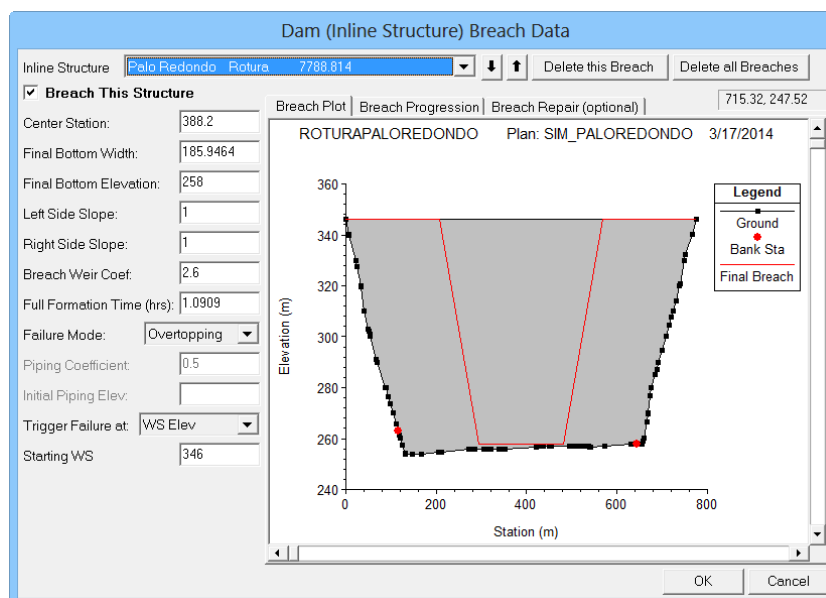


Figura 4.15. Datos para la simulación de la brecha.

Además se encuentra la opción de fijar la formación de la brecha en dos formas, una es la formación lineal en el tiempo (opción por defecto) y una formación

progresiva (Sine Wave) que es la que escogeremos para que el modelo no tenga una rotura brusca, lo que da estabilidad al modelo.

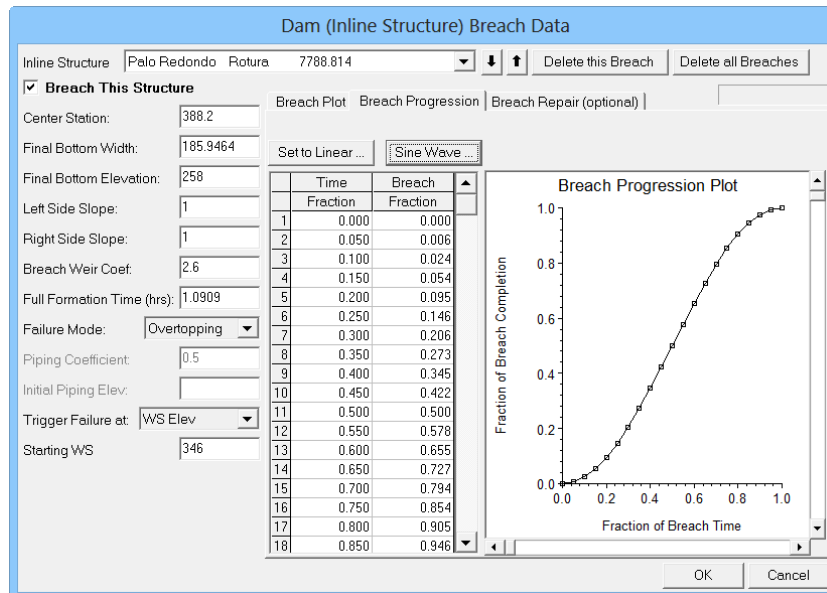


Figura 4.16. Datos para la simulación de la brecha.

4.2.3.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

El ingreso de datos de la brecha de rotura en Iber, se cuenta con dos tipos de métodos de falla diferentes, siendo el primero una falla de forma trapezoidal en el cual se ingresan todas la dimensiones finales de la brecha como coordenadas del eje de falla, cota superior de la presa, cota de fondo de la brecha, ancho superior e inferior de la brecha y tiempo de inicio de la falla y tiempo final de esta, dato que a diferencia de HEC-RAS (que se ingresa en horas) en Iber se ingresa en segundos. El segundo método se basa en los criterios dados por la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función de su Riesgo Potencial (TYPESA-ECM 1996), donde igualmente se ingresan datos de coordenadas del eje de rotura, la cota superior de la presa, la cota de fondo de la brecha el volumen de embalse y el instante de inicio de la falla, las dimensiones finales de la brecha y el tiempo final de rotura serán calculados automáticamente según la guía técnica mencionada.

En la aplicación de la presa se eligió el criterio de una rotura del tipo trapezoidal, si bien la metodología de cálculo de la brecha es según lo especificado por la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función de su Riesgo Potencial (TYPESA-ECM 1996), el volumen de embalse es calculado por el software según la topografía y el tiempo final de embalse ingresado en segundos va a ser el mismo que el ingresado en HEC-RAS. Así logramos ingresar datos en lo más posible semejantes.

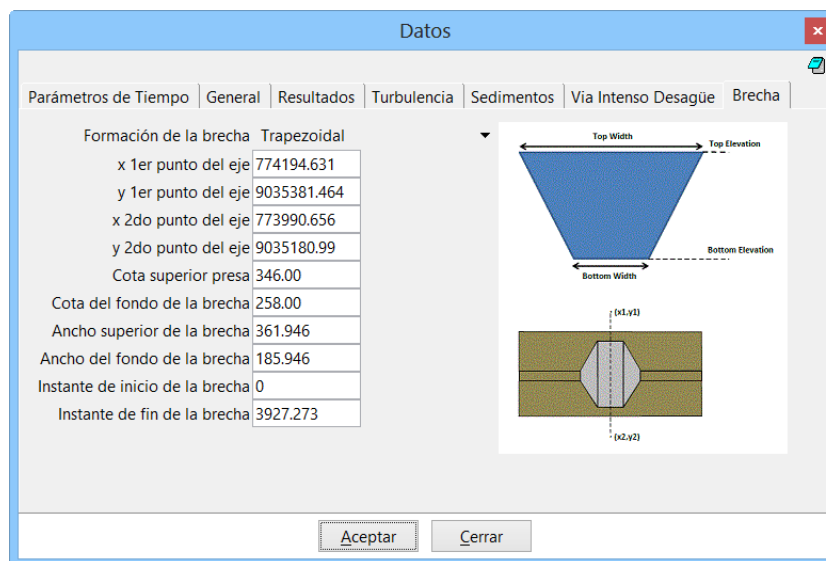


Figura 4.17. Ventana de Iber para la introducción de los datos de la brecha.

4.2.4. DEFINICION DE LOS DATOS DEL PROBLEMA

4.2.4.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

Una vez fijadas la geometría, las condiciones iniciales, condiciones de contorno y los parámetros de la brecha, hemos de configurar los parámetros necesarios para una simulación en régimen variable.

Los parámetros ingresados son la fecha y hora de inicio y fin de la simulación, el tiempo de paso para los cálculos, el intervalo de tiempo en que queremos que calcule el hidrograma y el intervalo en que deseamos que nos de los resultados de salida del hidrograma de rotura (Ver figura 4.18).

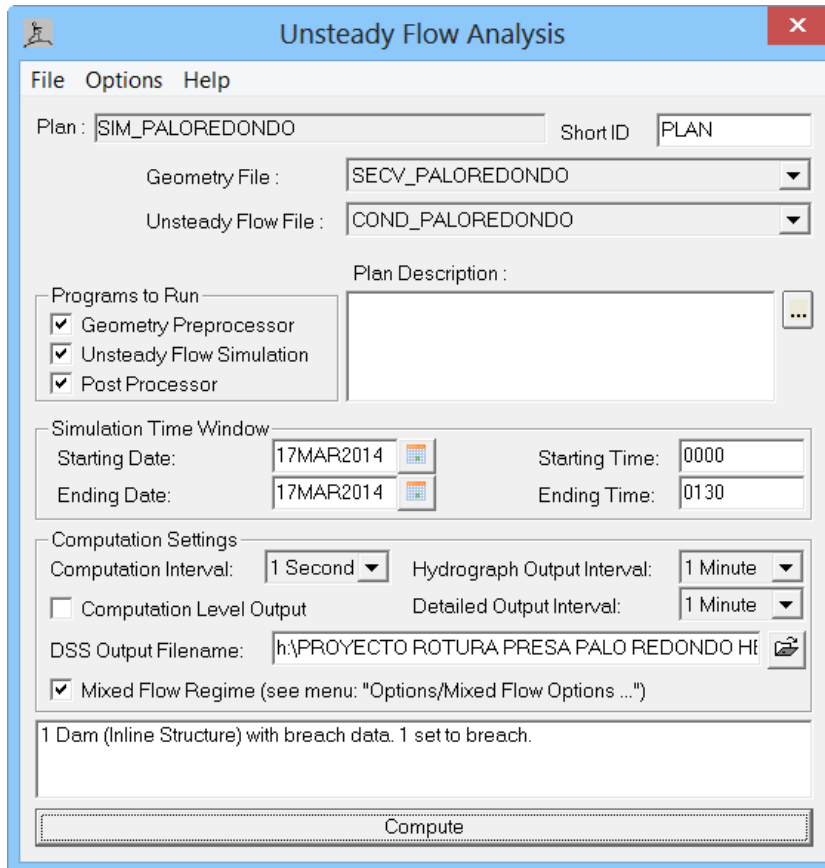


Figura 4.18. Ventana de configuración de parámetros de cálculo.

En cada sección transversal trazada, existe un hidrograma que se forma debido a la rotura de la presa y que se obtienen al ser asignadas para el proceso de cálculo de la onda de rotura en cada una de ellas (Ver figura 4.19).

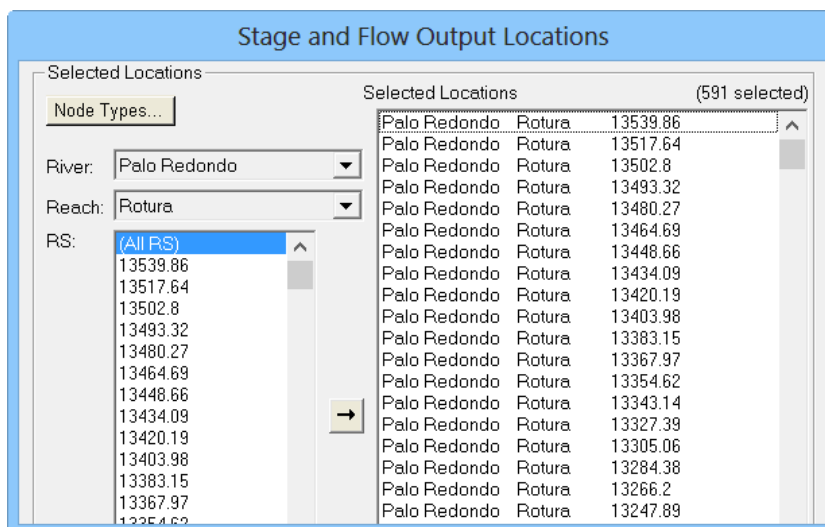


Figura 4.19. Selección de secciones transversales para obtener los hidrogramas.

Debido a que el régimen de flujo es rápidamente variable, el método de diferencias finitas (Esquema de Preissman), están sujetos a presentar posibles problemas de estabilidad, recurrimos al método LPI* de HEC-RAS que corrige estas inestabilidades provocadas por la onda de choque en su formulación.

El objetivo de emplear el método de LPI* es para no tener problemas de inestabilidad en el cálculo pero a la vez no presentar resultados fuera de la realidad, es decir mantenernos en un término medio. Se decidió ingresar en un primer instante ingresar un valor de $m=128$ y observar el procedimiento de cálculo.

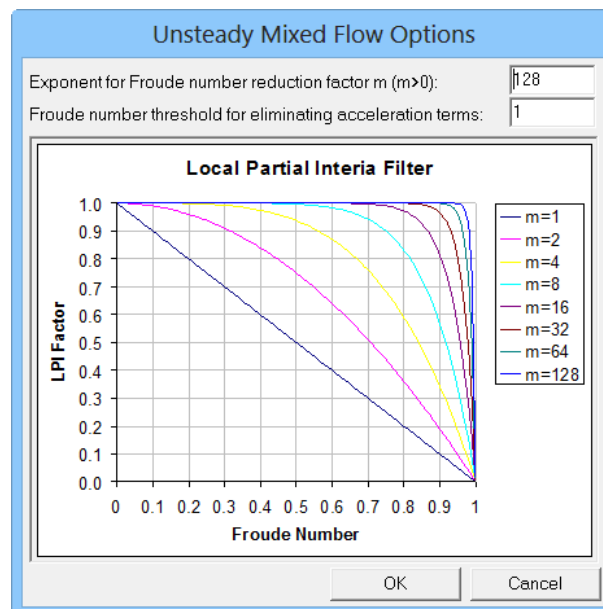


Figura 4.20. Configuración final de la simulación.

Una vez el modelo se encuentre finalmente programado se procede al cómputo de la simulación, antes de eso marcaos la opción **mixed flow** para que utilice la aproximación introducida en la ventana **Unsteady Mixed Flow Options** el cual reducirá los términos de inercia cuando el flujo circule en régimen rápido con el fin de que la simulación sea más estable.

Una vez el programa finalice la simulación sin problemas podemos chequear los resultados para verificar que este haya finalizado sin problemas.

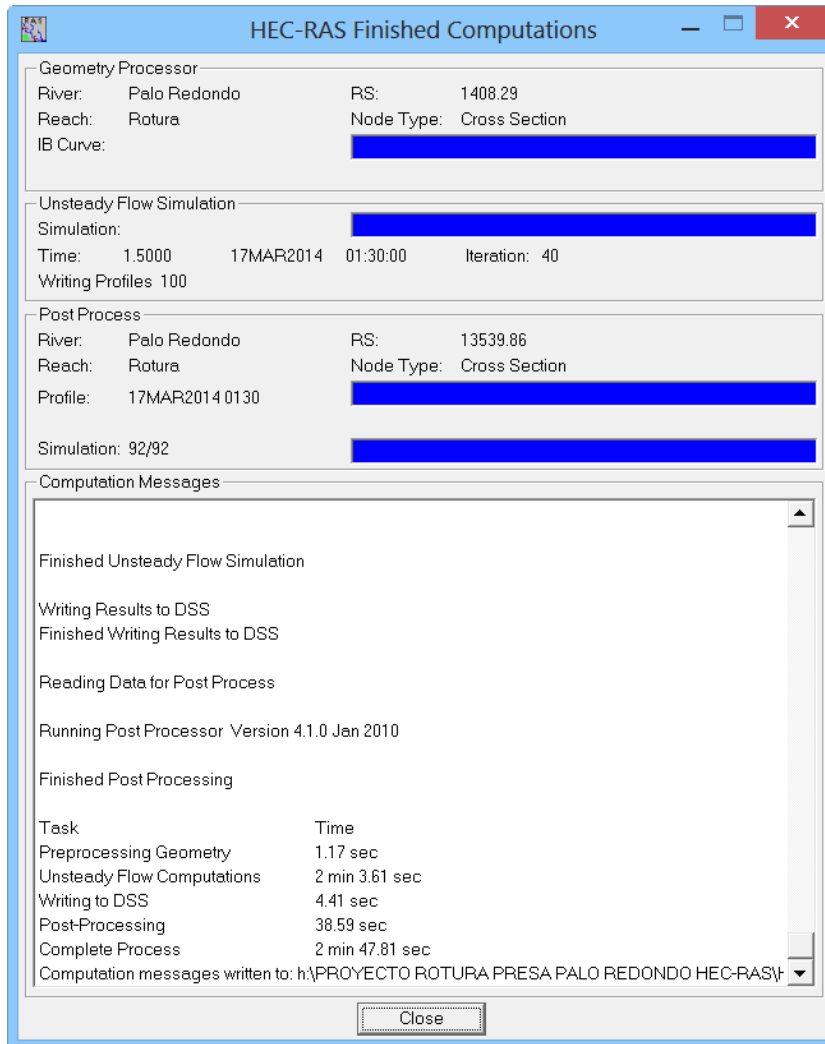


Figura 4.21. Cómputo de la simulación en HEC-RAS.

4.2.4.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

En este punto debemos configurar la simulación, el intervalo en el que queremos que se realice la simulación y lo hacemos configurando cada necesaria para que la simulación se realice con éxito. Indicamos que realice los cálculos con un intervalo de 60 segundos para que sean lo más aproximados posibles.

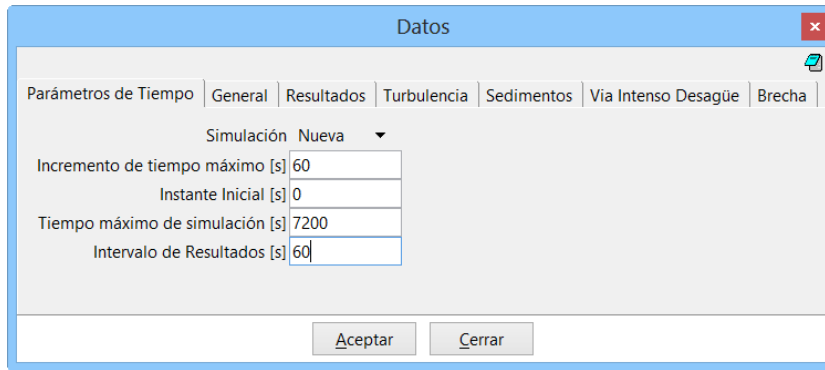


Figura 4.22. Configuración de la simulación – Parámetros de tiempo.

En este apartado escogemos el limitador de flujo (esquema descentrado de Roe) y podemos escoger entre esquemas de 1er orden y 2º orden, en este caso debido a que la calidad de la malla no es excesivamente fina y al existir gradientes espaciales de velocidad importantes, no se aconseja utilizar el esquema de orden 1 en las ecuaciones hidrodinámicas, ya que proporciona campos de velocidad excesivamente difusivos, por lo que escogemos un esquema de 2º orden.

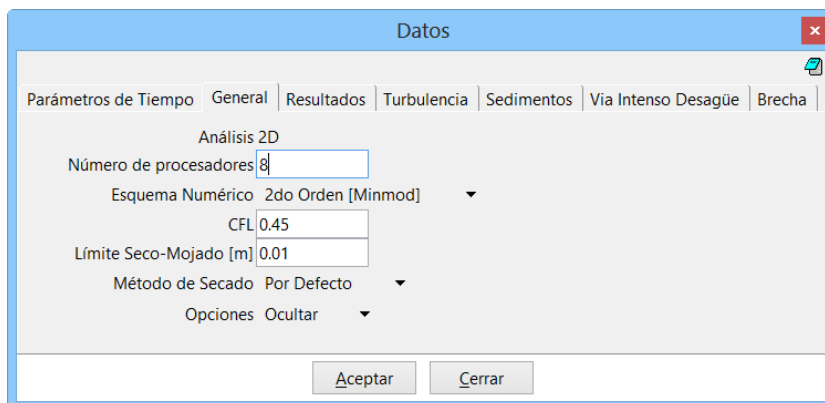


Figura 4.23. Configuración de la simulación – General.

En la pestaña de resultados podemos seleccionar todas las variables que queremos que el programa nos calcule ya que no estarán todas activadas por defecto. En el caso que pretendemos evaluar es importante marcar la opción de vector calado ya que nos permitirá observar la evolución de la brecha y la variación de la superficie del agua en el tiempo.

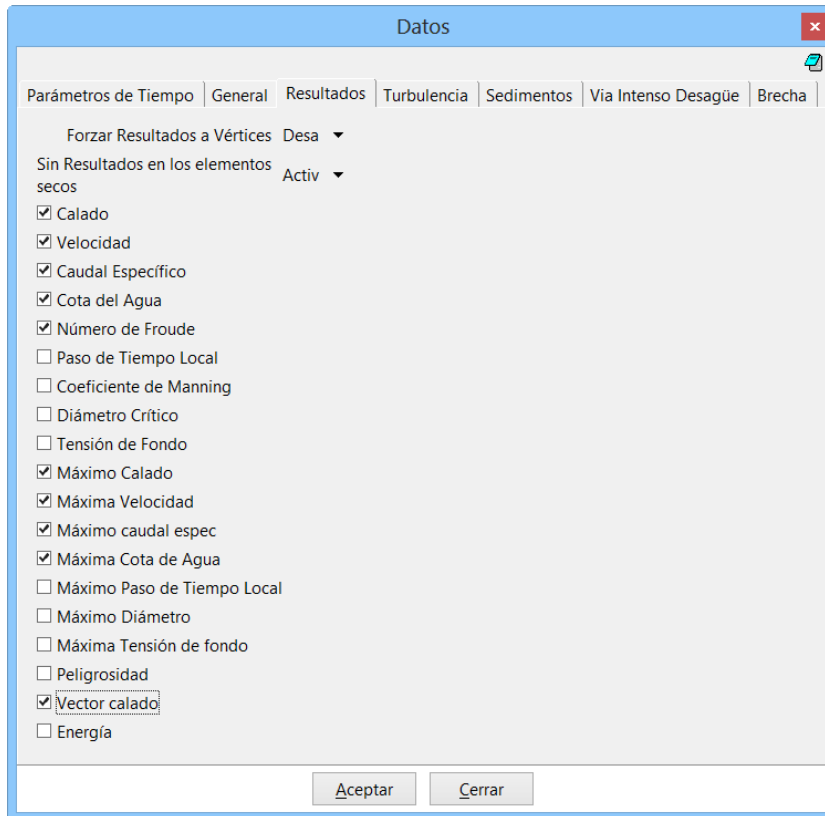


Figura 4.24. Configuración de la simulación – Resultados.

Al introducir todos los parámetros necesarios para la definición del modelo pasamos al cómputo de la simulación. En este caso a diferencia de HEC-RAS no tenemos que indicar el tipo de régimen sino que el programa lo detectará y lo hará correr en el régimen adecuado, que en este caso será mixto dado el carácter variable de la simulación.

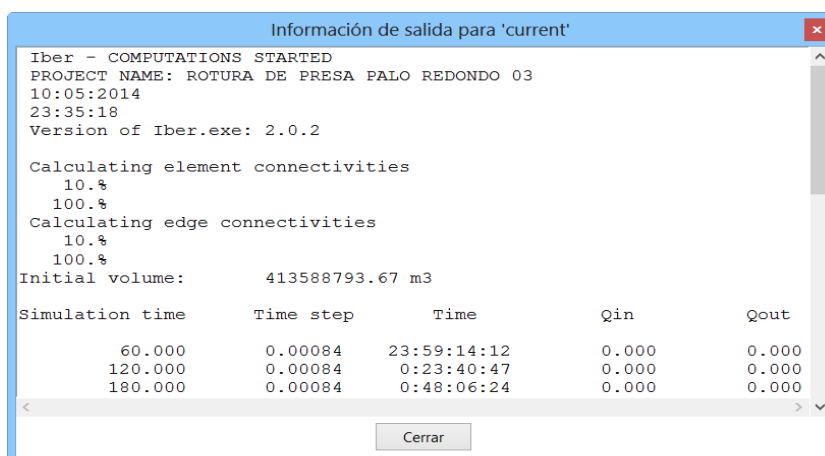


Figura 4.25. Cómputo de la simulación en Iber.

4.3. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN

En este punto se muestran los resultados obtenidos en las simulaciones con ambos modelos aplicados en la presa Palo Redondo, mostrándose los hidrogramas obtenidos por ambos programas para la sección en la presa y para la última en la sección aguas abajo así como también se presenta los resultados de mapas de inundación, en donde se aprecia la inundación causada por la rotura.

4.3.1. MODELO UNIDIMENSIONAL HEC-RAS

4.3.1.1. HIDROGRAMAS DE LA ONDA DE ROTURA

El caudal pico obtenido producto de la rotura de la presa Palo Redondo con HEC-RAS es de 166777.0 m³/s y el tiempo en que alcanza este pico se produce antes que el tiempo final de formación de la brecha con una diferencia de 16.38 minutos.

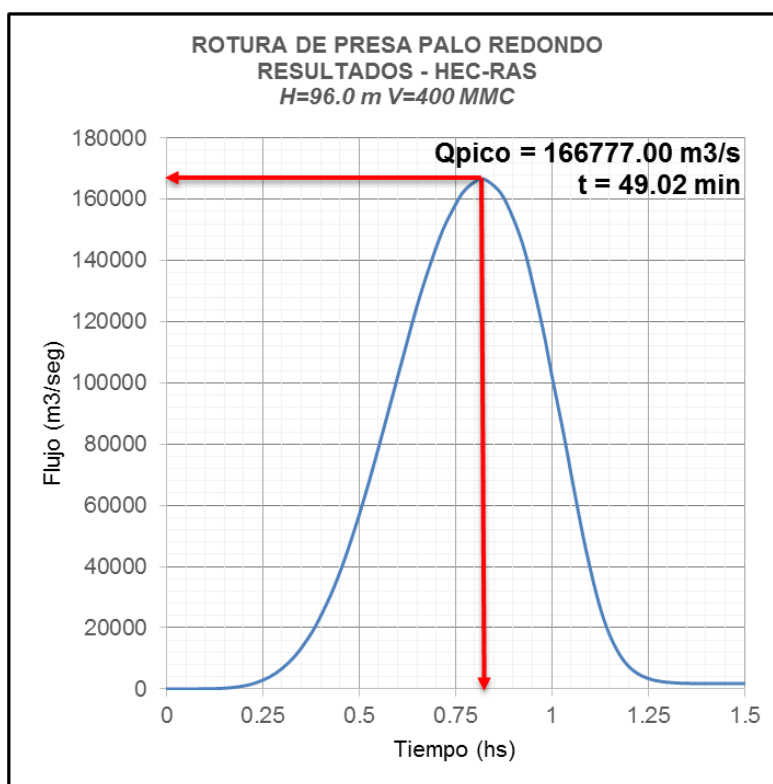


Figura 4.26. Hidrograma generado por la rotura de la presa palo redondo - HEC-RAS.

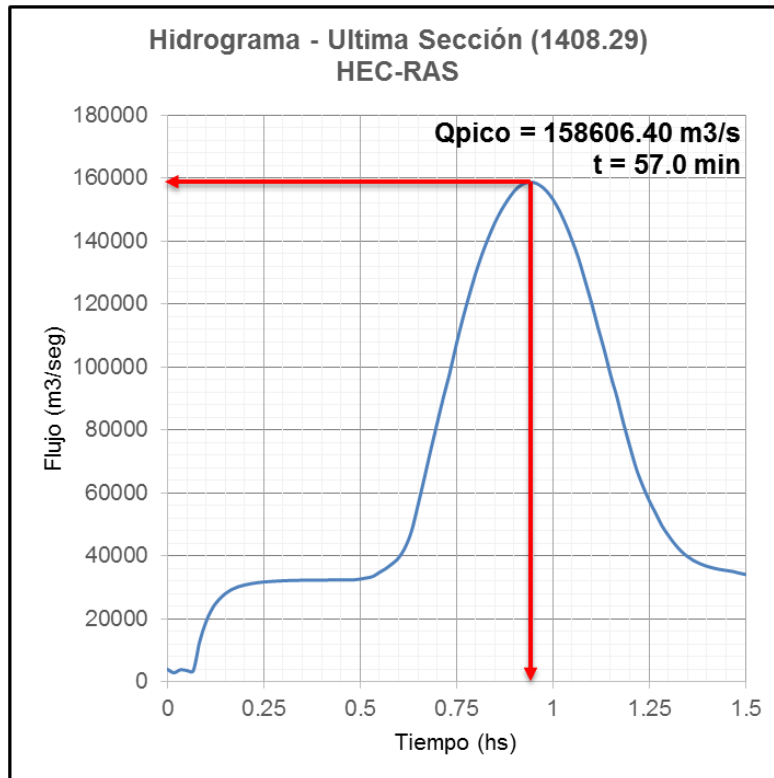


Figura 4.27. Hidrograma en la sección aguas abajo HEC-RAS.

Tal y como se puede observar en los hidrogramas mostrados, que la propagación de la onda de rotura se produce de una manera rápida y se obtiene un caudal con el 5% de diferencia que el caudal pico obtenido en la sección de la brecha.

El tiempo de llegada del caudal pico se muestra de manera acertada a la realidad, con una alta capacidad de propagación de la onda de rotura aunque los valores iniciales no sean reales en los primeros instantes. Este caudal pico se presenta de manera veloz, produciéndose a los 8 minutos que el producido en la brecha (57.0 minutos) y también antes del tiempo final de formación de la brecha.

El volumen transportado en el hidrograma de rotura es de 291.25 MMC y el hidrograma aguas abajo transporta un volumen de 360.72 MMC. Este último no está acorde con la realidad, ya que es los primeros minutos de la simulación el caudal debe ser nulo, ya que a magnitud el terreno aguas abajo se encuentra seco.

Este volumen alto se encuentra relacionado con la forma errónea del hidrograma aguas abajo, que muestra caudales cuando no se ha iniciado aun la rotura y cuando esta aun en los primeros minutos de simulación.

Se ha de destacar también las dificultades de calibración que se han tenido a la hora de calibrar el modelo de HEC RAS ya que la no homogeneidad de una sección a otra produce grandes errores de cálculo.

4.3.1.2. MAPAS DE INUNDACION

Los mapas de inundación son mostrados en las siguientes figuras cada 15 min de simulación, y el parámetro analizado es el tirante de agua logrando se tenga una idea de la altura de agua que alcanza el agua en determinados tiempos de simulación.

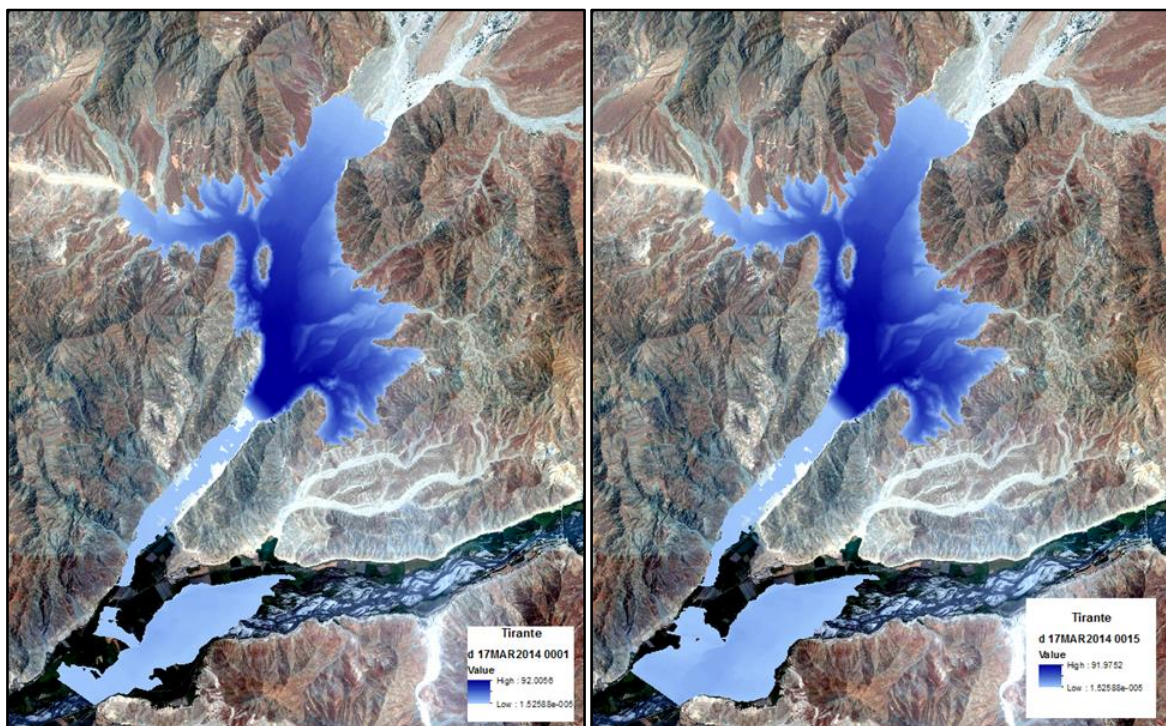


Figura 4.28a. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:00 y 0:15 horas – HEC-RAS.

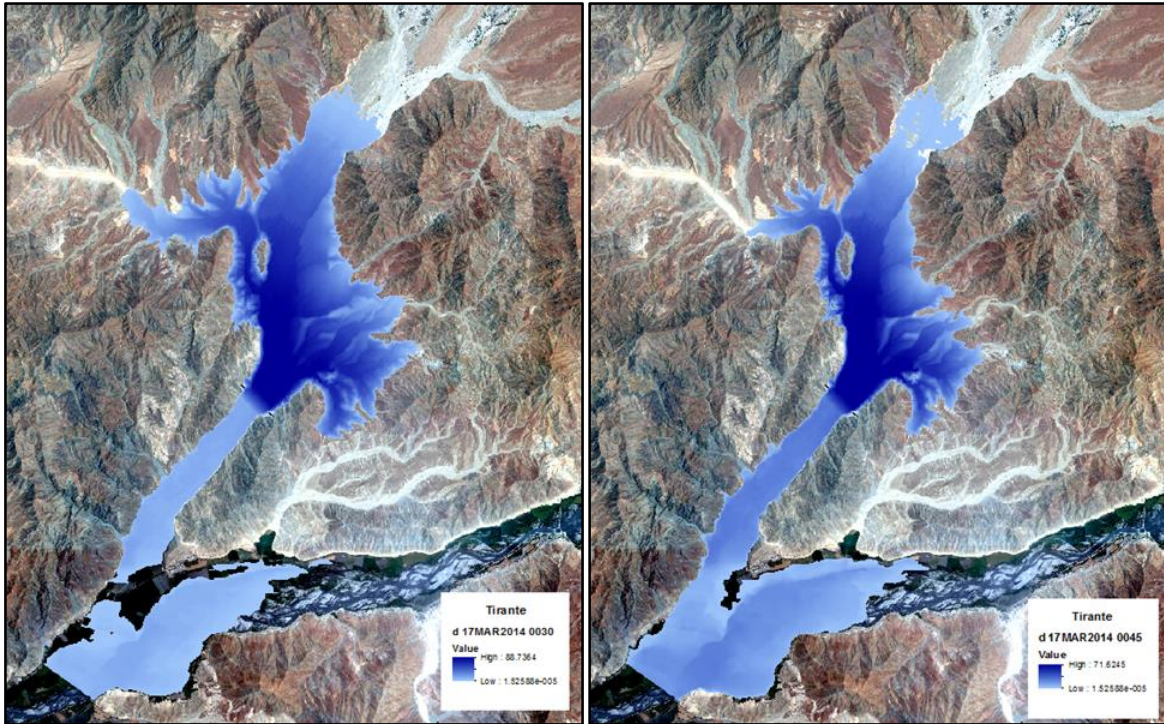


Figura 4.28b. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:30 y 0:45 horas – HEC-RAS.

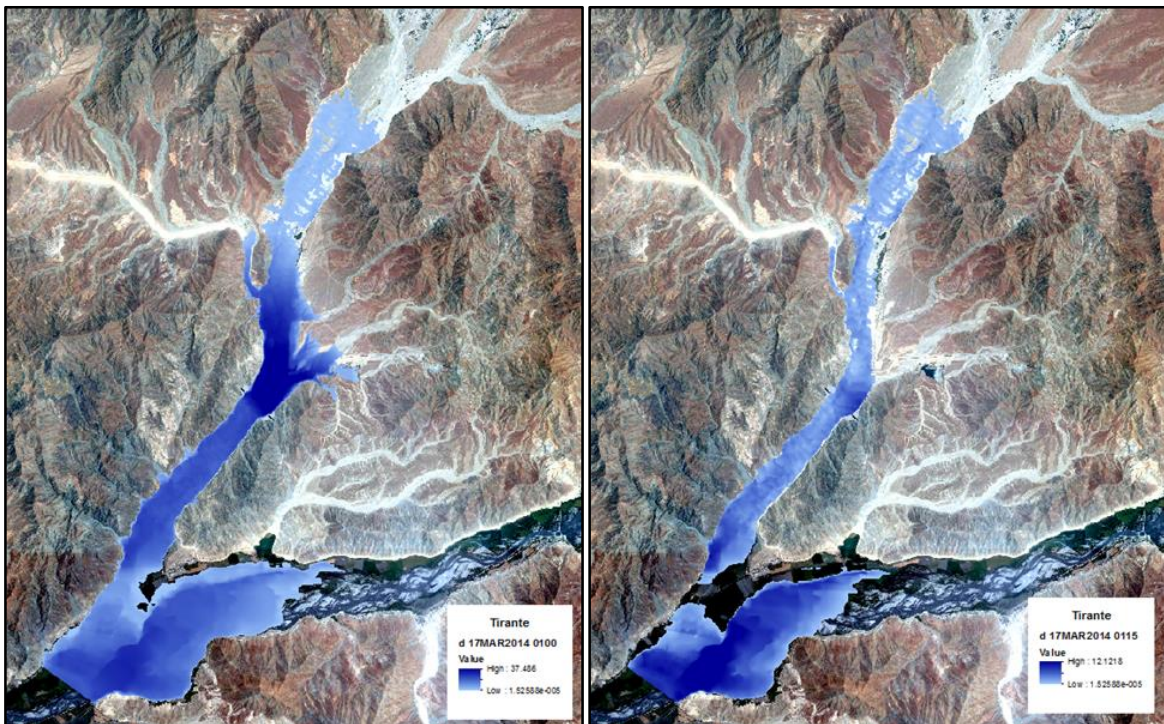


Figura 4.28c. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:00 y 1:15 horas – HEC-RAS.

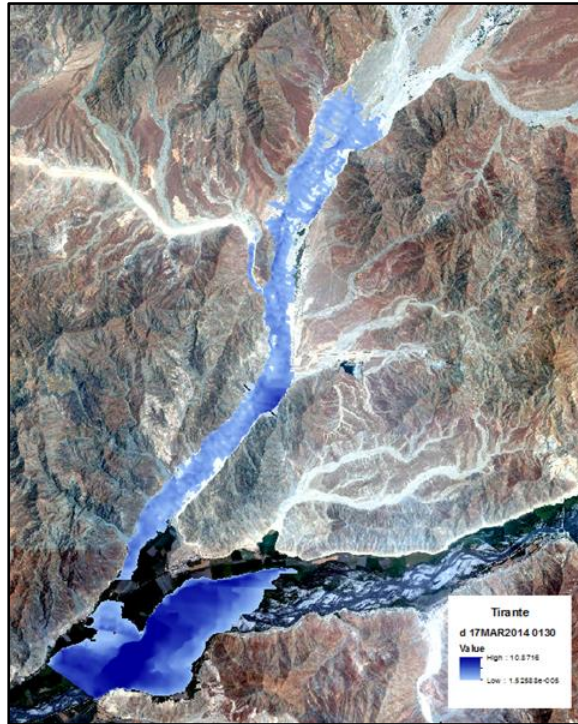


Figura 4.28d. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:30 horas – HEC-RAS.

A simple vista al visualizar los mapas de inundación obtenidos se pueden deducir algunos comportamientos del programa que no se corresponden con la realidad, corroborando lo que sucedía al analizar el hidrograma aguas abajo. En un instante inicial igual a 0.0 minutos se observa que el agua llega hasta la última sección, lo que es físicamente imposible incluso en los primeros 5 minutos de la simulación, donde el caudal es algo mayor y ha tenido tiempo para propagarse.

Este problema se debe a que la tolerancia de cálculo introducida en la calibración del modelo es de 0.0015 m, por lo que la inundación que llega a la última sección no es real y debería ser cero en lugar de 0.0015.

Por tratarse de una inundación de baja altura de agua (tirante de agua), no interfiere demasiado en las labores de gestión de los planes de emergencia.

4.3.2. MODELO BIDIMENSIONAL IBER

4.3.2.1. HIDROGRAMA DE SALIDA

El caudal pico obtenido producto de la rotura de la balsa con IBER es de 164429.0 m³/s. El tiempo de ocurrencia de dicho caudal con 64.98 minutos se aproxima con el tiempo total de falla de la brecha con 65.4 minutos, en la sección aguas abajo el agua tarda 70 minutos en llegar, que a diferencia de HEC-RAS lo hace a os 57 minutos.

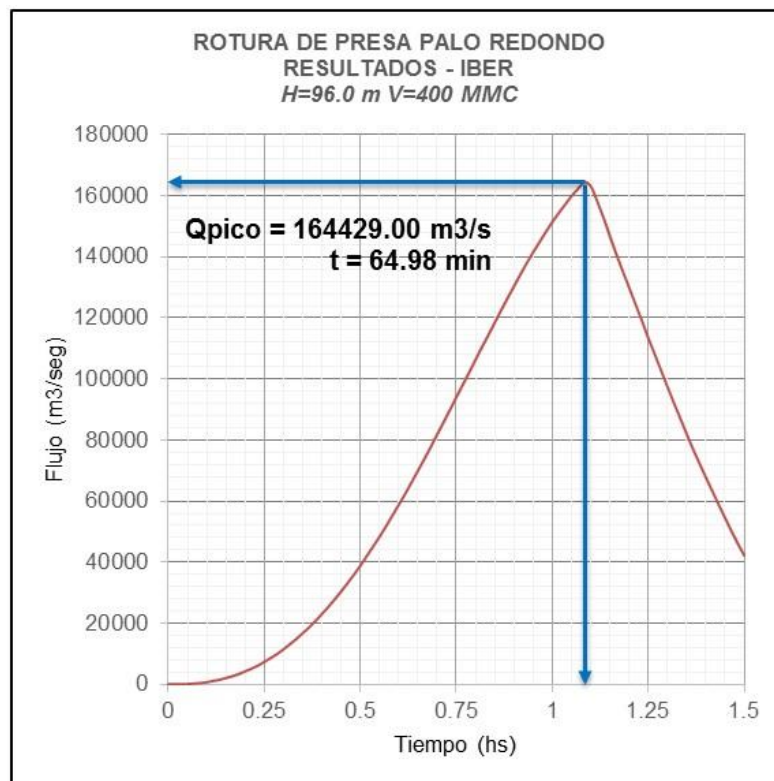


Figura 4.29. Hidrograma generado por la rotura de la presa palo redondo - Iber.

En el hidrograma aguas abajo se tiene un caudal pico de 147869.0 m³/s en un tiempo de 70 minutos, que a diferencia de HEC-RAS se da después del tiempo de formación de la brecha. En los primeros 30.0 minutos el flujo es nulo, lo que representa correctamente la realidad y caudal pico aguas abajo difiere en un 11.0% con respecto al caudal pico en la brecha.

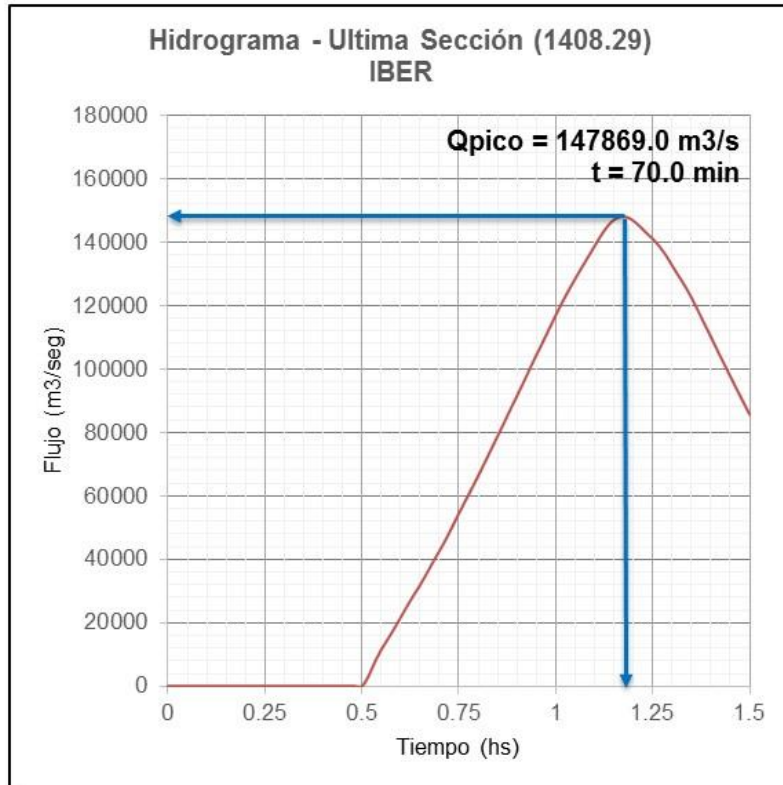


Figura 4.30. Hidrograma en la sección aguas abajo Iber.

El volumen transportado en a través de la brecha en un 1.5 horas de simulación es de 391.12 MMC y el hidrograma aguas abajo es de 329.29 MMC, estos resultados reflejan de manera veraz lo que pasaría en la realidad ya que la pérdida de volumen se muestra debido a que Iber permita la acumulación de agua debido a la topografía, un hecho coherente con lo que realmente sucede.

4.3.2.2. MAPAS DE INUNDACION

A razón de comparar con HEC-RAS, los mapas de inundación son mostrados también en las siguientes figuras cada 15 min de simulación, y el parámetro analizado es el tirante de agua logrando se tenga una idea de la altura de agua que alcanza el agua en determinados tiempos de simulación.

En el tiempo de simulación inicial ($t = 0$ s), se observa que la altura de la lámina de agua en la balsa es de 96 m y que el resto de la zona presenta suelo seco.

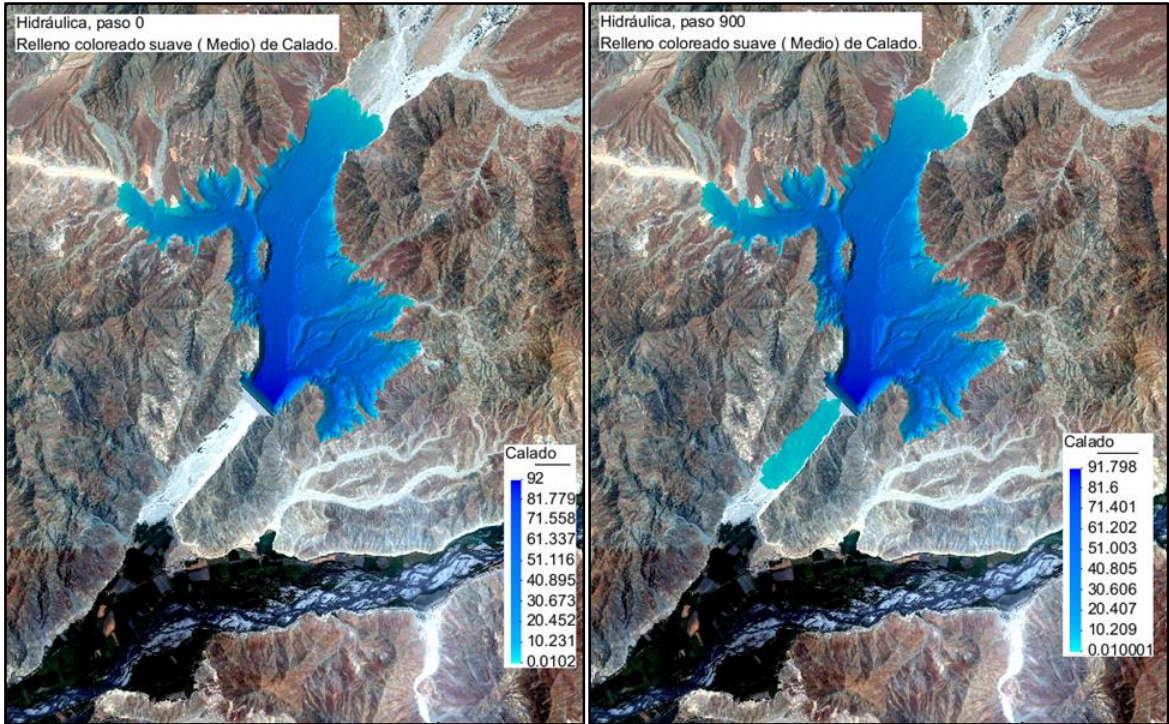


Figura 4.31a. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:00 y 0:15 horas – Iber.

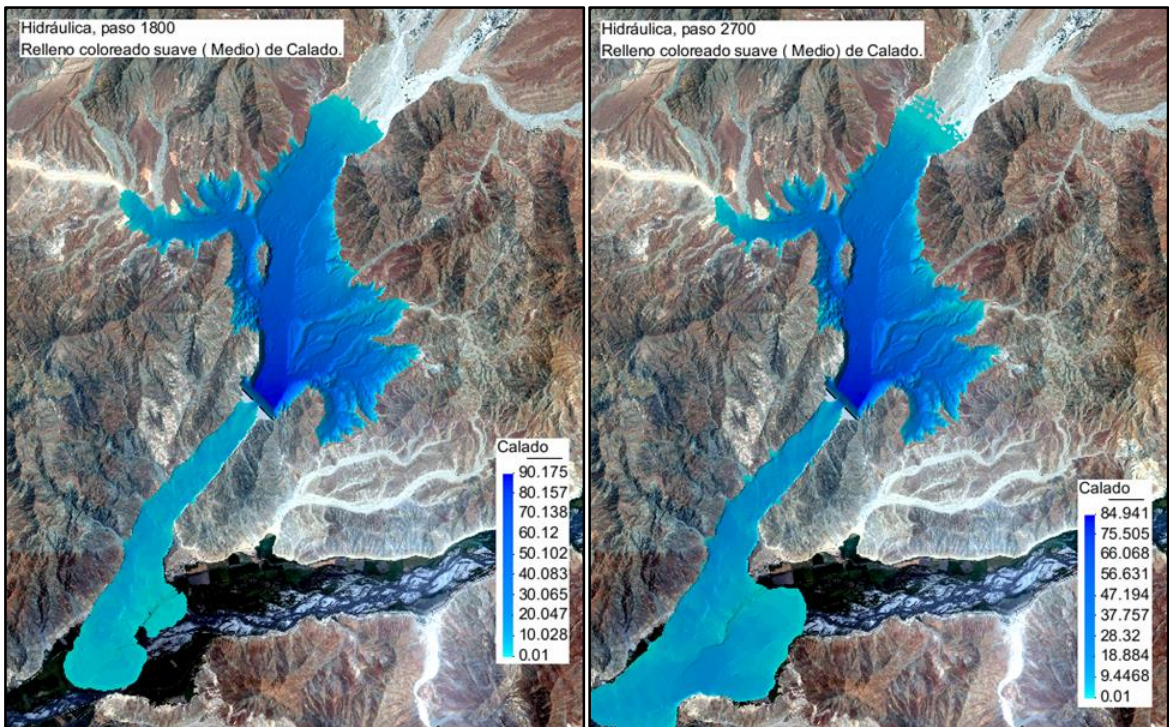


Figura 4.31b. Avance del frente de onda para un tiempo de 0:30 y 0:45 horas – Iber.

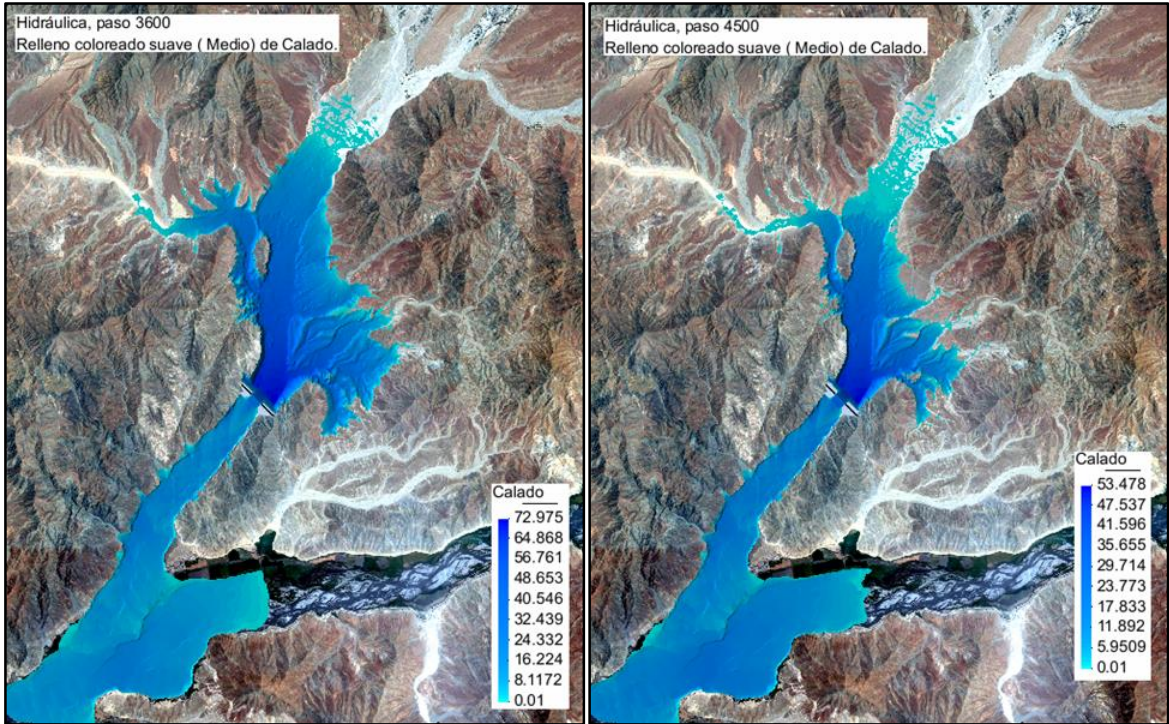


Figura 4.31c. Avance del frente de onda para un tiempo de 1:00 y 1:15 horas – Iber.

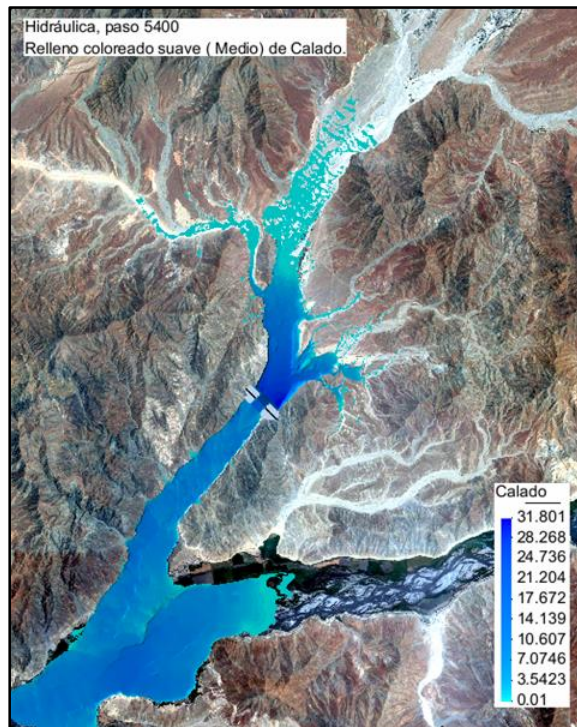


Figura 4.31d. Avance del frente de onda para un tiempo 1:30 horas – Iber.

Se observa que el terreno se encuentra seco por lo que simula el proceso humedecimiento del terreno a diferencia de la limitación que HEC-RAS, mostrando inundación antes de iniciada la rotura aunque esta sea muy pequeña. El caudal que llega a la sección aguas abajo es menor a la sección de la brecha, pues el agua no sigue un solo sentido si no que toma varias posibilidades de inundación, lo que no pasa en HEC-RAS que el camino que toma el agua no tendría más posibilidad que el cual se asigna a priori.

CONCLUSIONES

1. Los dos modelos comparados en este estudio, IBER y HEC-RAS, usan esquemas de cálculo distintos para la solución de las ecuaciones completas de Saint-Venant, esquema de volúmenes finitos y esquema implícito en diferencias finitas respectivamente, los resultados obtenidos de los hidrogramas producto de la rotura de presas de materiales sueltos, muestran resultados diferentes. Estas diferencias presentadas se deben en gran medida a que estos esquemas de solución requieren de una discretización espacial distinta que genera algunas discrepancias en los resultados.

La forma del hidrograma generado por la rotura de las presas con ambos modelos es similar, pero presenta diferencias en el caudal pico del hidrograma y por lo tanto de su volumen y en el tiempo de ocurrencia de este caudal pico. En el 67.0% de las simulaciones entre los casos 01 y 04, el caudal pico obtenido con HEC-RAS es mayor al caudal pico obtenido con Iber, aspecto que deja incertidumbre acerca de una tendencia que genere una relación entre estos dos modelos, a pesar de que en también un 67.0% la relación entre los caudales picos generados por ambos modelos están entre -5.86% y 5.83%.

En el caso 01, donde la altura de la presa es de 10.0 m y el volumen de embalse varía entre los 0.50 MMC y 1.50 MMC, la relación entre los caudales picos en ambos modelos están desde 1.95% hasta un extremo de 5.83% para luego volver a 1.44%. Esto al ser representado gráficamente, no muestra una tendencia definida mostrando un quiebre brusco al descender por lo que no se considera una relación veraz.

En el caso 02, se muestra similar al caso 01 donde la altura de la presa es de 100.0 m y el volumen de embalse es desde 50 MMC hasta 150 MMC, la relación entre los caudales picos van desde -0.38%, 7.72% y 10.88%. En la figura 3.16

se muestra que la relación entre caudales pico presenta una tendencia definida cuando el volumen de embalse aumenta.

Para el caso 03, el volumen de embalse es de 1.00 MMC y la altura de la presa esta desde los 5.00 m hasta 15.0 m. Esta relación también no muestra una tendencia veraz, al presentar inicialmente un valor de -37.25% subir hasta un 5.83% y volver a caer con -1.05% deduciéndose una relación nula y una tendencia sin sentido con un quiebre muy brusco.

Ahora en el caso 04, el volumen de embalse es de 100 MMC y la altura de presa esta desde 50.0 m hasta los 150.0 m. La tendencia ahora muestra que para un volumen fijo y una altura ascendente la relación entre es los caudales picos entre los dos programas disminuye desde 18.14%, 12.10% y -5.86%, esta tendencia está bien definida y muestra una relación más veraz.

La conclusión para estos cuatro primeros casos, se presenta que para valores altos de altura de presa y volumen de embalse, genera caudales picos con una relación más veraz entre los modelos ya sea que descienda o ascienda. Para los valores inferiores no se mostró una tendencia definida y por lo tanto desalentadora.

En el caso 05, al no generar alguna relación geométrica, por lo que la altura de la presa y el volumen de embalse son los mismos para los tres sub-casos, es ver la diferencia que genera cada metodología al calcular el tiempo de formación de la brecha y su ancho medio, el resultado es de que en el caudal pico obtenido por HEC-RAS es mayor que en Iber para las tres metodologías usadas. La metodología TYPASA-1996 en el sub-caso 01 genera un caudal pico mayor que los otros dos sub-casos, debido esto a que el tiempo de formación de la brecha con esta metodología nos arroja un valor menor que a los otros dos que de por si son parecidos, reflejándose en los hidrogramas que generan aunque esto no se logra postrar en la relación de caudales picos de ambos modelos. El ancho medio de la brecha es más estrecho por lo que también podría generar en

combinación con el tiempo más corto, una onda de rotura más rápida y explicar así la forma cerrada del hidrograma a diferencia de los otros dos que muestran hidrogramas más extendidos y por lo tanto menos volumen bajo el hidrograma.

Por último el caso 06, al igual que en el caso 05 no se toma interés por la altura de la presa ni por el volumen de embalse, sino más bien por el régimen aguas abajo, es cual se obliga a cada sub-caso a presentar un régimen súper-crítico modificando la pendiente de este. Se generaron caudales pico bastante diferentes entre los modelos, pero de una manera ascendente cuando el volumen de embalse y la altura de la presa aumentan. En las simulaciones de este último caso en estudio se presentaron inestabilidades en el cálculo con HEC-RAS, por lo que se recurrió al método de LPI que este programa ofrece, claro sacrificando la precisión de los resultados.

Se concluye también que los parámetros más importantes a tener en cuenta son la altura y el volumen de agua del embalse, ya que estos influyen directamente en las dimensiones finales de la brecha (ancho de fondo) y el tiempo de rotura de ésta.

Al analizar los resultados obtenidos de caudal pico del hidrograma para un tiempo de rotura y un ancho de fondo de la brecha, se concluyó que a mayor tiempo de formación de la brecha para un ancho de fondo fijo, el caudal pico de IBER y HEC-RAS se parece menos.

Debido a que el tiempo de formación de la brecha está relacionado con el volumen y la altura del embalse y a que a mayor altura y menor volumen hay un menor tiempo de formación, se puede confirmar de nuevo que a mayor altura y menor volumen del embalse los caudales pico de IBER y HEC-RAS son más similares.

Por lo expuesto no podemos generar una ecuación que exprese una relación veraz entre los dos modelos, de tal forma que el resultado de uno pueda predecir el resultado de otro.

2. En los 18 casos, se observa que en el 100.0% de ellos el tiempo que transcurre desde iniciado la brecha hasta alcanzar el caudal pico, es mayor en Iber y además este caudal pico se da en casi el mismo tiempo en que la brecha se termina de formar.

La onda de rotura viaja más rápido en HEC-RAS, por lo que la inundación se produce también rápido por lo que llega rápido al contorno aguas abajo, además de moverse en tan solo una dirección.

En Iber, la propagación de onda de manera más precisa ya que no viaja en una sola dirección si no en dos direcciones, debido a la discretización que genera una malla de cálculo que el agua debe recorrer.

3. El volumen de embalse bajo el hidrograma, en la mayoría de casos es mayor en Iber, esto lo delimita la forma del hidrograma. La cantidad de agua desplazada por los hidrogramas de cada modelo, es menor que el volumen de embalse. Se eligió un tiempo de simulación de 1.50 horas y poder simular el agua en el embalse.

HEC RAS no es un esquema conservativo, que tenga en cuenta el volumen de la presa, pero si logramos ajustar bien los parámetros y finalizamos la simulación cuando se ha vaciado podemos obtener un valor de volumen bastante aproximado.

4. En la rotura de la presa Palo Redondo con el modelo HEC-RAS, se genera un caudal pico de 166777.0 m³/s a los 49.02 minutos de iniciada la brecha. En Iber el hidrograma de rotura es de 164429.0 m³/s con un tiempo de 64.98 minutos.

Ambos modelos arrojan caudales pico similares, excepto por el tiempo pico que se diferencian por 15 minutos.

El tratamiento del terreno como una malla de volúmenes finitos interconectados simula de manera más fiable el evento que el tratamiento de secciones unidas entre sí. Ya que de esta manera el agua fluye por el terreno, en función de las ecuaciones de comportamiento introducidas, en lugar de por un camino prefijado como hace HEC RAS. Esto puede llevar a errores en la dirección del flujo fruto del desconocimiento a priori del modelador. Por lo tanto imponiendo un solo camino estamos hipotecando los resultados de nuestra simulación. Todo y que eligiésemos más de un camino en 1D, cosa que es posible, seguiría siendo impredecible que el agua tomase realmente esos dos caminos, siempre y cuando los cauces no estén bien definidos.

La sección aguas abajo (sección 1408.29), en HEC-RAS muestra en incoherencia en los primeros minutos, lo que hace generar un volumen adicional que se ve reflejado en el volumen del hidrograma.

5. En términos generales los resultados obtenidos mediante el programa IBER detallan con mayor exactitud y profundidad el proceso de generación y propagación de una onda de rotura así como las características de la inundación provocada por la misma, aproximándose con mayor veracidad los sucesos provocados por una rotura de presa.

El uso de modelos bidimensionales para la simulación del flujo en lámina libre, empujados por la creciente capacidad de los ordenadores actuales, es cada vez mayor debido a su gran capacidad de representación de los fenómenos reales frente a las limitaciones de los modelos unidimensionales. No obstante hay situaciones en las que la simplicidad de un modelo unidimensional, nos puede aportar gran economía y eficacia en la modelización, como puede ser el caso de un río con el cauce bien definido con un flujo apreciablemente unidimensional.

Pero en modelos de rotura de presas la adopción de éstas hipótesis simplificadoras están muy alejadas de poderse representar en la realidad y por tanto la adopción de modelos bidimensionales es necesaria.

BIBLIOGRAFIA

- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, HEC-RAS. River Analysis System, HEC-RAS 4.1 User's Manual, USA 2010.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, HEC-GeoRAS. GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS® 10 User's Manual, USA 2012.
- FLUMEN, Universitat Politècnica de Catalunya, Manual de básico usuario IBER, España 2010.
- E BLADÉ y M. GÓMEZ, Modelación del Flujo en Lámina Libre sobre Cauces Naturales – Análisis Integrado en una y dos Dimensiones, España 2006.
- E. BLADÉ, M SÁNCHEZ-JUNY, H.P. SÁNCHEZ, D. NIÑEROLA, M. GÓMEZ, Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable – Una visión a partir del modelo HEC-RAS, España 2009.
- Ven Te Chow, Hidrología Aplicada, USA 1994.
- Proyecto Especial Chavimochic, PLAN DE ACCION DE EMERGENCIA – PRESA PALO REDONDO, Perú 2012.
- Proyecto Especial Chavimochic, ESTUDIO DE FACTIBILIDAD, 2011.
- Ministerio de Medio Ambiente, Clasificación de presas en función del riesgo potencial – Guia Tecnica, España 1996.
- ASEP, NORMAS PARA LA SEGURIDAD DE PRESAS, PANAMA 2010.