

UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS
(Universidad del Perú, Decana de América)
Facultad de Ciencias Físicas

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE
INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



**“MODELAMIENTO NUMÉRICO DE UNA ONDA DE AVENIDA
GENERADA POR LA ROTURA DE UNA PRESA DE TIERRA Y SU
ESTIMACIÓN DE RIESGO- APLICACIÓN A LA PRESA YURACMAYO”**

*Tesis presentado por el Bachiller en
Ingeniería Mecánica de Fluidos*

**BUSTAMANTE HUAMAN,
YONATAN ANIBAL**

Para obtener el título profesional de:

**INGENIERO MECÁNICO DE
FLUIDOS**

LIMA – PERU

2013

ASESORES

Dr. HERNANDO TAVERA

MSc. Ing. DOUGLAS SARANGO JULCA

DEDICATORIA:

Esta tesis se la dedico a mi madre que con tanto amor me motivo para seguir adelante y me brindo el apoyo suficiente para lograr mis objetivos.

A mi padre quien me brindo el soporte y la fortaleza para seguir adelante y ambicionar cada vez más nuevas metas.

A mi hermano y hermana que son mis motivos de realización, pues ellos me ven como su fuerza y ejemplo para seguir adelante.

Yonatan B.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a DIOS, por ser mi guía y brindarme su bendición y cuidarme cada día de mi vida.

Agradezco al INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ, por el financiamiento de la tesis, por abrirme las puertas y darme la oportunidad de desarrollarme como profesional.

A mi asesor Douglas Sarango Julca por brindarme su asesoría y apoyo para la presentación de esta tesis.

Al Dr. Hernando Tavera, por brindarme su asesoría y apoyo permanente, a mis queridos amigos Angel Ochoa, Bilha Herrera, Christian Flores, Cristóbal Condori, Estela Torres, Eliana Bizcarra, Juan Villegas, Josep Flores, Josue Innuma, Jhonatan Montenegro, Lennin Cachi, Karin Reyes, Patricia Guardia, José Millones, Liliana Torres, Luz Arredondo, Rafael Hurtado, Rider Navarro, Sheila Yauri, Williams Mamani, Julio Martínez y María Delgado. A los señores, Efraín Fernández, Consuelo Agüero, Simeón Rodríguez, Henry Salas por haber compartido conmigo y ayudado a complementar mis conocimientos en el campo de la ingeniería.

A todo el personal del INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ, que compartió conmigo, conocimientos y experiencias que me ayudó a realizar este trabajo de tesis.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS, en especial a la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, a mis profesores, compañeros y amigos.

AGRADECIMIENTOS

INDICE

CAPÍTULO I INTRODUCCION.....	1
1.1 Descripción.....	1
1.2 Antecedentes del estudio.....	2
1.3 Problema.....	3
1.4 Importancia.....	3
1.5 Justificación.....	4
1.6 Objetivos.....	5
1.6.1 Objetivo general.....	5
1.6.2 Objetivos específicos.....	5
CAPÍTULO II GENERALIDADES Y CONCEPTOS RELACIONADOS.....	6
2.1 Presa de tierra	6
2.1.1 Tipos de fallas de una presa de tierra.....	10
2.2 Términos y conceptos básicos en Hidráulica.....	10
2.2.1 Flujo permanente.....	10
2.2.2 Flujo transitorio o no permanente.....	11
2.2.3 Flujo uniforme.....	11
2.2.4 Flujo variado.....	11
2.2.5 Río.....	11
2.2.6 Caudal.....	12
2.2.7 Número de Reynolds.....	12
2.2.8 Número de Froude.....	13
2.2.9 Cuenca hidrográfica.....	14
2.3 Inundaciones.....	14
2.3.1 Según su duración.....	14
2.3.1.1 Inundaciones rápidas o dinámicas.....	14
2.3.1.2 Inundaciones lentas o estáticas.....	15
2.3.2 Según su mecanismo de generación.....	15
2.3.2.1 Inundaciones pluviales.....	15
2.3.2.2 Inundaciones fluviales.....	15
2.3.2.3 Inundaciones por rotura.....	15
2.4 Modelos existentes en la actualidad.....	16
2.4.1 Definición de Modelo.....	16
2.4.2 Definición de Modelo numérico.....	17
2.4.3 Modelos Unidimensionales.....	17
2.4.3.1 Modelos 1D en régimen permanente.....	17
2.4.3.2 Modelo 1D en régimen variable.....	18

I.	Esquema de resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant.....	18
a)	Método de las características.....	18
b)	Diferencias finitas explícitas.....	18
c)	Diferencias finitas implícitas.....	19
d)	Elementos finitos.....	19
II.	Esquemas de resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant simplificadas.....	20
a)	Métodos hidrológicos.....	20
b)	Método de la onda cinemática.....	21
c)	Método de la onda difusiva.....	21
d)	Método de la onda dinámica cuasi-permanente.....	21
2.4.4	Modelos Cuasi-Bidimensionales.....	21
2.4.5	Modelos Bidimensionales.....	22
2.5	Modelos comerciales.....	23
2.6	Sistema de Información Geográfica (SIG).....	24
2.6.1	Definición.....	24
2.6.2	Partes de un SIG.....	25
2.6.3	Software a emplear.....	25
2.6.3.1	ArcGIS 9.3.....	25
2.7	Normativa aplicable para la estimación del riesgo de inundación por rotura de presa.....	26
2.7.1	Clasificación de las presas en función a su riesgo potencial....	27
2.7.2	Modelación Hidráulica.....	30
2.7.2.1	Topografía.....	30
2.7.2.2	Coeficientes de rugosidad.....	31
2.7.2.3	Forma y dimensión de la brecha vs tiempos de rotura... 31	31
2.7.2.4	Escenarios de rotura.....	33
2.7.2.5	Selección del modelo para la simulación hidráulica.....	33
2.7.2.6	Análisis del riesgo.....	38
2.7.2.7	Identificación de zonas de riesgo.....	39

CAPÍTULO III ECUACIONES Y CONCEPTOS PARA FLUJOS EN REGIMEN PERMANENTE Y NO PERMANENTE..... 43

3.1	Principios fundamentales para un flujo en régimen permanente. 43	43
3.1.1	Conservación de la masa	43
3.1.2	Conservación de la energía.....	44
3.1.3	Conservación de la cantidad de movimiento o momentum.....	45
3.2	Ecuaciones fundamentales para Flujo no permanente.....	46
3.2.1	Continuidad del flujo no permanente.....	46
3.2.2	Ecuación dinámica para el flujo no permanente.....	49

3.3	Solución de las ecuaciones de Saint-Venant.....	52
3.3.1	Ecuación de continuidad.....	53
3.3.2	Ecuación de momento.....	55
3.4	Solución numérica de las ecuaciones Saint Venant utilizando el método de diferencias finitas y el esquema de Preissman.....	61
3.4.1	Diferencias finitas implícita y esquema de Preissman.....	61
3.4.2	Adaptación de las ecuaciones de Saint Venant a la geometría del cauce.....	63
3.4.3	Formulación de las ecuaciones de Saint-Venant en diferencias finitas.....	75
3.4.4	Condiciones de contorno.....	79
3.4.4.1	Condiciones de contorno internas.....	80
3.4.4.2	Condiciones de contorno aguas arriba.....	81
3.4.4.3	Condiciones de contorno aguas abajo.....	83
3.4.5	condiciones iniciales.....	84
3.4.6	Régimen mixto.....	85
3.4.7	Resolución numérica del sistema.....	86
CAPÍTULO IV ÁREA DE ESTUDIO.....		88
4.1	Características de la zona de estudio.....	89
4.2	Geometría de la presa y embalse.....	90
4.3	Información Hidrológica , hidráulica, Meteorológica.....	92
4.3.1	Subcuencas del río Rímac.....	92
4.3.1.1	Cuenca seca.....	92
4.3.1.2	Cuenca Húmeda.....	93
4.4	Valle aguas abajo.....	94
4.4.1	Características del río Blanco.....	94
4.4.2	Descripción del valle formado por el río Blanco.....	96
4.5	Topografía para el modelo.....	97
4.6	Rugosidad.....	98
CAPÍTULO V MODELO HEC-RAS.....		101
5.1	Características del HEC RAS.....	102
5.2	Estabilidad del HEC-RAS.....	105
5.3	Limitaciones del HEC-RAS.....	109
CAPÍTULO VI APLICACIÓN DEL MODELO A LA PRESA YURACMAYO.....		111
6.1	Simulación de la onda de avenida generada por rotura de presa.....	111
6.1.1	Pre-Proceso.....	112
6.1.2	Calculo hidráulico en el HEC-RAS.....	116

6.1.3	Post Proceso.....	126
CAPÍTULO VII RESULTADOS.....		128
7.1	<i>Escenarios de rotura de presa.....</i>	<i>128</i>
7.2	<i>Alturas y velocidades.....</i>	<i>130</i>
7.3	<i>Raster de alturas y velocidades.....</i>	<i>148</i>
7.4	<i>Estimación del riesgo por inundación.....</i>	<i>149</i>
CONCLUSIONES.....		163
RECOMENDACIONES.....		166
ANEXOS.....		168
BIBLIOGRAFIA.....		197

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción

La rotura de una presa hidráulica de tierra es un fenómeno ocasional, pero cuando ocurre causa pérdidas de vidas humanas, económicas, infraestructura, etc.; Esto sucede por que la población no está preparada para afrontar esta situación, y menor aun, si no se dispone de un documento de gestión que ayudara a reducir la vulnerabilidad de los pobladores.

En la actualidad varias instituciones se dedican a investigar todo lo relacionado a la rotura de presas y de las características de la onda avenida producida. Para este tipo de estudios la modelización numérica es la opción más utilizada hoy en día, pues, gracias al avance de la tecnología informática y la velocidad de respuesta de los ordenadores que facilitan enormemente el cálculo, es posible simular este tipo de evento y tener un escenario detallado tanto espacial como temporal, desde la rotura de la presa de tierra hasta simular todo el recorrido de la onda de avenida y el aluvión formado en el valle aguas abajo.

En la provincia de Huarochiri, distrito de San Mateo, departamento de Lima existe una laguna artificial formada por la presa Yuracmayo. Esta estructura hidráulica es de suma importancia para el desarrollo de la región central del Perú, ya que regula el caudal del rio Rímac para abastecimiento de agua y la producción de electricidad. Al ser esta de grandes dimensiones y tener un gran volumen de embalse, sumamente grande, es necesario generar un escenario de colapso, ya que de suceder, el aluvión formado seria de enormes proporciones y

el desastre ocasionado sería incalculable.

Una manera de anticiparse al posible daño producido por una rotura de presa es generando escenarios que incluya la inundación para proponer acciones de gestión de riesgo.

Hoy en día la herramienta informática de mucho uso en modelamiento hidráulico es el HEC-RAS, desarrollado por el US Army Corps of Engineers, ya que permite simular la rotura de presas de tierra y el desplazamiento de la onda generada valle aguas abajo.

1.2 Antecedentes del estudio

En el Perú, pocos fueron los aluviones formados por roturas de presas artificiales, nada en comparación con los registros ocasionados por lluvias, deshielo, etc. En una publicación realizada por el INGEMMET (1989), se menciona la ocurrencia de aproximadamente 5200 aluviones para un periodo de 65 años (1925/1989), con grandes pérdidas económicas y numerosas vidas humanas.

En aluvión (Huayco en quechua) es un fenómeno que genera destrucción por la caída de una gran cantidad de agua acompañado de otros materiales como arena, limo, roca, etc. Formando un río de barro que a su paso inunda todo. Algunos casos muy sonados y estudiados en el mundo son: St. Francis (EE.UU., 1928, 450 muertos), Vega de Tera (España, 1959, 144 muertos), Malpasset (Francia, 1959, 421 muertos), Vaiont (Italia, 1963, 2600 desaparecidos), Frias (Argentina, 1970, 42 muertos), Teton (EE.UU., 1976, 14 muertos), y en Perú una de los más lamentables fue el aluvión en Yungay (Huaraz-Peru, 1970), con más de 80000 muertos y 20000 desaparecidos.

A pesar del riesgo que trae una rotura de presa, se siguen

construyendo debido a su importancia al ser generadoras de energía y abastecimiento de agua a la población. Debido a esto, muchas entidades científicas se dedican al desarrollo de modelos computacionales a fin de simular la rotura de presa y evaluar el recorrido del flujo de agua y así generar mapas de inundación orientadas a la gestión del riesgo.

En este estudio, netamente académico, se realizará un ensayo de modelización de rotura de presa e inundación aplicado a la presa de Yuracmayo, estableciendo de este modo una metodología orientada a la gestión del riesgo.

1.3 Problema

Tener delimitadas las zonas potencialmente inundables ante la posible rotura de una presa de tierra.

En el Perú, se hace necesaria una normativa aplicable para la creación de planes de emergencia ante el riesgo de inundación por rotura de presas, debido a que ciudades importantes dependen y viven cerca de reservorios de agua artificiales.

Para la obtención de mapas de riesgo, desafortunadamente se requiere, por tratarse de fenómenos destructivos, que el evento suceda. Sin embargo, en la actualidad se puede aplicar métodos de modelamiento computacional para simular este rompimiento y el comportamiento de la onda de agua a lo largo del río aguas abajo.

1.4 Importancia

Con los resultados obtenidos de la aplicación del modelo numérico a un escenario de rotura de presa, se puede evaluar y disminuir las pérdidas económicas, y sobre todo, la pérdida de vidas humanas.

1.5 Justificación

Conveniencia.- Conociendo el mapa de riesgo generado por una onda de avenida producto de la rotura de una presa de tierra se puede plantear medidas preventivas orientadas a reducir la vulnerabilidad de las zonas ubicadas aguas debajo de la presa, así como la afectación de poblados e infraestructura vial y de obras hidráulicas de abastecimiento poblacional y agrícola, y el planteamiento de medidas de prevención del caso.

Académica.- Estimular la investigación en mecánica de fluidos usando métodos computacionales a nivel de pregrado. Además, se desea brindar este documento como inicio para futuras investigaciones de moldeamiento para sistemas más complejos.

Científica.- Tomar conocimiento de los software de modelamiento hidráulico existentes en el mercado que sirvan como aplicaciones de cursos electivos en la carrera de Ingeniería Mecánica de Fluidos para el inicio de futuras investigaciones que puedan aplicarse a casos reales, especialmente en las presas de tierra existentes en nuestro país.

Económica.- Con los resultados obtenidos, se pueden plantear medidas de prevención para contrarresten los riegos e inundaciones a ser provocadas aguas abajo del sitio de emplazamiento de la presa, y de esta manera disminuir los efectos económicos negativos a producirse.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

- Simular el comportamiento de una onda de avenida generada por la rotura de una presa de tierra para realizar su estimación de riesgo en la presa Yuracmayo.

1.6.2 Objetivos específicos

- Analizar el modelo HEC RAS para realizar la simulación de una rotura de presa y la onda de avenida generada.
- Modelar distintas opciones de colapso de una presa de tierra y analizar los resultados.
- Analizar y comparar distintas simulaciones, generados por la variación en las condiciones de contorno y frontera.
- Describir y analizar las características hidráulicas de la inundación valle aguas abajo generadas por la onda de avenida.
- Determinar un plano de riesgo como resultado del modelamiento de la onda de avenida y realizar la estimación del riesgo de inundación por rotura de la presa Yuracmayo.

CAPÍTULO II

2. GENERALIDADES Y CONCEPTOS RELACIONADOS

2.1 Presa de tierra

En ingeniería se denomina presa o represa a una barrera fabricada con piedra, hormigón o materiales sueltos, que se construye habitualmente en un desfiladero que cierra un río o arroyo con la finalidad de embalsar el agua en el cauce fluvial para elevar su nivel con el objetivo de derivarla a canalizaciones de riego o para la producción de energía mecánica y eléctrica en las centrales Hidroeléctricas.

Para la construcción de las presas de tierra se utilizan materiales de la zona y muchas veces se mezclan con otros materiales para mejorar sus propiedades.

Existen dos tipos de presas de tierra de acuerdo al tipo de construcción:

- Presas de materiales sueltos

La principal característica de estas presas es el tipo de material utilizado para su construcción. Los tipos más característicos de presas de materiales sueltos son:

- Presas de sección homogénea: Su estructura está formada en su totalidad o en gran medida de un solo material, compactado y de baja permeabilidad. Tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud aguas arriba.

- Presas zonadas con núcleo impermeable de arcilla: Constan de dos o más tipos de materiales. La zona de menor permeabilidad o núcleo ejerce las funciones de elemento impermeable.
- Presas de pantalla: El elemento impermeable consiste en una pantalla relativamente delgada o lámina.
- Presas de fábrica

Son todas que actualmente tienen hormigón y pueden adoptar distinta geometría dependiendo del terreno de cimentación y la morfología de la cerrada (área donde se construirá la presa). Los tipos más importantes son:

- Presas de gravedad: Requiere mayor volumen de hormigón en comparación con otras presas, pues no requiere de la colaboración mecánica de los estribos. Precisan de un terreno de cimentación resistente, formado por un sustrato rocoso a poca profundidad.
- Presas de contrafuertes: Son presas de gravedad aligeradas formadas por elementos estructurales transversales a la sección, o contrafuertes, con el objeto de reducir su volumen y las sobrepresiones, entre otros fines.
- Presas arco-gravedad: Para reducir la sección de las presas de gravedad se dispone su planta en arco, con el objetivo de transmitir parte de las cargas a los estribos.
- Presas arco-bóveda: Constituyen la de mayor complejidad de diseño, análisis y construcción, pues se trata de estructuras muy esbeltas, de planta y sección curvas, en que se aprovecha la alta resistencia del terreno de cimentación para disminuir notablemente el volumen de hormigón.

Figura 2-1: Presa Chimay ubicada en la provincia de Jauja, departamento de Junin. Está compuesta por un tramo de Concreto (62 m) y otro de tierra zonificada (115 m)



Figura 2-2: Presa Yuracmayo ubicada en la provincia de Huarochiri, departamento de Lima. La presa es de tipo de tierra zonificada



Figura 2-3: Presa Tablachaca ubicada en la provincia de Tayacaja, departamento de Huancavelica. Es de tipo Arco-gravedad de concreto armado.



Figura 2-4: Presa Hoover ubicada en el cauce del río Colorado entre los estados de Arizona y Nevada es de tipo arco-gravedad.



2.1.1 Tipos de fallas de una presa de tierra

Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1995), se define como falla o rotura al colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua. Las tres causas principales son:

1. El desbordamiento.
2. La erosión interna.
3. EL debilitamiento de la cimentación.

La principal causa de falla en presas de tierra, ocurre por el desbordamiento del agua del embalse (overtopping en inglés). Otra falla común es por tubificación, que son fugas debidas a gradientes hidráulicos controlados inadecuadamente, lo cual ocurre con frecuencia a lo largo de ductos enterrados y en los puntos de contacto con estructuras y cimentaciones.

En materia de fallas, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1995) reporta, que de los casos estudiados, la mayor frecuencia de roturas de presa se presenta en estructuras de tierra (85%), en contraste con otros tipos de presas como son los de gravedad 10%, de arco 3% y de contrafuertes 2%. Por otra parte Marengo (2002) reporto que las presas de tierra con altura entre 15 y 30 metros son las que más fallas han presentado.

2.2 Términos y conceptos básicos en Hidráulica

Para el presente trabajo es necesario conocer conceptos básicos de hidráulica en canales abiertos e hidráulica fluvial que permitan comprender la terminología utilizada.

2.2.1 Flujo permanente

Es aquel donde las características del flujo como su Velocidad

(V), caudal (Q) y profundidad (h), permanecen constantes en el tiempo, es decir, son independientes del tiempo.

2.2.2 Flujo transitorio o no permanente

Este tipo de flujo presenta cambios en sus características a lo largo del tiempo, es decir, varían en función del tiempo.

2.2.3 Flujo uniforme

Se dice que un flujo es uniforme si su profundidad es la misma en todas las secciones del canal.

2.2.4 Flujo variado

Un flujo es variado si la profundidad cambia a lo largo del canal. Este flujo puede ser permanente o no permanente. Debido a que el flujo uniforme no permanente es poco frecuente, el término “flujo no permanente” se utilizará de aquí en adelante para designar exclusivamente el flujo variado no permanente.

El flujo variado puede clasificarse, además, como rápidamente variado o gradualmente variado. Es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta a distancias comparativamente cortas; de otro modo, es gradualmente variado. Un flujo rápidamente variado también se conoce como fenómeno local. Un ejemplo típico es el resalto hidráulico.

2.2.5 Río

Un río es una corriente natural continua de agua que desemboca en otro río, en un lago o en el mar. Cuando un río desemboca en otro se le llama afluente y cuando nace de la unión de otros se le llama nacimiento. Cada río posee cierto caudal que no suele ser constante a lo largo del tiempo.

2.2.6 Caudal

El caudal de un río es el volumen de agua que pasa por una sección determinada en un tiempo dado y un área determinada.

2.2.7 Número de Reynolds

Osborne Reynolds de la Universidad de Cambridge (Inglaterra) realizó sus experimentos para establecer el régimen de flujo en tuberías entre 1880 y 1884. El número de Reynolds representa la relación entre las fuerzas viscosas y las fuerzas de inercia permitiendo clasificar el régimen de flujo. Se dice que el flujo es laminar cuando las fuerzas viscosas son más fuertes que las de inercia. Caso contrario el flujo se denomina turbulento.

$$R_e = \frac{VR}{\nu} \quad (2-1)$$

Donde:

R_e = número de Reynolds

R = Radio hidráulico que es la relación del área transversal (A) y el perímetro mojado (P).

V = Velocidad promedio del flujo

ν = viscosidad cinemática

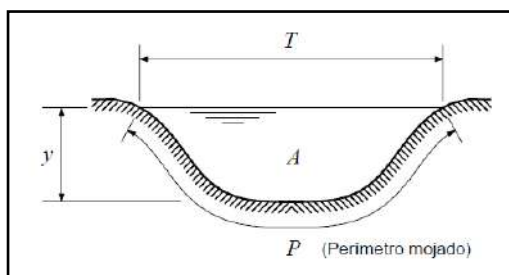
Los valores límites para un flujo son:

Flujo laminar	$Re < 500$
Flujo turbulento	$Re > 1000$
Flujo transicional	$500 < Re < 1000$

Estos valores varían según distintas fuentes bibliográficas.

En un canal hidráulico se debe tener en cuenta ciertos parámetros hidráulicos, como se muestra en la Figura 2-5.

Figura 2-5: Parámetros de la sección transversal de un canal



T: Ancho superficial o espejo de agua.

Y: Tirante, es la distancia vertical del fondo del canal hasta la superficie libre.

A: Área transversal.

P: Perímetro mojado.

R: Radio hidráulico (A/P)

d : Tirante hidráulico (A/T)

2.2.8 Número de Froude

El número de Froude (F) muestra la mayor o menor influencia de las fuerzas gravitacionales sobre las condiciones del escurrimiento y es definido con la siguiente relación:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (2-2)$$

Donde:

V : Velocidad media

g : aceleración de la gravedad

d : Tirante hidráulico

El número de Froude representa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitacionales y permite clasificar el régimen del flujo, tal como se muestra a continuación:

Flujo subcrítico F < 1

Flujo supercrítico F > 1

Flujo crítico F = 1

2.2.9 Cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica es una depresión en la superficie de la tierra donde las aguas fluyen por gravedad hacia un mismo río o lago. La suma de las cuencas hidrográficas de todos los ríos que desembocan en un mismo mar constituye la vertiente de dicho mar y la suma de todas las cuencas hidrográficas de todos los afluentes de un río constituye la cuenca de dicho río.

2.3 Inundaciones

Las inundaciones son un evento catastrófico y recurrente para un río. Se producen cuando lluvias intensas o continuas sobrepasan la capacidad de infiltración y retención del suelo. La capacidad máxima de transporte del río es superada y el cauce principal se desborda e inunda los terrenos cercanos a los propios cursos del agua. Las inundaciones generan daños en el entorno de las personas, sus bienes e infraestructura, y además de causar graves daños al medio ambiente.

Las inundaciones pueden clasificarse según su duración y mecanismo de generación y sus posibles desastres se detallan a continuación.

2.3.1 Clasificación según su duración

2.3.1.1 Inundaciones rápidas o dinámicas

Suelen producirse en ríos cuyas vertientes tienen grandes pendientes, y en general son las que generan mayores estragos en la población, debido a que el tiempo de reacción es prácticamente nulo. Por ejemplo, los ríos de la Cuenca del Océano Pacífico (La Leche, Tumbes, etc.)

2.3.1.2 Inundaciones lentas o estáticas

Se produce cuando el aumento del caudal del río se da paulatinamente hasta superar su capacidad máxima de transporte, por lo que el río se desborda e inunda áreas planas cercanas a este. A las áreas inundadas se les denominan “llanuras de inundación”.

2.3.2 Clasificación según su mecanismo de generación

2.3.2.1 Inundaciones pluviales

Este tipo de inundación se genera por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio periodo de tiempo y sobre un suelo poco permeable.

2.3.2.2 Inundaciones fluviales

Causadas por el desbordamiento de los ríos y los arroyos, derivados por el aumento brusco de su volumen de agua. Se le denomina crecida, (Consecuencia del exceso de lluvias).

2.3.2.3 Inundaciones por rotura

Se genera por colapsos de estructuras hidráulicas. La rotura de una presa puede llegar a causar una serie de estragos para la población, infraestructuras y medioambiente. La propagación de la onda de agua resultará más dañina cuanto mayor sea el caudal circulante, menor el tiempo de propagación y dependerá de los elementos existentes en la zona de afectación como infraestructuras de servicios esenciales para la comunidad, núcleos de población, espacios naturales protegidos, explotaciones agropecuarias, viviendas, parques, espacios recreativos, etc.

2.4 Modelos existentes en la actualidad

2.4.1 Definición de Modelo

Según la Real Academia de la Lengua Española, modelo es: “Esquema teórico, generalmente en forma matemática, de un sistema¹ o de una realidad compleja, que se elabora para facilitar su comprensión y estudio de su comportamiento.”

Los modelos son objetos diseñados por un observador con el fin de compararlos con la realidad creando una relación directa con situaciones sistémicas complejas. Se puede decir entonces que es una representación irreal del sistema en estudio.

Un modelo es una representación teórica de un fenómeno natural, típicamente expresado en forma matemática que permite una mejor comprensión y estudio de su comportamiento.

En el caso de los fenómenos naturales como los aluviones, el comportamiento está controlado por las ecuaciones asociadas a la dinámica de fluidos y otros procesos físicos. En general, estas ecuaciones se expresan como diferenciales parciales, las cuales describen la evolución futura de las diferentes variables relevantes en función de sus valores.

El modelo matemático consiste en relacionar ecuaciones con los valores de los parámetros y condiciones de frontera, por ejemplo, las características topográficas y/o hidráulicas, etc.

¹ Bertalanffy , Teoría general de Sistemas, 1901-1972: Un sistema es un conjunto de elementos que guardan estrechas relaciones entre sí, buscan la estabilidad y cuyo comportamiento global persigue, normalmente , algún tipo de objetivo.

2.4.2 Definición de Modelo numérico

Para determinar estados futuros de un modelo se requiere, en principio resolver las ecuaciones; sin embargo, en la práctica las ecuaciones son tan complejas que es imposible hacerlo en forma analítica por lo cual es necesario resolverlas en forma aproximada con métodos numéricos y usando computadoras. Los programas computacionales que resuelven estas ecuaciones aproximadas son comúnmente conocidos como "modelos numéricos".

A continuación se describen los distintos modelos utilizados al realizar la simulación matemática de un flujo en lámina libre. Estos distintos modelos muestran la evolución que a tenido estos procedimientos en los últimos años y esto gracias a la creciente capacidad de los ordenadores para procesar datos y funciones cada vez más complejos en tiempos reducidos.

2.4.3 Modelos Unidimensionales

2.4.3.1 Modelos 1D en régimen permanente

Estos modelos permiten el cálculo en régimen gradualmente variado y fondo fijo. Se utilizan para la estimación de cotas de láminas de agua en caso de avenida y en donde el factor tiempo no es importante. Estos modelos se basan en esquemas numéricos simples pero eficaces y pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y llanuras de inundación, además de singularidades como puentes, pilares, contracciones, etc.

Para el análisis de inundación generado por la rotura de presa, estos modelos no son suficientes pues no consideran el tiempo, variable importante en las ecuaciones que gobiernan este fenómeno.

2.4.3.2 Modelo 1D en régimen variable

Para simular, por ejemplo la rotura de una presa de tierra, es necesario solucionar las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales en lámina libre.

Los modelos existentes para hacer esta tarea se dividen en dos tipos: según si resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant o si realizan alguna simplificación, tal como se describen a continuación:

I. Esquema de resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant

a) Método de las características

El método de las características tiene la ventaja de tener gran significado físico ya que aprovecha las propiedades físicas de transmisión de la información en el espacio y tiempo. El método de las características puede servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de enorme complejidad y resultados poco fiables; por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados para cauces fluviales.

b) Diferencias finitas explícitas

Los esquemas explícitos más utilizados son:

Difusivo o esquema de Lax

Leap-Frog

McCrack

Lamba

Los esquemas explícitos presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños en el proceso de

cálculo para que resulten estables y, por lo tanto, son computacionalmente caros.

c) *Diferencias finitas implícitas*

Entre los esquemas más destacados se tiene:

Preissman o los cuatro puntos

Beam and Warming

Vasiliev

Los esquemas implícitos son más eficientes computacionalmente que los esquemas explícitos, aunque esta ventaja deja de serlo en cuanto se ha modelizar un flujo en régimen rápidamente variable (por ejemplo una rotura de presa), ya que entonces el paso de tiempo de cálculo se tiene que reducir hasta valores similares a los esquemas explícitos para ser capaces de representar discontinuidades.

Algunos de los modelos comerciales que resuelven el esquema de Preissmann o alguna variante de este son el HEC-RAS, SOBEK y DAMBRK.

d) *Elementos finitos*

El método de los elementos finitos también se ha utilizado para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Este método, desarrollado y aplicado principalmente para problemas estructurales, da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas; mientras que, las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. En este caso, se necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer igualmente en diferencias finitas. Todo ello, junto con la sencillez de los contornos en una dimensión, hace que para el

caso unidimensional, el método no aporte ventajas considerables respecto a las diferencias finitas, sino más complejidad.

Todos los esquemas de resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant presentados, tienen problemas de estabilidad cuando el flujo es rápidamente variable, por ejemplo, a la hora de representar fenómenos reales de propagación de avenidas en ríos. Este problema puede abordarse de dos maneras:

Métodos de aislamiento del frente de onda (Shock Fitting methods): Consiste en aislar la discontinuidad y tratarla como un contorno. En la práctica estos métodos son inviables debido a que no se sabe donde se puede encontrar la discontinuidad.

Métodos directos (Through methods o Shock capturing methods): En este método se añaden un término artificial en las ecuaciones para aumentar la difusión (viscosidad artificial) y con esto suavizar la discontinuidad, pero, reduciendo el rigor en la solución. En este grupo se encuentra el “Local Partial Inertia (LPI)” que añade un término a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la unidad (si esto ocurre abra un cambio de régimen y una posible discontinuidad).

II. *Esquemas de resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant simplificadas*

a) *Métodos hidrológicos*

El método no toma en cuenta la ecuación de movimiento, siendo el método de Muskingum el más destacado. Estos métodos se usan para el cálculo de caudales en función de

precipitaciones en diferentes cuencas donde se necesita la propagación de hidrogramas. Un modelo comercial conocido es el HEC-HMS.²

b) Método de la onda cinemática

El método, solo considera la fricción y pendiente de la solera en la ecuación del movimiento.

c) Método de la onda difusiva

Además de la fricción y pendiente de solera, el método considera la presión en la ecuación de movimiento.

d) Método de la onda dinámica cuasi-permanente

EL método no considera la aceleración local. Este método ha ido perdiendo uso, debido al avance de la informática que hace que los procesos de cálculo sean más rápidos. En este caso los métodos de Muskingum y la de onda cinemática, siguen utilizándose ampliamente en estudios hidrológicos.

2.4.4 Modelos Cuasi-Bidimensionales

Los esquemas bidimensionales sirven para describir muchos fenómenos naturales como pueden ser la inundación de una gran llanura, la confluencia de dos cauces, el cruce de dos corrientes de agua, el flujo en un cauce ancho e irregular, etc. Para estos casos, la aproximación unidimensional deja de ser adecuada, y por ello, primero se desarrollaron los esquemas cuasi-bidimensionales y luego los esquemas bidimensionales propiamente dichos.

² HEC-HMS. Es un software de modelamiento hidrológico desarrollado por US Army Corps of Engineers, diseñado para simular el proceso de precipitación-escorrentía en cuencas

Los esquemas cuasi-bidimensionales se aplican las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales en un cauce principal; mientras que, para la llanura de inundación se representa mediante un recinto de almacenamiento de agua conectado al cauce.

Modelos que incorporan la aproximación cuasi-bidimensional para llanuras de inundación son MIKE11, HEC-RAS y GISPLANA.

2.4.5 Modelos Bidimensionales

Igual que para el caso unidimensional, para la resolución de las ecuaciones de Navier Stokes en los ejes x e y, se ha utilizado los métodos de diferencias finitas y los elementos finitos, pero para el caso bidimensional también, se ha utilizado la técnica de discretización de volúmenes finitos. Todas estas aproximaciones pueden servir para obtener métodos de alta resolución, pero la técnica de volúmenes finitos³ es la más adecuada.

Estos modelos se dividen en esquemas clásicos y de alta resolución. Los esquemas bidimensionales clásicos, entendidos como tales, cumplen las tres condiciones expuestas anteriormente para el caso unidimensional. Estos métodos se han usado con buenos resultados para regímenes gradualmente variados, pero no para regímenes rápidamente variables.

Los modelos comerciales más populares en este campo son PHOENICS, FLUENT, FLOW3D y STAR-CD, que utilizan el método de volúmenes finitos.

³ Utilizados para esquemas bidimensionales de alta resolución. Muestra mejor resolución que los métodos de diferencias finitas y elementos finitos. Los modelos más comerciales son: PHOENICS, FLUENT, FLOW3D y STAR-CD

2.5 Modelos comerciales

El uso de modelos unidimensionales comerciales son muy extendidos en la actualidad, siendo los más comunes, HEC-RAS (USACE), DAMBRK (USA National Weather Service), MIKE 11 (Danish Hydraulic Institute), entre otros.

A continuación se presenta un cuadro resumen de los modelos de más uso en la actualidad.

Tabla 2-: Resumen de los principales modelos comerciales para la simulación numérica del flujo en ríos

Modelo	1D en régimen permanente	1D en régimen variable	2D	Integración SIG	Admite modelado de estructuras hidráulicas	Esquema numérico
HEC-RAS	SI	SI	NO	SI	SI	DF
MIKE FLOOD	SI	SI	SI	SI	SI	DF
SOBEK	SI	SI	SI	SI	SI	DF
ISIS FLOW	SI	NO	NO	SI	SI	DF
ISIS PROFESSIONAL	SI	SI	SI	SI	SI	DF - VF
INFWORKS	SI	SI	SI	SI	SI	DF - VF
TELEMAC	NO	NO	SI	NO	NO	EF
SMS RMA2	NO	NO	SI	SI	NO	EF
SMS HVEL 2D	NO	NO	SI	SI	SI	EF
GUAD 2D	NO	NO	SI	SI	NO	VF
IBER	SI	SI	SI	SI	SI	VF

DF: Diferencias finitas

VF: Volúmenes finitos

EF: Elementos finitos

Fuente: E. Bladé – M. Sánchez – Juny, Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Pág. 144.

Estos modelos comerciales, unidimensionales o bidimensionales, son muy prácticos y fáciles de utilizar, a pesar que sus esquemas

numéricos, han evolucionando poco en los últimos años. Poseen una amigable entrada y salida de datos. Se presentan como modelos capaces de resolver prácticamente cualquier tipo de problema de hidráulica fluvial, hidrodinámicos, transporte de contaminantes, transporte sólido de materiales sueltos y cohesivos, calidad de aguas e inclusión de cualquier tipo de estructuras, etc. Sin embargo, la mayoría de estos fenómenos son todavía muy desconocidos, incluso en casos sencillos, por lo que estos modelos hacen uso de ecuaciones aproximadas o extrapola el uso de esquemas numéricos simples en casos generales.

2.6 Sistema de Información Geográfica (SIG)

En la actualidad los sistemas de Información Geográfica (SIG) o Geographic Information System (GIS) se están utilizando para resolver problemas complejos de planeación y administración. La capacidad de los SIG para obtener, procesar y presentar los resultados en forma de mapas temáticos resulta fundamental para estudios hidrológicos y en especial para el análisis de riesgo en inundaciones fluviales.

2.6.1 Definición

Un GIS es un sistema de software, hardware y procedimientos, diseñados para soportar la captura, administración, manipulación, análisis, modelamiento y graficación de datos u objetos referenciados especialmente. Es una tecnología que por medio de equipos informáticos maneja informaciones geográficas como son los datos espaciales (mapas o representaciones cartográficas de enclaves naturales o urbanos) y los datos temáticos (tablas que contienen la información alfanumérica).

2.6.2 Partes de un SIG

Los sistemas SIG no solo son programas informáticos, sino interrelaciona elementos (componentes de un SIG) como son el hardware, software, datos, personal y métodos que hacen posible su funcionamiento.

2.6.3 Software a emplear

Para la elaboración de los mapas de inundación y la estimación del riesgo se hará uso del software ArcGIS en su versión 9.3, de uso bastante extendido.

2.6.3.1 ArcGIS 9.3

ArcGIS es una herramienta SIG muy potente extremadamente funcionable y altamente escalable para la gestión, creación, integración, análisis y la distribución de todos los tipos de datos geográficos.

Trabajar con ArcGIS define las siguientes ventajas:

- Almacena y administra reglas avanzadas de simbología.
- Aplica en forma dinámica atributos cartográficos como son el suavizado, desplazamiento, etc., sin alterar los datos de origen.
- Usa herramientas de geoprocésamiento.
- Utilizar herramientas avanzadas de edición cartográfica para realizar acabados de mapas finales en ArcMAP.
- EL modelo HEC-RAS interactúa con el ArcGIS mediante su extensión HEC-GeoRAS.
- ArcGIS permite realizar análisis y modelamiento en SIG, cruzando los mapas de inundación, catastro, topográfico, etc. para analizar las zonas vulnerables a una inundación.

2.7 Normativa aplicable para la estimación del riesgo de inundación por rotura de presa

Pese a la gran cantidad de presas existentes en el Perú no existe aún una normativa que clasifique las presas de acuerdo a su peligrosidad en caso de una posible falla y mucho menos, una guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia en presas y embalses.

El 2006 el Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI publicó el Programa de Capacitación para la Estimación del Riesgo – PCER, tomando como referencia fundamental el Manual Básico para la Estimación del Riesgo, también publicado el 2006. En el manual del PCER [1], en su Tema 6, describe las características de los peligros de origen natural generados por fenómenos hidrológicos como son las inundaciones.

El 2011 el Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI publicó el Manual de Estimación del riesgo ante inundaciones fluviales [2], a fin de detallar una metodología para el tratamiento y análisis de estimación del riesgo en inundaciones fluviales.

El presente trabajo utilizará las recomendaciones técnicas dadas en los [1] y [2] para realizar la estimación de riesgo por rotura de presa, también se tomarán en cuenta los criterios brindados por la Comisión Internacional de Grandes Presas ICOLD con su boletín 99 “Dam Failures statistical analysis” [3] publicado en 1998, donde se describen las posibles causas que pueden dar lugar a fallos graves o a la rotura de presas y boletín 111 “Dam Break Flood Analysis” [4] publicado en 1955., donde se describen y evalúan 27 modelos. Los criterios brindados por el Ministerio de Medio Ambiente de España, con sus publicaciones “Guía técnica de Clasificación de presas en función del riesgo potencial” [5] publicado en 1996 y “Guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas” [6]

publicado en 2001.

Al no existir en nuestro país una normativa para la estimación del riesgo de inundación por rotura de presa, se optó por seguir una metodología utilizando los conceptos y recomendaciones presentados por INDECI, ICOLD y El Ministerio del Ambiente de España. La idea es realizar la estimación de riesgo, acorde con los criterios de seguridad más exigente y actuales, en aquellas presas, que pudieran tener mayores consecuencias para la población ubicada aguas abajo si es que se produjese su rotura.

A continuación se hace una breve descripción de la normativa aplicable para el análisis de rotura de presas, teniendo en cuenta las normativas y recomendaciones más importantes brindadas por los estudios antes mencionados.

2.7.1 Clasificación de las presas en función a su riesgo potencial

La necesidad de energía eléctrica y agua potable para Lima hace de vital importancia la construcción de obras hidráulicas para un manejo óptimo de los recursos hídricos en nuestro país. En el Perú, existen numerosas presas hidráulicas que benefician a la población, debido a esto, se hace muy importante considerar el riesgo por rotura o falla de una de estas presas, y evaluar las medidas que se deberían tomar en estos casos.

La “Guía Técnica para la clasificación de Presas en función de su riesgo potencial” [5], define como presa aquella construcción artificial establecida en un cauce natural o fuera de él, capaz de retener agua u otros líquidos o semilíquidos y cuya rotura puede provocar daños a elementos distintos de la propia estructura. En función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto, esta definición permite clasificar a las presas en las categorías A, B o C. Además, se define como “Gran

presa” a aquellas presas que cumplan, al menos, una de las siguientes condiciones:

- a. Altura superior a 15 metros, medida desde la parte más baja desde los cimientos hasta la coronación.
- b. Altura Comprendida entre 10 y 15 metros de altura y que además tengan alguna de las siguientes características:
 - Longitud de coronación superior a 500 metros.
 - Capacidad de embalse superior a 100000 m^3 .
 - Capacidad de desagüe superior a $2000 \text{ m}^3 / \text{s}$
- c. También se pueden clasificar como grandes presas a aquellas que, aun no teniendo las características antes mencionadas, pueden dar lugar a apreciables riesgos potenciales agua abajo.

Se menciona también una clasificación respecto al riesgo potencial en tres categorías, definidas textualmente del modo siguiente:

Categoría A: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

Categoría B: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

Categoría C: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y solo en algunos casos pérdida de vidas

humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Según esta clasificación es recomendable elaborar e implantar un Plan de Emergencia de Presas para todas aquellas clasificadas como A o B en función del riesgo potencial en caso de rotura.

Un Plan de Emergencia de Presa debe consistir en un documento en el cual se sistematicen las actividades que deban ser acometidas para la detección de las situaciones de emergencia y para su tratamiento, de forma que se minimice la probabilidad de fallo o mal funcionamiento y los eventuales daños a ellos asociados.

Los planes de emergencia de presas consisten en el establecimiento de la organización y planificación de los recursos humanos y materiales necesarios, en situaciones de emergencia para controlar los distintos factores de riesgo que puedan comprometer la seguridad de la presa, y con ello eliminar o reducir la probabilidad de la rotura o avería grave.

Asimismo, establecen un sistema de información y comunicación, con los correspondientes escenarios de seguridad y peligro, a las autoridades de Protección Civil competentes, para que se active un conjunto de actuaciones preventivas y de aviso a la población para reducir o eliminar los daños potenciales en caso de rotura de presa o avería grave de la presa. Para ello es necesario que el Plan de Emergencia de Presas se determine la zona de inundación en caso de rotura, indicando los tiempos de propagación de la onda de avenida, los calados y velocidades del flujo, teniendo como base las áreas de vulnerabilidad. Con estos datos, se debe efectuar el correspondiente análisis de riesgo.

2.7.2 Modelación Hidráulica

En los siguientes puntos se recoge información necesaria de las guías técnicas [2], [3], [4], [5], [6] y se resume los puntos más importantes a fin de tener en cuenta todas las características necesarias para realizar una simulación hidráulica de una rotura de presa.

2.7.2.1 Topografía

La geometría del valle aguas debajo de la presa se obtendrá de la topografía existente, realizándose únicamente reconocimientos topográficos en los casos que sea estrictamente necesario a fin de obtener secciones transversales en los sitios más relevantes cuando se desea estudiar de la propagación de la onda y para la evaluación de los daños potenciales.

Las características geométricas del cauce se establecerán a partir de su topografía dependiendo de la escala y la equidistancia entre las curvas de nivel. Se considerará la morfología del cauce constante a través del tiempo, por lo que serán válidas las topografías existentes independientes de su fecha de realización. Obviamente no ocurre lo mismo en cuanto al punto de vista de evaluación de daños y de las características de los elementos singulares como puentes, azudes o también viviendas ubicadas en las cercanías del río.

El criterio orientativo de validez que se adopta se basa en exigir que todos los perfiles utilizados en el análisis estén definidos por un mínimo de tres curvas de nivel (2 equidistancias), lo que se traduce en disponer de valores similares a los presentados en la Tabla 3-2 [5].

Tabla 3-2: Escalas topográficas mínimas necesarias para el modelamiento hidráulico.

<i>Altura mínima de análisis (m)</i>	<i>Equidistancia máxima (m)</i>	<i>Escala asociada</i>
1	0.5	1:500
2	1.0	1:1 000
4	2.0	1:2 000
10	5.0	1:5 000
20	10.0	1:10 000 / 1:25 000
40	20.0	1:5 000

Fuente: Ministerio de medio ambiente de España, Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presa. Pág. 136.

2.7.2.2 Coeficientes de rugosidad

Los valores de los coeficientes de rugosidad se obtienen generalmente de forma empírica en base a datos bibliográficos y con inspección visual de tramos limitados por secciones transversales. Una forma de obtener datos de rugosidad, por ejemplo, es usando el método propuesto por el U.S.S.C.S. o considerando los valores propuestos por Ven Te Chow. Si existen datos de propagación reales de avenidas, podrán utilizarse para realizar la calibración, aunque se debe tener en cuenta la variación de la rugosidad con niveles mayores de inundación.

2.7.2.3 Forma y dimensión de la brecha vs tiempos de rotura

El modo de rotura, la forma y evolución de la brecha dependen del tipo de presa, siendo la hipótesis más común las roturas instantáneas en presas de hormigón o mampostería. Por otro lado la rotura es usualmente total en presas de bóvedas y parcial por medio de bloques en las presas de gravedad o contrafuertes. En cambio en las presas de materiales sueltos, la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas

geométricas iniciales hasta la totalidad de la presa.

En la actualidad existen diversos modelos que simulan el fenómeno de formación y progreso de la brecha, siendo el más empleado el modelo de la progresión lineal, en el que se contemplan diversos parámetros geométricos y temporales. Según [5] se recomienda se adopten los siguientes modos de rotura y parámetros:

a. Presas bóveda y arco

- Tiempo de rotura: 5 a 10 minutos (instantánea).
- Forma de rotura: se considera completa, sigue la forma de la cerrada, admitiéndose la geometrización trapezoidal.

b. Presas de gravedad y contrafuertes

- Tiempo de rotura: 10 a 15 minutos (instantánea).
- Forma de rotura: Rectangular.

Profundidad de la brecha llega hasta el contacto con el cauce en el pie y el ancho es el mayor de 1/3 de la longitud de coronación o 3 bloques de construcción.

c. Presas de materiales sueltos (V = volumen de embalse, h = altura de presa)

- Tiempo de rotura:

$$T(\text{horas}) = 4.8V^{0.5} (Hm^3) / h(m) \quad (2-3)$$

En caso que el tiempo T sea mayor a 5 horas, el tiempo de rotura deberá ser evaluado con especial detenimiento.

- Forma de la rotura: Trapezoidal

$$b(m) = 20(V(Hm^3).h(m))^{0.25} \quad (2-4)$$

Donde la profundidad de la brecha llega hasta el contacto con el cauce en el pie.

- Taludes: 1:1 (H,V)

En caso de que existan dudas sobre la clasificación final

puede ser conveniente realizar el análisis de sensibilidad de los parámetros señalados, siendo el juicio ingenieril el que adopte la formulación más adecuada. En general, la forma geométrica de la brecha es el parámetro menos importante, siendo el ancho final de la brecha y el tiempo de rotura los que pueden dar lugar a variaciones muy significativas.

2.7.2.4 Escenarios de rotura

Los escenarios planteados según [5] y [6] son los siguientes:

- Rotura sin avenida y con embalse lleno, que es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en régimen normal de explotación.
- Rotura en situación de avenida y con el nivel de embalse en coronación y desaguando la avenida de proyecto (en su caso, la avenida extrema).
- Escenario de rotura de compuertas: Embalse inicialmente en su nivel máximo normal y en régimen normal de explotación. Rotura de compuertas secuencial y progresiva de 5 a 10 minutos para la totalidad de las compuertas.

2.7.2.5 Selección del modelo para la simulación hidráulica

Para el análisis de rotura de presas existe gran variedad de modelos, algunos de ellos todavía en proceso de investigación y desarrollo. En el estudio de la ICOLD “Dam Break Flood Analysis [4]” se presenta la descripción de 27 modelos, y de ellos, pocos están normalmente extendidos en la práctica. En general se recomienda el empleo de modelos hidráulicos de tipo completo; es decir, aquellos que se basan en ecuaciones dinámicas de movimiento, a fin de considerar las características reales del movimiento en régimen variable de la propagación

de la onda de avenida generada por la rotura de presa que es comúnmente llamada onda de rotura, así como los posibles efectos en las secciones hidráulicas aguas abajo de la presa.

Sin embargo, se tiene que tener en cuenta que la propagación de avenidas en llanuras de inundación o a través de secciones muy irregulares, con cambios bruscos y cauces muy sinuosos, el tipo de flujo es muy complejo y pueden presentarse las siguientes circunstancias:

- Flujo variable marcadamente bidimensional con llanuras de inundación alejadas del cauce principal.
- Aparición simultánea, en distintos tramos de río, de regímenes rápidos y lentos con transición, entre ambos, que se modifica en el espacio a lo largo del tiempo.
- Coexistencia simultánea, en distintos tramos, de regímenes gradualmente y rápidamente variable cuya posición evoluciona en el tiempo.

Dada la complejidad del problema, no se puede plantear la aplicación de un modelo específico, debido a que la calibración y validación para cada caso es concreto; siendo por tanto, necesario recurrir a alguno de los modelos existentes recomendados por la ICOLD (Tabla 3-3).

Tabla 3-3: Modelos existentes recomendados por la ICOLD en su boletín 111 .

Nº	Agencia	Nombre del modelo
1	USA / National Weather Service	DAMBRK (original)
2	USA / National Weather Service	SMPDBK (Simplifield Dambreak)
3	BOSS International	BOSS DAMBRK
4	HAESTED METHODS	HAESTAD DAMBRK
5	Binnic & Partners	UKDAMBRK
6	Departament of Weather Affairs and Forestry Pretoria, South Africa	DWAF- DAMBRK
7	USA / COE Hydrologic Engineering Center	HEC – programs (HEC-RAS)
8	Tams	LATIS
9	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (IWHR), PR China	DBK 1
10	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (IWHR), PR China	DBK 2
11	Royal Institute of Technology, Stockolm	TVDDAM
12	Cemagref	RUBAR 3
13	Cemagref	RUBAR 20
14	Cemagref	CASTOR
15	Delf Hydraulics	SOBEK
16	Delf Hydraulics	DELFT 2 D
17	Consulting Engineers Reiter Ltd.	DYX 10
18	ANU-Reiter Ltd	DYNET ANUFLOOD
19	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	RECAS
20	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	FLOOD 2D
21	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	STREAM
22	Danish Hydraulic Institute	MIKE 11
23	Danish Hydraulic Institute	MIKE 21
24	ETH Zürich	FLORIS
25	ETH Zürich	2D-MB
26	EDF – Laboratoire National Hydraulique	RUPTURE
27	EDF – Laboratoire National Hydraulique	TELEMAC – 2D

Fuente: ICOLD, Bolletín 111- Dam Break Flood Analysis. Pág. 268.

Para la selección del modelo a utilizar, se recomienda tener algunas consideraciones importantes:

Tipo de modelo. Para las presas clasificadas como categoría A, el modelo a utilizar deberá ser hidráulico por tratarse de problemas de tipo complejo y se deberá estimar las alturas de agua y velocidades sin hacer simplificaciones a sus cálculos. Por otro lado, el modelo será dinámico, pues tendrá en cuenta la variable

tiempo y analizara los regímenes de flujo no permanentes e incluso simulará la rotura de presas y analizará el tiempo de llegada de la onda de rotura. El modelo será completo cuando resuelve las ecuaciones dinámicas del movimiento. En resumen, únicamente pueden considerarse como válidos aquellos modelos que resuelven las ecuaciones de Saint Venant de movimiento gradualmente variable, usando métodos numéricos suficientemente contrastados y validados.

Tipo de régimen. Debido a que no se conoce a priori el tipo de régimen de flujo (subcrítico o supercrítico), el modelo permitirá el análisis simultáneo de los regímenes subcrítico y supercríticos con transición no fija.

Tratamiento del cauce seco. En algunos casos será preciso analizar escenarios en que la situación inicial corresponde a un cauce seco y/o desaguando un caudal varios órdenes de magnitud inferior al caudal punta final, lo que da lugar a la necesidad de tratar una singularidad (llenado del cauce seco) o bien a problemas numéricos de convergencia que no todos los programas existentes son capaces de resolver. Debido a esto, no es posible establecer un criterio fijo, en algunos casos se puede suponer un caudal base inicial ficticio suficientemente pequeño para no incidir en los resultados y suficientemente grande para evitar los problemas numéricos. En todo caso es necesario tener en cuenta estos aspectos antes de iniciar el uso de un modelo.

Tipo de Flujo. En general, es preferible el uso de modelos unidimensionales a los bidimensionales, debido a que los primeros proporcionan una precisión suficiente; mientras que, los segundos, aparte de introducir un gran complejidad modelística, resolviendo mas variables, necesitan más datos básicos (topografía a menor escala 1/1000, rugosidades , etc), y suelen

obligar a simplificaciones adicionales para tener en cuenta la segunda dimensión.

En muchos casos, para el análisis unidimensional, es necesario tomar en consideración, de manera aproximada, los efectos bidimensionales. Los programas actuales suelen abordar este problema mediante dos técnicas diferentes:

a.- La consideración específica de llanuras de inundación que implica la asunción de la existencia de determinadas áreas que únicamente son capaces de almacenar agua sin participar en el movimiento y se relacionan únicamente con un tramo del cauce.

b.- Las denominadas aproximaciones quasibidimensionales, que en general, presentan mayor exactitud en el análisis e implican el establecimiento de distintas conexiones unidimensionales simplificadas que reducen el fenómeno bidimensional a otro unidimensional pero con estructura mallada.

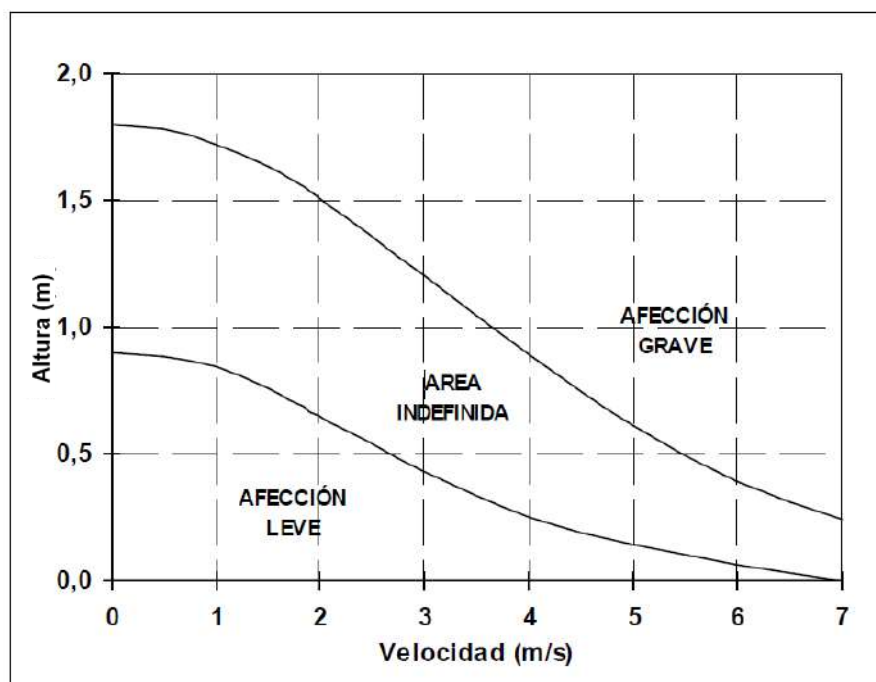
Tratamiento del lecho móvil. Los modelos de lecho móvil son excesivamente complejos, de difícil aplicación a situaciones reales y no están implementados en los programas de cálculo accesibles. Por lo tanto, se considera suficiente la utilización de modelos con lecho fijo. En los casos en que se observa la incidencia importante de los procesos de erosión-sedimentación, ellos deberán analizarse cualitativamente y de forma aproximada sus efectos.

Otros aspectos. El modelo deberá ser de preferencia, de fácil manejo, desde este punto de vista, se tendrá en cuenta, la amigabilidad, el tipo y forma de introducción de datos, la potencia de los posibles preprocesadores, las posibilidades de comprobación de datos y de seguimiento del proceso de cálculo, la potencia de los posibles postprocesadores y la forma de presentación de los resultados.

2.7.2.6 Análisis del riesgo

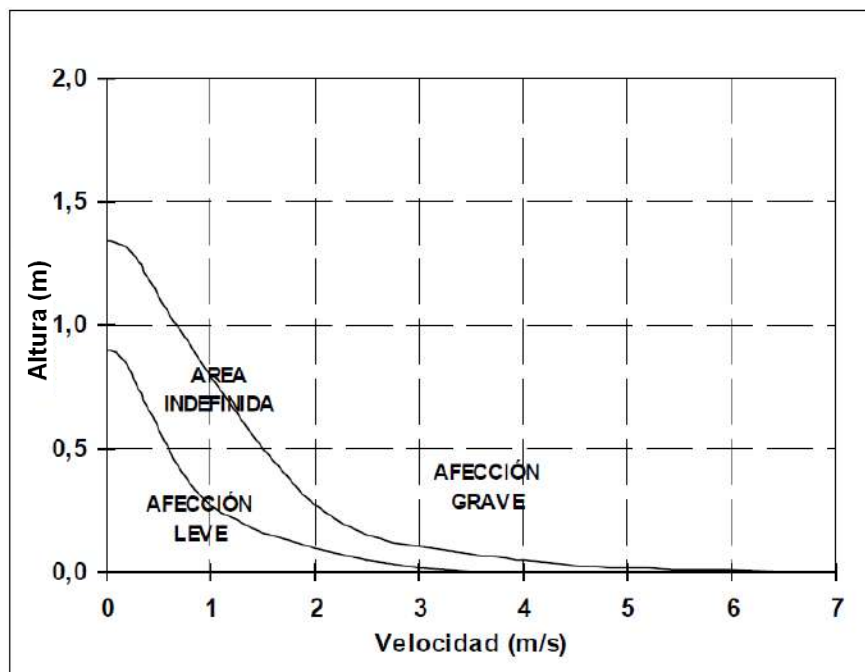
Las afecciones y daños potenciales estarán en función de las variables hidráulicas obtenidas con la modelación de la propagación de la onda de rotura teniendo que evaluar, en general, los efectos de la altura y la velocidad. Para ello se emplean ecuaciones empíricas entre productos de la altura, la velocidad y las afecciones, o curvas como las mostradas en las Figura 2-6 y 2-7 Según [5], en estas figuras se indican los límites de afección a vidas, en núcleos urbanos y viviendas o en campo abierto, según los valores de las alturas y velocidades.

Figura 2-6: Riesgo para vidas humanas en función de la altura y la velocidad del agua en áreas de viviendas o núcleos urbanos



Fuente: Ministerio de medio ambiente de España, Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presa. Pág. 138.

Figura 2-7: Riesgo para vidas humanas en función de la altura y la velocidad del agua en campo abierto.



Fuente: Ministerio de medio ambiente de España, Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presa. Pág. 139.

Estas áreas de afección se deberán reflejar en el estado actual de ocupación, principalmente en lo referente a viviendas, estructuras habitadas y servicios esenciales.

2.7.2.7 Identificación de zonas de riesgo

Para la estimación del riesgo de inundación generado por la rotura de una presa de tierra, se requiere analizar la afección que dicha onda de rotura provoca a las diferentes áreas donde existan poblaciones, servicios esenciales, estructuras hidráulicas, etc. a lo largo del cauce o llanuras de inundación. Entonces, se deberá identificar las áreas afectadas a fin de clasificar el riesgo, según los puntos que se describen a continuación:

- Afecciones graves a núcleos urbanos: Los núcleos urbanos define al conjunto de al menos diez edificaciones que

forman calles, plazas y otras vías urbanas alternas. Por excepción, el número de edificaciones podrá ser inferior a 10, siempre que la población de derecho que habita las mismas supere los 50 habitantes.

Se entenderá como afección grave a un núcleo urbano, aquella que afecte a más de cinco viviendas habitadas y represente ser riesgo para las vidas de los habitantes, en función de la altura y la velocidad de la onda de avenida.

- Número reducido de viviendas: se considera un número de reducido de viviendas, a la cantidad comprendida entre uno y cinco viviendas habitadas.
- Pérdida incidental de vidas humanas: Presencia ocasional y no previsible, en el tiempo, de una persona ubicada en la llanura de inundación.
- Servicios esenciales: Son aquellos servicios indispensables para el desarrollo de las actividades humanas y económicas normales del conjunto de la población.

Se considerara servicio esencial aquel del cual dependen, al menos, 10 000 habitantes.

En cuanto a la topología de los servicios esenciales, estos incluyen, al menos, los siguientes aspectos:

- ✓ Abastecimiento y saneamiento.
- ✓ Suministro de energía.
- ✓ Sistema sanitario.
- ✓ Sistema de comunicaciones.
- ✓ Sistema de transporte.

Se considerara afección grave aquella que no puede ser reparada de forma inmediata.

- Daños materiales: Los daños materiales se evaluarán en función de las siguientes categorías:
 - ✓ Daños a industrias y polígonos industriales.
 - ✓ Daños a propiedades rústicas.
 - ✓ Daños cultivos.
 - ✓ Daños a las infraestructuras.
- Daños medioambientales: Se consideran como elementos susceptibles de sufrir daño medioambiental únicamente aquellos que gocen de alguna figura legal de protección a nivel estatal o autonómico (bien de interés cultural, parque natural, etc.).
- Obstrucciones en el cauce: Se consideraran obras que pudieran obstruir de manera significativa en el cauce o dar lugar a fenómenos hidráulicos de naturaleza local que pudieran afectar la propagación de la onda de rotura.

No obstante, puede considerarse que el fenómeno local (obstrucción) es no significativo, cuando se presente alguna de las dos circunstancias siguientes:

- ✓ Es una obstrucción poco importante, cuando la relación entre las superficies obstruidas y el total del cauce sobre el área mojada, es inferior al 20%.
- ✓ La obstrucción crea un embalse temporal de magnitud poco importante cuando la relación del volumen embalsado, en comparación con el volumen de la onda de rotura de la presa, representa menos del 5%.

Considerando estas dos circunstancias podrá obviarse el fenómeno local de cara al análisis general. En caso contrario, la obstrucción se considera importante y por lo tanto, será considerada específicamente en el análisis hidráulico.

- Otras afecciones: Deben incluirse en los criterios de clasificación algunos elementos singulares cuya afección puede potenciar y agravar los efectos de la onda de rotura, originando un efecto en cadena. Un caso típico es la existencia de otras presas ubicadas aguas abajo de la presa analizada y que se pueden romper como consecuencia de la rotura de esta.

CAPÍTULO III

3. ECUACIONES Y CONCEPTOS PARA FLUJOS EN REGIMEN PERMANENTE Y NO PERMANENTE

3.1 Principios fundamentales para un flujo en régimen permanente

Existen tres principios fundamentales para analizar el flujo de los líquidos y en particular del agua, los cuales se describen a continuación:

3.1.1 Conservación de la masa

Este principio establece la ecuación de continuidad para fluidos incomprensibles y establece que, la cantidad de fluido que pasa por cada sección transversal en una unidad de tiempo será constante. Por ejemplo para dos secciones transversales con áreas A_1 y A_2 , se tiene,

$$A_1V_1 = A_2V_2 = Q \quad (3-1)$$

Q = caudal

V = velocidad

A = área

En forma más general, el caudal se puede expresar considerando que la velocidad media puede variar de punto a punto en la sección transversal, tal como se muestra en la ecuación (3-2).

$$Q = \int_0^A v dA \quad (3-2)$$

v = velocidad media en un punto

dA = área del flujo con velocidad v

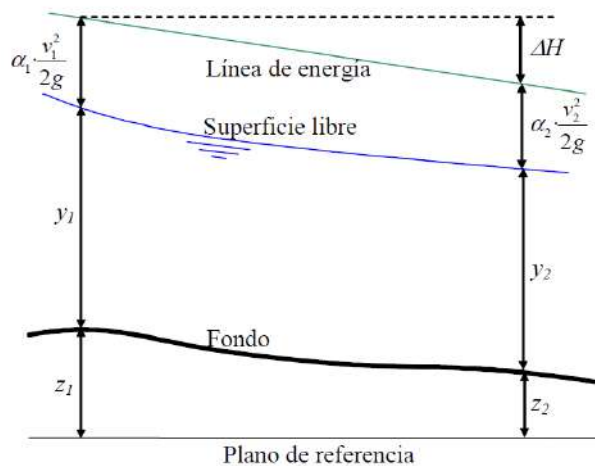
A = área total del flujo

3.1.2 Conservación de la energía

Este principio establece la ecuación de energía, que tiene en cuenta las pérdidas de energía que se producen por el desplazamiento de un fluido de un punto a otro a lo largo de un conducto. La ecuación de la energía se aplica siguiendo una línea de corriente.

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad (3-3)$$

Figura 3-1: Representación de los términos del balance de energía. Fuente HEC (2002)



Fuente: HEC 2002.

Donde:

z_1 y z_2 representan las cotas de las secciones respecto a un plano de referencia arbitrario. En caso de geometrías irregulares, como en general sucede en un río, se toma la cota del punto más bajo de la sección.

y_1 y y_2 son los calados en cada una de las secciones consideradas. En caso de geometrías irregulares, se considera la profundidad respecto del punto más bajo de la sección.

v_1 y v_2 son las velocidades medias en cada sección. En el caso de régimen permanente se obtiene como el cociente entre el caudal circulante y el área de la sección.

α_1 y α_2 son los coeficientes de Coriolis estimados en cada sección, lo cual permite corregir el hecho de que la distribución de velocidad en la sección se aleja de una distribución uniforme

ΔH es el término que estima la energía por unidad de peso que se disipa entre las secciones 1 y 2.

3.1.3 Conservación de la cantidad de movimiento o momentum

En el caso de que la superficie del agua pase por el régimen crítico, el flujo deja de ser gradualmente variado y pasa a ser rápidamente variado. En dicha situación la ecuación de la energía deja de ser aplicable. Dichos casos corresponden a ciertos cambios en la pendiente del cauce, contracciones bruscas provocadas por la presencia de puentes, estructuras de aforo o confluencias de flujos. La ecuación de cantidad de movimiento o de momentum se obtiene de aplicar la segunda ley de Newton aplicada en la dirección del movimiento a un volumen de control como el delimitado entre las secciones 1 y 2 de la Figura 3-2.

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = \rho \cdot Q \cdot (\beta_2 \cdot v_2 - \beta_1 \cdot v_1) \quad (3-4)$$

Donde:

P_1 y P_2 son las componentes resultantes de la distribución de presiones hidrostáticas, en la dirección del movimiento, en las secciones 1 y 2 respectivamente.

W_x es el peso contenido en un volumen de control en la dirección del movimiento.

F_f es la fuerza debida a la fricción sobre el contorno entre las secciones 1 y 2.

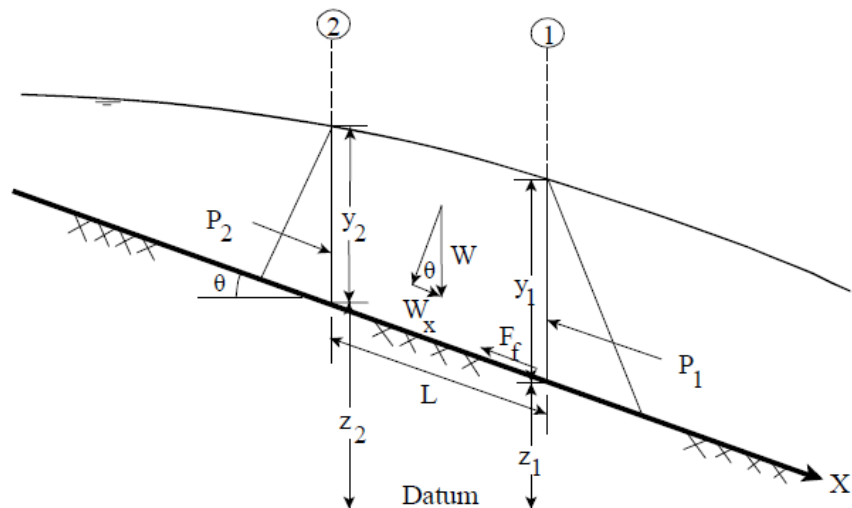
Q es el caudal circulante

β_1 y β_2 son los coeficientes de momentum o coeficientes de Boussines para las secciones 1 y 2 respectivamente.

ρ es la densidad del agua.

v_1 y v_2 son las velocidades medias presentes entre las secciones 1 y 2 respectivamente.

Figura 3-2: Fuerzas actuantes sobre el volumen de control definido entre dos secciones transversales cualesquiera.



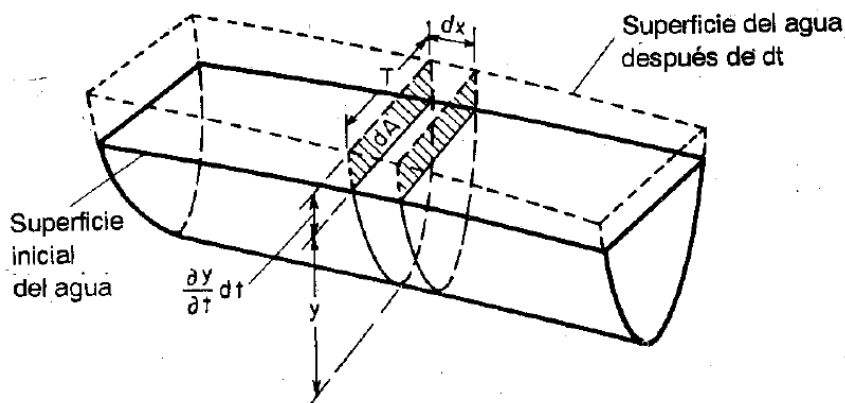
Fuente: HEC 2002.

3.2 Ecuaciones fundamentales para Flujo no permanente

3.2.1 Continuidad del flujo no permanente

La ley de continuidad para flujo no permanente puede establecerse considerando la conservación de la masa en un espacio infinitesimal entre las dos secciones de un canal (Figura 3-3).

Figura 3-3: Continuidad en flujo no permanente



Fuente: Ven Te Chow (1994). Pág. 516.

En flujo no permanente, el caudal cambia con la distancia a una tasa de $\partial Q / \partial x$ y la profundidad cambia con el tiempo a una tasa de $\partial y / \partial t$. El cambio en el caudal a través del espacio en el tiempo dt es, $(\partial Q / \partial x) dx dt$. El cambio correspondiente al almacenamiento dentro del canal y en el espacio es, $T dx (\partial y / \partial t) dt = dx (\partial A / \partial t) dt$. Debido a que el agua es incompresible, el cambio neto en el caudal más el cambio en el almacenamiento debería ser cero; es decir,

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) dx dt + dx \left(\frac{\partial A}{\partial t} \right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) dx dt + T dx \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right) dt = 0 \quad (3-5)$$

Simplificando la expresión anterior,

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-6)$$

Reemplazando $\partial A = T \partial y$ a la ecuación (3-7) se tiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-7)$$

En una sección determinada $Q=VA$; y reemplazando en la

ecuación (3-6) se tiene:

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-8)$$

Desarrollando la derivada y dando forma a la ecuación (3-8) se tiene:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-9)$$

Como la profundidad hidráulica es $D=A/T$ y $\partial A = T \partial y$, reemplazando y simplificando la ecuación anterior se puede escribir como:

$$DT \frac{\partial V}{\partial x} + VT \frac{\partial y}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = D \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-10)$$

Las ecuaciones anteriores son todas formas de la ecuación de continuidad para flujo no permanente en canales abiertos.

Para un canal rectangular de ancho infinito, la ecuación (3-6) puede escribirse como:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-11)$$

Donde q es el caudal por unidad de ancho. Esta expresión (3-11) fue introducida, por primera vez, por Saint Venant.

Cuando el canal es alimentado lateralmente por un caudal adicional de q' por unidad de longitud, la ecuación (3-7) puede escribirse como,

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + q' = 0 \quad (3-12)$$

Si el canal está compuesto por una sección principal profunda

y otra lateral extensiva poco profunda, puede suponerse que el caudal en la sección principal es relativamente alto, en tanto que la sección lateral contribuye solo al almacenamiento pero no al caudal. Entonces la ecuación (3-7) puede escribirse como

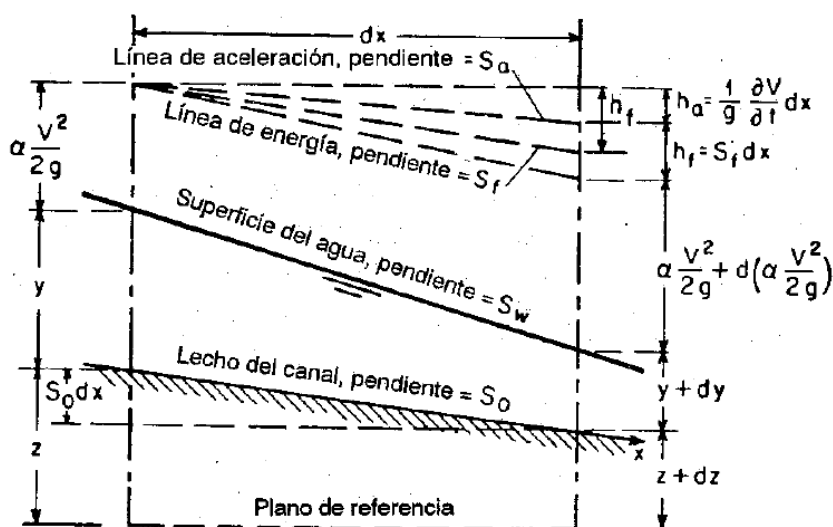
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A'}{\partial t} = 0 \quad (3-13)$$

Donde A' es el área mojada de la sección lateral. Esta ecuación también se aplica al caso de un canal que contiene espolones; el agua circula entre estos para guiar el flujo hacia el canal principal pero no contribuye al caudal.

3.2.2 Ecuación dinámica para el flujo no permanente

Por simplicidad, el flujo no permanente se tratara como flujo permanente bidimensional, con la excepción de que se utilizara una variable adicional para el elemento tiempo, el cual tiene en cuenta la variación en la velocidad del flujo y por consiguiente, representa la aceleración que produce fuerza y causa pérdidas de energía adicionales en el flujo, tal como se describe en la Figura (3-4)

Figura 3-4 Representación simplificada de la energía en flujo no permanente.



Fuente: Ven Te Chow (1994). Pág. 517.

En la Figura 3-4, la fuerza debida a la aceleración $\partial V / \partial t$ que actúa sobre un peso unitario w de agua, es igual a $(w / g) \partial V / \partial t$; es decir, *fuerza = masa \times aceleración* $= (w / g) \partial V / \partial t$. Se supone que la pendiente del canal es pequeña, que la aceleración ocurre en la dirección x y que su componente vertical es insignificante. Luego, el trabajo hecho por esta fuerza a lo largo de la distancia dx entre dos secciones del canal, como las que se muestran en la Figura 3-4 es $(w / g) (\partial V / \partial t) dx$. Esta cantidad de trabajo es igual a la pérdida de energía debida a la aceleración. Al dividir por w , la pérdida en altura se expresa mediante $(1 / g) (\partial V / \partial t) dx$

El cambio total de la altura en la longitud infinitesimal dx puede tratarse exactamente igual que en el caso de flujo no permanente, excepto que debe incluirse una pérdida adicional debida a la aceleración. La pérdida total de altura consta de dos partes: la pérdida debida a la fricción $h_f = S_f dx$ y la debida a la aceleración $h_a = (1 / g) (\partial V / \partial t) dx$. La línea que indica esta última se conoce como la línea de aceleración; y su pendiente es $S_a = (1 / g) (\partial V / \partial t)$. Mediante el principio de energía puede escribirse lo siguiente,

$$z + y + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + dz + y + dy + \frac{\alpha V^2}{2g} + d\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx + S_f dx \quad (3-14)$$

Al simplificar,

$$d\left(z + y + \frac{\alpha V^2}{2g}\right) = -S_f dx - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx \quad (3-15)$$

El lado izquierdo de la ecuación (3-15) presenta el cambio de la altura total. Los dos términos de la derecha definen las pérdidas

de altura debidas a la fricción y a la aceleración, respectivamente. Esta ecuación establece que el cambio de altura total en flujo no permanente gradualmente variado, depende de los efectos de fricción y aceleración. En flujo permanente gradualmente variado, el cambio de altura depende por completo de la fricción, siempre y cuando las pérdidas por remolino sean insignificantes.

Al dividir por dx en la ecuación (3-15) y al utilizar derivadas parciales se obtiene,

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial z}{\partial x} + S_f = 0 \quad (3-16)$$

Esta es la ecuación dinámica general para el flujo no permanente gradualmente variado. La pendiente de fricción en la ecuación puede evaluarse por medio de la ecuación (3-16) de Manning, la de Chézy o cualquier otra de flujo uniforme.

Para canales prismáticos; es decir, $\partial z / \partial x = S_0$, la ecuación (3-16) puede escribirse como:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = S_0 - S_f \quad (3-17)$$

Las ecuaciones de continuidad y dinámica para flujo no permanente gradualmente variado fueron publicadas por primera vez por Saint-Venant. La validez de estas ecuaciones ha sido verificada mediante un sin número de observaciones y experimentos. Sin embargo, debido a su complejidad matemática, la integración exacta de estas ecuaciones es imposible. Para aplicaciones prácticas, puede obtenerse una solución de las ecuaciones mediante métodos de paso aproximados o basados en suposiciones simplificadoras.

3.3 Solución de las ecuaciones de Saint-Venant

Las ecuaciones que gobiernan el movimiento unidimensional del agua en lámina libre en régimen no permanente reciben el nombre de ecuaciones de Saint-Venant. Estas ecuaciones son la de continuidad y momentum, las cuales son consecuencia de la aplicación de los principios de la Conservación de Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento respectivamente bajo ciertas hipótesis simplificadoras, estas ecuaciones permiten el cálculo del caudal y del nivel de agua como funciones del espacio y tiempo.

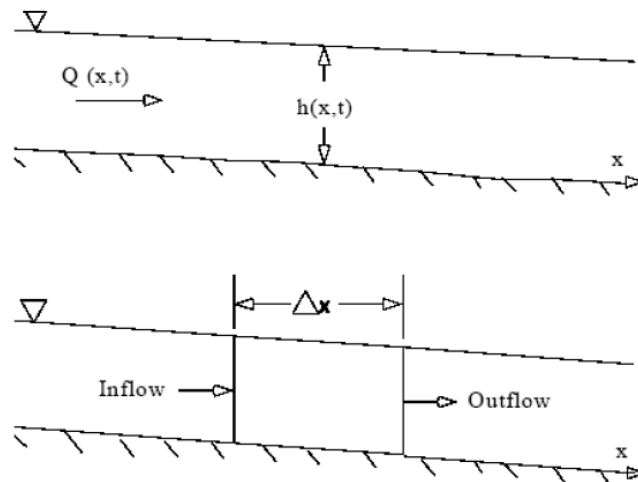
Para llegar a la expresión clásica de las ecuaciones será necesario partir de las siguientes hipótesis:

- La distribución de presiones es hidrostática, esta aproximación es válida si las líneas de corriente son aproximadamente paralelas.
- La pendiente del lecho es pequeña, por consiguiente la profundidad media perpendicular al canal es prácticamente la misma que la medida verticalmente.
- La distribución de velocidades del flujo es uniforme en cada sección, despreciando las variaciones transversales de velocidad dentro de la misma.
- El flujo es unidimensional. Solo se considera la velocidad del agua en la dirección de alineación del conducto y no se consideran las componentes en las otras direcciones del espacio.
- Las pérdidas de energía se representan con las mismas expresiones de régimen permanente, tales como la ecuación de Manning o Chézy.

3.3.1 Ecuación de continuidad

Delimitando un volumen de control, se define un tramo del canal comprendido entre secciones perpendiculares al cauce, tal como se muestra en la Figura 3-5.

Figura 3-5: Volumen de control elemental para la derivación de las Ecuaciones de Continuidad y Momento



Donde:

$Q(x, t)$ es el caudal del flujo en la dirección x .

A_r es el área de una sección transversal.

Según el principio de conservación de la masa, el gasto neto del volumen será igual a la rapidez de cambio del almacenamiento dentro del volumen de control. El caudal que ingresa al volumen de control se puede expresar como:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (3-18)$$

y el caudal que sale se puede expresar como:

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (3-19)$$

La rapidez de cambio de almacenamiento será:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (3-20)$$

Para un Δx pequeño, la variación de la masa en el volumen de control sería:

$$\rho \frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x = \rho \left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_l \right] \quad (3-21)$$

Donde; Q_l es el flujo lateral que entra al volumen de control y ρ la densidad del líquido.

Dividiendo entre ρ y ordenando la ecuación (3-21) se obtiene,

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x = Q_l - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (3-22)$$

Dividiendo entre Δx y ordenando la ecuación (3-22) se tiene,

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_l}{\Delta x} \quad (3-23)$$

Donde $Q_l / \Delta x$ es el caudal de aporte lateral por unidad de longitud q_l . La ecuación (3-23) se redefine como:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (3-24)$$

Esta última expresión se conoce como la ecuación de continuidad de Saint-Venant.

3.3.2 Ecuación de momento

Para obtener la segunda ecuación de Saint-Venant se parte de la segunda ley de Newton, la misma que explica que la variación de la cantidad de movimiento de un cuerpo se debe a una fuerza externa aplicada definida como,

$$\sum F_x = \frac{dM}{dt} \quad (3-25)$$

La conservación de momento, para el volumen de control, plantea que el régimen neto de momento o flujo de momento que entra al volumen más la suma de todas las fuerzas externas actuantes sobre el volumen, será igual a la rapidez del momento.

$$F_{Rm} = F_l + F_p + F_g + F_f \quad (3-26)$$

Donde:

F_{Rm} es la rapidez de la variación del momento

F_l es el flujo de momento

F_p es la fuerza de presión hidrostática

F_g es la fuerza gravedad

F_f es la fuerza de fricción

Analizando cada fuerza por separado y reemplazando los valores en la ecuación (3-26) se obtiene la ecuación de momento.

Rapidez de la variación del momento.- Debido a que el impulso del líquido en el volumen de control es $\rho.Q.\Delta x$, la rapidez del cambio de momento se expresa como:

$$F_{Rm} = \frac{\partial}{\partial t}(\rho.Q.\Delta x) \quad (3-27)$$

Como la densidad y Δx son constantes, se obtiene:

$$F_{Rm} = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} \Delta x \quad (3-28)$$

El flujo de momento.- Es el flujo que entra menos el flujo que sale en el volumen de control y puede expresarse como:

$$F_l = \rho \left[QV - \frac{\partial(QV)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] - \rho \left[QV + \frac{\partial(QV)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (3-29)$$

Por lo tanto la variación neta de momento que entra al volumen de control es definido como:

$$F_l = -\rho \frac{\partial(QV)}{\partial x} \Delta x \quad (3-30)$$

Fuerza de presión.- Asumiendo una distribución de presión hidrostática, la fuerza de presión total es la integral de la presión sobre toda el área en cualquier sección. A partir de Shames (1962), la fuerza de presión en cualquier punto puede expresarse como:

$$F_p = \int_0^h \rho g (h-y) T(y) dy \quad (3-31)$$

Donde:

h es la profundidad.

y es la distancia medida desde el fondo del cauce.

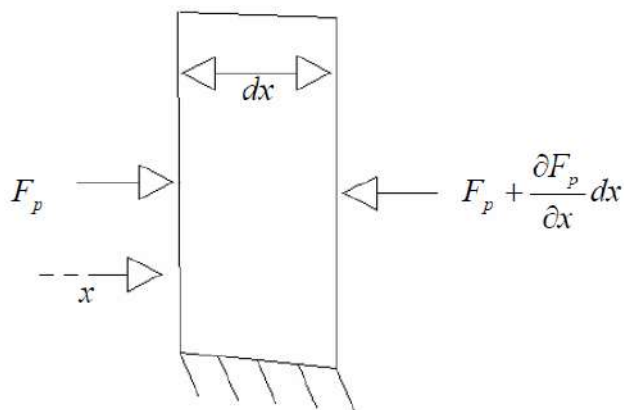
$T(y)$ es una función de ancho que relaciona el ancho de la sección transversal del canal con la distancia sobre el fondo del cauce.

F_p es la fuerza de presión ejercida en la dirección x

Por otro lado se puede considerar las fuerzas de presión que

actúan en un diferencial de cauce, tal como se muestra en la Figura (3-6).

Figura 3-6: Fuerzas de presión que actúan en un diferencial de cauce.



La fuerza de presión para el volumen de control se expresa como la diferencia de fuerzas del extremo de aguas arriba menos el extremo aguas abajo definiendo en la siguiente ecuación (3-32).

$$F_{Pn} = |F_P| - \left| F_P - \frac{\partial F_P}{\partial x} dx \right| + F_B \quad (3-32)$$

Donde:

F_P es la fuerza de presión neta para el volumen de control.

F_B es la fuerza que ejercen las riberas sobre el líquido en dirección x

Simplificando la ecuación (3-32) y tomando $dx = \Delta x$ se tiene

$$F_{Pn} = -\frac{\partial F_P}{\partial x} \Delta x + F_B \quad (3-33)$$

Ahora se diferencia la ecuación (3-31) mediante el empleo de la regla de Liebnitz y luego haciendo la sustitución en la ecuación (3-33) se obtiene:

$$F_{pn} = -\rho g \Delta x \left[\frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} dy \right] + F_B \quad (3-34)$$

Dando forma a las integrales se tiene:

$$F_{pn} = -\rho g \Delta x \frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy - \int_0^h \rho g (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} \Delta x dy + F_B \quad (3-35)$$

Donde:

$\int_0^h T(y) dy$ es el área (A) de la sección transversal

$\int_0^h \rho g (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} \Delta x dy = \int_0^h \rho g (h-y) T(y) dy$ es fuerza de presión

ejercida por el líquido sobre las riberas.

Dado que la segunda integral de la ecuación (3-35) es F_B , entonces reemplazando en (3-35) queda:

$$F_{pn} = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (3-36)$$

La ecuación (3-36) indica la fuerza de la presión neta.

Fuerza gravitacional.- Comprende a la fuerza gravitacional ejercida sobre un líquido para un volumen de control determinado y su aplicación en la dirección x se expresa como:

$$F_g = \rho g A \text{Sen} \theta \cdot \Delta x \quad (3-37)$$

Donde:

θ es la pendiente del cauce.

Como la pendiente de los ríos naturales es pequeña entonces por infinitésimos equivalentes se aproxima a $\text{Sen} \theta = \text{Tang} \theta = \theta = \partial Z_0 / \partial x$; donde Z_0 , es la elevación del fondo del canal. Por tanto, la fuerza gravitacional se expresa como:

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial Z_0}{\partial x} \Delta x \quad (3-38)$$

Esta fuerza será positiva para pendientes de lecho negativo.

Fuerza de fricción.- La fuerza de fricción entre el cauce y el líquido se da en los contornos y puede expresarse como:

$$F_f = -\tau_o P \Delta x \quad (3-39)$$

Donde:

τ_o es el esfuerzo cortante o tensión de corte que actúa sobre el perímetro

P es el perímetro mojado

El signo negativo indica que, con el flujo en la dirección x positiva, la fuerza actúa en el sentido contrario al eje x. La tensión de corte es proporcional a la velocidad al cuadrado según un coeficiente de arrastre (C_d) y se expresa como:

$$\tau_o = \rho C_d V^2 \quad (3-40)$$

El coeficiente de arrastre se relaciona con el coeficiente Chezy (C) de la siguiente forma:

$$C_d = \frac{g}{C^2} \quad (3-41)$$

La ecuación de Chezy se escribe:

$$V = C \sqrt{R S_f} \quad (3-42)$$

Donde:

R es el radio hidráulico.

S_f es la pendiente de fricción.

Al reemplazar las ecuaciones (3-40), (3-41) y (3-42) en la ecuación (3-39) se obtiene la relación que define la fuerza de arrastre:

$$F_f = -\rho g A S_f \Delta x \quad (3-43)$$

Reemplazando las ecuaciones (3-28), (3-39), (3-36), (3-38) y (3-43) en la ecuación (3-26) se obtiene la siguiente expresión:

$$\rho \frac{\partial Q}{\partial t} \Delta x = -\rho \frac{\partial(QV)}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial Z_0}{\partial x} \Delta x - \rho g A S_f \Delta x \quad (3-44)$$

Considerando la cota de la superficie del agua, que es la suma de la cota de la solera más el calado $z = h + z_o$, se puede definir:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial Z_o}{\partial x} \quad (3-45)$$

Donde:

$\frac{\partial h}{\partial x}$ es la pendiente de la superficie del agua.

Al sustituir (3-45) en (3-44) luego dividir el resultado por $\rho \Delta x$ y pasamos los términos a la izquierda se obtiene la forma definitiva de la ecuación de momento de Saint- Venant.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (3-46)$$

3.4 Solución numérica de las ecuaciones Saint Venant utilizando el método de diferencias finitas y el esquema de Preissman

3.4.1 Diferencias finitas implícita y esquema de Preissman

Una vez que se tienen planteadas las ecuaciones diferenciales que modelan el comportamiento del agua en un tramo del canal se tiene que aplicar las condiciones iniciales y las condiciones de contorno para resolverlas. Pero, encontrar una solución analítica no es posible más que en casos muy simplificados, por tanto se busca otros métodos de resolución que permitan obtener soluciones aproximadas.

Hay muchos métodos de resolución por las ecuaciones de Saint-Venant: método de las características, método de las diferencias finitas, método de los elementos finitos, etc. Para resolver las ecuaciones de Saint Venant en este estudio se utilizará el método de diferencias finitas.

Aproximar una función $f(x)$ por diferencias finitas en un punto x significa aproximar su valor a partir del valor de la función en otro punto x_0 y las derivadas de la función, según el desarrollo en serie de Taylor.

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) + \Delta x f'(x_0) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x_0) + \theta(\Delta x)^3 \quad (3-47)$$

Despreciando los términos de segundo o mayor orden la ecuación (3-47) se simplifica en:

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) + \Delta x f'(x_0) \quad (3-48)$$

De la ecuación (3-48) se puede aproximar el valor de la derivada de f respecto de x . y luego aproximar las diferencias finitas hacia adelante, considerando un punto x_j y el punto

inmediatamente posterior, $x_j + 1$, o hacia atrás, utilizando el punto x_j y el punto $x_j - 1$. También se puede aproximar la derivada por diferencias finitas centradas, considerando $x_j + 1$ y $x_j - 1$. Estas aproximaciones se resumen en la Tabla 3-1

Tabla 3-1: Esquemas de diferencias finitas

Diferencias finitas hacia adelante	$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right _{x=x_j} = \frac{f(x_{j+1}) - f(x_j)}{\Delta x}$
Diferencias finitas hacia atrás	$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right _{x=x_j} = \frac{f(x_j) - f(x_{j-1})}{\Delta x}$
Diferencias finitas centradas	$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right _{x=x_j} = \frac{f(x_{j+1}) - f(x_{j-1})}{2\Delta x}$

Donde las diferencias finitas hacia adelante y hacia atrás son de primer orden; mientras que, las diferencias finitas centradas son de segundo orden. Los puntos donde se evalúa la función f reciben el nombre de nodos

El HEC-RAS utiliza la siguiente notación para aplicar el esquema en diferencias finitas:

$$f_j = f_j^n \quad (3-49)$$

$$\Delta f_j = f_j^{n+1} - f_j^n \quad (3-50)$$

Ordenando la ecuación (3-50) se puede escribir como,

$$f_j^{n+1} = f_j^n + \Delta f_j \quad (3-51)$$

El esquema de Preissman o esquema de los cuatro puntos es un esquema clásico utilizado por el HEC-RAS. El mismo que aproxima una función $f(x,t)$ en un cierto punto P de (x,t) , tal como se escribe en la ecuación (3-52).

$$f \approx \bar{f} = \theta \frac{f_j^{n+1} + f_{j+1}^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{f_j^n + f_{j+1}^n}{2} \quad (3-52)$$

Mientras que, para las derivadas espaciales y temporales se definen las siguientes relaciones:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \theta \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{f_{j+1}^i - f_j^i}{\Delta x} \quad (3-53)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \psi \frac{f_{j+1}^i - f_{j+1}^{i+1}}{\Delta t} + (1-\psi) \frac{f_j^{i+1} - f_j^i}{\Delta t} \quad (3-54)$$

El parámetro θ localiza el punto P de aproximación de las derivadas en el tiempo; mientras que, ψ lo hace en el espacio. En régimen subcrítico habitualmente se utiliza $\psi = 0.5$ y $\theta = 0.6$; en este tipo de régimen, el método es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1.0$.

De las ecuaciones anteriores se deducen las formas generales de diferencia finita implícita:

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{0.5(f_{j+1} + \Delta f_j)}{\Delta t} \quad (3-55)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \frac{(f_{j+1} - f_j) + \theta(\Delta f_{j+1} - \Delta f_j)}{\Delta x} \quad (3-56)$$

y el valor de la función f se expresará como:

$$f \approx \bar{f} = 0.5(f_j + f_{j+1}) + 0.5\theta(\Delta f_j + \Delta f_{j+1}) \quad (3-57)$$

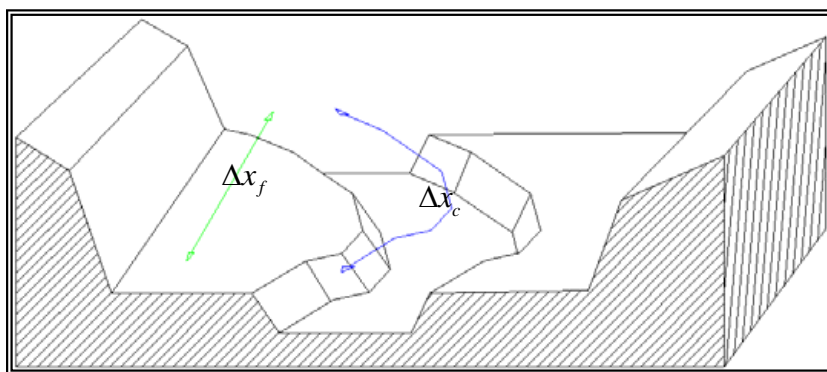
3.4.2 Adaptación de las ecuaciones de Saint Venant a la geometría del cauce

HEC-RAS no implementa directamente las ecuaciones de Saint-Venant en su forma tradicional, sino las adapta, primero a la

geometría típica del cauce, que suele consistir en un canal principal por donde discurre el caudal aguas abajo, y en una llanura de inundación, formada por una avenida de agua.

A menudo el canal principal y la llanura de inundación tienen alineaciones diferentes, y esto implica que el recorrido del agua es diferente según la situación o escenario. Se debe tener en cuenta en los cálculos, tanto Δx_c , que es la distancia entre dos secciones consecutivas siguiendo la alineación del canal principal (channel), como Δx_f que es la distancia entre secciones consecutivas siguiendo la alineación de la planicie de inundación (floodplain). Tal como se muestra en la Figura 3-7.

Figura 3-7: Alineaciones para el channel y floodplain.



- Ecuación de Continuidad

Teniendo en cuenta que no toda el área mojada de la sección transversal de un río transporta agua, se descompone el área total de la sección A_r en una zona con transporte efectivo (A), y una zona de almacenamiento (S), o área de la sección donde no hay transporte y reemplazando ($A_r = A + S$) en la ecuación (3-24) se tiene:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3-58)$$

Para abordar el problema del canal principal y la llanura de inundación, los programadores del HEC-RAS han considerado de manera separada el movimiento de agua en estas dos regiones. Con esta idea se obtuvieron dos ecuaciones, una de continuidad en el canal principal (ecuación (3-59)) y en la llanura de inundación (ecuación (3-60)):

$$\frac{\partial Q_c}{\partial x_c} + \frac{\partial A_c}{\partial t} = q_f \quad (3-59)$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x_f} + \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_c + q_l \quad (3-60)$$

Donde:

Q_c : Caudal que discurre a través del canal principal.

A_c : Área de la sección transversal que ocupa el agua en el canal principal.

A_f : Área de la región de la llanura de inundación donde hay transporte efectivo de agua.

S : Área de la región de la llanura de inundación donde no hay transporte efectivo de agua.

q_f : Caudal por unidad de longitud del canal principal que entra lateralmente desde la llanura de inundación ($q_f = Q_f^* / \Delta x_c$).

q_c : Caudal por unidad de longitud de la llanura de inundación que entra lateralmente desde el canal principal ($q_c = Q_c^* / \Delta x_f$).

Q_f : Caudal que discurre a través de la llanura de inundación.

Q_f^* : Caudal total que pasa de la llanura de inundación en el canal principal.

Q_c^* : Caudal total que pasa del canal principal en la llanura de inundación.

Q_l : Caudal total que entra en la sección transversal desde los

laterales.

q_l : Caudal por unidad de longitud de la llanura de inundación que entra lateralmente desde fuera del cauce principal ($q_l = Q_l / \Delta x_f$).

x_c : Distancia según la alineación del canal principal.

x_f : Distancia según la alineación de la llanura de inundación.

t: Tiempo.

Al aproximar las ecuaciones (3-59) y (3-60) usando las diferencias finitas implícitas, se tiene:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta x_c} + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} = \overline{q_f} \quad (3-61)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta x_f} + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} + \frac{\Delta S}{\Delta t} = \overline{q_c} + \overline{q_l} \quad (3-62)$$

Podemos establecer una relación entre el caudal unitario que ingresa en el canal principal y el caudal unitario que sale de la llanura de inundación. Considerando que las magnitudes unitarias q_c y q_f no se refieren a una misma magnitud lineal, la relación que se obtiene es:

$$Q_f^* + Q_c^* = q_f \Delta x_c + q_c \Delta x_f = 0 \quad (3-63)$$

Multiplicando la ecuación (3-61) por Δx_c y la ecuación (3-62) por Δx_f y luego sumando los resultados, se obtiene:

$$\Delta Q_c + \Delta Q_f + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f = q_f \Delta x_c + q_c \Delta x_f + q_l \Delta x_f \quad (3-64)$$

Reemplazando en la ecuación (3-63), y recuperando la forma integral para el caudal lateral ($Q_l = q_l \Delta x_f$) entre las dos secciones consideradas y tomando el incremento total del caudal ($\Delta Q = \Delta Q_c + \Delta Q_f$), se obtiene la ecuación de continuidad

descretizada:

$$\Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f = Q_l \quad (3-65)$$

- Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento

El procedimiento es similar que en el caso de la ecuación de continuidad. Primero se plantea la ecuación de conservación del momentum (3-46) en dos dominios diferentes, el canal principal y la llanura de inundación y luego se suman ambas relaciones:

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial (V_c Q_c)}{\partial x_c} + g A_c \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right) = M_f \quad (3-66)$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial (V_f Q_f)}{\partial x_f} + g A_f \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right) = M_c \quad (3-67)$$

Donde:

Q_c : Caudal que discurre a través del canal principal.

Q_f : Caudal que discurre a través de la llanura de inundación.

A_c : Área de la sección transversal que ocupa el agua en el canal principal.

A_f : Área de la región de la llanura de inundación donde hay transporte efectivo de agua.

V_c : Velocidad media del agua en el canal principal ($V_c = Q_c / A_c$).

V_f : Velocidad media del agua en la llanura de inundación ($V_f = Q_f / A_f$).

M_c : Flujo de cantidad de movimiento por unidad de longitud de llanura de inundación que ingresa en la llanura de inundación.

M_f : Flujo de cantidad de movimiento por unidad de longitud de canal principal que ingresa en el canal principal.

S_{fc} : Pendiente motriz del tramo de canal principal.

S_{ff} : Pendiente motriz del tramo de llanura de inundación.

x_c : Distancia según la alineación del canal principal.

x_f : Distancia según la alineación de la llanura de inundación.

g : Aceleración de la gravedad.

z : cota de la superficie libre.

t : Tiempo.

Se observa en las ecuaciones (3-66) y (3-67) que la cota de la superficie libre no interviene. Esto sucede porque, para cualquier sección perpendicular al flujo, la superficie libre es horizontal, es decir, la cota de la superficie libre es la misma para la llanura de inundación y para el canal principal. Por este motivo se dice que el HEC-RAS es un modelo unidimensional.

El paso siguiente es aproximar las ecuaciones (3-66) y (3-67) se utilizara las diferencias finitas, y el resultado se presenta con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_c Q_c)}{\Delta x_c} + g \overline{A_c} \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + \overline{S_{fc}} \right) = M_f \quad (3-68)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_f Q_f)}{\Delta x_f} + g \overline{A_f} \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + \overline{S_{ff}} \right) = M_c \quad (3-69)$$

Similar que para las ecuaciones (3-61), (3-62) y multiplicando la ecuación (3-68) por Δx_c y la ecuación (3-69) por Δx_f y luego sumando los resultados, y se obtiene:

$$\frac{\Delta Q_c \Delta x_c + \Delta Q_f \Delta x_f}{\Delta t} + \Delta(Q_c V_c) + \Delta(Q_f V_f) + g(\overline{A_c} + \overline{A_f}) \Delta z + g(\overline{A_c} \overline{S_{fc}} \Delta x_c + \overline{A_f} \overline{S_{ff}} \Delta x_f) = M_f \Delta x_c + M_c \Delta x_f \quad (3-70)$$

Por otro lado la ecuación que relaciona M_f y M_c es:

$$M_f \Delta x_c + M_c \Delta x_f = 0 \quad (3-71)$$

La suma de todos los términos a la izquierda de la ecuación (3-70) es cero, debido a la ecuación (3-71); es decir, se conserva la cantidad de movimiento de la masa de agua. Si además se desprecia los incrementos de segundo orden en el primer término de la ecuación (3-70), esta se convierte en:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(Q_c V_c) + \Delta(Q_f V_f) + g(\bar{A}_c + \bar{A}_f) \Delta z + g(\bar{A}_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f) = 0 \quad (3-72)$$

Reescribiendo los términos convectivos de la ecuación (3-72) con la ayuda de un factor de distribución de velocidades β , se define como:

$$\frac{(V_c Q_c + V_f Q_f)}{QV} = \frac{(V_c^2 Q_c + V_f^2 Q_f)}{V^2 A} = \beta \quad (3-73)$$

Ordenando y descomponiendo el incremento como la suma de los incrementos, se procede a describir:

$$\Delta(\beta QV) = \Delta(V_c Q_c) + \Delta(V_f Q_f) \quad (3-74)$$

Definiendo una fuerza equivalente a los dos últimos términos de la ecuación (3-72), definida como la fuerza que los contornos ejercen sobre el fluido se tiene:

$$g \bar{A} \bar{S}_f \Delta x_e = g \bar{A}_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + g \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f \quad (3-75)$$

Donde:

Δx_e : Incremento de distancia equivalente

S_f : Pendiente motriz para toda la sección.

A: Área total mojada ($A = A_c + A_f$).

Para el cálculo de Δx_e se considera que la pendiente motriz para la sección es igual a la suma de la pendiente motriz del canal principal y la llanura de inundación ($S_{fc} = S_{ff} + S_f$). Esta hipótesis es utilizada por HEC-RAS para obtener el incremento de distancia equivalente. Simplificando la aceleración de la gravedad y las pendientes motrices de la ecuación (3-75) se tiene:

$$\Delta x_e = \frac{\overline{A_c} \Delta x_c + \overline{A_f} \Delta x_f}{A} \quad (3-76)$$

Aplicando diferencias finitas a Δx_e , la ecuación (3-76) se expresa de forma explícita en función de magnitudes ya conocidas, según:

$$\Delta x_{ej} = \frac{(A_{cj} + A_{cj+1}) \Delta x_{cj} + (A_{fj} + A_{fj+1}) \Delta x_{fj}}{(A_j + A_{j+1})} \quad (3-77)$$

Reemplazando las ecuaciones (3-74) y (3-76) en (3-72) se obtiene la ecuación de conservación de momentum de forma más compacta:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(\beta QV) + g \overline{A} \Delta z + g \overline{A S_f} \Delta x_e = 0 \quad (3-78)$$

Agrupando los términos afectados por la gravedad y por el área, y dividiendo toda la expresión por Δx_e , se obtiene una expresión similar a la expresión original de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta QV)}{\Delta x_e} + g \overline{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \overline{S_f} \right) = 0 \quad (3-79)$$

La expresión de la ecuación de conservación de momentum definida hasta ahora permite considerar dos fuerzas actuando sobre el fluido: las fuerzas de presión y las que el contorno ejerce sobre el fluido. En la mayoría de los casos, estas dos son suficientes para describir el movimiento del fluido, pero hay situaciones en que es necesario considerar las fuerzas que se oponen al movimiento. Los casos más importantes son las estructuras en el cauce, como por ejemplo pilas y estribos de puentes, esclusas de navegación, etc. Estos elementos provocan una sobreelevación de la lámina de agua aguas arriba de la estructura que puede llegar a ser importante. Para considerar el efecto de estas fuerzas, se expresa la pérdida de energía dh_f que se produce en una distancia dx como una pendiente de energía local S_h , tal como se define:

$$S_h = \frac{dh_f}{dx} \quad (3-80)$$

La pendiente local puede sumarse al resto de términos que representan fuerzas actuantes sobre el fluido en la ecuación (3-46), y se convierte en:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0 \quad (3-81)$$

y su en diferencias finitas:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta QV)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = 0 \quad (3-82)$$

Para el régimen permanente hay muchas fórmulas obtenidas de manera experimental y que permiten obtener el valor de la pérdida de carga h_1 para diferentes casos y geometrías. Todas ellas se expresan como:

$$h_1 = C \frac{V^2}{2g} \quad (3-83)$$

El coeficiente C recoge los efectos de la velocidad media en la sección, la altura del agua y en general, la geometría de la estructura. Lógicamente estas magnitudes variarán en diferentes secciones de la estructura, pero por simplicidad, se asume que el coeficiente es constante. La localización donde se evalúa la velocidad media depende del método utilizado, pero generalmente es aguas arriba de la estructura por régimen supercrítico y aguas abajo por régimen subcrítico. Para considerar este efecto, HEC-RAS, en una etapa de preproceso anterior al cálculo en régimen no permanente, calcula para las estructuras una familia de curvas caudal y calado, suponiendo régimen permanente. Una vez iniciada la simulación, al haber una estructura, el programa obtiene el caudal y la altura aguas arriba o aguas abajo de la estructura (según corresponda, dependiendo del régimen), y a partir de la familia de curvas interpola la altura en el otro extremo de la estructura. Una vez obtenidos las dos alturas, en las dos secciones extremas de la estructura (y conociendo la separación entre las dos secciones, que es un dato geométrico introducido por el usuario), se calcula el término S_h a utilizarse en la ecuación (3-82).

Cabe destacar que con este procedimiento se utiliza una serie de fórmulas calibradas en condiciones de régimen permanente, con un caudal constante, a fin de evaluar el efecto que las estructuras generan sobre el río en condiciones de régimen no permanente, y con un caudal variable.

Otra modificación necesaria es considerar la introducción de una cantidad de movimiento adicional, al tener en el río la incorporación de otro río o afluente. Al no añadir una cantidad de

momentum adicional, el término convectivo $\partial(VQ)/\partial x$ de la ecuación (3-81) se hace grande y para compensarlo es necesario que aumente $\partial Z/\partial x$, lo cual crea una sobreelevación aguas arriba. Este fenómeno es más relevante cuanto mayor sea la importancia relativa de la aportación de caudal por parte del afluente.

La cantidad de movimiento que hay que incorporar a la ecuación de balance viene dada por la siguiente expresión

$$M_l = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x} \quad (3-84)$$

Donde:

Q_l : Caudal afluente.

V_l : Velocidad media del flujo afluente.

Δx : Incremento de distancia.

M_l : Cantidad de movimiento que el caudal afluente transmite al caudal principal.

ξ : Coeficiente que indica el porcentaje de la cantidad de movimiento del caudal afluente que se transmite al caudal principal. Este coeficiente es función de la dirección relativa del afluente respecto del río principal.

La última modificación consiste en definir un coeficiente de distribución de caudal o flujo ϕ entre el cauce y los márgenes de inundación, el mismo que se define como

$$\phi = \frac{Q_c}{Q_c + Q_f} \quad (3-85)$$

Se puede escribir los caudales en función de las pendientes motrices, según:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (3-86)$$

Donde el coeficiente K se llama transporte.

Sustituyendo el coeficiente K por el canal principal y la llanura de inundación la expresión (3-86) en la expresión (3-85), y considerando las pendientes motrices iguales (igual que para obtener la ecuación (3-76)), se puede simplificar y obtener la expresión de ϕ en función de K.

$$\phi = \frac{K_c}{K_c + K_f} \quad (3-87)$$

Este coeficiente ϕ permite escribir los caudales del canal principal y de la llanura de inundación en función del caudal total Q según:

$$Q_c = \phi Q \quad (3-88)$$

$$Q_f = (1 - \phi) Q \quad (3-89)$$

Reemplazando las ecuaciones modificadas en la ecuación (3-82) se tiene:

$$\frac{\Delta(\phi Q \Delta x_c + (1 - \phi) Q \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta Q V)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (3-90)$$

La ecuación (3-90) es la más general, pero en la mayoría de los casos se simplifica, pues el término a la derecha de la igualdad, el momentum entrante, sólo se considera en los casos de afluentes o sub afluentes, y el término \bar{S}_h sólo se considera al tener una estructura que perturba la posición de la superficie libre del agua.

3.4.3 Formulación de las ecuaciones de Saint-Venant en diferencias finitas.

Las dos ecuaciones de Saint Venant, tanto la ecuación de continuidad (3-24) como la ecuación de conservación de cantidad de movimiento (3-46), son no lineales, y si se aplica directamente el esquema en diferencias finitas, se obtendrá un sistema de ecuaciones no lineal. Algunos autores, como Amain y Fang (1970), Fread (1974, 1976) y otros, han resuelto este sistema no lineal utilizando el procedimiento iterativo de Newton-Raphson. Pero al trabajar con sistemas de ecuaciones muy grandes, el método es relativamente lento, ya que presenta problemas de convergencia en las discontinuidades de la geometría y se vuelve inestable al acercarse a la altura crítica. Para evitar este problema, Preissman (según Liggett y Cunge, 1975) y Chen (1973) desarrollo la técnica para linealizar las ecuaciones de Saint-Venant, según las siguientes hipótesis:

1.- Si $f \cdot f \gg \Delta f \cdot \Delta f$ entonces $\Delta f \cdot \Delta f = 0$ (Preissmann, según informes de Liggett y Cunge, 1975)

2.- Dada una función $g(Q, z)$, se aproxima $\Delta g(Q, z)$ mediante el primer término del desarrollo en serie de Taylor. Esto es:

$$\Delta g_j = \left(\frac{\partial g}{\partial Q} \right)_j \Delta Q_j + \left(\frac{\partial g}{\partial z} \right)_j \Delta z_j \quad (3-91)$$

Esta hipótesis se aplica a la pendiente motriz S_f , y el área A .

3.- Si el paso de tiempo Δt es pequeño, algunas variables (inestabilidades) pueden ser considerar explícitamente. Así, $h_j^{n+1} \approx h_j^{\Delta n}$ o bien $\Delta h_j \approx 0$

Esta hipótesis se aplica a la velocidad V , en el término

convectivo, al factor de distribución de velocidad β , al incremento de distancia equivalente Δx_e y al factor de distribución de caudal ϕ .

Al aplicar el esquema de Preissman en diferencias finitas y las simplificaciones anteriores a las ecuaciones de Saint-Venant (3-65 y 3-90), se obtienen expresiones largas, y para su presentación se hace uso de las Tablas 3-2 y 3-3. En la Tabla 3-2 se detallan los términos de la ecuación de continuidad (3-65) y en la Tabla 3-3 los términos de la de conservación de momentum (3-90).

Tabla 3-2: Aproximación de Diferencias Finitas de los Términos de la Ecuación de Continuidad

Término	Aproximación en diferencias Finitas
ΔQ	$(Q_{j+1} - Q_j) + \theta(\Delta Q_{j+1} - \Delta Q_j)$
$\frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c$	$0.5 \Delta x_{cj} \frac{\left(\frac{dA_c}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_c}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f$	$0.5 \Delta x_{fj} \frac{\left(\frac{dA_f}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_f}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f$	$0.5 \Delta x_{fj} \frac{\left(\frac{dS}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dS}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$

Tabla 3-3: Aproximación de Diferencias Finitas de los Términos de la Ecuación de conservación de la conservación de momentum.

Término	Aproximación en diferencias Finitas
$\frac{\Delta(...)}{\Delta t \Delta x_e}$	$\frac{\Delta Q_i \Delta x_{ej} \phi_j + \Delta Q_{i+1} \Delta x_{ej} \phi_{j+1} + \Delta Q_i \Delta x_{ff} (1 - \phi_j) + \Delta Q_{i+1} \Delta x_{ff} (1 - \phi_{j+1})}{2 \Delta x_{ej} \Delta t}$
$\frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e}$	$\frac{1}{\Delta x_{ej}} [(\beta V Q)_{j+1} - (\beta V Q)_j] + \frac{1}{\Delta x_{ej}} [(\beta V Q)_{j+1} - (\beta V Q)_j]$
$g \bar{A} \frac{\Delta z}{\Delta x_e}$	$g \bar{A} \left[\frac{z_{j+1} - z_j + \theta (\Delta z_{j+1} - \Delta z_j)}{\Delta x_{ej}} \right] + \theta g \Delta \bar{A} \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}}$
$g \bar{A} S_f$	$g \bar{A} S_f + 0.5 \theta g \Delta \bar{A} (\Delta S_{ff+1} + \Delta S_{ff}) + 0.5 \theta g \bar{S}_f (\Delta A_j + \Delta A_{j+1})$
$g \bar{A} S_h$	$g \bar{A} S_h + 0.5 \theta g \Delta \bar{A} (\Delta S_{hj+1} + \Delta S_{hj}) + 0.5 \theta g \bar{S}_h (\Delta A_j + \Delta A_{j+1})$
\bar{A}	$0.5 (A_j + A_{j+1})$
\bar{S}_{ff}	$0.5 (S_{ff+1} + S_{ff})$
ΔA_j	$\left(\frac{\Delta A}{\Delta z} \right)_j \Delta z_j$
ΔS_{ff}	$\left(\frac{-2S_f}{K} \frac{dK}{dz} \right)_j \Delta z_j + \left(\frac{2S_f}{Q} \right)_j \Delta Q_j$
$\Delta \bar{A}$	$0.5 (\Delta A_{j+1} + \Delta A_j)$

Las incógnitas en las dos ecuaciones son $\Delta Q_j, \Delta Q_{j+1}, \Delta Z_j$ y ΔZ_{j+1} . Todos los términos de las ecuaciones de Saint-Venant son expresados en diferencias finitas, y se pueden reordenar y reagrupar según la incógnita que los multiplican. Entonces las dos ecuaciones de Saint-Venant se expresan como la suma de coeficientes que multiplican a las incógnitas igualados a otros coeficientes, tal como se muestra en la Tabla (3-4) para la ecuación de continuidad y en la Tabla (3-5) para la ecuación de conservación de cantidad de movimiento:

$$\alpha_1 \Delta Q_j + \alpha_2 \Delta z_j + \alpha_3 \Delta Q_{j+1} + \alpha_4 \Delta z_{j+1} = \alpha_5 \quad (3-92)$$

Tabla 3-4: Coeficientes que multiplican las incógnitas en la ecuación de continuidad

Coeficiente	Expresión
α_1	$-\frac{\theta}{\Delta x_{ej}}$
α_2	$\frac{0.5}{\Delta t \Delta x_{ej}} \left(\left(\frac{dA_c}{dz} \right)_j \Delta x_{ej} + \left(\frac{dA_f}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_j \Delta x_{ff} \right)$
α_3	$\frac{\theta}{\Delta x_{ej}}$
α_4	$\frac{0.5}{\Delta t \Delta x_{ej}} \left(\left(\frac{dA_c}{dz} \right)_{j+1} \Delta x_{ej} + \left(\frac{dA_f}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_{j+1} \Delta x_{ff} \right)$
α_5	$-\frac{Q_{j+1} - Q_j}{\Delta x_{ej}} + \frac{Q_l}{\Delta x_{ej}}$

$$\gamma_1 \Delta Q_j + \gamma_2 \Delta z_j + \gamma_3 \Delta Q_{j+1} + \gamma_4 \Delta z_{j+1} = \gamma_5 \quad (3-93)$$

Tabla 3-5: Coeficientes que multiplican las incógnitas en la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento

Coef	Expresión
γ_1	$0.5 \frac{\Delta x_{ej} \phi_j + \Delta x_{fj} (1 - \phi_j)}{\Delta x_{ej} \Delta t} - \frac{\beta_j V_j \theta}{\Delta x_{ej}} + \theta g \bar{A} \frac{(S_{fj} + S_{hj})}{Q_j}$
γ_2	$\frac{-g \bar{A} \theta}{\Delta x_{ej}} + 0.5 g \theta \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}} \left(\frac{dA}{dz} \right)_j - g \theta \bar{A} \left[\frac{S_{fj}}{K_j} \left(\frac{dK}{dz} \right)_j + \frac{S_{hj}}{A_j} \left(\frac{dA}{dz} \right)_j \right] + 0.5 \theta g (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \left(\frac{dA}{dz} \right)_j$
γ_3	$0.5 \frac{\Delta x_{ej} \phi_{j+1} + \Delta x_{fj} (1 - \phi_{j+1})}{\Delta x_{ej} \Delta t} - \frac{\beta_{j+1} V_{j+1} \theta}{\Delta x_{ej}} + \theta g \bar{A} \frac{(S_{fj+1} + S_{hj+1})}{Q_{j+1}}$
γ_4	$\frac{-g \bar{A} \theta}{\Delta x_{ej}} + 0.5 g \theta \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}} \left(\frac{dA}{dz} \right)_{j+1} - g \theta \bar{A} \left[\frac{S_{fj+1}}{K_{j+1}} \left(\frac{dK}{dz} \right)_{j+1} + \frac{S_{hj+1}}{A_{j+1}} \left(\frac{dA}{dz} \right)_{j+1} \right] + 0.5 \theta g (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \left(\frac{dA}{dz} \right)_{j+1}$
γ_5	$- \left[\frac{\beta_{j+1} Q_{j+1} V_{j+1} - \beta_j Q_j V_j}{\Delta x_{ej}} + g \bar{A} \left(\frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}} \right) + g \bar{A} (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \right]$

3.4.4 Condiciones de contorno

El modelo HEC-RAS divide al río en pequeños “tramos”. Y para cada tramo se tiene n nodos (n secciones), en cada una de las cuales se tiene dos incógnitas (Altura de agua y caudal), con lo que se puede desarrollar 2(n-1) ecuaciones de diferencias finitas. Para resolver el sistema se requiere otras dos ecuaciones, una en el extremo aguas arriba y otra en el extremo aguas abajo. Estas ecuaciones se derivan de las condiciones de contorno en cada tramo. Si el régimen es lento o subcrítico, se necesita una condición de contorno aguas abajo; mientras que, si el régimen es rápido o supercrítico, se necesita la condición de contorno aguas arriba.

3.4.4.1 Condiciones de contorno internas

Las condiciones de contorno internas son aquellas que se aplican a los nodos interiores de los tramos, y principalmente son de dos tipos: Conexión entre tramos y de aportación de caudal. Y las más utilizadas son aquellas que definen las conexiones entre tramos. Estas pueden ser simples, como las que conectan dos tramos de cálculo consecutivas, que en realidad son un mismo tramo, o pueden modelar separaciones o conjunciones de diferentes tramos. En este caso las dos condiciones que se imponen son:

Continuidad de caudal: Se indica que en un nodo, la suma de caudales que ingresan es igual a la suma de caudales que salen, pues en un nodo no hay almacenamiento situación que es representado por:

$$\sum_{j=1}^l Q_j = 0 \quad (3-94)$$

Donde l es el número de tramos conectadas a la junta, y Q_j define a los caudales de las diferentes tramos, incluidos los respectivos signos, según el sentido del flujo: positivo, si el extremo en contacto con la junta es el de aguas abajo (caudal entrante) o negativo si el extremo conectado a la junta es el de aguas arriba (caudal saliente).

Esta condición se utiliza en tramos que están aguas arriba de divisiones del caudal o aguas abajo en la unión de los tramos. Para cada junta puede utilizarse sólo una ecuación de continuidad de caudal.

Continuidad de cota en la superficie libre: Esta condición impone continuidad en la lámina libre de un tramo a la siguiente, y puede ser expresado como:

$$Z_k = Z_c \quad (3-95)$$

Donde Z_k representa la cota de la superficie libre en el tramo k , y Z_c , representa la cota de la superficie libre común a todos los extremos de los tramos que se conectan con las juntas se consideran.

Esta condición se aplica como adicional a las juntas donde confluyen más de dos tramos. Se determina Z_c de un tramo donde se conoce el caudal, y se impone que la cota de la lámina libre de las demás tramos lo cumpla.

Existe otro grupo de condiciones de contorno que se aplican a los nodos interiores y que permiten considerar la aportación adicional del caudal, ya sea por un hidrograma de entrada, una aportación constante de caudal, el afloramiento de agua subterránea. Finalmente, si existen estructuras en el río que dispongan de compuertas, para regular el nivel, o estructuras que regulen el caudal hacia áreas de almacenamiento, se dispone de condiciones de contorno internas que permiten cuantificar el efecto de la apertura de las compuertas, ya sea apertura por tiempo o apertura por nivel.

3.4.4.2 Condiciones de contorno aguas arriba

Se necesita una condición de contorno aguas arriba para cada tramo que no esté conectada aguas abajo a otro tramo o un área de almacenamiento; es decir, a todos los extremos libres aguas arriba. El HEC-RAS permite utilizar varias condiciones de contorno para el extremo de aguas arriba de los tramos, y estas son:

Hidrográma: Un hidrograma es una función que

proporciona el caudal en función del tiempo. Para un tramo dado, la expresión es:

$$\Delta Q_k = Q_k^{n+1} - Q_k^n \quad (3-96)$$

Donde los subíndices denotan el nodo que corresponde al extremo aguas arriba, y los superíndices hacen referencia al instante de tiempo considerado.

Altura de agua: Se puede fijar la posición de la lámina libre en función del tiempo (hay una relación biunívoca entre la altura y cota de la lámina libre, pues la posición de la solera del canal es conocida). Esta condición se expresa como:

$$\Delta z_k = z_k^{n+1} - z_k^n \quad (3-97)$$

Donde los subíndices denotan el nodo que corresponde al extremo aguas arriba y los superíndices hacen referencia al instante de tiempo considerado.

Esta ecuación se utiliza para modelar el comportamiento de los ríos que salen de un lago o embalse con la superficie libre conocida.

Combinación de caudal y altura: Esta última opción se utiliza cuando se tiene datos de aforo de avenidas hasta cierto caudal, pero se quiere analizar cuál sería el comportamiento si el caudal fuera más importante que lo que se tiene medido. Entonces se utiliza esta condición mixta porque permite imponer la altura hasta un cierto caudal y al no tener más datos de campo, se impone el caudal.

3.4.4.3 Condiciones de contorno aguas abajo

Esta condición es necesaria para todos los tramos que no están conectadas aguas abajo con ningún otro tramo ni con ningún área de almacenamiento. Entonces es posible imponer cuatro tipos diferentes de condición:

Altura de agua: La expresión es la misma en el caso de la condición de contorno aguas arriba. La ecuación (3-97) que se utiliza para modelar el comportamiento de los ríos que desembocan en estuarios, bahías o mares, donde el nivel está gobernado por fluctuaciones de carácter mareal, o también ríos que desembocan en lagos o embalses regulables, con nivel conocido.

Hidrográma: También se puede fijar un hidrográma como condición de contorno aguas abajo. Su expresión es la misma que la ecuación (3-96), con la única diferencia que el subíndice denota el nodo aguas abajo del tramo. Esta condición es muy útil si se dispone de la información, obtenida por ejemplo, de una estación de aforo. Entonces, solo se calibra el modelo para esta avenida.

Curva caudal-altura: El requisito para utilizar esta condición es que la curva que determina la altura del agua en función del caudal sea monótona. Es decir, que dado un valor de caudal, sólo se tenga un solo valor para la altura. Esta situación se presenta en derrames libres (caídas de agua, aliviaderos, etc.), en régimen permanente y uniforme. Pero se debe tener cuidado al aplicar esta condición si no hay seguridad de que la curva refleje bien la realidad.

Una recomendación del HEC (1992) es que al imponer esta condición, se debe hacer bastante lejos del extremo aguas

abajo (y fuera del tramo de estudio), para que se disipen los errores que se puedan haber introducido. La expresión matemática de esta condición es

$$\Delta Q_k = \frac{Q_k^{n+1} - Q_k^n}{z_k^n - z_k^{n-1}} (y_k^{n+1} - y_k^n) \quad (3-98)$$

Combinación de caudal y altura: También se tiene la posibilidad de utilizar esta condición aguas abajo si se dispone de aforos.

Altura normal: Al conocer el valor de la pendiente de la solera en el nodo considerado, se puede usarlo en lugar de la pendiente motriz y para ello, usar la ecuación de Manning,

$$Q = \frac{AR^{2/3}}{n} S_f^{1/2} \quad (3-99)$$

Para obtener la altura normal (en régimen permanente). una buena aproximación puede ser considerar el valor de la pendiente de la lámina libre. Como la situación de régimen permanente es muy difícil que se produzca en la naturaleza, se debe tener cuidado al imponer esta condición de contorno. Al igual que en el caso de la curva caudal-calado, la HEC (1992) recomienda aplicar esta condición lejos del área de estudio para no influir mucho en el resultado.

3.4.5 Condiciones iniciales

Las incógnitas del problema son, como, $\Delta Q_j, \Delta Q_{j+1}, \Delta z_j$ y Δz_{j+1} . Esto quiere decir que, en cada intervalo de tiempo, se calcula la variación de las magnitudes Q y z de cada nodo. Entonces es necesaria una condición inicial, que indique cuál es el valor de las magnitudes en cada nodo, al momento de comenzar la simulación.

HEC-RAS permite dos formas diferentes de introducir esta condición inicial: la primera es tomar como distribución de caudales y alturas la procedente de un estudio en régimen permanente, para un caudal constante. La segunda opción es tomar como condición inicial el resultado de otra simulación en régimen no permanente con la misma geometría. Esta última opción se utiliza para llevar a cabo simulaciones durante un período grande de tiempo, y para no realizar demasiados cálculos numéricos.

3.4.6 Régimen mixto

Se entiende por régimen mixto la existencia de tramos en que la altura es subcrítica y tramos en que la altura es supercrítica. En estas condiciones, por continuidad de la lámina libre, en algún punto del cauce la altura se iguala al calado crítica, caracterizado por tener un número de Froude igual a la unidad. Entonces, las magnitudes tienen variaciones muy grandes y se crean oscilaciones en la solución que tienen tendencia a crecer hasta que el modelo se vuelve completamente inestable. Para evitar estas inestabilidades, Fread (1986) inventó la técnica llamada técnica de la inercia parcial local o LPI (del inglés "Local Partial Inertia Technique"), que consiste básicamente en aplicar un coeficiente reductor σ los términos inerciales de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento. Este coeficiente reductor es función del número de Froude Fr , y depende de un valor umbral F_T , a partir del cual se eliminan completamente los términos inerciales, y un exponente m que afecta al número de Froude, para suavizar los efectos de los términos inerciales. Su expresión es

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0 \quad (3-100)$$

Donde:

$$\sigma = \begin{cases} F_T - F_r^m \leq F_T; m \geq 1 \\ 0; F_r > F_T \end{cases}$$

El valor de F_T debe estar entre 1.0 y 2.0. El valor de m puede variar desde 1.0 hasta 128. Los valores predeterminados son 1.0 y 10.0, respectivamente. Al aumentar el valor de F_T y de m , el método pierde estabilidad, pero gana precisión, mientras que al disminuir, lo que se consigue es hacer un método más robusto y más estable, pero menos preciso.

En el HEC-RAS este método por defecto está inactivo y para utilizarlo se debe activar al presentarse problemas de estabilidad debido a calados críticos.

3.4.7 Resolución numérica del sistema

Una vez planteadas las dos ecuaciones, para cada uno de los nodos de cálculo se añade las ecuaciones que modelan las condiciones de contorno, tanto internas como externas, estos pueden ser ordenados y descompuestos en forma de producto matricial.

$$A\vec{x} = \vec{b} \quad (3-101)$$

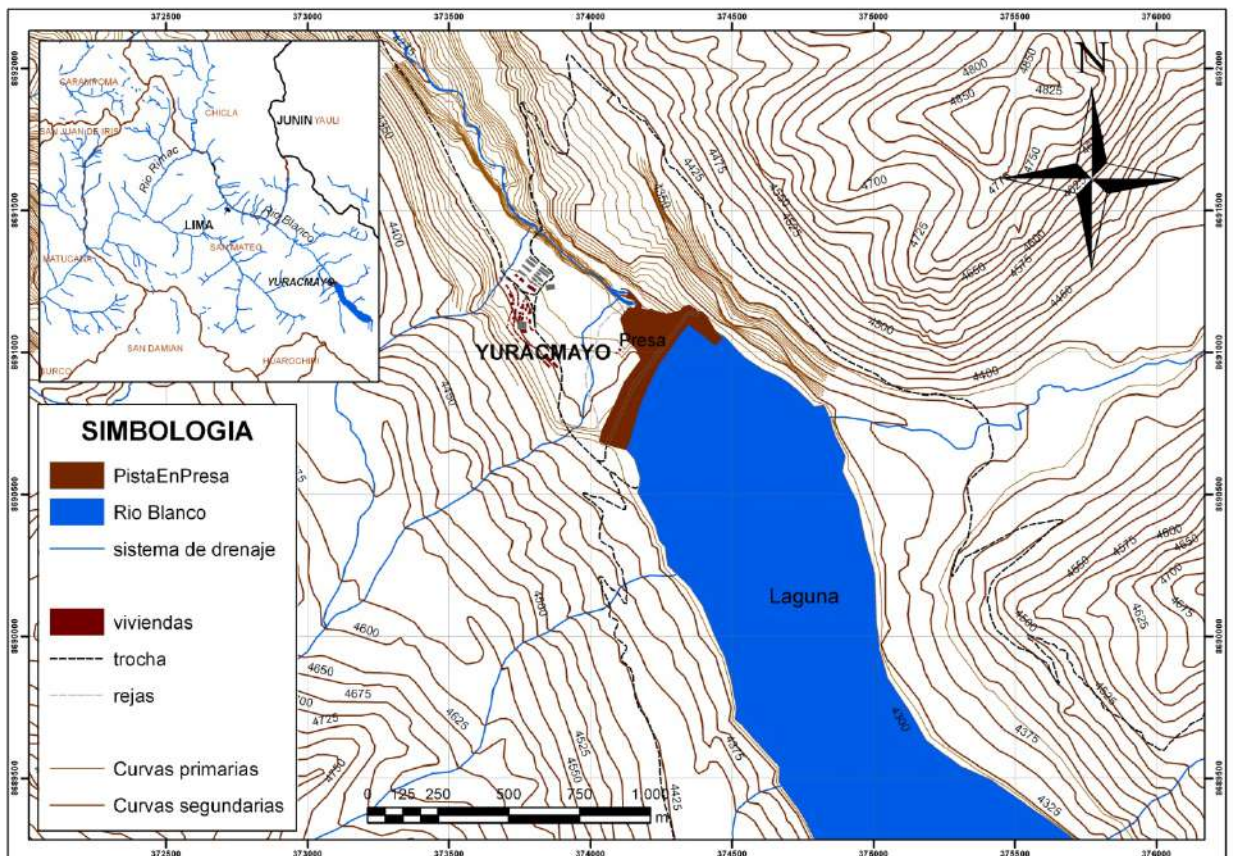
El vector \vec{x} es el vector que contiene las incógnitas ΔQ_j y Δz_j para cada nodo j , así que, si el río tiene n nodos, el vector \vec{x} tendrá 2 componentes, las mismas que el término independiente \vec{b} . En cuanto a la matriz A , tendrá 2×2 componentes, pero como los términos de la matriz expresan relaciones entre las incógnitas según las ecuaciones, y generalmente cada ecuación afecta a nodos consecutivos, el resultado es que la matriz A tendrá coeficientes no nulos en las diagonales, pero la mayoría de los términos serán cero. Lo que hace que A no sea una matriz en

CAPÍTULO IV

4. AREA DE ESTUDIO

Para realizar el modelamiento numérico de rotura de presa, se escogió como elemento de estudio a la Presa Yuracmayo ubicada en el distrito de San Mateo, provincia de Huarochiri, departamento de Lima, y para simular la inundación provocada por la propagación de la onda de rotura, se considero las características topográficas del embalse de Yuracmayo y valle aguas abajo (según 2.7.3), tal como se muestra en la Figura 4-1.

Figura 4-1: Ubicación del área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

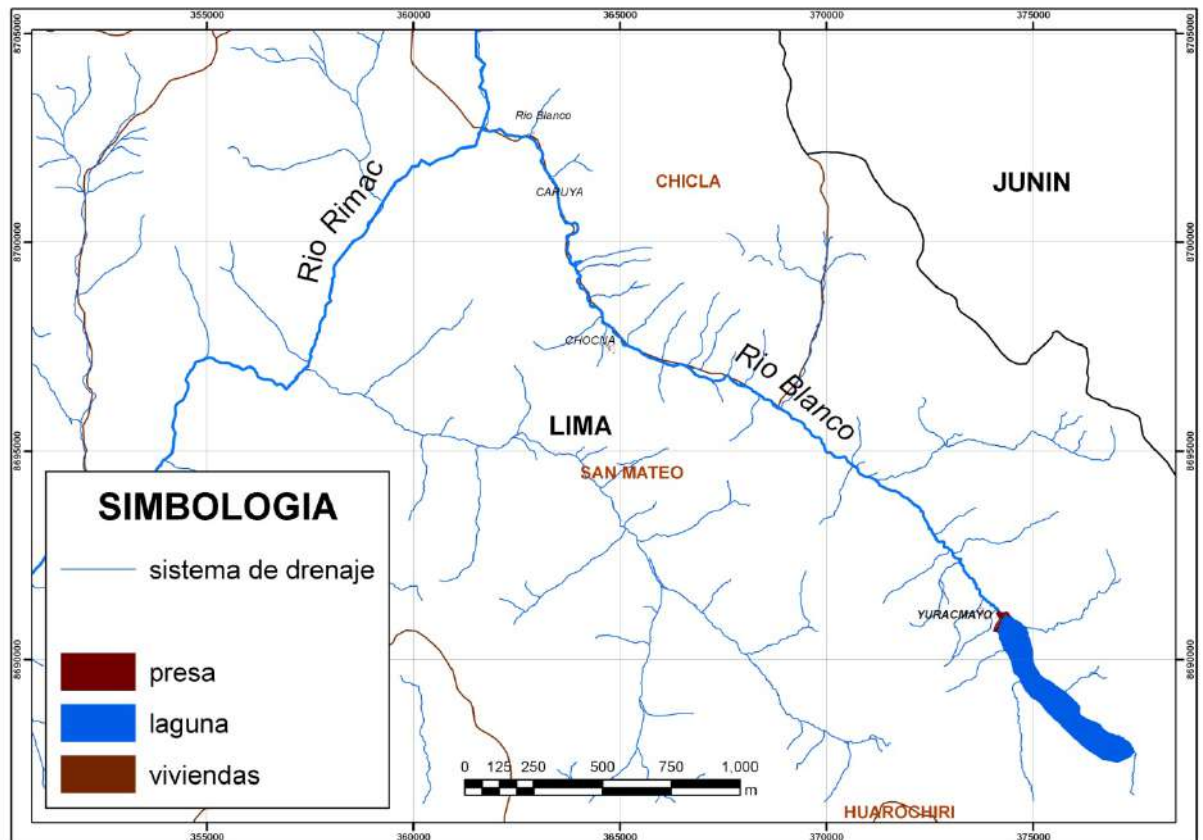
A continuación, se detallan los elementos principales para realizar el modelamiento de ruptura de presa.

4.1 Características de la zona de estudio

Ubicación: El embalse de Yuracmayo se encuentra ubicado en la naciente del río Blanco, que es tributario por la margen izquierda del río Rímac a unos 120 Km. al este de Lima y a 4315 m.s.n.m. La presa de Yuracmayo se encuentra en la latitud -11.84 (374224.83 E) y longitud -76.15 (8691076.09 S), a unos 500 m. aguas arriba de la población de Yuracmayo, distrito de San Mateo, provincia de Huarochiri, departamento de Lima.

Extensión: El área de estudio a considerarse en el modelamiento hidráulico está delimitado desde laguna y presa Yuracmayo hasta la confluencia del río Rímac y el río Blanco. tal como se muestra en la Figura 4-2.

Figura 4-2: Ubicación y extensión del área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

4.2 Geometría de la presa y embalse

La Presa de Yuracmayo fue construida en 1991 y puesta en servicio en 1995. Es una presa de tierra zonificada y construida con materiales morrenicos. La zona de espaldones y núcleo consideran materiales aluviales procesados. La presa tiene una altura, sobre la cimentación, de 56 metros; una longitud de coronación de 558.5 metros y un volumen total de 1.66 millones de metros cúbicos. Ta como se observa en la Figura 4-3.

Figura 4-3: Presa de Yuracmayo



Fuente: Elaboración propia.

El vertedero de demasías lateral con descargas en galería, se encuentra ubicado en el estribo derecho de la presa, y está conformado por rocas volcánicas. Las galerías de drenaje están ubicadas en el estribo izquierdo de la presa con una longitud de 417 y conformado por material morrénico, mientras que la segunda, se encuentra en el estribo derecho con una longitud de 84 m.

En el área de asentamiento de la presa están expuestas rocas sedimentarias, volcánicas e intrusivas. En la parte inferior, se encuentran depósitos de materiales sueltos morrénicos y coluviales, en la parte central del valle o llanura se encuentran depósitos fluvio-

glaciares y aluviales.

La presa de Yuracmayo es fundamental para el desarrollo de la población limeña debido a que brinda grandes posibilidades en agricultura, agua potable y generación eléctrica en las centrales de Huanchor, Matucana, Callahuanca, Moyopampa y Huampaní.

Las características generales de la presa, obras conexas y los datos hidrológicos referentes se detallan a continuación.

PRESA

Tipo	Tierra zonificada
Altura sobre nivel de fundación	56,0 m
Ancho de la corona	8,0 m
Longitud de coronamiento	590,0 m
Cota de coronamiento	4 319 msnm
Volumen de material suelto empleado	1 670 000 m ³

EMBALSE

Volumen útil	48 000 000 m ³
Nivel máximo de operación (NAMO)	4 315 msnm

VERTEDERO

Longitud	15,0 m
Longitud de descarga	178,0 m
Capacidad de Descarga avenida	51,0 m ³ / s
Capacidad descarga de fondo	27,0 m ³ / s
Longitud de galería de descarga/diámetro	500m /2,5 m

Cuenca colectora	98.5 km ²
Caudal medio anual (regulado)	2.6 m ³ / s
Caudal de la avenida decamilenaria	159 m ³ / s

MOVIMIENTO DE TIERRAS

Excavaciones	885 000 m^3
Terraplenado	1656 000 m^3
Terraplenado Ataguía	60 000 m^3
Terraplenado Espaldones	822 000 m^3
Terraplenado Núcleo	243 000 m^3
Tapices Impermeables	160 000 m^3
Filtros-drenes-Aluviales	304 000 m^3
Protección de Taludes	67 000 m^3

PANTANLLA DE IMPERMEABILIZACION

Perforaciones exploratorias	29 m.
Perforaciones para Inyección	21 750 m.
Inyecciones de Cemento	10 800 Ton.

OBRAS CONEXAS

Longitud de Galerías	921 m.
Perforaciones de Drenajes	2256 m.

4.3 Información Hidrológica , hidráulica, Meteorológica**4.3.1 Subcuencas del río Rímac**

La cuenca total del río Rímac tiene una extensión aproximada de 3312 km^2 , de la cual 2237.2 km^2 es cuenca húmeda, con afluencia de precipitaciones significativas. Se puede considerar cuenca seca con precipitaciones esporádicas, desde Chosica hasta la desembocadura del río Rímac en el Océano Pacífico, con un área de 895.2 km^2

4.3.1.1 Cuenca seca

La cuenca seca entre Chosica y el océano tiene una extensión de 467.2 Km y una longitud del curso de agua de

56.9 Km. Se distinguen tres tramos bien definidos:

El primero entre Chosica y el ingreso de la quebrada Jicamarca con una longitud de 21.5 Km y una pendiente de 2.4 por ciento y baja de los 966 a los 450 m.s.n.m.

El segundo tramo, desde el ingreso de la quebrada Jicamarca hasta la zona de La Menacho (Ingreso del río Rímac a la ciudad de Lima), tiene 17.9 Km, con una pendiente de 1.4 por ciento y baja de los 450 a los 195 m.s.n.m.

El tercer tramo, desde Menacho hasta la desembocadura del río Rímac en el océano, tiene 17.5 Km de longitud con una pendiente de 0.7 por ciento.

4.3.1.2 Cuenca Húmeda

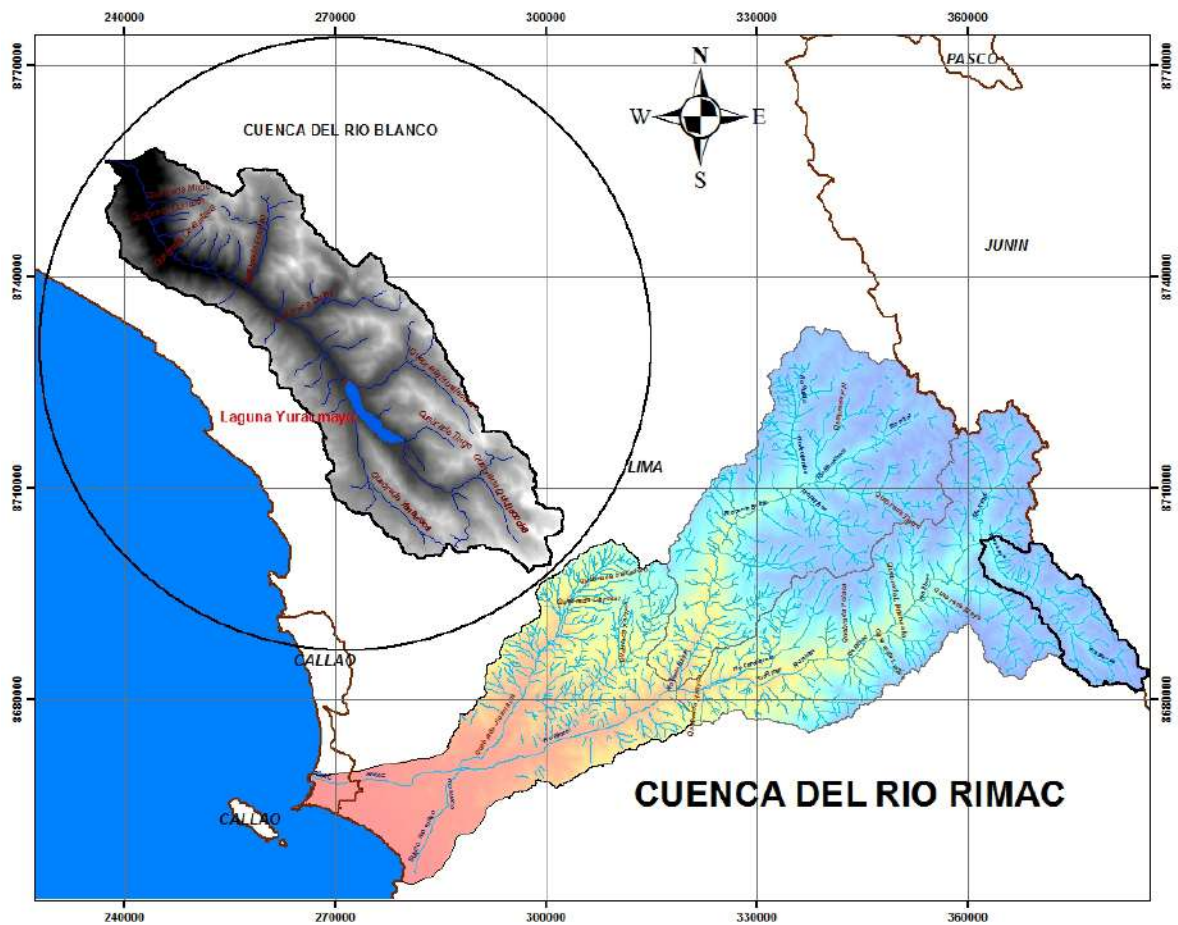
La cuenca húmeda del río Rímac, desde las estribaciones occidentales de la cordillera de los Andes hasta Chosica, muestra dos subcuencas principales, la del río Santa Eulalia, con una extensión de 1097.7 km^2 y la del río Alto Rímac o San Mateo, con una extensión de 1139.5 km^2 . Estas subcuencas tienen, a su vez, subcuencas secundarias: dos en Santa Eulalia y dos en el Alto Rímac o San Mateo.

La subcuenca principal de Santa Eulalia tiene una extensión de 1097.7 km^2 , con una longitud de cauce de 69 km y la segunda, es la subcuenca Macachaca con una extensión de 328 km^2 , y longitud de cauce de 24.5 km , con una pendiente de 4.9 por ciento que baja de los 4850 a los 3400 m.s.n.m.

Por otro lado la subcuenca Sacsa tiene una extensión de 155.7 km^2 , con una longitud de cauce de 24.5 km , y pendiente de 4.9 por ciento bajando de los 4600 a los 3400 m.s.n.m.

A continuación, se muestra y detalla la cuenca del río Rímac y del río Blanco, ambos mostrados en la Figura 4-4

Figura 4-4: Cuenca del río Rímac y río Blanco.



Fuente: Elaboración propia.

4.4 Valle aguas abajo

4.4.1 Características del río Blanco

Según el estudio de Factibilidad del embalse de Yuracmayo realizado por la empresa EDEGEL SA, antes de la construcción de la presa existió una estación de aforos que tuvo 7 años de registros de caudales, desde 1966 a 1972. Tal como se muestra en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1: Valores históricos de caudales medios mensuales en la estación de Yuracmayo.

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m ³ /s)													
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Media
1966	8.10	5.30	6.70	3.10	0.90	0.70	0.80	0.90	1.00	3.70	2.50	5.90	3.30
1967	5.40	9.80	11.90	4.90	1.40	0.60	0.60	0.50	0.60	2.80	1.50	1.70	3.48
1968	3.70	4.40	4.90	2.40	1.10	0.70	0.50	0.40	0.60	1.30	3.80	3.20	2.25
1969	1.70	3.60	6.10	5.60	2.10	1.10	0.90	0.70	0.90	1.10	1.50	5.40	2.56
1970	7.90	4.30	3.10	3.10	1.60	0.50	0.40	0.40	0.90	1.00	0.80	3.50	2.29
1971	4.60	5.40	5.40	3.50	0.80	0.50	0.30	0.40	0.40	0.60	0.60	3.50	2.17
1972	4.40	2.90	-	-	-	-	-	0.30	0.50	0.70	0.80	-	-
Media	5.11	5.10	6.35	3.77	1.32	0.68	0.58	0.51	0.70	1.60	1.64	3.87	2.67
Max	8.10	9.80	11.90	5.60	2.10	1.10	0.90	0.90	1.00	3.70	3.80	5.90	3.48
Min	1.70	2.90	3.10	2.40	0.80	0.50	0.30	0.30	0.40	0.60	0.60	1.70	2.17

Fuente: EDEGEL SAA (2003).

Los valores de la Tabla 4-1 indican que el río siempre trajo caudales, inclusive en épocas de estiaje. El río Blanco es regulado desde enero de 1995 por el embalse de Yuracmayo, tributario por la margen izquierda del río Rímac, a unos 120 Km. al este de Lima, su caudal medio anual de $2.6 \text{ m}^3 / \text{s}$. Las aguas reguladas son favorables para la época de estiaje y son posteriormente utilizadas para el servicio de agua potable de Lima. La altura del agua para las secciones transversales en la naciente del río blanco, no pasan de un metro y la longitud del espejo de agua varía de 3 a 5 metros tal como se muestra en la Figura 4-5.

Figura 4-5: Características del río Blanco



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 4-5 se indica la sección A-A', transversal al río, que muestra las características geométricas del cauce principal. Esta sección está a 200 metros de la presa, y se observa una sección similar a lo largo del cauce para los primeros 500 metros aproximadamente.

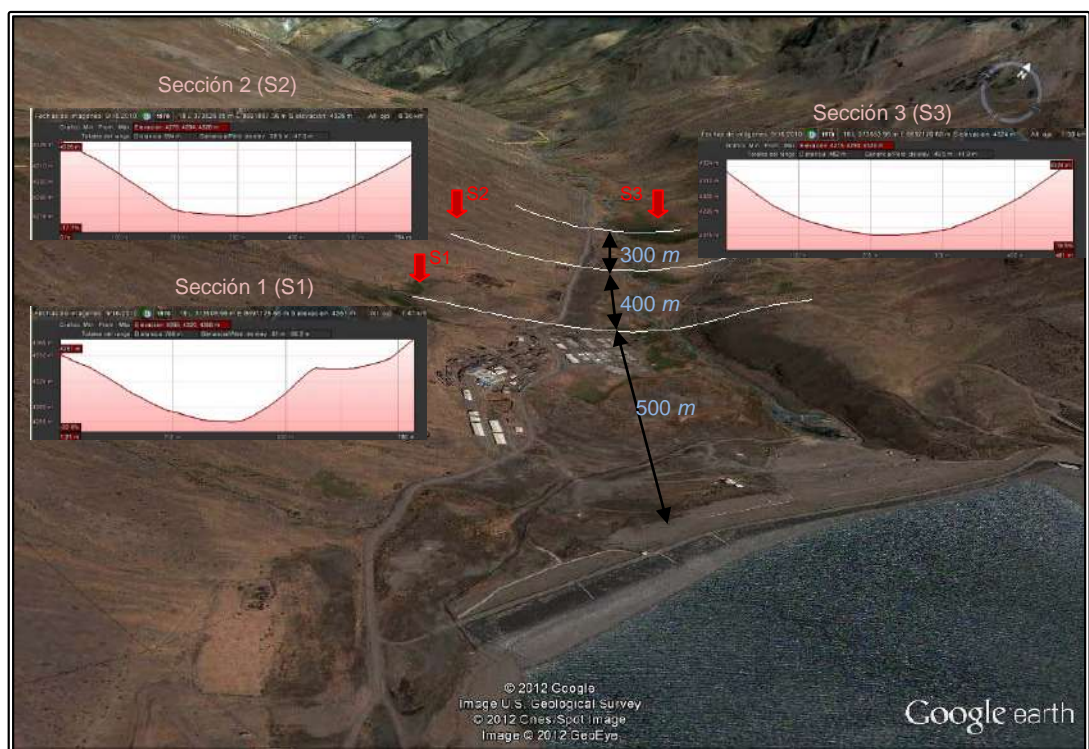
4.4.2 Descripción del valle formado por el río Blanco

La presa de Yuracmayo se encuentra en la zona alto-andina, región puna, al pie de glaciares tropicales estacionales. La configuración geomorfológica es típica de la zona, los cerros adyacentes son de pendiente moderada conformada por rocas rocas gelifractadas, interperizadas con formaciones aborregadas. El valle tiene depósitos morrenicos y fluvio-glaciares, con carencia de vegetación arbustiva y predominada de pastos naturales como

el ichu (stepa ichu). Al fondo de los valles y en las proximidades de las lagunas, se encuentra turba que constituyen los bofedales y champas además existen algunas gramíneas y hiervas pequeñas.

El valle aguas abajo del Rio Blanco presenta forma de U con pendiente de 3.3 por ciento llegando a una altura de 4750 a 3650 m.s.n.m. (Figura 4-5)

Figura 4-5: Forma del valle aguas abajo de la presa Yuracmayo



Fuente: Elaboración propia.

4.5 Topografía para el modelo

Para obtener la geometría del valle formado aguas abajo de la presa de Yuracmayo, se realizó el levantamiento topográfico a lo largo de 2 kilómetros, desde la presa hacia el valle, obteniéndose el mapa de curvas de nivel a escala 1:1000.

Para delimitar las cuencas de los ríos Blanco y Rímac, se utilizó

el plano a escala 1:25000 propuesto por COFOPRI y un plano a escala 1:100000 de las cartas del IGN (zona 24 K). Además, se extrajo curvas de nivel a 5 metros de una imagen satelital ASTER GDEM proporcionada por la NASA (National Aeronautics and Space Administration) y por el METI (Ministry of Economy, Trade and Industry of Japan) por intermedio de su página oficial.

Para generar un Modelo Digital del Terreno (MDT) del valle con la gran llanura de inundación, se optó por fusionar las curvas del levantamiento topográfico (1:1000), las de COFOPRI (1:25000) y la obtenida de la imagen ASTER. La información final es la que se utilizará en el modelamiento de la inundación.

4.6 Rugosidad

Los valores del coeficiente de rugosidad fueron obtenidos empíricamente con los datos bibliográficos existentes y con inspecciones visuales realizadas en los tramos de estudio, por ejemplo los valores proporcionados por Vente Te Chow que son mostrados en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2: Valores de coeficiente de rugosidad (Ven Te Chow)

Tipo de canal y descripción	mínimo	normal	máximo
D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 30.48 metros)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con mas piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.050
6. Igual a 4, pero con mas piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos arboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, arboles y matorrales			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en líneas maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduro	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y arboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y arboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Arboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de arboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales nivel de agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual que el anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 30.48 metros)			
El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035	0.100

Fuente: Ven Te Chow (2004), Hidrología en Canales Abiertos. Pág. 110,111.

De la Tabla 4-2 se utilizaran los valores del coeficiente de rugosidad de Manning según el tipo de terreno de estudio. Se debe

tener en cuenta la variación de la rugosidad con niveles mayores de inundación; por lo tanto, es recomendable adoptar posiciones conservadoras y para ello se aumenta los valores empleados tradicionalmente en la propagación de avenidas naturales.

CAPÍTULO V

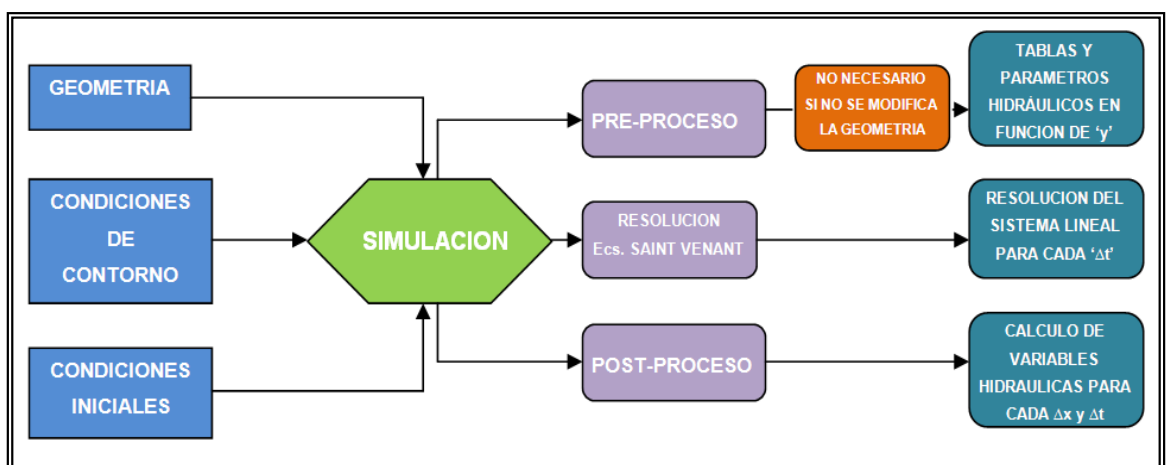
5. Modelo HEC RAS

El programa HEC-RAS es un modelo hidráulico unidimensional, desarrollado por el centro de ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center (HEC)) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU (US Army Corps of Engineers). Es una aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente en lámina libre de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

Para régimen no permanente, HEC-RAS resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant mediante el método de diferencias finitas implícitas utilizando el esquema de Preissmann. Por otro lado HEC-RAS ha desarrollado una interfaz gráfica de usuario que facilita las labores de Pre-proceso y Pos-proceso, gracias a esto la edición y visualización de datos se realiza de manera fácil.

En la Figura 5-1 se muestra el esquema del proceso de cálculo que sigue HEC-RAS.

Figura 5-1: Procesos de cálculo del HEC-RAS



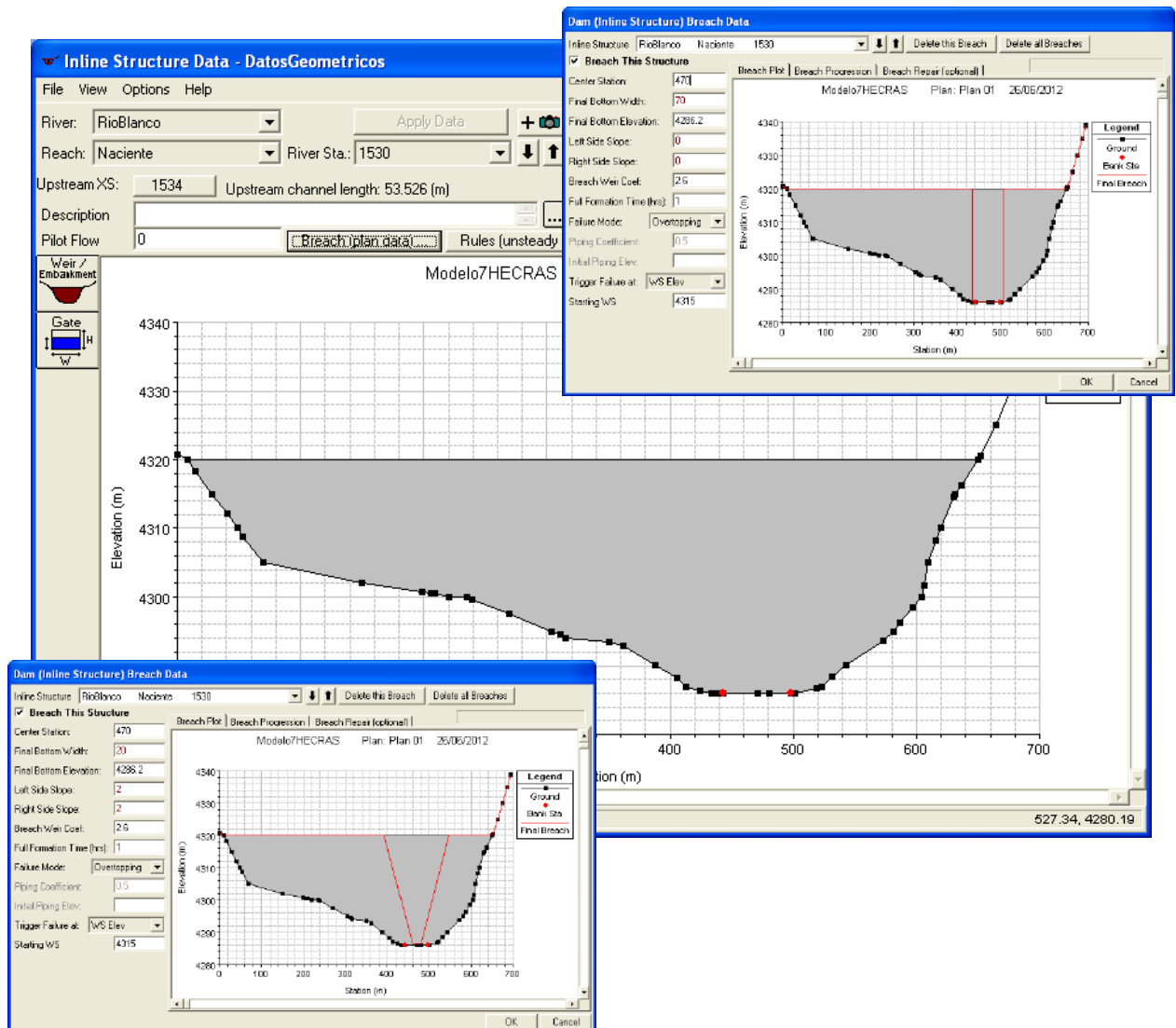
Fuente: E.Bladé –M. Sánchez – Juny, Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Pág. 180.

5.1 Características del HEC RAS

Entre las características técnicas más importantes del HEC RAS en su versión 4.1 se tiene:

- Realiza el cálculo hidráulico de estructuras como puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.
- Permite la visualización gráfica de datos y resultados, siendo posible para estos últimos, la animación mediante la visualización rápida de distintos perfiles.
- Permite la edición gráfica de cada sección transversal. Estas secciones muestran las características hidráulicas del flujo luego de la simulación.
- HEC-RAS permite simular la rotura de presas, y puede combinar roturas de diferentes tipos de presas en la misma simulación. También pueden situarse en diferentes causas, establecer diferentes regímenes de funcionamiento de compuertas y diferentes modalidades de rotura para cada una de las presas, e incluso es capaz de simular distintas geometrías de brechas y diferentes tiempos de rotura como las que se muestran en la Figura 5-2.

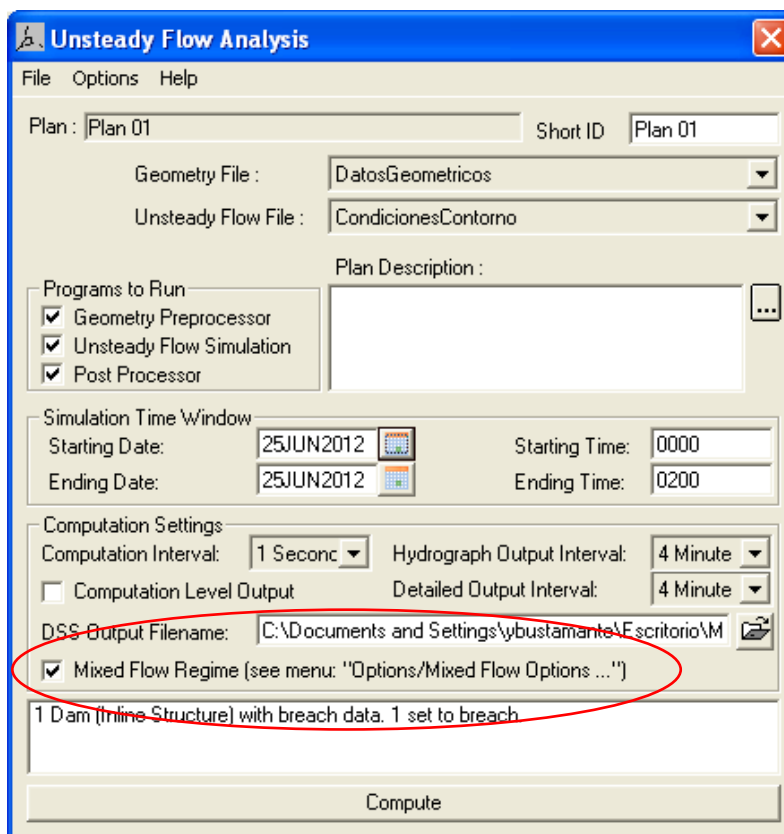
Figura 5-2: Distintas opciones de brecha de rotura para una presa.



- HEC-RAS permite el cálculo en régimen variable y resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant mediante el método de diferencias finitas implícitas utilizando el esquema de Preissmann (Ver Ítem 3.3).
- HEC-RAS permite simular el flujo en régimen crítico, subcrítico o ambos (régimen mixto) en la misma simulación. Para este último, utiliza el método LPI (Local Partial Inertia), que consiste en agregar un término a las ecuaciones de Saint Venant, para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la

unidad; por lo tanto, habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad. Este método hace que el modelo no pierda estabilidad cuando se presenta una discontinuidad del flujo, pero le resta precisión a los resultados donde esta se produzca.

Figura 5-3: Cuadro de opciones del HEC-RAS para régimen no permanente indicando la opción para régimen mixto



- Con HEC-RAS se puede considerar llanuras de inundación mediante la creación de zonas donde el agua es almacenada no fluye “ineffective flow”, también se puede considerar aproximaciones cuasi-bidimensionales mediante estructuras laterales “lateral structure”, áreas de almacenamiento de agua “storage areas” y conexiones entre estas áreas “storage area connection”.
- HEC-RAS incorpora el tratamiento de la onda de choque (régimen rápidamente variable) en su formación mediante el método LPI (Local Partial Inertia).

- HEC-RAS tiene la capacidad de interactuar con los modelos digitales de terreno (DEM o TIN) usando un entorno GIS. Para esto, utiliza una aplicación del ArcGIS llamada HEC-GeoRAS, que permite primero, exportar los datos geométricos al HEC-RAS para la simulación hidráulica y luego, los resultados son importados al ArcGIS para la posterior creación de mapas de inundación.

5.2 Estabilidad del HEC-RAS

Antes de definir la estabilidad del modelo HEC-RAS es importante entender cuál es la diferencia entre estabilidad y precisión numérica. Y, la relación que estas tienen.

Cuando se habla de precisión numérica para un flujo en régimen variable se refiere a una solución aproximada, ya que al tratarse de sistemas fluviales complejos (onda de avenida por rotura de presa), una solución exacta no es factible; por tanto, la precisión numérica se puede definir como el grado de cercanía de la solución numérica a la solución verdadera.

Se puede definir como modelo numérico inestable aquel en donde los errores numéricos crecen en la medida que la solución empieza a oscilar, o los errores se vuelven tan grandes que los cálculos no pueden continuar.

En general los factores que afectan la estabilidad y precisión numérica del modelo en HEC-RAS son:

Espaciamiento entre secciones transversales (Δx): Uno de los primeros pasos para estabilizar un modelo de flujo no permanente es aplicar correctamente el espaciamiento de las secciones transversales. Los tramos con pendientes mayores suelen requerir distancias de separación menores a 30 m; mientras que, para pequeñas pendientes (por ejemplo ríos grandes y muy uniformes)

son aceptables distancias de separación alrededor de los 300m.

Geometría de la llanura de inundación: es importante tener un número adecuado de secciones transversales que describan el cauce y la geometría de la llanura de inundación, estos deberán ser identificados en lugares donde se producen cambios representativos a lo largo del tramo de estudio, pendientes pronunciadas, puentes, alcantarillas, uniones, entre otras estructuras.

Tolerancias de cálculo: HEC-RAS usa como tolerancia de cálculo una lamina de agua de 0.006 m; mientras que, la elevación por defecto del área de almacenamiento es 0.015 m. Modificar la tolerancia puede repercutir en la estabilidad de la simulación, de manera que si se aumenta la tolerancia de cálculo, se puede reducir la estabilidad de la solución, pero si se reduce la tolerancia, el programa necesitara un mayor número de iteraciones para converger, y en muchos de estos casos el número máximo de iteraciones fijado no es suficiente para garantizar la convergencia del sistema.

Tiempo de simulación (Δx): Para determinar el tiempo de cálculo que asegure la estabilidad y exactitud de los resultados, se debe establecer la condición de Courant:

$$\Delta t \leq \frac{T_p}{20} \quad (6-1)$$

Donde: T_p es el tiempo de elevación del hidrograma a ser dirigido

Sin embargo, se podría necesitar usar un paso de tiempo más pequeño cuando se tiene azudes (presas de alturas pequeñas construidas para elevar el nivel del agua que se vierten sobre ellas) o vertederos laterales y las conexiones hidráulicas entre las áreas de almacenamiento. También, cuando se tienen compuertas que se

abren y cierran rápidamente, o si se está modelando una rotura de presa. Para estos casos, es posible utilizar pasos de tiempo muy pequeños, quizá tan pequeños, como 5 segundos.

El factor de ponderación theta(θ): Este factor es una ponderación aplicado a las aproximaciones de diferencias finitas en las ecuaciones de flujo inestable. Theta determina la estabilidad incondicional para valores entre $0.5 \leq \theta \leq 1$. En la práctica HEC-RAS acepta valores $0.6 \leq \theta \leq 1$ de manera que $\theta = 1$ (valor por defecto) proporciona mayor estabilidad; mientras que, $\theta = 0.6$ proporciona mayor precisión, pero menor estabilidad numérica.

Número de iteraciones: En cada paso de tiempo las ecuaciones son resueltas y sus derivadas son estimadas, en todos los nodos se revisan los errores de cálculo, si este error es mayor que las tolerancias permitidas, el programa se repetirá. El número de iteraciones por defecto que utiliza el HEC-RAS es de 20, permitiendo un máximo de 40.

Factores de estabilidad de aliviaderos y vertederos: Para el caso de existencias de vertederos o aliviaderos dentro de un tramo de estudio, HEC-RAS asume para cada Δt un caudal constante. Las oscilaciones aparecen si entra o sale demasiado Q en cada intervalo de tiempo. En este caso una solución práctica es reducir el paso de tiempo Δt (especialmente cuando se abre o se cierra rápidamente una compuerta o para una ruptura de presa), también se puede usar el factor de estabilidad que el programa prevé para estos casos. Este factor varía de 1 a 3, siendo el valor por defecto 1 el mismo que permite suavizar las oscilaciones y para valores más cercanos a 3, la estabilidad aumenta, pero se reduce la exactitud.

Condiciones iniciales de flujo: Cuando se inicia una simulación es muy común tener pequeños caudales de agua; debido a esto, es importante considerar flujos consistentes, ya que en algunos casos,

al ser tan bajo el flujo base se forman pequeñas islas en el cauce del río, los mismos que generan grandes errores al modelo. Para solucionar este escenario, es necesario aumentar el caudal base al inicio de la simulación. En muchos casos este caudal base es pequeño comparado con el pico de la onda de avenida para grandes inundaciones, especialmente cuando se trata de modelar una ruptura de presa.

Coefficiente de fricción Manning (n): Los valores de Manning pueden ser la fuente de inestabilidad del modelo para valores que son muy bajos, en este caso las velocidades de flujo se harán más altos e incluso a nivel supercrítico y para valores altos de Manning, la velocidad de flujo se reducirá. Es importante comprobar un valor estimado de Manning a fin de garantizar valores razonables en el modelo.

La Figura 5-3 muestra el menú del HEC-RAS y las celdas donde se introducen los parámetros necesarios para obtener mayor estabilidad en el modelo.

Figura 5-4: Parámetros y tolerancias de cálculo de las ecuaciones usadas en el HEC-RAS

The screenshot shows the 'HEC-RAS Unsteady Computation Options and Tolerances' dialog box. It is divided into three main sections:

- Geometry Preprocessor Options:**
 - Convert Energy Method Bridges to Cross Sections with Lids
 - Family of Rating Curves for Internal Boundaries:
 - Use existing internal boundary tables when possible.
 - Recompute at all internal boundaries
- Unsteady Flow Options:**
 - Theta [implicit weighting factor] (0.6-1.0):
 - Theta for warm up [implicit weighting factor] (0.6-1.0):
 - Water surface calculation tolerance (m):
 - Storage Area elevation tolerance (m):
 - Flow calculation tolerance [optional] (m³/s):
 - Maximum number of iterations (0-40):
 - Number of warm up time steps (0-200):
 - Time step during warm up period (hrs):
 - Minimum time step for time slicing (hrs):
 - Maximum number of time slices:
 - Lateral Structure flow stability factor (1.0-3.0):
 - Inline Structure flow stability factor (1.0-3.0):
 - Weir flow submergence decay exponent (1.0-3.0):
 - Gate flow submergence decay exponent (1.0-3.0):
 - DSS Messaging Level (1 to 10, Default = 4):
 - Maximum error in water surface solution (Abort Tolerance):
 - Compute energy losses over junctions

At the bottom of the dialog are three buttons: 'OK', 'Cancel', and 'Defaults ...'.

5.3 Limitaciones del HEC-RAS

A pesar de que el HEC-RAS es un modelo ampliamente utilizado para el análisis de inundaciones, también presenta algunas limitantes como:

- Es un modelo unidimensional, aunque es posible realizar simulaciones cuasibidimensionales permitiendo la representación de zonas en donde no hay flujo. Los resultados que se obtengan con el HEC RAS en tramos donde el flujo es marcadamente bidimensional, como llanuras de inundación, no serán muy exactas.

- Los métodos que utilizan el esquema de diferencias finitas de Preissmann tienen problemas de estabilidad donde el flujo es rápidamente variable. HEC RAS resuelve este problema mediante el método LPI (ver 3.5.3.2), pero esto le resta precisión a la solución que se obtenga.
- Es necesario realizar un análisis de sensibilidad en los modelos resultantes, debido a que HEC-RAS siempre encuentra una solución aunque se haya incrementado su error numérico.
- Cuando se simula una rotura de presa con HEC-RAS, la precisión de los resultados obtenidos será más grande cuanto menos sea la cantidad de movimiento que se quiere simular. A mayor volumen de agua y menor tiempo de rotura se tendrá soluciones menos rigurosas ya que tendremos que fijar tolerancias altas para conseguir que el modelo sea estable.

CAPÍTULO VI

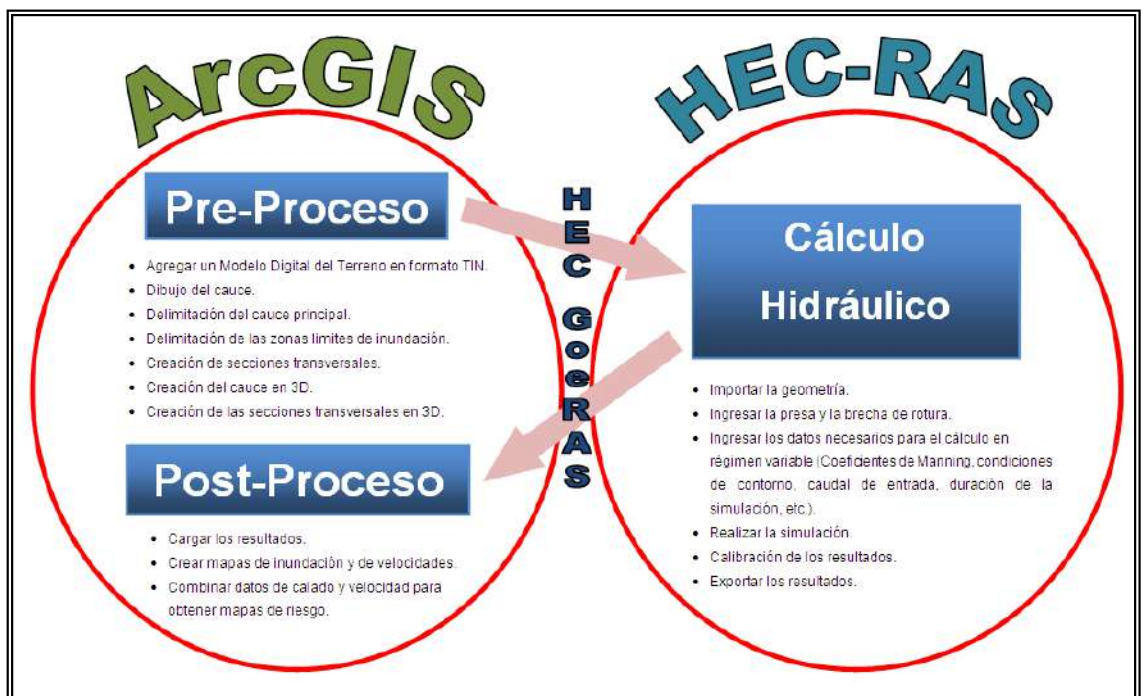
6. APLICACIÓN DEL MODELO A LA PRESA YURACMAYO

Para realizar el modelamiento numérico de una rotura de presa se requiere algunos elementos previos como son las características geométricas de la presa, una topografía a escala adecuada de la zona de estudio, valores de rugosidad del valle aguas abajo, las condiciones iniciales y de contorno del río en estudio, además, se necesitará de una extensión del software ArcGIS, llamado HEC-GeoRAS que ha sido desarrollado por el Hidrologic Engineering Center (HEC) con la colaboración del Instituto que desarrollo el ArcGIS (ESRI).

6.1 Simulación de la onda de avenida generado por rotura de presa

A continuación, a modo de resumen se presenta un esquema con los pasos seguidos para realizar la simulación de rotura de presa:

Figura 6-1: Procesos para realizar el modelamiento hidráulico



Fuente: Elaboración propia.

6.1.1 Pre-Proceso

Esta parte del modelamiento se realiza con el software ArcGIS utilizando la herramienta Hec-GeoRAS, tal como se muestra en la Figura 6-2, que servirá para la obtención e introducción de los datos necesarios al HEC-RAS.

Figura 6-2: La herramienta Hec-GeoRAS



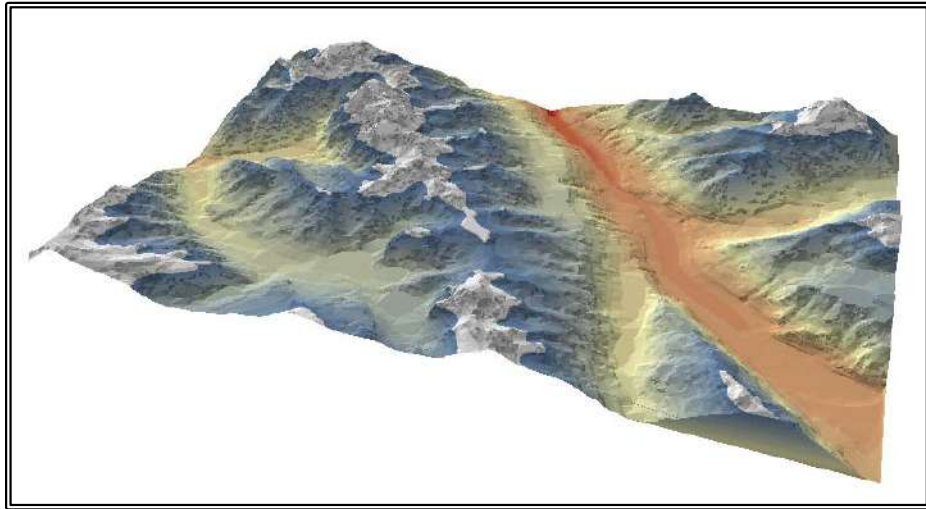
En la barra Hec-GeoRAS se muestra la opción RAS Geometry, que sirve para realizar el Pre-Proceso del modelamiento hidráulico.

A continuación se describe los pasos necesarios para realizar el Pre-proceso del modelamiento hidráulico.

- Modelo digital del terreno en formato TIN.

La creación del modelo digital del terreno MDT en formato TIN (Triangular Irregular Network o red de triángulos irregulares) de la zona de estudio se hace con las curvas nivel adecuadas (ver el ítem 4.5) Este MDT será una representación digital aproximada de la zona de estudio, tal como se muestra en la Figura 6-3.

Figura 6-3: Modelo digital del terreno (TIN) de la zona de estudio.



Fuente: Elaboración propia.

- Dibujo del cauce

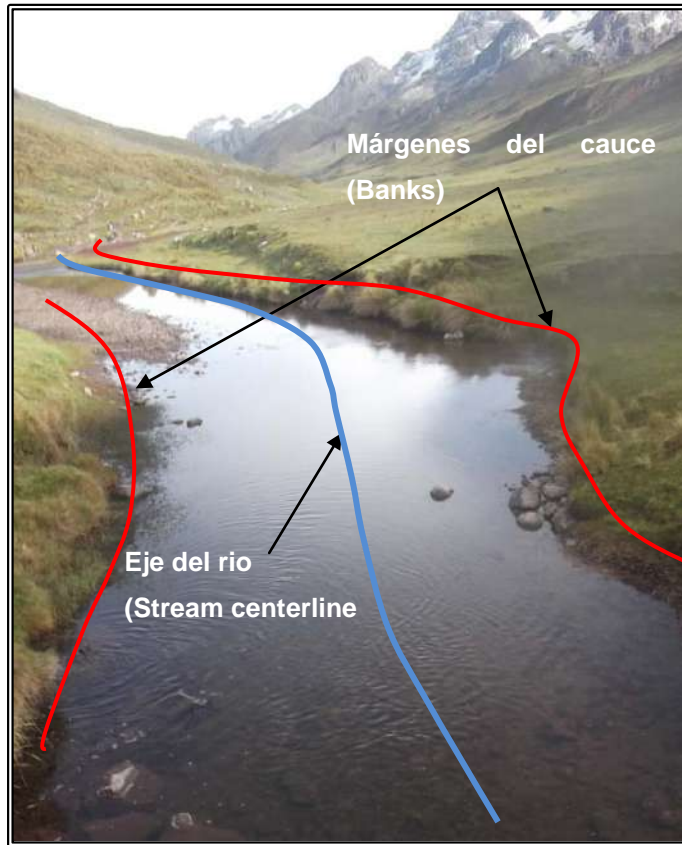
Se tiene que definir el eje del río “Stream Centerline” que se desea estudiar, para esto se traza una poli línea, dibujando el tramo del río. La línea del cauce se dibuja de aguas arriba hacia aguas abajo siguiendo el cauce principal. Si se tiene afluentes, el procedimiento es similar para cada tramo, y por último, a cada tramo se le deberá declarar el nombre del río y el tramo estudiado.

- Delimitación del cauce principal

Se delimita el cauce principal del río “Banks”, esto es por donde normalmente circula el flujo de agua, y se hace con la finalidad de diferenciar los coeficientes de rugosidad de Manning para el río y las llanuras de inundación. Al dibujar los Banks, se traza poli líneas a la izquierda y derecha del río siguiendo el cauce trazado anteriormente.

La forma del trazado del Stream Centerline y los Banks se muestran en la Figura 6-4.

Figura 6-4: Trazado del cauce principal del río y su eje.

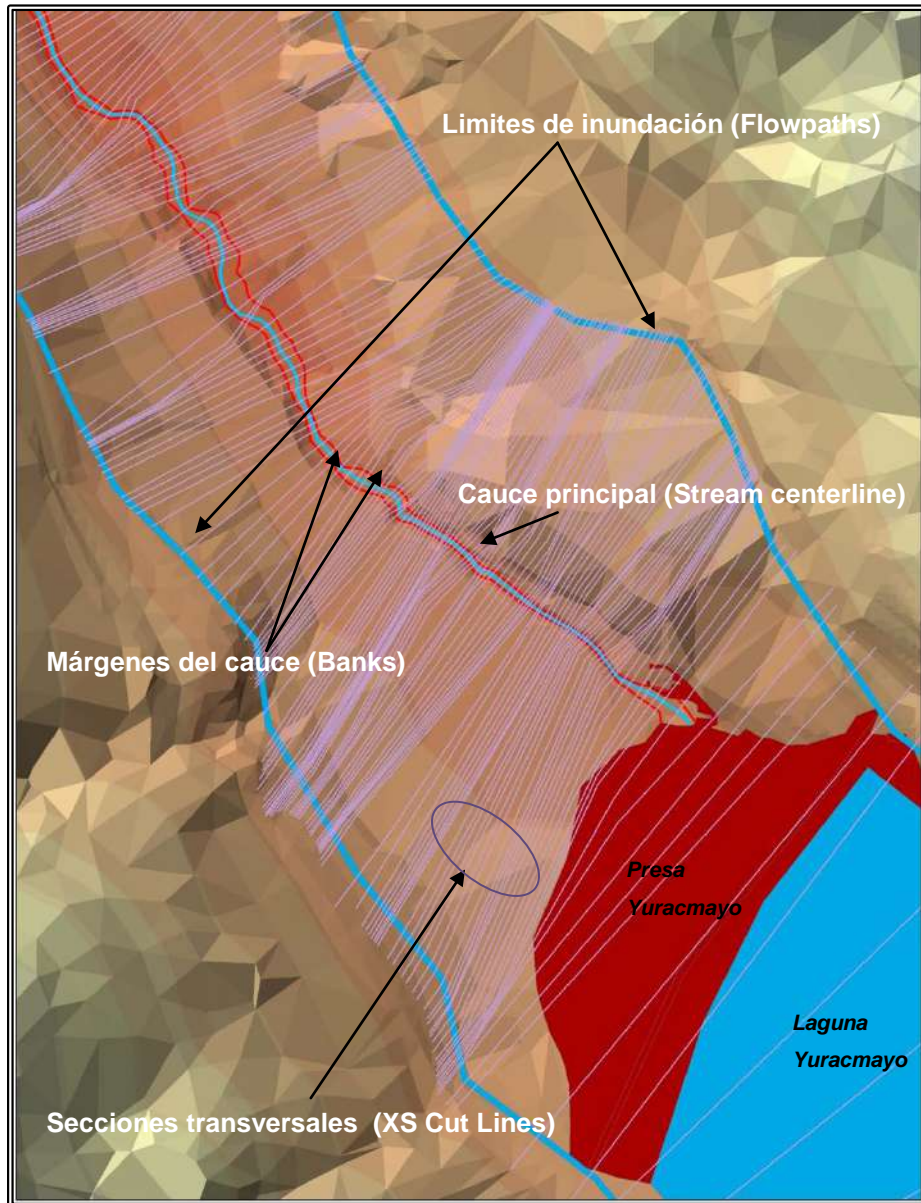


Fuente: Elaboración propia.

- Delimitación de las zonas límites de inundación “Flowpaths”
Los flowpaths son las líneas que definen el flujo de agua, tanto del margen izquierdo, como del derecho, y del centro del río. Los flowpaths son importantes pues delimitan la zona del cauce principal y la llanura de inundación.
- Creación de secciones transversales “XS CutLines”
Se definen cada una de las secciones transversales, dibujando líneas de izquierda a derecha a través del cauce principal, dentro de los límites de la llanura de inundación. Cada sección transversal deberá ser perpendicular al cauce y estas líneas no se deberán cruzar. Es importante que la distancia entre secciones sea muy estrecha para garantizar un buen detalle del estudio.

En la Figura 6-5. se muestran los principales elementos trazados para definir la geometría y topografía de la zona de estudio, y que son necesarios para realizar el pre-proceso del modelamiento hidráulico.

Figura 6-5: Elementos necesarios para definir la geometría y topografía de la zona de estudio.



Fuente: Elaboración propia.

Para la simulación se ha logrado crear el cauce, los Banks, los flowpaths y las secciones transversales, pero todos ellos están en 2D. HEC-RAS requiere datos de las secciones y el cauce en

3D. Para esto se hace uso de la herramienta Hec-GeoRAS que permite genera datos en 3D a partir de los datos en 2D (Stream Centerline y XS CutLines).

Los datos obtenidos en el pre proceso como los Banks, flowpaths, Stream Centerline y XS CutLines en 3D se exportan al HEC-RAS para el respectivo análisis hidráulico. Estos datos se exportan como un Geodatabase con información detallada (atributos) de la geometría del valle en estudio, además esta información está correctamente georeferenciada.

6.1.2 Calculo hidráulico en el HEC-RAS

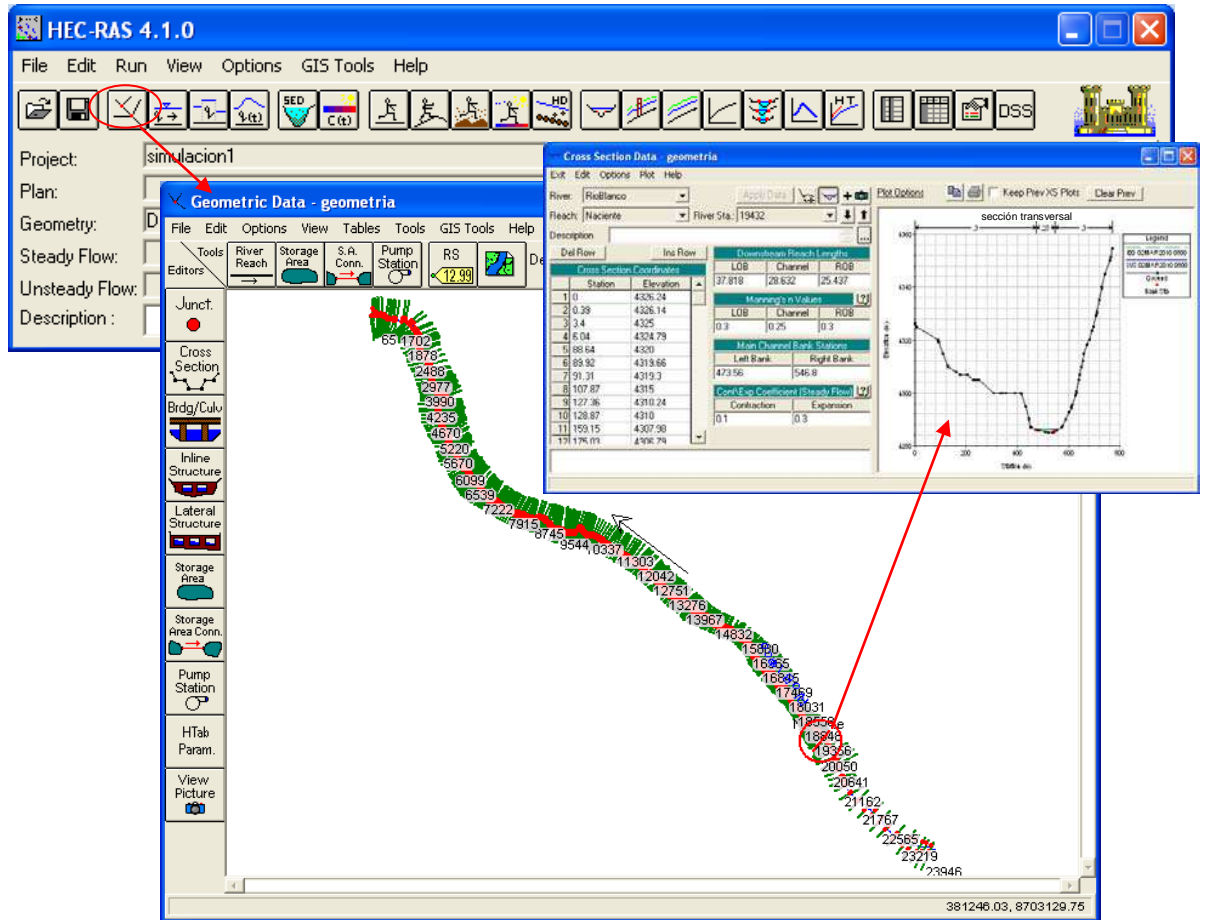
Los datos generados en el pre-proceso serán importados al HEC-RAS para su posterior análisis hidráulico.

A continuación, se describen los pasos necesarios para realizar el modelamiento hidráulico en régimen no permanente, y para ello se utilizará el software HEC-RAS.

- **Importación de datos geométricos**

Los datos geométricos como Banks, flowpaths, Stream Centerline y XS CutLines en 3D, se importan al HEC-RAS, de la forma que se observa en la Figura 6-6.

Figura 6-6: Datos geométricos cargados en el HEC-RAS.



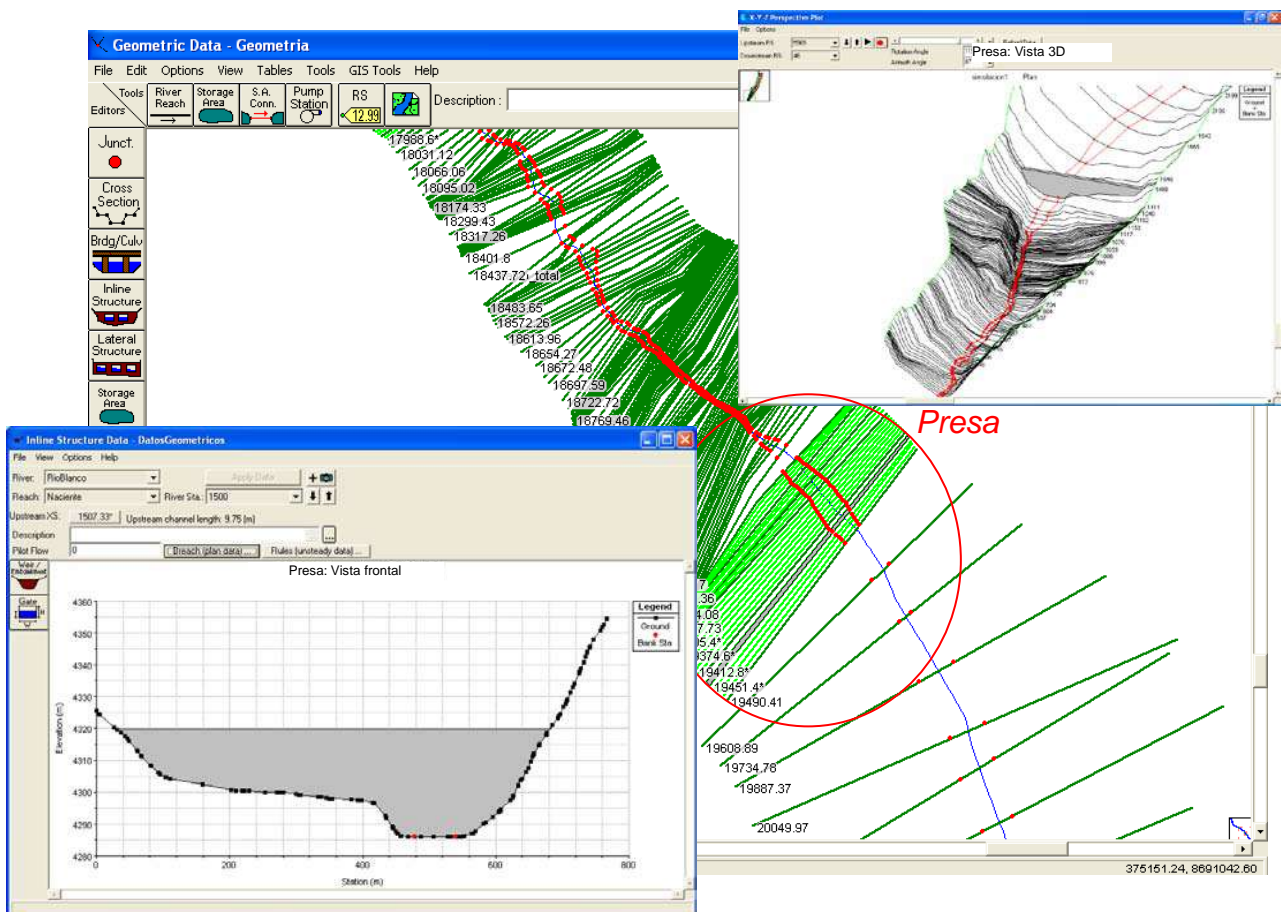
En la Figura 6-6 se observa las secciones transversales creadas en el pre-proceso (XS CutLines), cada una de estas tiene un número que la distingue, y es la distancia desde la última sección aguas abajo hacia aguas arriba, cada sección tiene sus cotas de elevación, los límites del cauce principal, entre otros atributos. La flecha en la figura indica la dirección del cauce.

Luego del ingreso de datos, se deberá editar las secciones transversales; eliminando las que tengan inconsistencias y añadiendo otras según sea el caso. Para esto último se utilizará la opción de interpolación que tiene el HEC-RAS en la ventana de Gometric Data/Tools/ XS interpolation.

- Creación de la presa y brecha de rotura
 Se deberá ingresar la ubicación de la presa y sus dimensiones como el ancho constante de la presa, pues en HEC-RAS no considera taludes.

Las dimensiones de la presa que se ingresa en HEC-RAS son obtenidos de los datos geométricos reales tomadas en campo de la forma que se observa en la Figura 6-7.

Figura 6-7: Vista frontal y 3D de la presa. Información requerida por el HEC-RAS



Para obtener las dimensiones y el tiempo de desarrollo de la brecha de rotura se utilizó las ecuaciones empíricas recomendadas por el Ministerio del Ambiente de España (Ver 2.7.3.3) y su aplicación, se describe a continuación:

Para una presa de tierra definida como gran presa, el tiempo que toma para formarse la brecha de rotura se obtendrá con la Ecuación (2-3)

$$T(\text{horas}) = 4.8V^{0.5} (Hm^3) / H_d(m) \quad (2-3)$$

Reemplazando los datos hidráulicos (volumen del embalse V y Altura de la presa Hd) de la presa, se obtiene el tiempo de formación de la brecha en horas,

$$T = \frac{4.8(4.8 \times 10^6)^{0.5}}{34} = 0.978 \text{ horas}$$

La forma final de la brecha será trapezoidal y su ancho medio de se obtendrá con la Ecuación (2-4)

$$b(m) = 20(V(Hm^3).H_d(m))^{0.25} \quad (2-4)$$

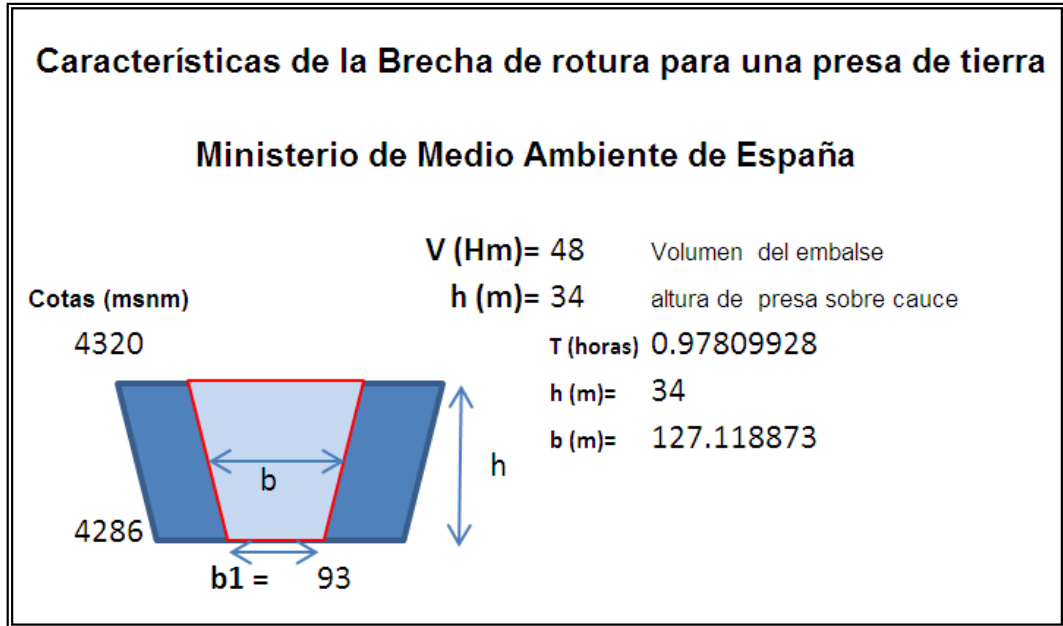
Reemplazando los valores V y Hd, se tien el ancho medio de la presa en metros,

$$b(m) = 20(4.8 \times 34)^{0.25} = 127.118$$

Los taludes serán Z=1 para cada lado.

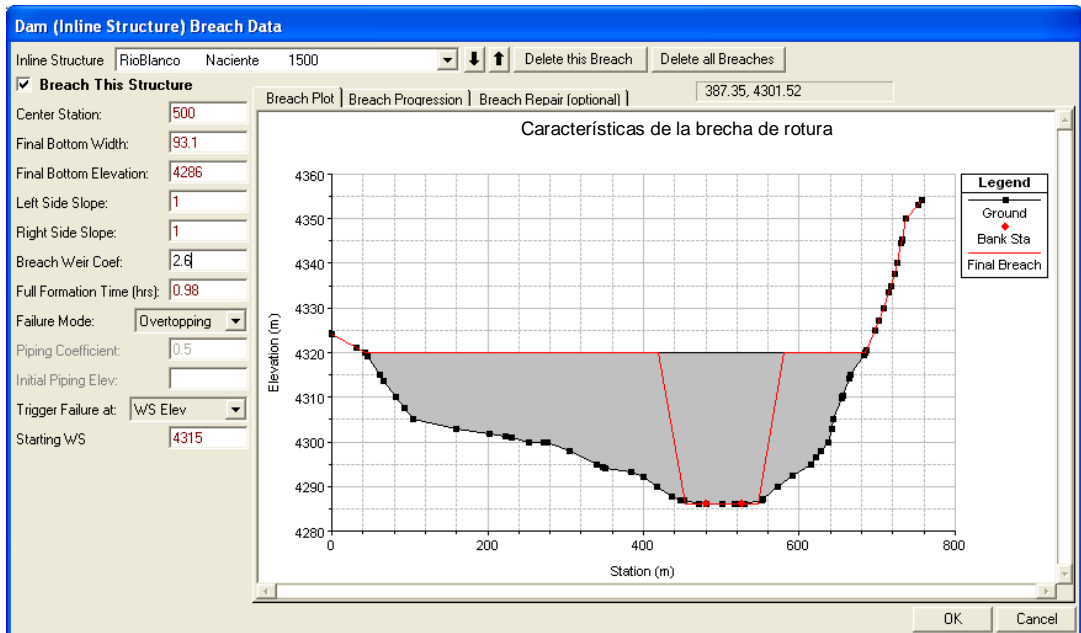
En resumen se muestra las características de la brecha, para este caso, en la Figura 6-8.

Figura 6-8: Característica de la brecha de rotura según el Ministerio de Medio Ambiente de España



Los datos calculados, sobre las características de la brecha de rotura, se introducen al HEC-RAS de la manera que se muestra en la Figura 6-9.

Figura 6-9: Introducción de los parámetros de rotura al HEC-RAS



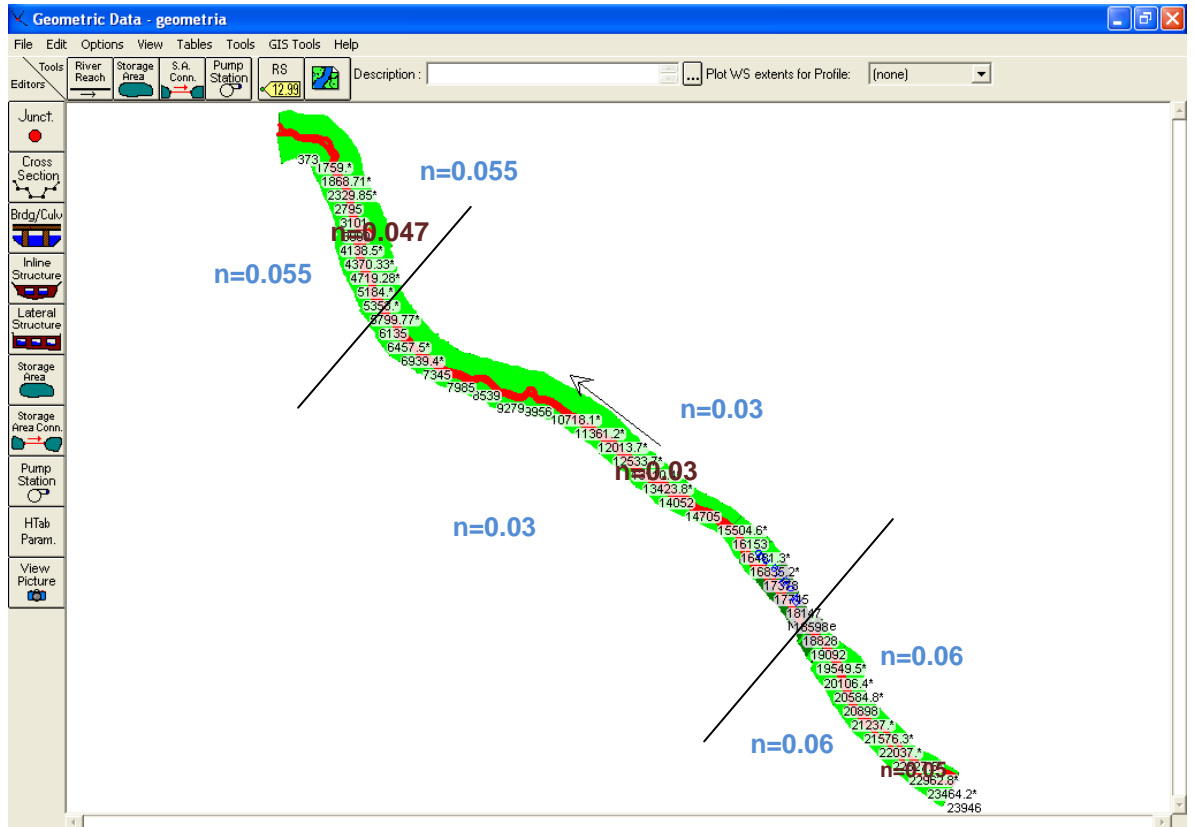
HEC-RAS tiene la opción de modelar dos diferentes formas de rotura de presa, por desbordamiento (overtopping) y por tubificación (piping). En el capítulo siguiente se simularán los dos escenarios de rotura y se compararán los resultados.

- Coeficientes de Manning y Condiciones iniciales:

Una vez introducidos los datos referentes a la geometría, el siguiente paso es introducir los valores de Manning para el cauce y las llanuras de inundación, para esto se utilizará la Tabla 4-2 y los coeficientes de rugosidad publicado por Ven Te Chow. En este caso, HEC-RAS recomienda utilizar estos valores para su aplicación en el modelamiento, (ver el manual de referencia del HEC-RAS, Capítulo. 3).

Para los coeficientes de Manning se tomaron distintos valores para tres zonas específicas, la primera va desde la laguna Yuracmayo hasta la sección 18879, cercano al puente, el segundo tramo desde la sección 18879 hasta la sección 5581; cercano al poblado Chocna, y el último tramo desde la sección 5581 hasta la sección 27, cercano al poblado Rio Blanco. Los valores de los coeficientes se muestran en la Figura 6-10.

Figura 6-10: Valores del coeficiente de Manning para las distintas zonas de estudio.



Los coeficientes de rugosidad se tomarán realizando trabajos de inspección de campo a fin de analizar los tipos de terreno y compararlos con los valores propuestos por Ven Te Chow. (Ver 4.6)

Como condiciones iniciales HEC-RAS necesita datos del caudal inicial para cada tramo del sistema de drenaje. En este caso se utilizara, para el cauce principal, como condición un caudal de $2.6 m^3 / s$, el cual se introducirá en la primera sección aguas debajo de la presa. No se tomara en cuenta los tributarios del rio Blanco debido a que el caudal pico de la onda de rotura es varios niveles mayor.

- Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno son necesarias para definir los

niveles de agua de partida, tanto aguas arriba como aguas abajo. Para ello, los datos ingresados como condiciones de contorno son: pendiente de 3.3 % aguas abajo y un nivel inicial de agua, aguas arriba, con una cota de 4315 msnm.

Se ingresará como condición de contorno, aguas arriba, un hidrograma con un valor inicial constante de $2.6 \text{ m}^3 / \text{s}$ para cada hora. Este hidrograma servirá de base para los hidrogramas resultantes que el HEC-RAS genera luego de la simulación de rotura de presa.

Es imprescindible conocer las condiciones que el HEC-RAS requiere para realizar sus cálculos, si el régimen de flujo es rápido (supercritico), es necesario conocer, al menos una condición, aguas arriba, si el régimen de flujo es lento (subcritico), es necesario conocer, al menos una condición, aguas abajo, si se prevé que en el tramo en estudio se darán dos tipos de régimen (mixto), entonces será necesario establecer condiciones iniciales en los dos extremos.

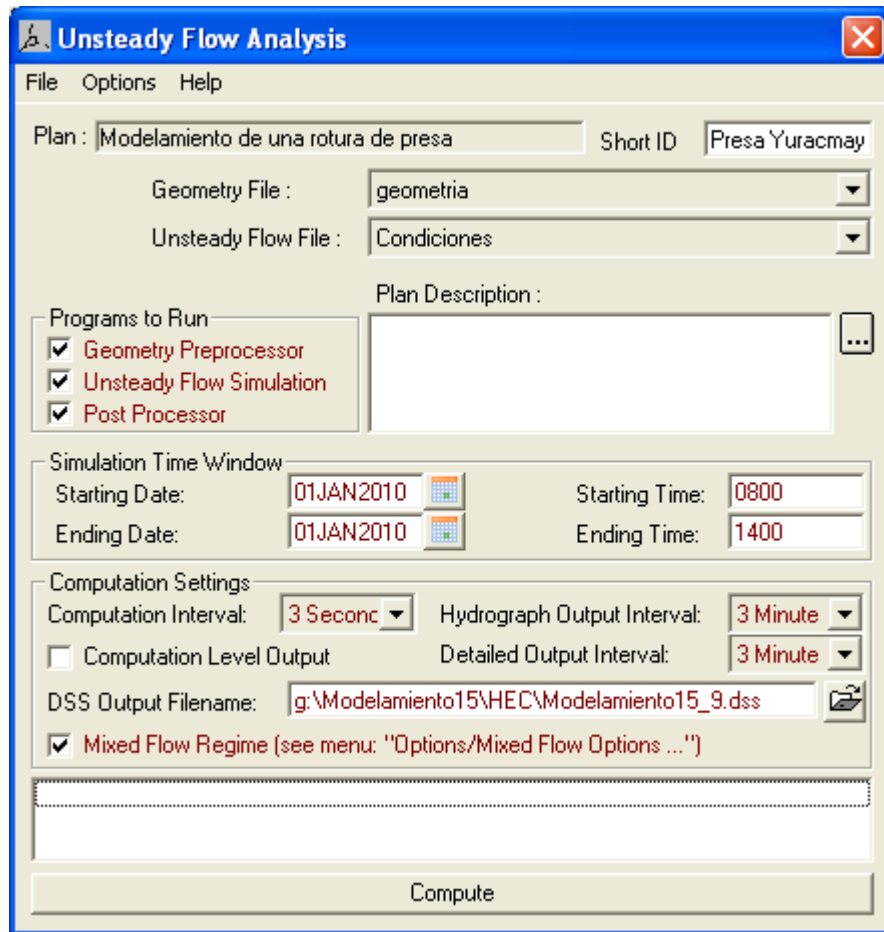
El comportamiento del fluido generado por la rotura de presa es sumamente complejo; por tanto, se considera un régimen mixto para la simulación, tal como es el caso de este estudio.

- Simulación hidráulica

Cuando los datos de geometría, caudales, condiciones de contorno, entre otros, ya fueron ingresados, se está en condición de realizar la simulación hidráulica de una rotura de presa.

Sin embargo, antes de realizar la simulación se requiere ingresar los datos del perfil de estudio según la Figura 6-11

Figura 6-11: Ingreso de datos para el cálculo de la simulación en régimen no permanente.



En la Figura 6-12 se muestra el ingreso de datos para la simulación hidráulica como el modo de cálculo para régimen mixto (Mixed Flow Regime), la fecha donde se realiza la simulación, los tiempos de inicio y fin de la simulación, el intervalo de computo (Computing Interval) y por último, el intervalo de tiempo para los hidrogramas de salida.

- Calibración de los resultados

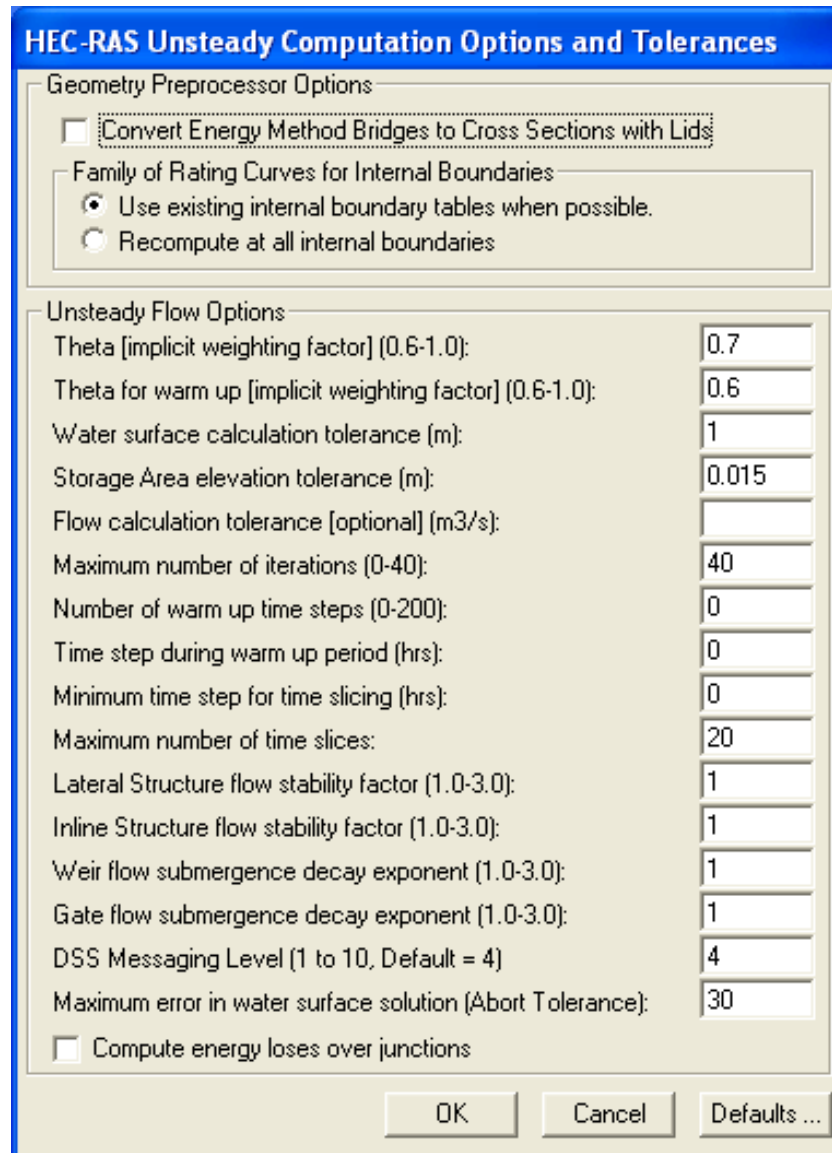
HEC-RAS es una herramienta muy versátil y por más deficiente que sea la geometría o erróneas o irreales las condiciones de contorno, siempre producirá resultados. Por este motivo, una vez ejecutada la primera simulación, es necesario realizar lo que se llama “el ajuste del modelo”; es decir, la verificación y

contraste de los datos obtenidos.

En el Capítulo V (ítem 5.2) se describieron los factores que intervienen en la estabilidad y precisión numérica del modelo HEC-RAS; y en resumen, a continuación se describe las consideraciones que se debe tener para realizar la calibración del modelo y de los resultados.

Es necesario editar algunas secciones transversales ya que el ancho del fondo del canal es demasiado grande, por la escala topográfica utilizada, y genera inestabilidad en los resultados. Con esta edición se obtienen mejores secciones transversales con cauces pequeños y acorde con un caudal inicial de $2.6 \text{ m}^3 / \text{s}$. Luego se procedió a interpolar las secciones que tenían demasiado espacio entre ellas, cada 10 y 15 metros, y según las características del cauce, por último, considerando las ecuaciones de Saint-Venant discretizadas, se analizaron las opciones y tolerancias de computo que se muestra en la Figura 5-4. De este modo, en el modelo hidráulico se variaron los valores de los parámetros buscando lograr un modelo estable y lo más aproximado posible al escenario real, tal como se muestra en la Figura 6-12.

Figura 6-12: Parámetros y tolerancias de cálculo a ingresar para obtener un modelo aproximado y estable.



6.1.1 Post Proceso

Esta parte del modelamiento, se realiza con el software ArcGIS utilizando la herramienta Hec-GeoRAS y la opción RAS Mapping que permite importar la información del HEC-RAS, a fin de realizar el análisis SIG y prepara los mapas de peligro y riesgo

El Post proceso consiste en importar el archivo con los resultados del modelamiento hidráulico exportado por el HEC-

RAS, luego se extraen los MDT de las alturas de agua y velocidades con los tiempos deseados, y finalmente, se analizan las alturas y velocidades sobre la topografía

CAPÍTULO VII

7. RESULTADOS

A continuación se presenta los principales resultados de la aplicación de la metodología al cálculo hidráulico de la rotura a la presa Yuracmayo, considerando dos escenarios y sus respectivos análisis de calibración. El primer escenario considera la rotura por sobrevertimiento, la columna inicial del agua sobrepasa la corona de la presa con una cota de 4320 msnm y esta genera su rotura. El segundo escenario es por turibicación, común en presas de tierra, donde la brecha se inicia por filtración en una zona puntual de la presa, (4300 msnm) y luego va creciendo por la presión de salida del flujo de agua hasta completar su formación.

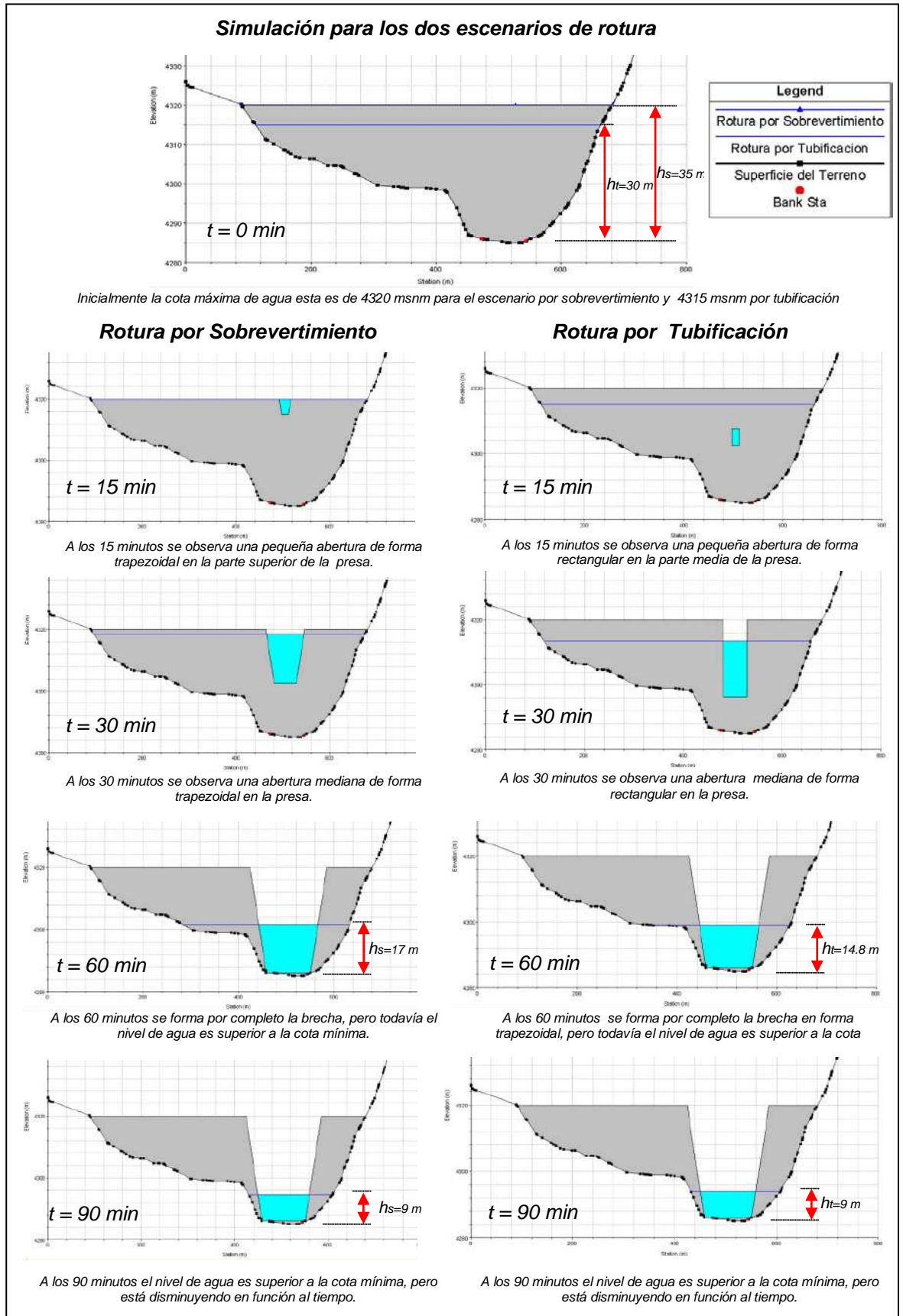
En los resultados se incluyen figuras como el perfil longitudinal del eje hidráulico y secciones transversales para los dos escenarios de rotura. En las principales secciones, cada figura presenta distintos tiempos de rotura para el inicio de la simulación 0 minutos, 15 minutos, 30 minutos, y luego cada hora. Además, se analizan las secciones transversales ubicados a lo largo del río Blanco sobre los poblados de Yuracmayo, Chocna, Jaruya y Río Blanco. Asimismo, se considera los respectivos tiempos de arribos, y el volumen de la máxima avenida.

7.1 Escenarios de rotura de presa

La presa de Yuracmayo se encuentra ubicada a 200 metros aguas arriba del caserío de Yuracmayo, y ella permite regular el agua del río blanco a un caudal constante de $2.6 \text{ m}^3 / \text{s}$.

De acuerdo a los escenarios propuestos, en la Figura 7-1 se muestra el progreso de la brecha de rotura en la presa, teniendo en cuenta la formación de la misma en un tiempo de 0.98 horas.

Figura 7-1: Procesos de rotura de la presa Yuracmayo, considerando los dos escenarios de rotura: Sobrevertimiento y Tubificación.



En la Figura 7-1 se observa la variación de la altura de agua en función del desarrollo de la brecha. A los 58.8 minutos, la brecha se forma completamente y se observa una altura de agua de 17 metros en el primer escenario y de 14.8 metros en el segundo escenario, a los 90 minutos el nivel de agua es de 9 metros para los dos escenarios.

El primer escenario muestra mayor altura de agua, ya que inicialmente se considero una cota de 4320 msnm en el primer escenario y 4315 msnm en el segundo escenario. Estos 5 metros de diferencia hacen que el primer escenario sea más violento que el primero.

La variación de los caudales y altura de agua en función del tiempo se observa en los hidrogramas mostrados en el Anexo I.

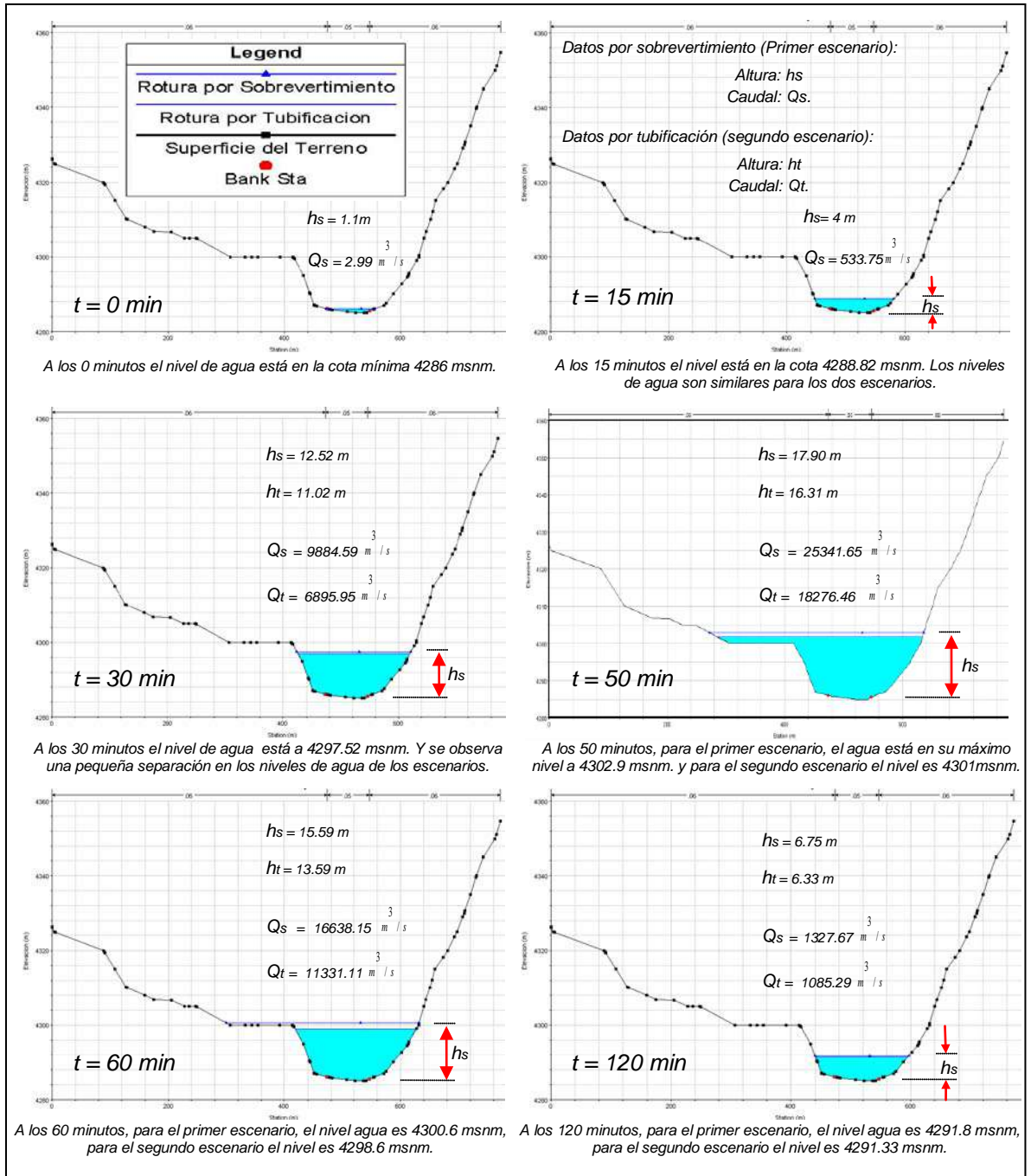
7.2 Alturas y velocidades

A continuación se muestra el análisis del desarrollo de la onda de avenida en las secciones transversales más importantes desarrolladas en este estudio; es decir, sección después de la presa, y los poblados de Yuracmayo, Chocna, Caruja y Rio Blanco.

En estas secciones se muestra la variación con respecto al tiempo de los parámetros hidráulicos más importantes (Altura h , Caudal Q y Velocidad) para los dos escenarios de rotura.

Progresiva 19432: Primera sección aguas debajo de la presa.

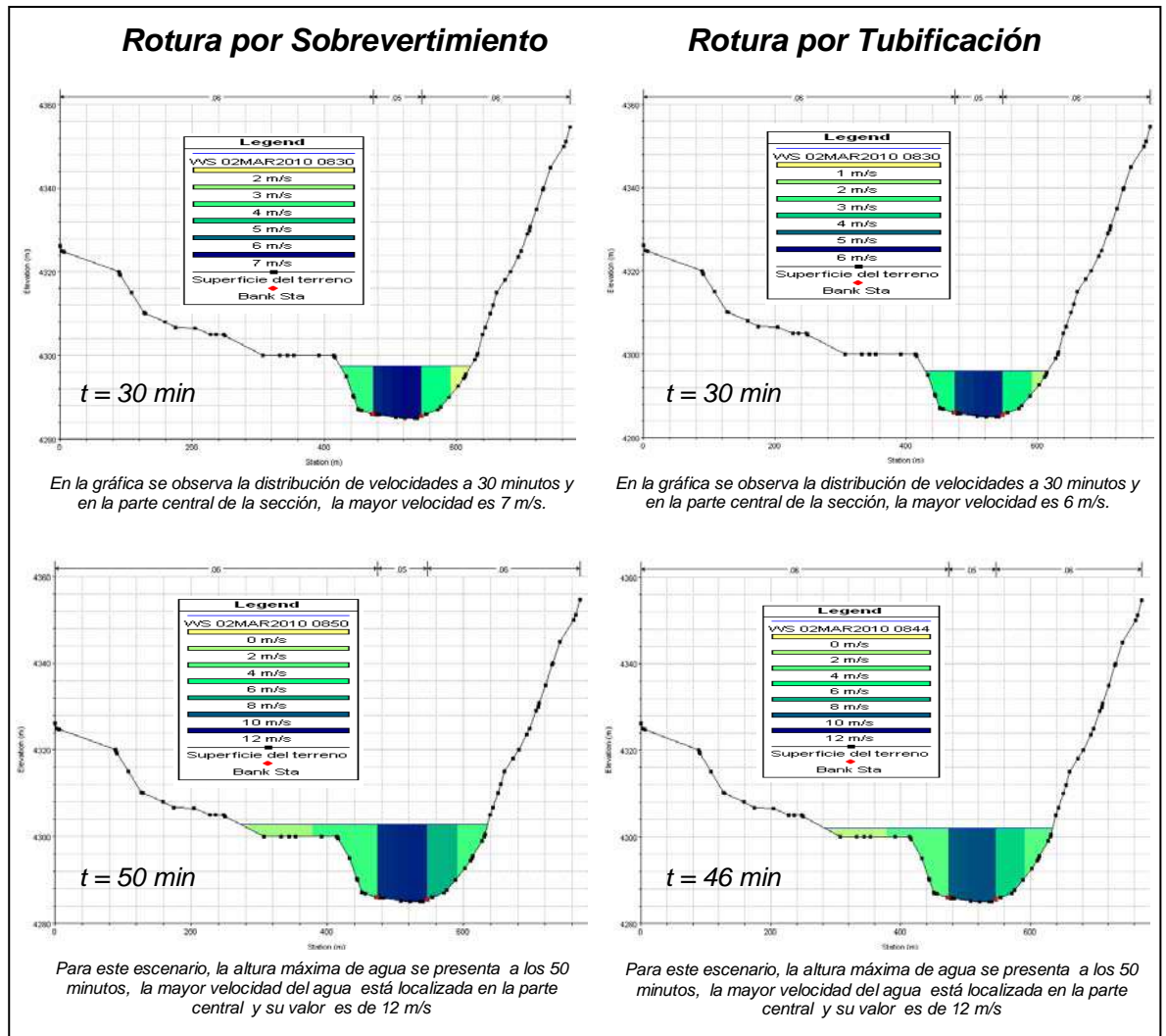
Figura 7-3: Variación de la altura del agua en la Sección 19432. Considerando los dos escenarios.



En la Figura 7-3 se observa la variación de la altura de agua en el tiempo para los dos escenarios de rotura (sobrevvertimiento y tubificación). Para el primer escenario la altura de agua aumenta hasta 17.90 m en 50 min, luego comienza a disminuir. Para el

segundo escenario, la altura máxima de agua es 16.98 m en un tiempo 44 min. En los distintos tiempos de desarrollo de la onda de rotura, la altura de agua y el caudal se observa mayor en el primer escenario.

Figura 7-4: Distribución de velocidades del flujo en la Sección 19432 para distintos tiempos de rotura.



En la Figura 7-4 se muestra la distribución de velocidades en la sección 19432, para los dos escenarios de rotura, en función de diferentes tiempos de rotura.

Progresiva 18955: La sección transversal al río Blanco ubicada a 400 metros aguas abajo de la presa, pasa en medio del parque central del poblado de Yuracmayo, ubicado a 293 metros del río, tal como se observa en la Figura 7-5.

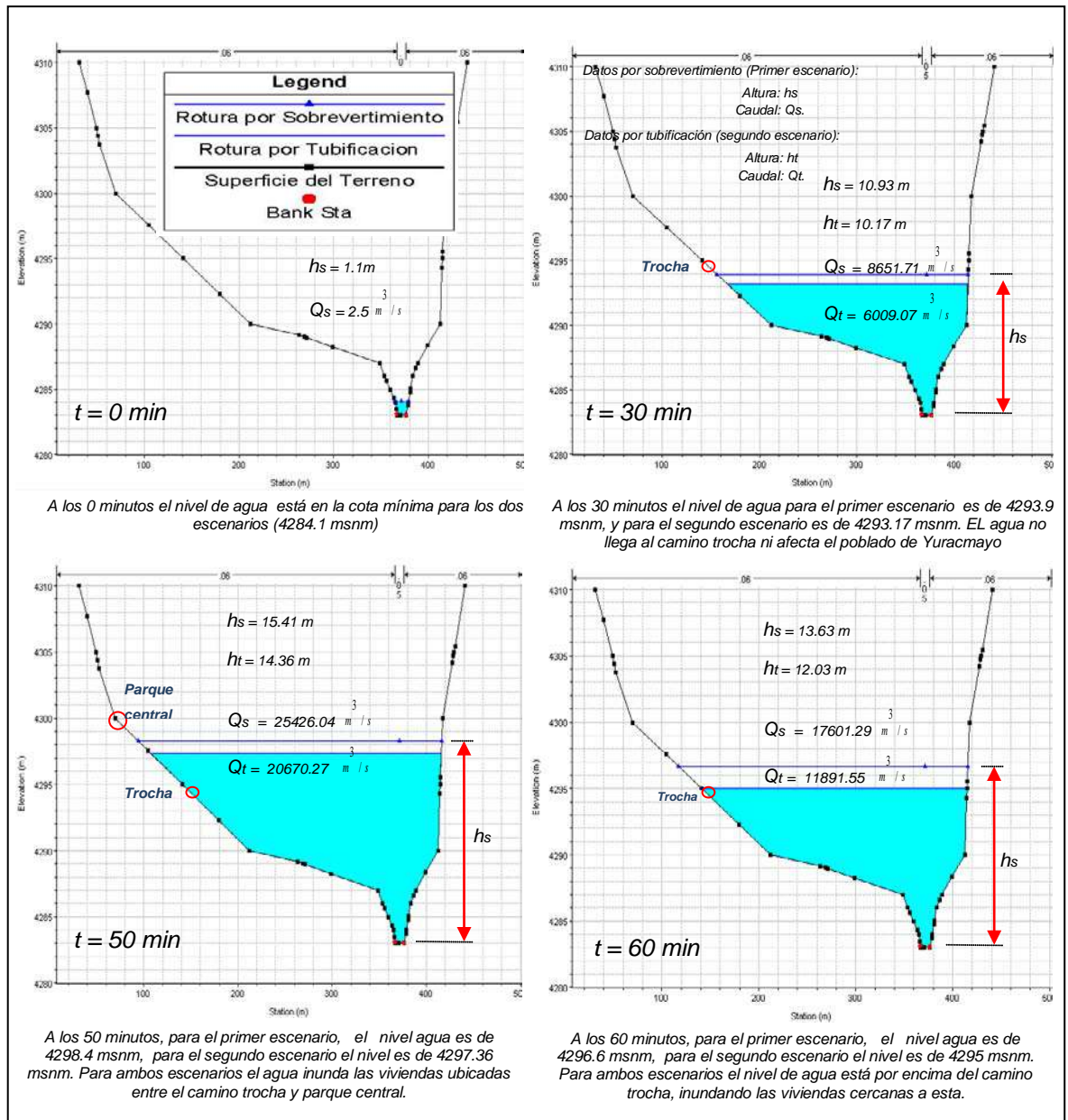
Figura 7-5: Sección 18955, ubicada a la altura del poblado de Yuracmayo



Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la Figura 7-6 se muestra, las variaciones de la altura del agua en función del tiempo, para los dos escenarios de rotura.

Figura 7-6: Variación de la altura del agua en la Sección 18955, para los dos escenarios de rotura



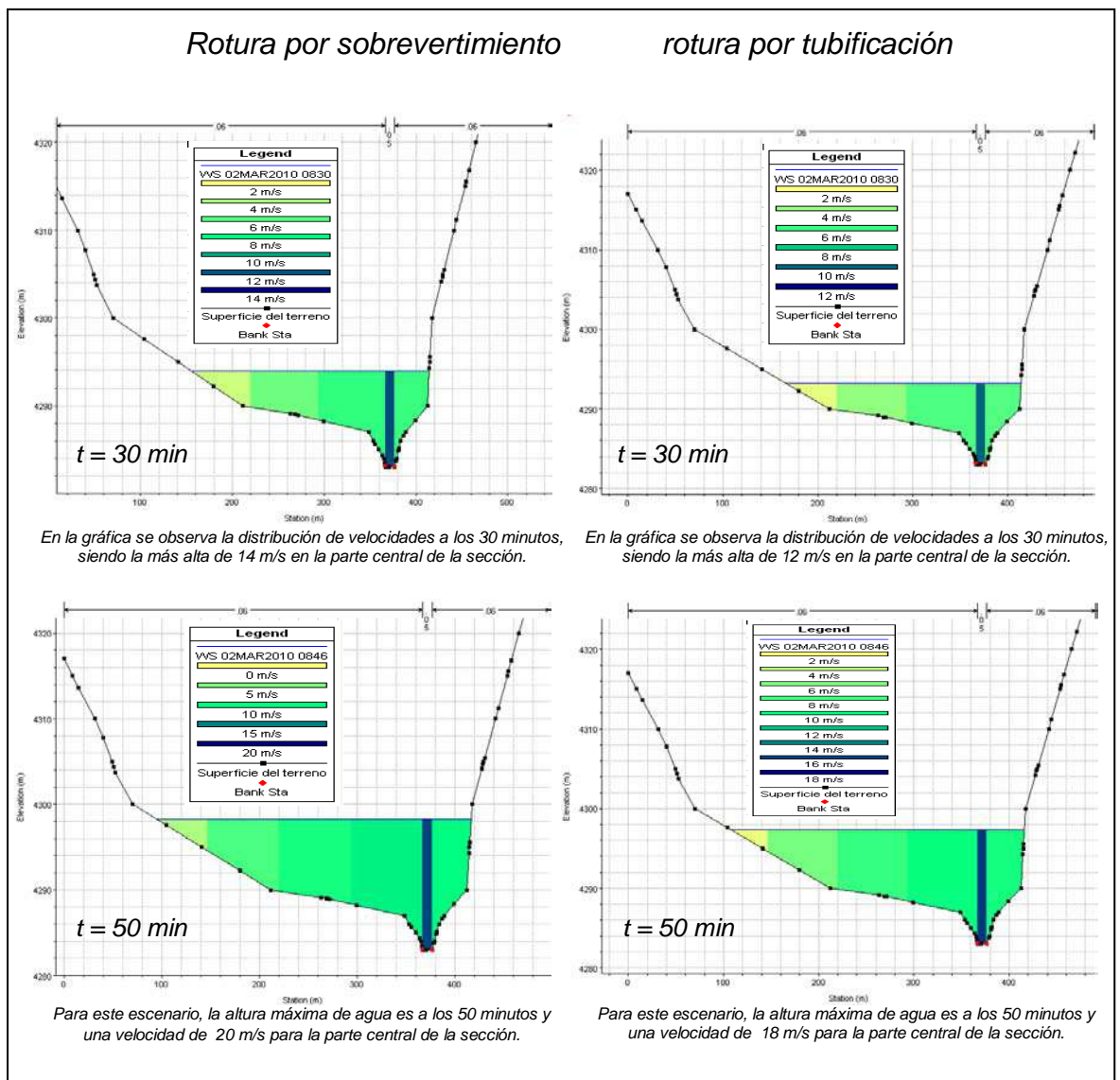
En la Figura 7-6 se observa la variación de la altura de agua en función del tiempo para los dos escenarios de rotura. En el primer escenario, la altura de agua es máxima, llegando a 15.41 m en 50 min, luego comienza a disminuir.

En los diferentes tiempos de desarrollo de la onda de rotura, la altura de agua y el caudal son mayores en el primer escenario, y para

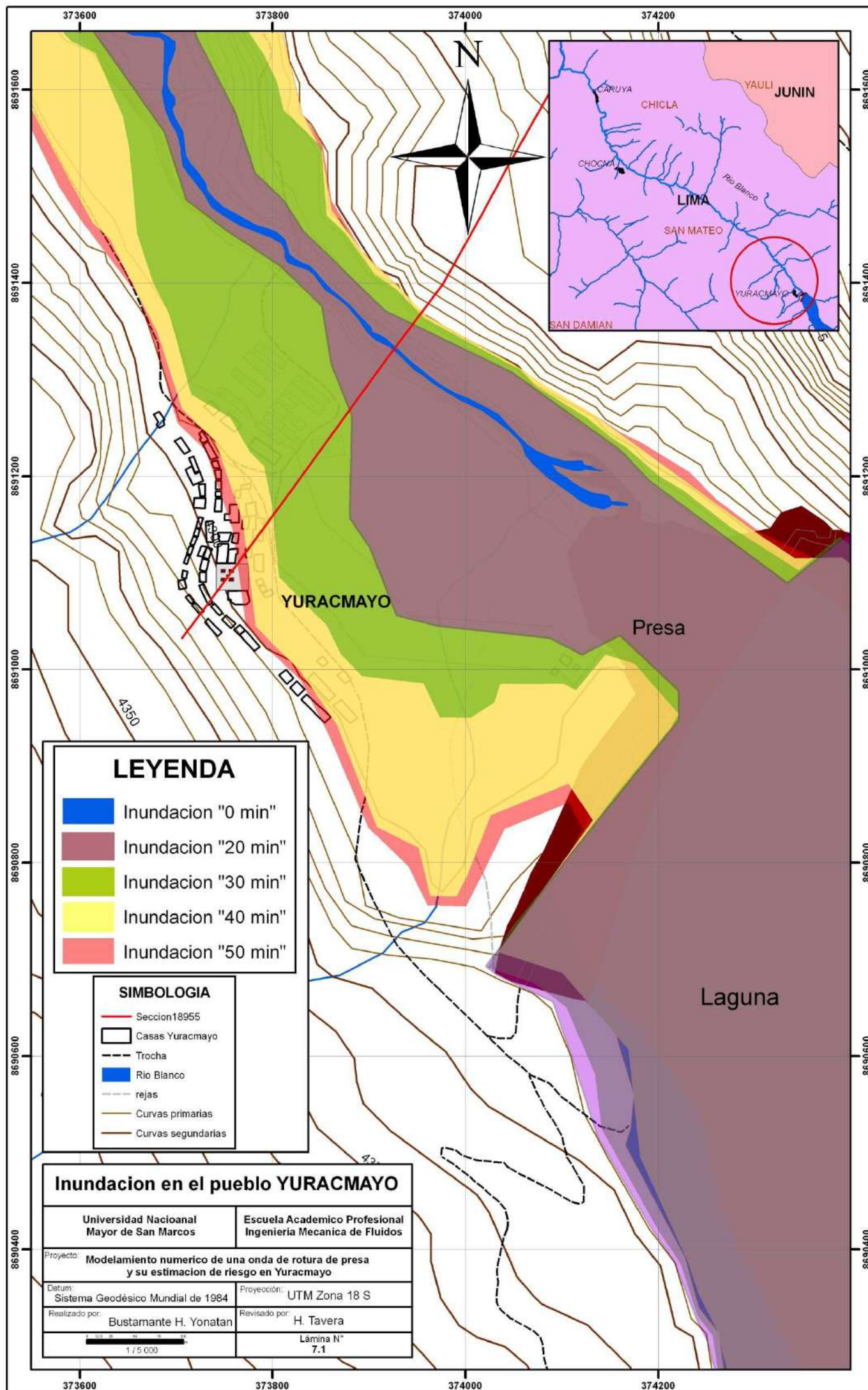
el tiempo de arribo del pico máximo de 50 min se inundó un 42% del poblado de Yuracmayo (Ver Lamina 7.1).

A continuación, en la Figura 7-7 se presenta la sección 18955 y la distribución de velocidades en función del tiempo, para los dos escenarios.

Figura 7-7: Distribución de velocidades en función del tiempo, en la sección 18955.



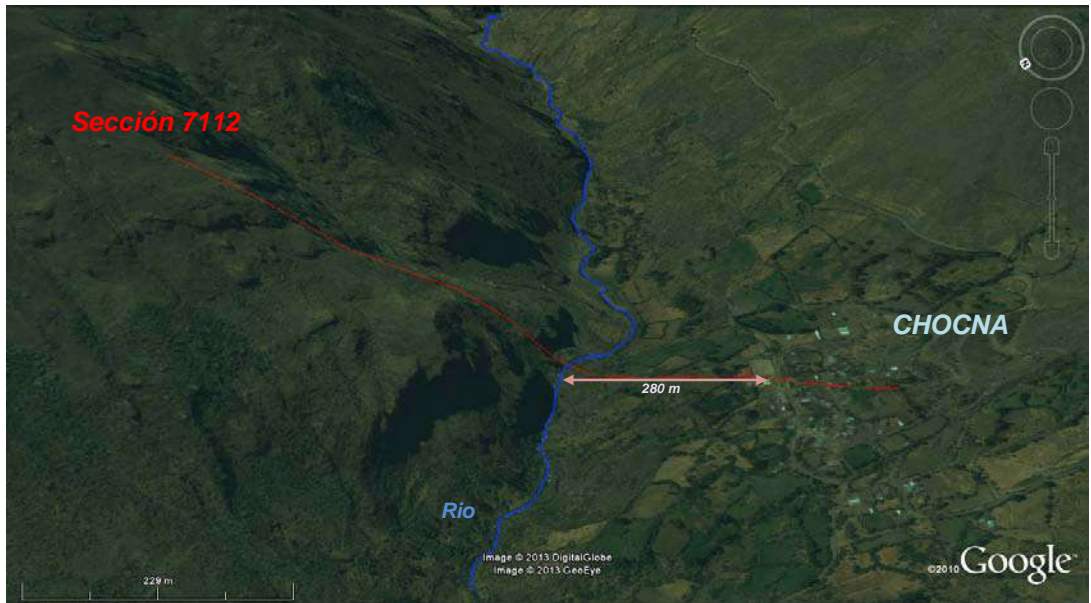
A continuación se muestra el mapa de inundación para el poblado de Yuracmayo, delimitando para los diferentes tiempos de rotura.



Lamina N° 7.1: Mapa de Inundación del poblado de Yuracmayo para los diferentes tiempos de rotura.

Progresiva 7112: Sección ubicada aguas abajo a 12.32 Km de la presa, pasa por la parte media del Parque Central del poblado de Chocna, ubicada a 280 metros del río, como se observa en la Figura 7-8.

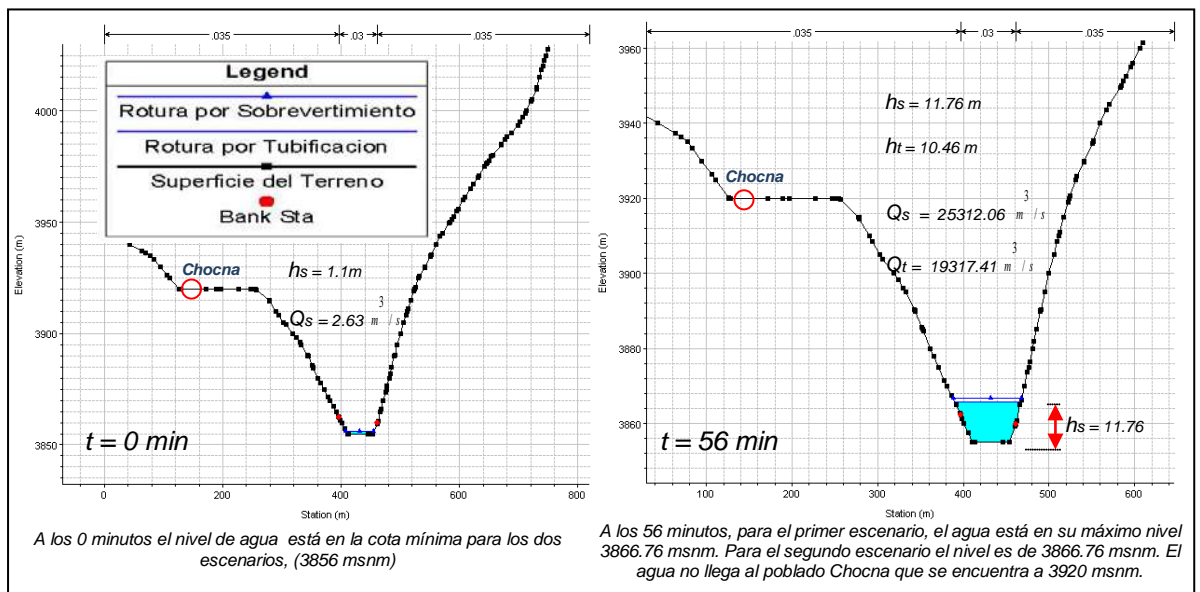
Figura 7-8: Sección 7112, ubicado en el poblado de Chocna.



Fuente: Elaboración propia.

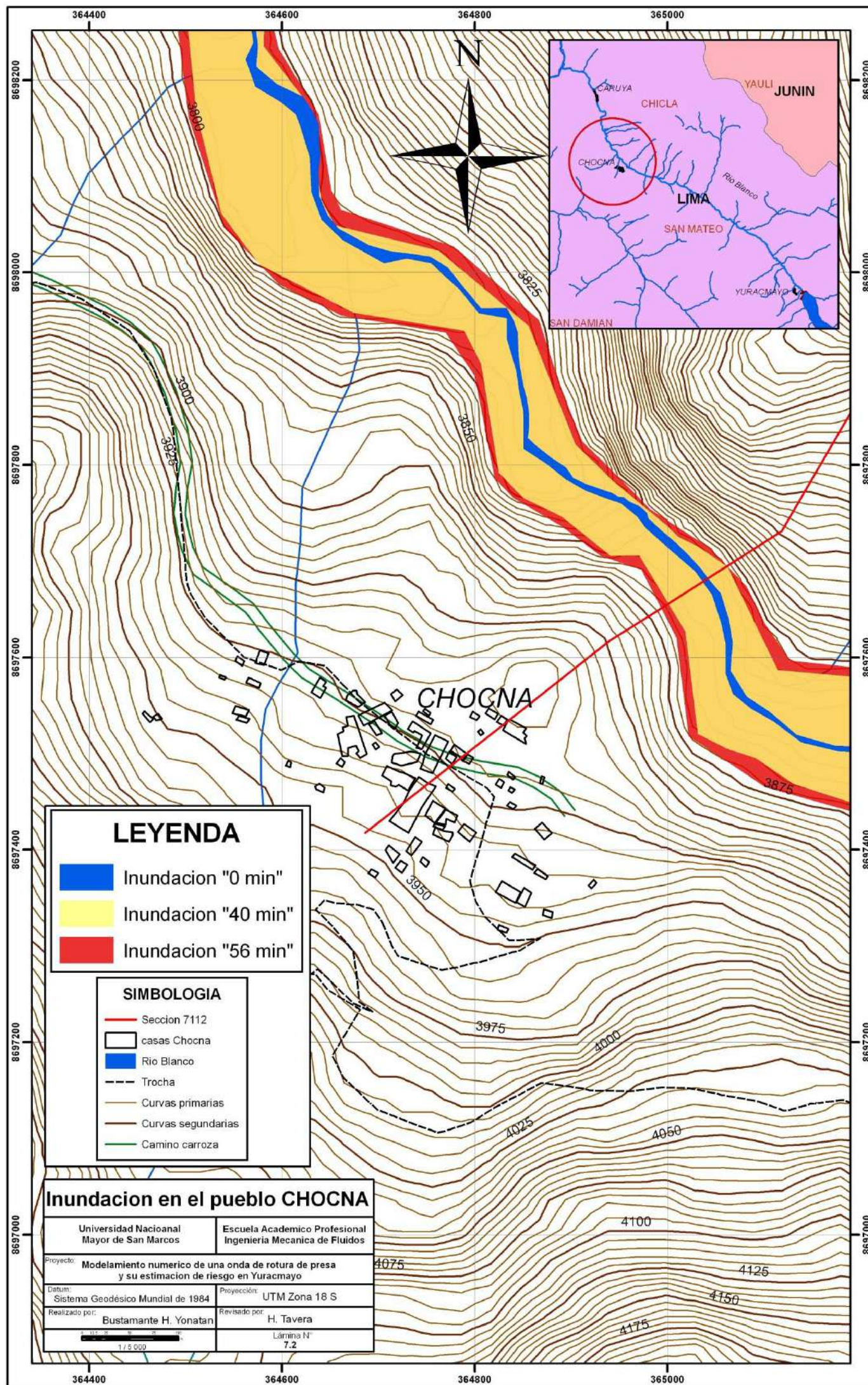
A continuación en la Figura 7-9, se muestra las variaciones de la altura del agua en el tiempo (sección 7112) para los dos escenarios de rotura.

Figura 7-9: Altura del agua para 0 y 52 min en la sección 7112, ubicada sobre el poblado de Chocna.



En la Figura 7-9 se observa que la altura del pico máximo de la onda de rotura a los 56 minutos es de 11.76 metros, para la rotura por sobrevertimiento, y de 10.46 metros para la rotura por tubificación. De acuerdo a estos resultados el volumen de agua no llega al poblado de Chocna; por lo tanto no hay peligro de inundación para este poblado.

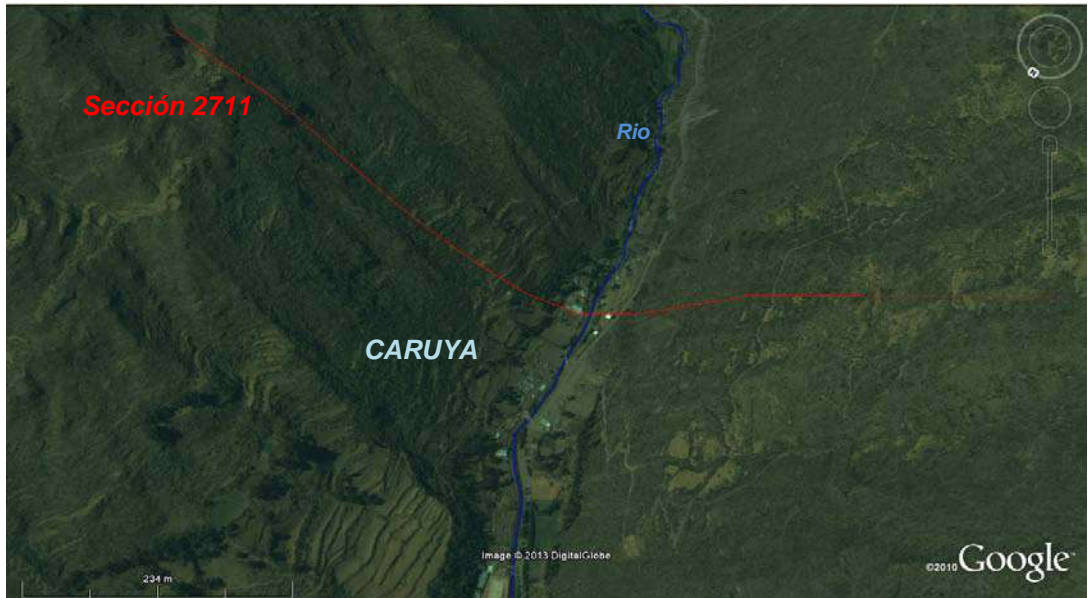
A continuación se muestra el mapa de inundación para el poblado de Chocna. Debido a que la inundación no afecta al poblado, no se considera la distribución de velocidades.



Lamina N° 7.2: Mapa de Inundación del poblado de Chocna para los diferentes tiempos de rotura.

Progresiva 2711: Es la sección ubicada a 16.72 Km aguas abajo de la presa, sobre el poblado de Caruya, tal como se observa en la Figura 7-10.

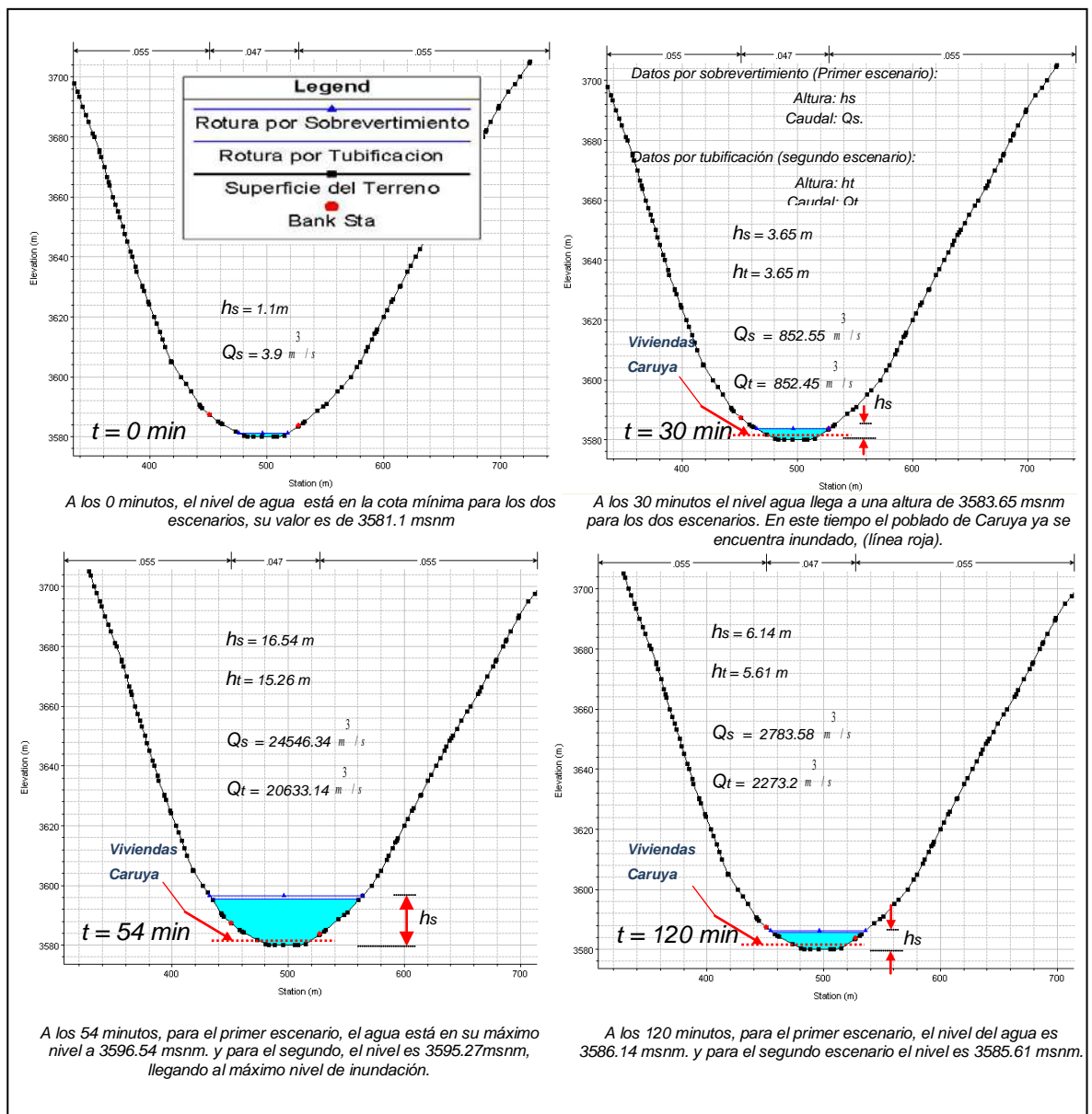
Figura 7-10: Sección 2711, ubicado en el poblado de Caruya.



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 7-10, se observa que las viviendas del poblado de Caruya están cerca al río a distancias de 5 a 10 metros, lo cual representa un riesgo alto, debido a ocurrencias de posibles inundaciones que se podrían generar por fuertes lluvias, deslizamientos, o peor aún, la rotura de la presa Yuracmayo.

Figura 7-11: Variación de la altura del agua en la sección 2711, en función del tiempo de rotura para los dos escenarios.



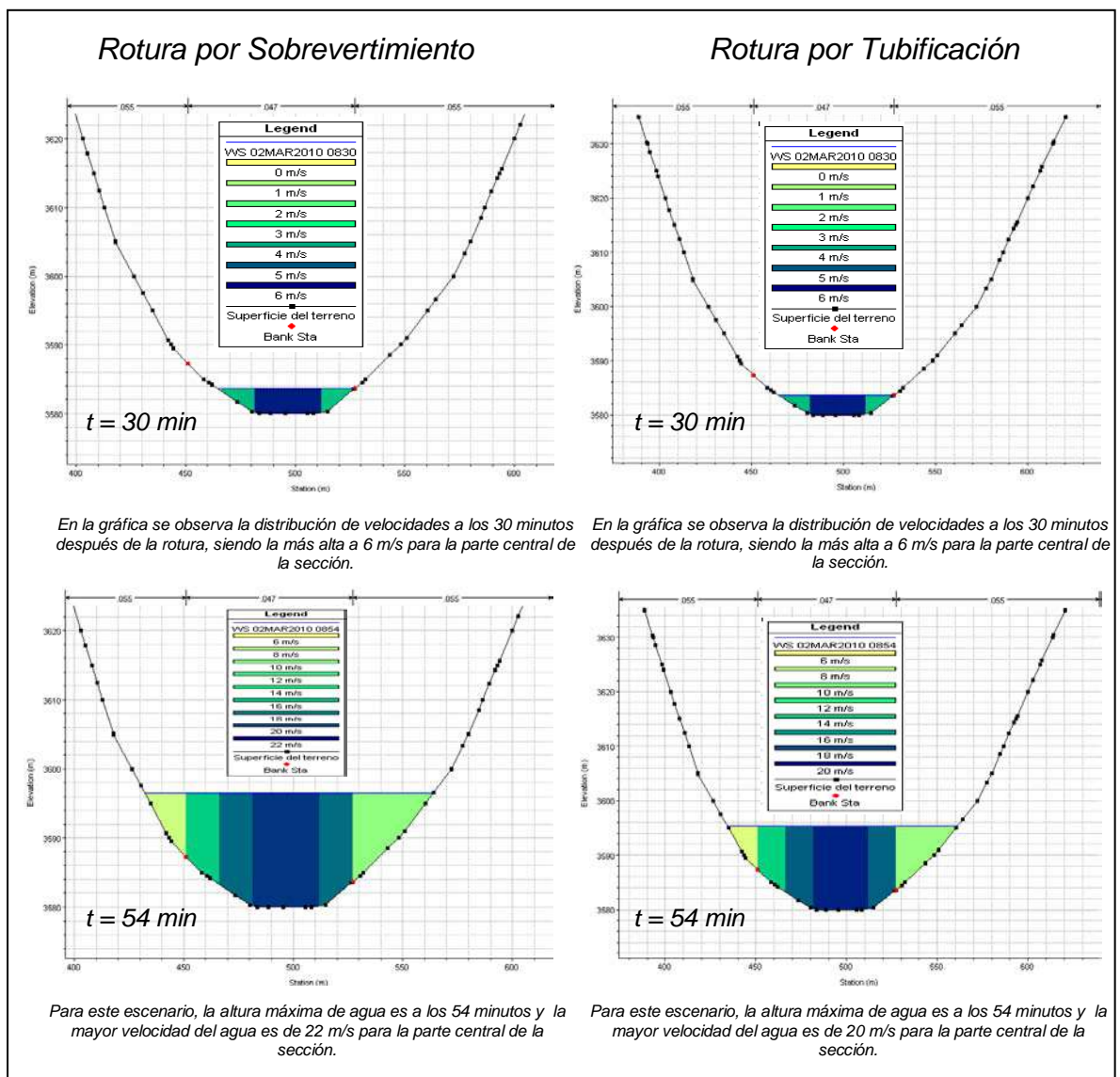
En la Figura 7-11 se observa la variación de la altura de agua en función del tiempo para los dos escenarios de rotura. En el primer escenario, la altura de agua es máxima, llegando a 16.54 m en 54 min, luego comienza a disminuir.

En los diferentes tiempos de desarrollo de la onda de rotura, la altura de agua y el caudal son mayores en el primer escenario, y para el tiempo de arribo del pico máximo de 54 min se inundó un 76% del

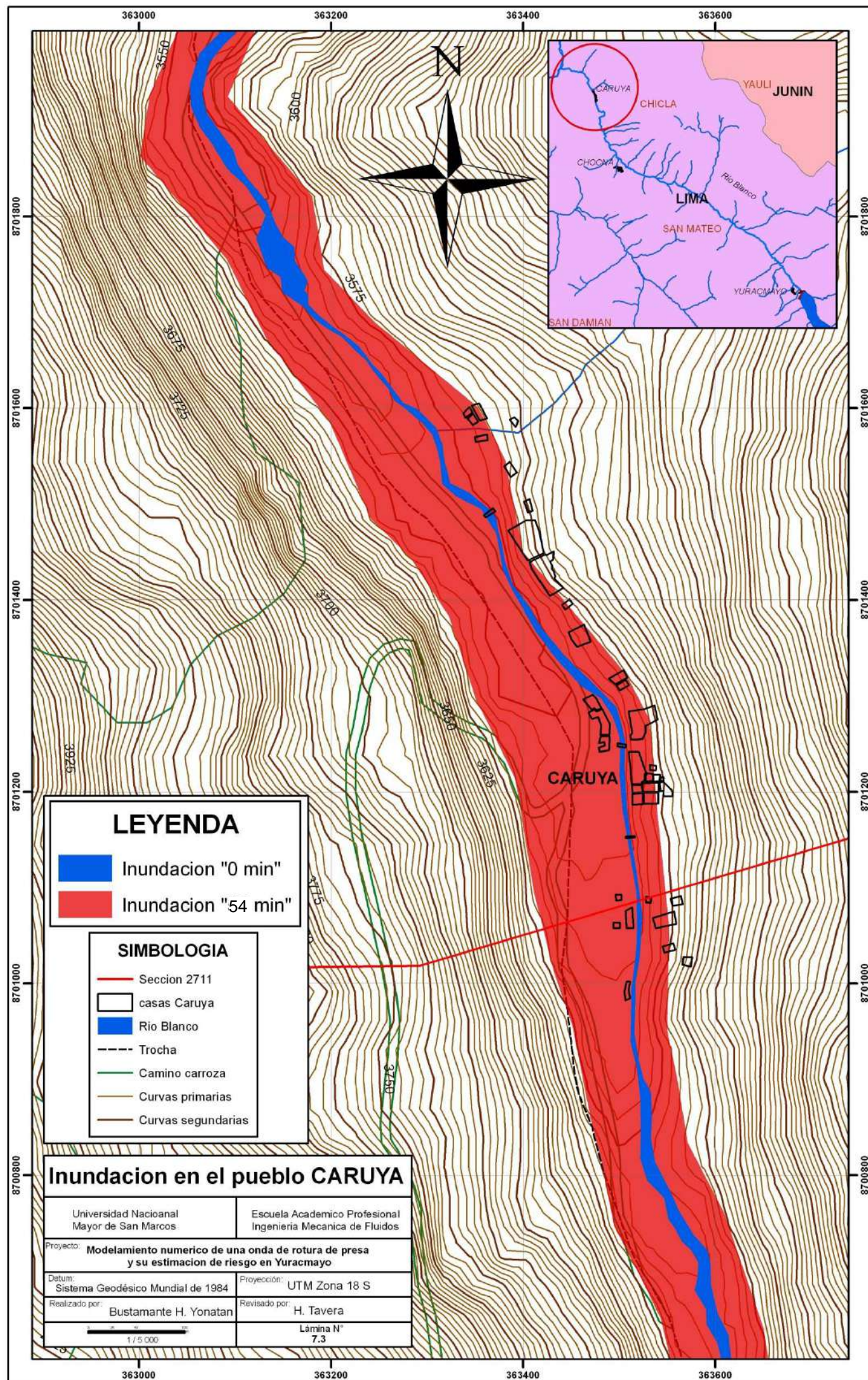
poblado de Caruya (Ver Lamina 7.3).

A continuación, en la Figura 7-12 se presenta la sección 2711 y la distribución de velocidades en función del tiempo, para los dos escenarios.

Figura 7-12: Distribución de velocidades en la sección 2711, en función del tiempo de rotura



A continuación se muestra el mapa de inundación para el poblado de Caruya, delimitando para los diferentes tiempos de rotura.



Lamina N° 7.3: Mapa de Inundación del poblado de Caruya para los diferentes tiempos de rotura.

Progresiva 1100: Sección ubicada a 18.33 Km aguas abajo de la presa, ubicado en el poblado Rio Blanco, sobre la carretera central, tal como se observa en la Figura 7-13.

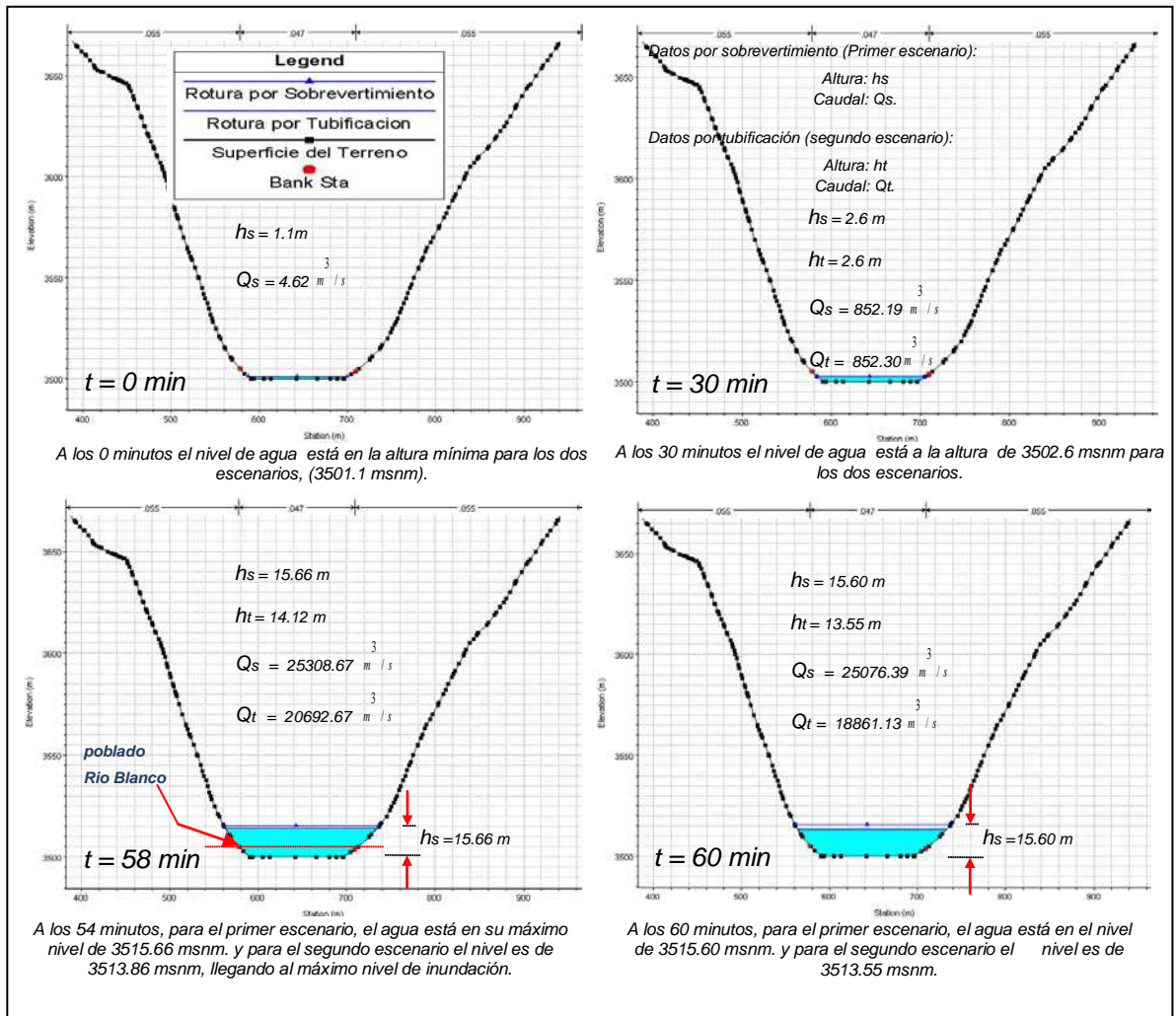
Figura 7-13: Sección 1100, ubicado en el poblado Rio Blanco.



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 7-13, se observa que las viviendas del poblado Rio Blanco están cerca a la carretera central y al rio Blanco a distancias de 5 a 10 metros.

Figura 7-14: Altura de agua para distintos tiempos en la sección 1100, ubicada sobre el poblado Rio Blanco.

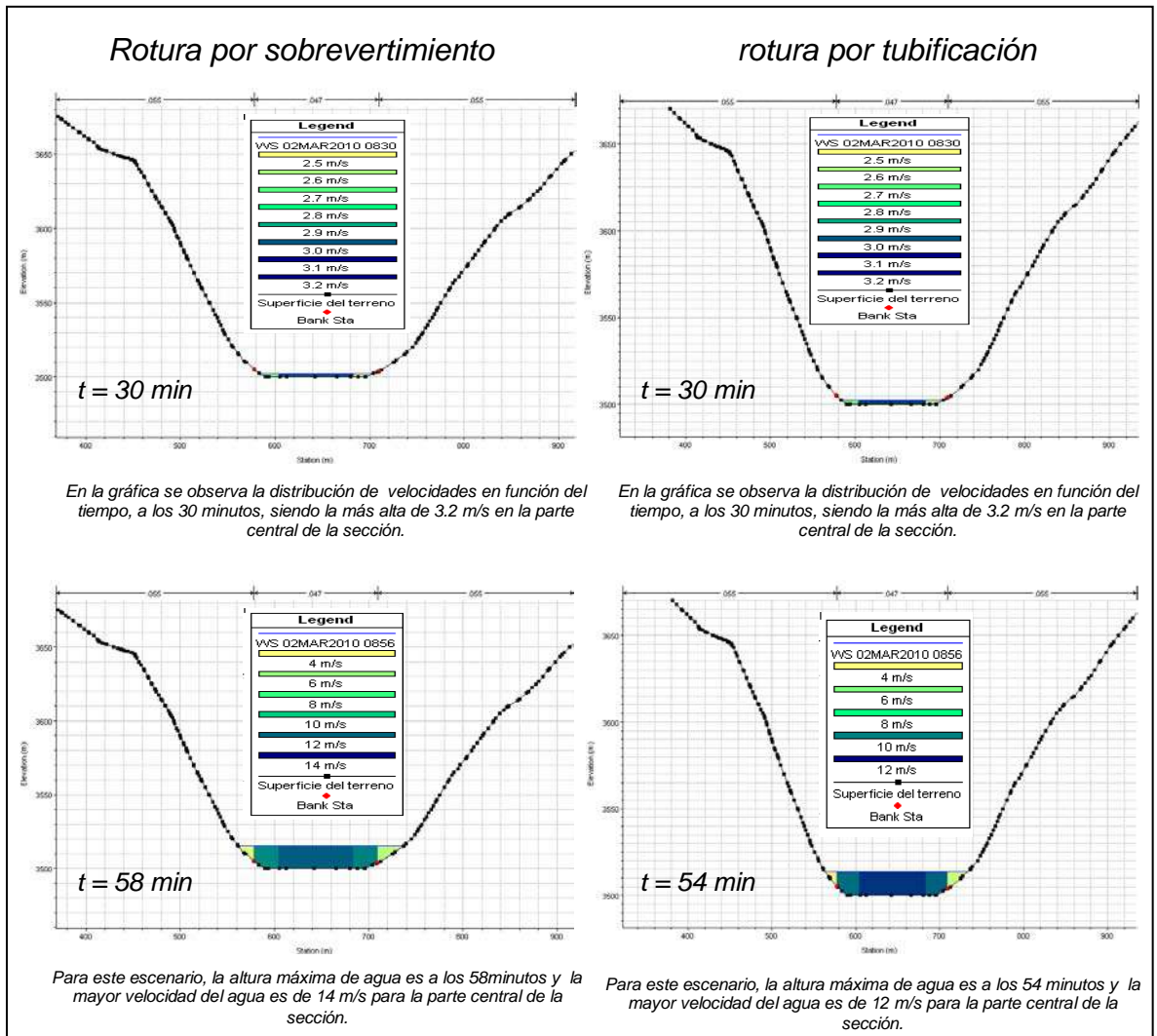


En la Figura 7-14 se observa la variación de la altura de agua en función del tiempo para los dos escenarios de rotura. En el primer escenario, la altura de agua es máxima, llegando a 15.66 m en 58 min, luego comienza a disminuir.

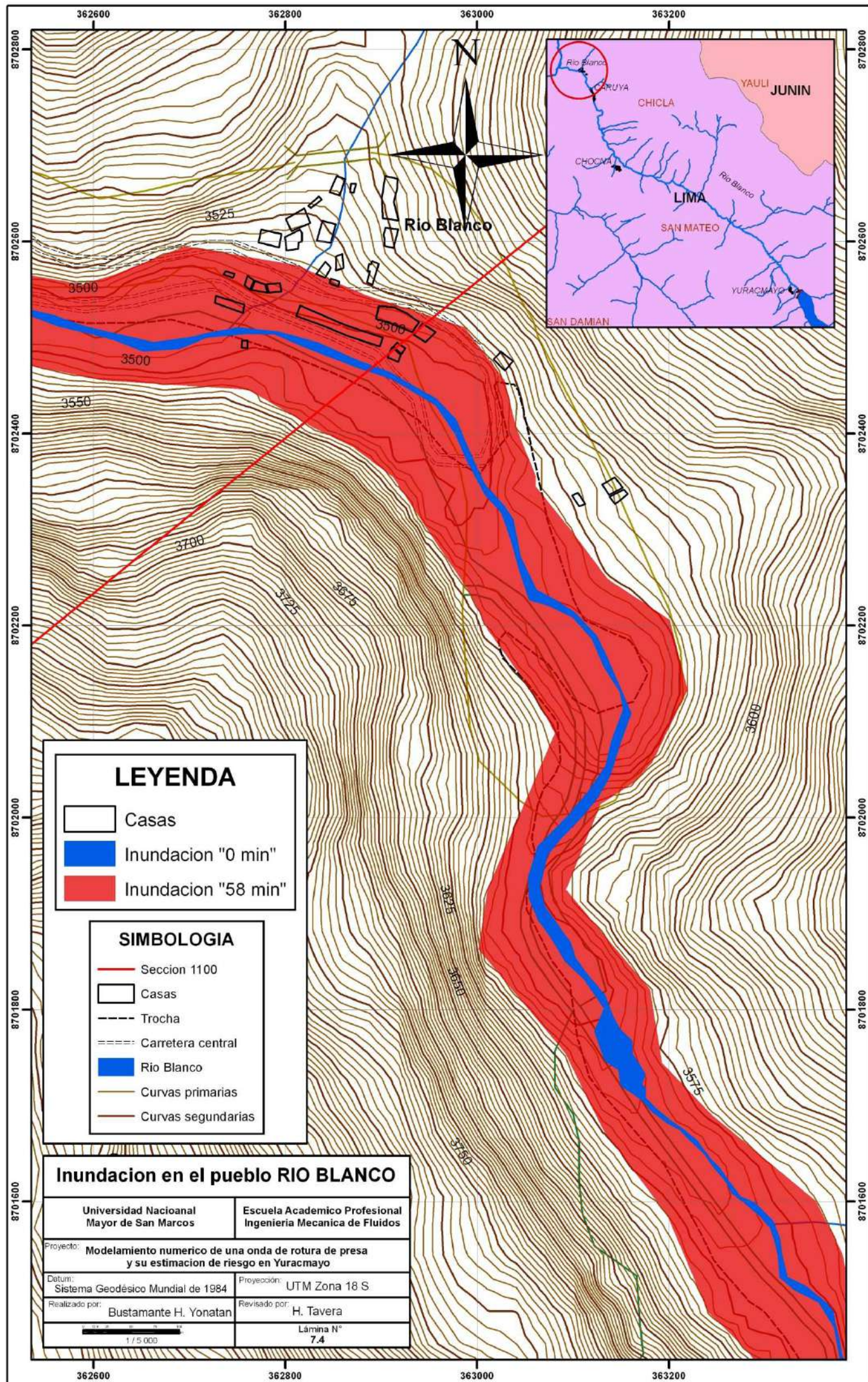
En los diferentes tiempos de desarrollo de la onda de rotura, la altura de agua y el caudal son mayores en el primer escenario, y para el tiempo de arribo del pico máximo de 58 min se inundó un 41% del poblado Rio Blanco (Ver Lamina 7.4).

A continuación, en la Figura 7-15 se presenta la sección 1100 y la distribución de velocidades en función del tiempo, para los dos escenarios.

Figura 7-15: Distribución de velocidades en la sección 1100, para distintos tiempos de rotura



A continuación se muestra el mapa de inundación para el poblado Rio Blanco, delimitando para los diferentes tiempos de rotura.



Lamina N° 7.4: Mapa de Inundación del poblado Rio Blanco para los diferentes tiempos de rotura.

En la Tabla 7-1 se muestra un resumen con las características más importantes de las secciones descritas anteriormente. En esta tabla se observa los tiempos de arribo para el máximo pico de avenida, las alturas máximas y las distancias aguas arriba hasta la presa y aguas abajo hasta la última sección del modelamiento.

Tabla 7-1: Características de las secciones más importantes

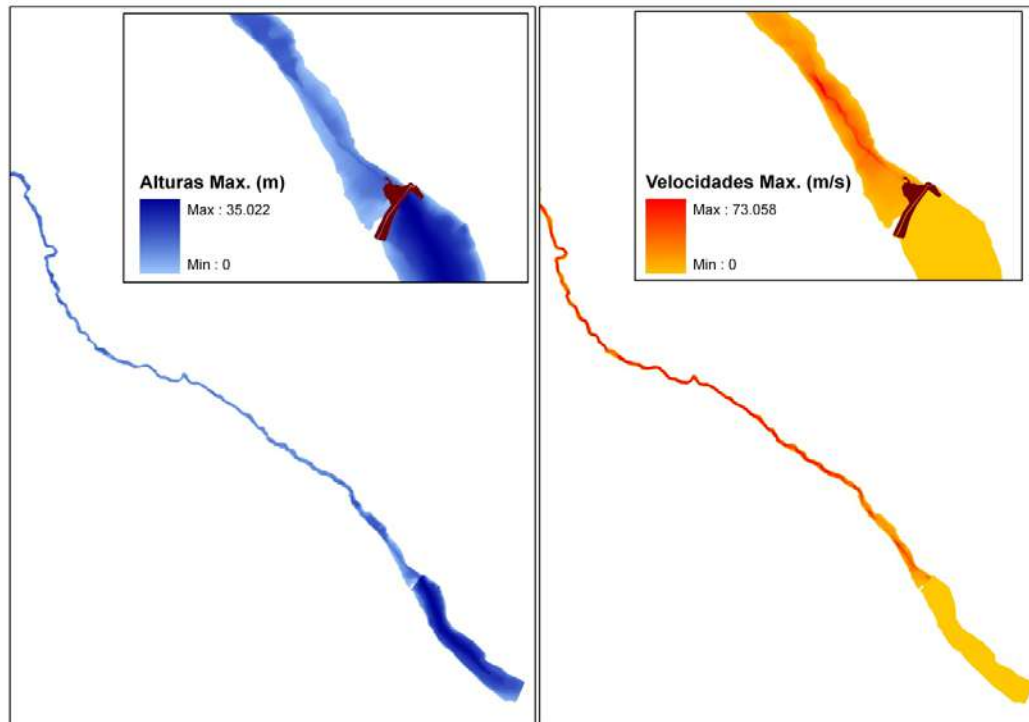
Ubicación	Sección	Distancia aguas abajo (m)	Distancia aguas arriba de la presa(m)	Cota terreno Mínimo (msnm)	Escenario 1: Sobrevertimiento			Escenario 2: Tubificación		
					t arribo (min)	Cota máxima (msnm)	Altura de agua Y (m)	t arribo (min)	Cota máxima (msnm)	Altura de agua Y (m)
Presa de tierra	19432	19405.25	0	4285	50	4302.9	17.9	44	4301.98	16.98
Yuracmayo	18955	18968.07	437.18	4283	50	4299.02	16.02	44	4298.19	15.19
Chocna	7112	7085.23	12320.02	3855	56	3866.76	11.76	50	3865.77	10.77
Jaruya	2711	2684.72	16720.53	3580	58	3596.79	16.79	54	3595.27	15.27
Rio Blanco	1100	1072.99	18332.26	3500	58	3515.66	15.66	54	3514.12	14.12

Las tablas con los valores hidráulicos obtenidos en el modelamiento se presentan en el Anexo 1.

7.3 Raster de alturas y velocidades

Para una mejor visualización de las zonas inundadas, se utilizará el raster de velocidad y alturas generados en el post proceso, tal como se observa en la Figura 7-16.

Figura 7-16: Raster de máximas alturas y velocidades obtenidos en el post-Proceso.



Para delimitar la inundación se utiliza los polígonos, obtenidos en los post-proceso y que delimitan los raster, estos se sobreponen en los mapas topográficos de los poblados de Yuracmayo, Chocna, Caruya y Rio Blanco cercanos al cauce del rio Blanco.

7.4 Estimación del riesgo por inundación

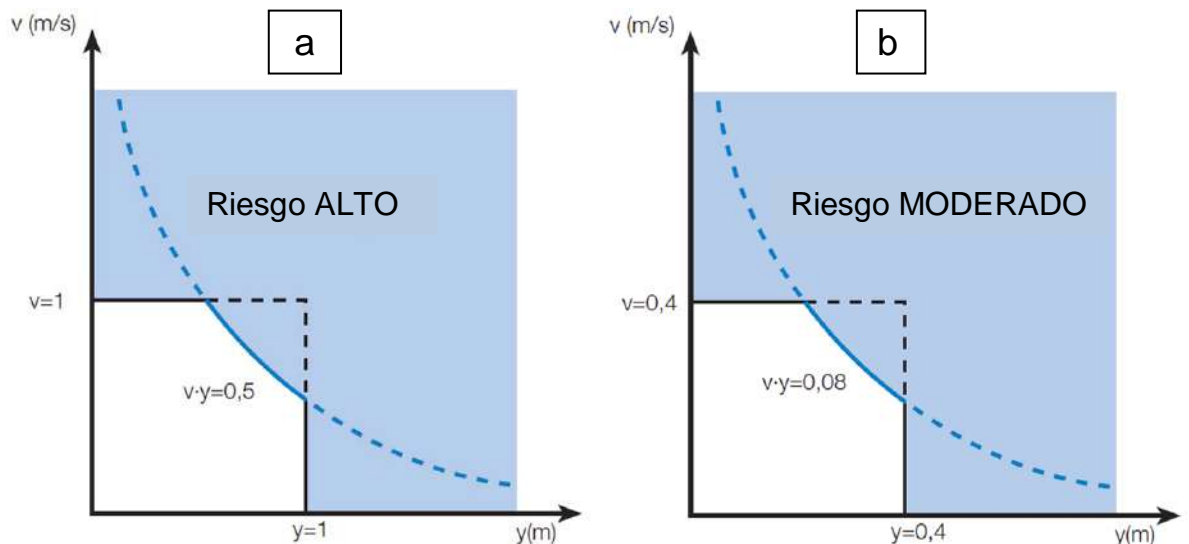
La presa de Yuracmayo está caracterizada, según sus dimensiones y embalse, como una gran presa (ver ítem 2.7.2) . Debido a esto, el riesgo potencial que generaría su rotura se clasifica como Categoría A, y es importante tener en cuenta los mapas de riesgo por inundación e implantar un plan de emergencia por rotura de presa.

La inundación por rotura de presa, en el caso Yuracmayo es del tipo dinámica (ver ítem 2.3), debido a esto, la afección y los daños generados están en función de variables hidráulicas como la altura del flujo de agua y su velocidad para una sección determinada y un

tiempo determinado.

El criterio utilizado en este trabajo para determinar el riesgo de inundación por rotura de presa es el adoptado por la Agencia Catalana del Agua en su publicación “Recomendacions tècniques per als estudis d’inundabilitat d’àmbit local”, donde se presenta los gráficos y se definen los criterios para determinar el riesgo moderado y alto según la velocidad y la altura del agua, tal como se observa en la Figura 7-17.

Figura 7-17: Criterio para determinar los tipos de riesgo (fuente-Agencia Catalana del Agua)



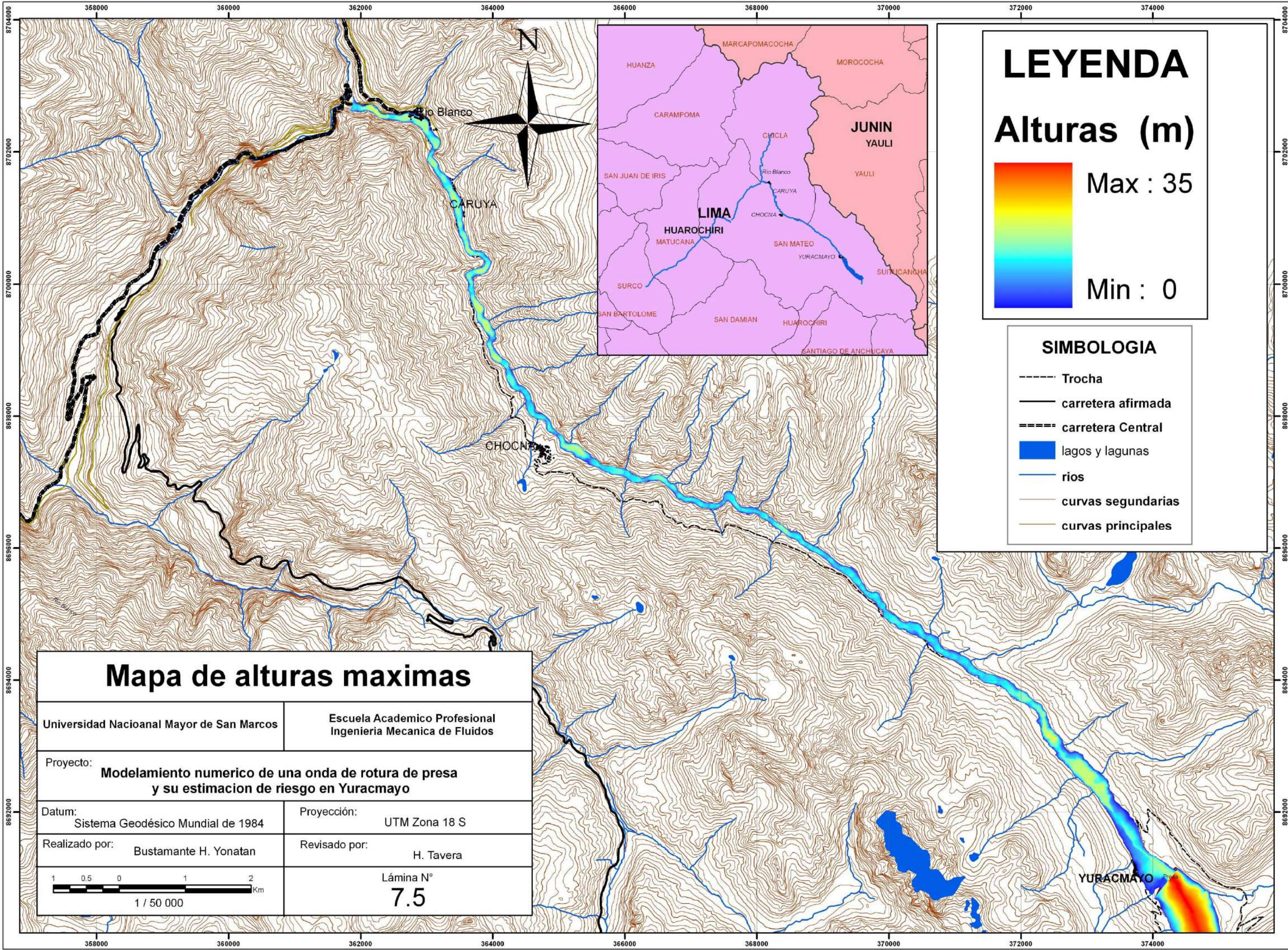
Para obtener la envolvente de los mapas de riesgo en cada instante será necesario los raster de alturas y velocidades para los niveles máximos, luego se evaluara las alturas de agua $> 1\text{m}$ y velocidades $> 1\text{m/s}$ (zona de riesgo alto) y las alturas $> 0.4\text{m}$ y velocidades $> 0.4\text{m/s}$ (zona de riesgo moderado) y se realizara la multiplicación de raster para cada una de las condiciones, Tal como se describe a continuación:

Para obtener el mapa de riesgo Alto, Primero se realiza un filtrado

al raster de alturas máximas ($y > 1\text{m}$) y se obtiene otro con alturas mayores a un metro, se hace lo mismo con el raster de velocidades ($v > 1\text{m/s}$) obteniéndose uno con velocidades mayores a un metro por segundo. Luego se multiplica estos dos raster filtrados ($y.v$) para finalmente hacer un filtrado de datos mayores a 0.5. ($y.v > 0.5\text{m}^2 / \text{s}$) Con esta operación se obtiene un raster que delimita el riesgo alto (zona azul), tal como se indica en la Figura 7-17a. Para obtener el mapa de riesgo moderado, se procede de manera similar, considerando la Figura 7-17b.

Al final, se obtendrán dos raster de riesgo alto y moderado, estos se sobreponen sobre los mapas topográficos, a fin de obtener el Mapa de Riesgo, tal como se observa en la Lamina N° 7.7

A continuación se presenta los mapas de inundación (Lamina N° 7.5) y velocidades máximas (Lamina N° 7.6), donde se muestra las diferentes alturas y velocidades máximas alcanzadas en el desarrollo de la onda de rotura, a lo largo del río Blanco.



LEYENDA

Alturas (m)

Max : 35

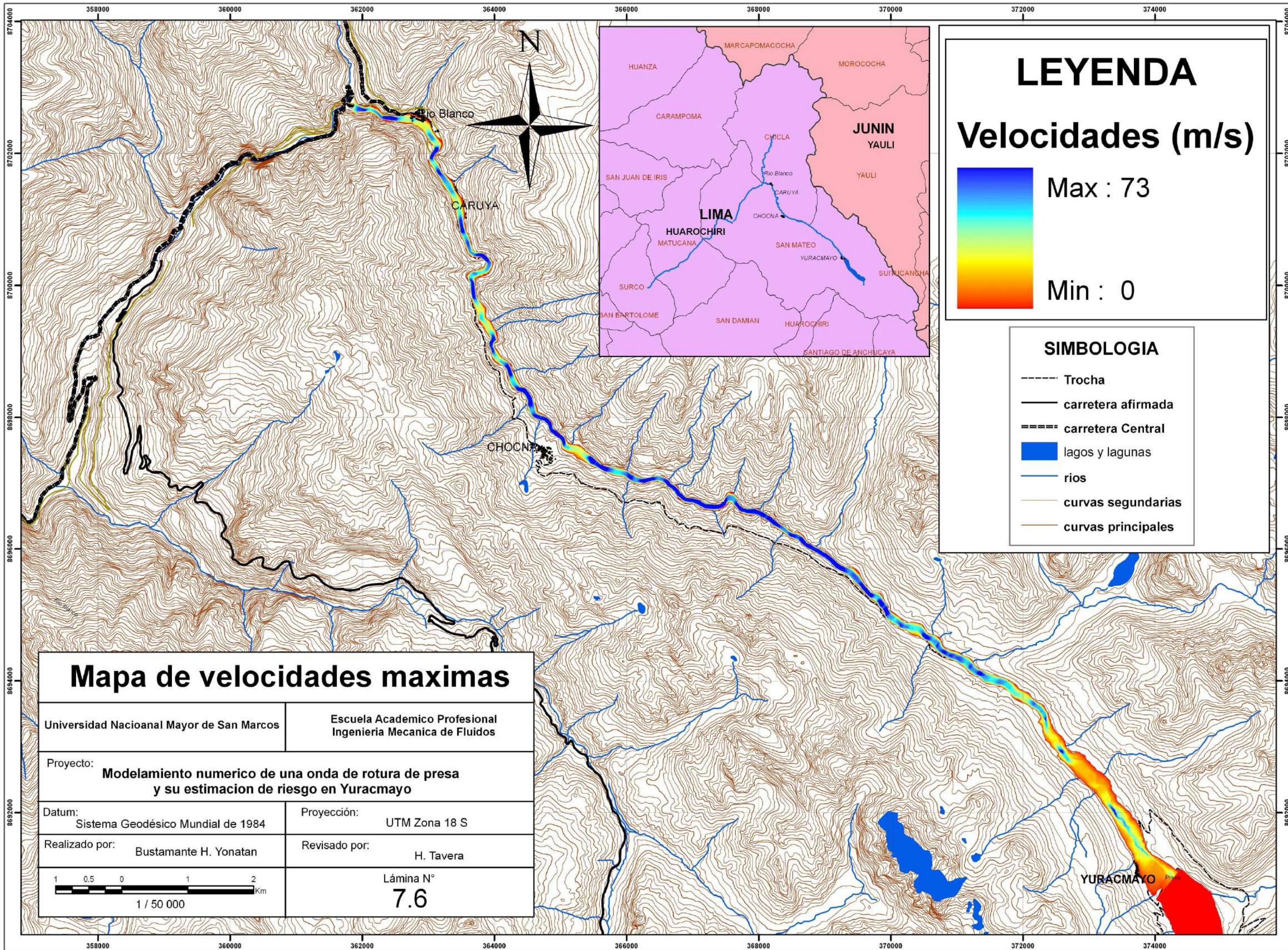
Min : 0

SIMBOLOGIA

- Trocha
- carretera afirmada
- ==== carretera Central
- lagos y lagunas
- rios
- curvas secundarias
- curvas principales

Mapa de alturas maximas

Universidad Nacioanal Mayor de San Marcos	Escuela Academico Profesional Ingenieria Mecanica de Fluidos
Proyecto: Modelamiento numerico de una onda de rotura de presa y su estimacion de riesgo en Yuracmayo	
Datum: Sistema Geodésico Mundial de 1984	Proyección: UTM Zona 18 S
Realizado por: Bustamante H. Yonatan	Revisado por: H. Tavera
<p>1 / 50 000</p>	Lámina N° 7.5



LEYENDA

Velocidades (m/s)

Max : 73

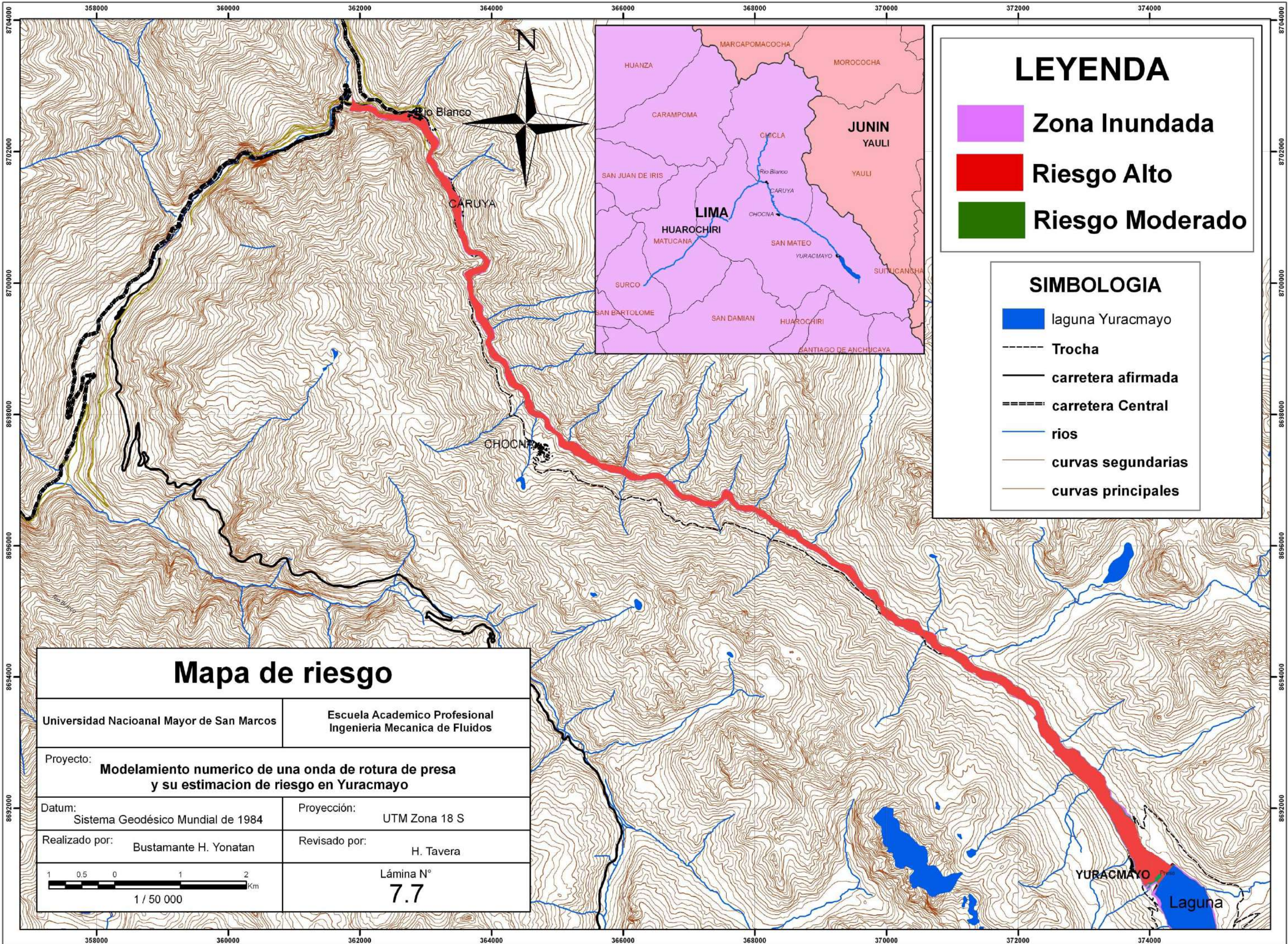
Min : 0

SIMBOLOGIA

- Trocha
- carretera afirmada
- ==== carretera Central
- lagos y lagunas
- rios
- curvas secundarias
- curvas principales

Mapa de velocidades maximas

Universidad Nacioanal Mayor de San Marcos	Escuela Academico Profesional Ingenieria Mecanica de Fluidos
Proyecto: Modelamiento numerico de una onda de rotura de presa y su estimacion de riesgo en Yuracmayo	
Datum: Sistema Geodésico Mundial de 1984	Proyección: UTM Zona 18 S
Realizado por: Bustamante H. Yonatan	Revisado por: H. Tavera
<p>1 / 50 000</p>	<p>Lámina N°</p> <h1 style="font-size: 2em;">7.6</h1>



LEYENDA

- Zona Inundada
- Riesgo Alto
- Riesgo Moderado

SIMBOLOGIA

- laguna Yuracmayo
- Trocha
- carretera afirmada
- carretera Central
- rios
- curvas secundarias
- curvas principales

Mapa de riesgo

Universidad Nacioanal Mayor de San Marcos	Escuela Academico Profesional Ingenieria Mecanica de Fluidos
Proyecto: Modelamiento numerico de una onda de rotura de presa y su estimacion de riesgo en Yuracmayo	
Datum: Sistema Geodésico Mundial de 1984	Proyección: UTM Zona 18 S
Realizado por: Bustamante H. Yonatan	Revisado por: H. Tavera
<p>1 / 50 000</p>	Lámina N° 7.7

A continuación se presenta un análisis del riesgo para los poblados vulnerables de Yuracmayo, Chocna, Caruya y Rio Blanco, ubicados cerca al cauce del río Blanco.

1. Poblado Yuracmayo (Figuras 7-18, 7-19 y 7-20)

Ubicación Geográfica:

Está ubicado entre las Coordenadas: UTM WGS84: 373755 E, 8691093 S, 4300 msnm. a 500 metros aguas arriba de la presa Yuracmayo.

Elementos expuestos:

- Viviendas precarias, asentadas a 240 metros del río Blanco.
- Un puente pequeño ubicado a 350 metros aguas debajo de la presa.

Zona Clasificación: Riesgo Alto

Imágenes:

Figura 7-18: Datos descriptivos para la presa Yuracmayo





Figura 7-19: Vista panorámica del poblado de Yuracmayo



Figura 7-20: Inundación máxima en el poblado Yuracmayo

2. Poblado Chocna (Figuras 7-21 y 7-22)

Ubicación Geográfica:

Está ubicado entre las Coordenadas: UTM WGS84: 364807 E, 8697517 S, 3920 msnm.

Elementos expuestos:

- Viviendas, asentadas aproximadamente a 280 metros del río Blanco con una diferencia de elevación de 64 metros. EL máximo nivel de la onda de avenida genera una altura de agua máxima de 11.76 metros.

Zona Clasificación: Sin Riesgo

Imágenes:

Figura 7-21: Poblado de Chocna



Figura 7-22: Distancia promedio del poblado Chocna al río Blanco



3. Poblado Caruya (Figuras 7-23, 7-24 y 7-25)

Ubicación Geográfica: Esta ubicado entre las Coordenadas:
UTM WGS84: 363453 E, 8701174 N, 3,585msnm.

Elementos expuestos:

- Viviendas precarias, asentadas en ambas riberas del río Blanco, a 1 o 2 metros sobre este.
- 17 viviendas asentadas en margen derecho y 10 viviendas en margen izquierda.

Zona Clasificación: Riesgo Alto

Imágenes:

Figura 7-23: Ingreso al poblado de Caruya



Figura 7-24: Viviendas de Caruya en los márgenes del río Blanco.



Figura 7-25: Colegio inundado a los 54 minutos de generada la rotura de presa.



4. Poblado Rio Blanco (Figuras 7-26 y 7-27)

Ubicación Geográfica:

Está ubicado entre las Coordenadas: UTM WGS84: 362865 E, 8702515 S, 3510 msnm.

Elementos expuestos:

➤ Viviendas, asentadas aproximadamente a 35 metros del río Blanco y la carretera central. El máximo nivel de la onda de avenida genera una altura de agua máxima aproximada de 15.66 metros.

Zona Clasificación: Riesgo Alto

Imágenes:

Figura 7-2: Poblado Rio Blanco



Figura 7-27: Área de inundación en el poblado Rio Blanco a los 58 minutos.



CONCLUSIONES

El desarrollo del presente estudio ha permitido obtener las siguientes conclusiones:

1. El Perú existen muchas presas hidráulicas necesarias para el desarrollo, pero estas no cuentan con un plan de contingencia por rotura de presa. Este estudio propone una metodología para el análisis de riesgo a las poblaciones ubicadas en el cauce de los ríos, que de ocurrirse una rotura de presa, estas serían enormemente afectadas por la onda de avenida generada.
2. La veracidad de los datos, luego de la simulación de una rotura de presa de tierra, dependerá mucho de la escala topográfica, en otras palabras, mientras más real la topografía los resultados serán más detallados. Por tanto, es importante considerar los datos topográficos a una escala razonable para representar correctamente las variaciones del flujo del agua en cada tramo estudiado.
3. La aplicación de la metodología empleada a la rotura de la presa Yuracmayo, ha permitido obtener mapas alturas y velocidades del flujo, y con estos datos se generó un mapa de riesgo que representa la envolvente de todos los mapas de riesgo que se crearía en cada instante del avance de la onda de rotura.
4. Al realizar el presente trabajo se comprobó la limitación del modelo HEC-RAS a la hora de resolver la ecuación de movimiento en condiciones de flujo en régimen rápidamente variable, presentando inestabilidades en el momento de la rotura rápida de la presa, Para conseguir un modelo estable fue necesario bajar el paso de tiempo de cálculo hasta 3 segundos y reducir la precisión en el cálculo de la lamina de agua hasta 1 metro en el caso de rotura rápida. Teniendo en cuenta que las alturas de agua obtenidos fueron del orden de 18 metros que

nuestro objetivo no es tanto el mapa de inundación muy preciso si no la identificación de zonas de riesgo esta tolerancia es aceptable. De cualquier modo todos los modelos comerciales 1D disponibles en régimen variable presentarían problemas similares.

5. Los parámetros de las tolerancias de cálculo para conseguir un modelo estable fue el mismo para los dos escenarios simulados, por sobrevertimiento y tubificación, obteniéndose resultados similares y donde el escenario por sobrevertimiento genero un mayor flujo de agua.
6. Los resultados muestran que el modelo HEC-RAS posee todas las capacidades necesarias para realizar modelamiento numérico de rotura de presas según las condiciones detalladas en el presente trabajo. EL nivel de cálculo de este modelo esta a la altura del DAMBRK, que ha sido el referente hasta ahora para este tipo de estudios, ya que básicamente usan el mismo esquema de cálculo (Preissmann).
7. La extensión del ArcGIS HEC-GeoRAS facilita enormemente la realización del modelamiento numérico por rotura de presa, debido a que permite la interacción de la tecnología SIG con el HEC-RAS. Esta combinación agiliza el proceso de ingreso y obtención de datos y mejorar la calidad de los resultados.
8. Los poblados Yuracmayo, Caruya y Rio Blanco tienen un riesgo alto, debido a que el flujo de agua cubre parcialmente las viviendas de estos. Contrariamente a lo que sucede en el poblado de Chocna, donde no llega el agua, debido a que se encuentra a una altura fuera del alcance del pico máximo de la onda de rotura.
9. El tiempo promedio de arribo del pico máximo de la onda de rotura es de 54 minutos, para los dos escenarios, esto indica que la población

ubicada en los poblados de Yuracmayo, Caruya y Rio Blanco necesitara menos de este tiempo para evacuar las zonas de riesgo.

RECOMENDACIONES

A fin de complementar los resultados obtenidos en este estudio se proponen algunas recomendaciones para futuros desarrollos relacionados al modelamiento numérico de una onda de rotura de presa y para la estimación del riesgo que esta genera:

1. Conocer los conceptos e hipótesis que maneja el programa HEC-RAS, utilizándolos adecuadamente para representar el modelo lo más parecido a la realidad del sistema en estudio.
2. Es importante contar con una cantidad y variedad de datos, necesarios para correr el modelo, de no ser así se recomienda interpolar adecuadamente los datos disponibles con el fin de cumplir con los requerimientos del programa.
3. Definir todas las condiciones de borde y contorno adecuadamente antes de correr los modelos, puesto que ellas representan particularidades del mismo en lo que respecta a restricciones e ingreso de datos.
4. Generar planes de simulación variando los datos de tiempo y tolerancias de cálculo, a fin de analizar los resultados y buscar la solución más estable y más precisa posible. Para esto es importante entender las ecuaciones de Saint Venant, saber qué función cumple cada uno de sus parámetros y cuáles son sus tolerancias de cálculo.
5. Tener en cuenta que los resultados obtenidos en la modelación dependen del criterio y experiencia del modelador y no pueden ser tomados bajo ningún concepto como absolutos, sino como aproximaciones del comportamiento del modelo representado.

6. Se recomienda realizar estudios de rotura de presa similares, utilizando otros modelos numéricos que resuelven este sistema complejo y comparar los resultados, a fin de validar la información presentada.
7. Se debe considerar este tipo de estudios a la hora de realizar los planes de contingencia por rotura de presa y realizar el modelamiento respectivo para obtener los tiempos críticos de arribo y las características hidráulicas máximas para las zonas vulnerables, luego con estos datos realizar la estimación del riesgo.
8. De los resultados obtenidos por el modelamiento de la onda de rotura generada por el colapso de la presa de tierra Yuracmayo, se recomienda la instalación de un sistema de alerta temprana, la cual deberá tener como puntos principales las rutas y tiempos de evacuación en los poblados de Yuracmayo, Caruya y Río Blanco, ubicados aguas debajo de la presa. Además, se deberá brindar a la población capacitaciones sobre medidas de evacuación, primeros auxilios, seguridad entre otros.

ANEXO I

**HIDROGRAMAS OBTENIDOS POR EL MODELAMIENTO HIDRÁULICO
PARA LOS ESCENARIOS DE SOBREVERTIMIENTO Y TURIFICACIÓN**

A continuación se presentan algunos de los resultados más importantes obtenidos en el modelamiento hidráulico, estos son necesarios para realizar la clasificación de una presa en función de su riesgo potencial, o la redacción de un plan de emergencia de presa.

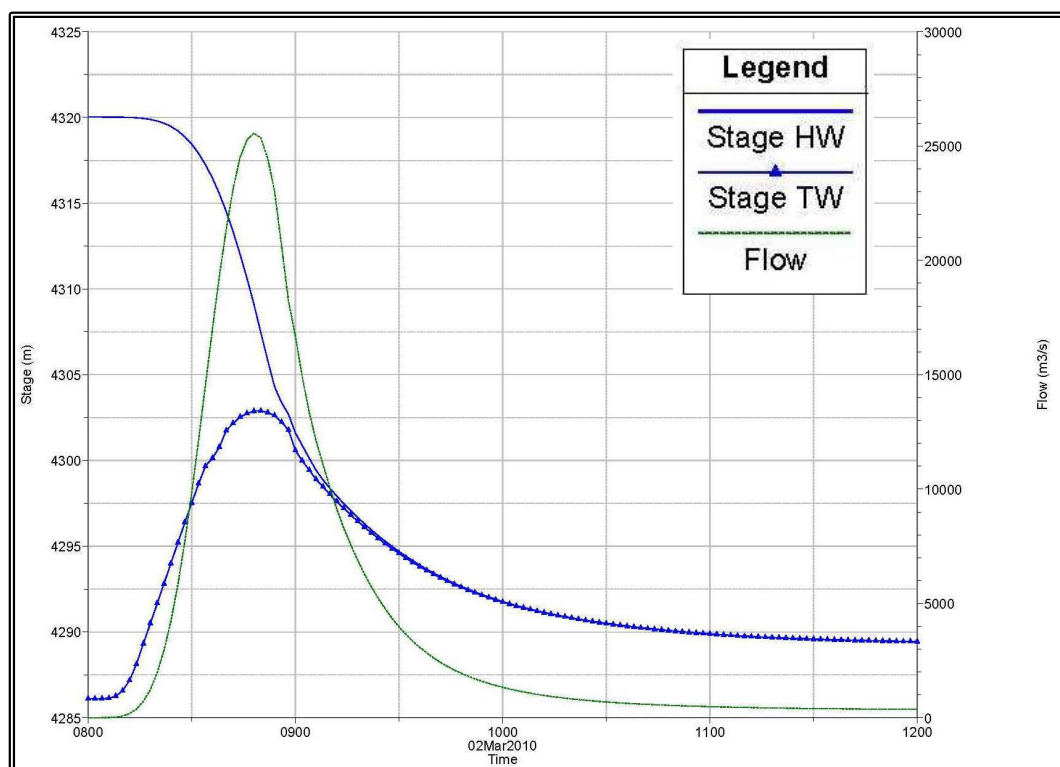
1. Hidrogramas

Los hidrogramas siguientes son los obtenidos luego del modelamiento numérico, estos pertenecen a las secciones transversales más importantes.

Primer escenario: Por sobrevertimiento

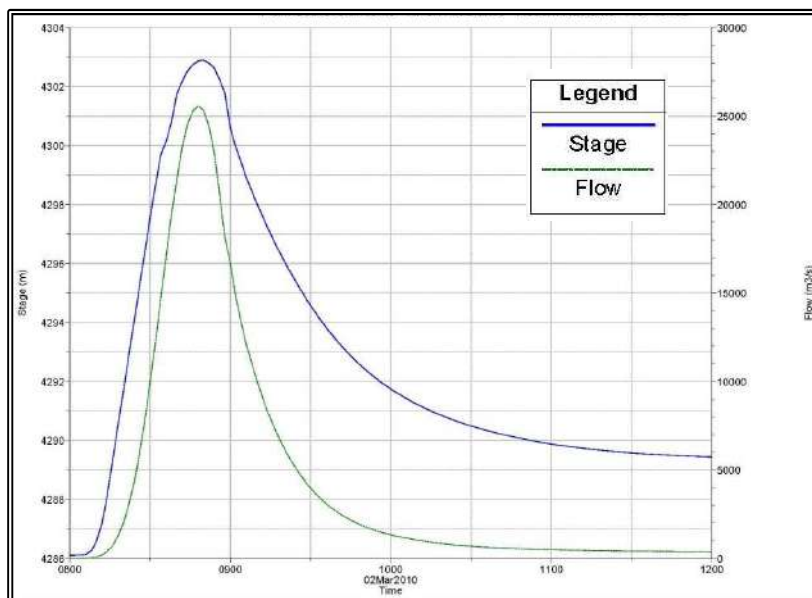
En la Figura A-1 se observa el hidrograma para la sección 19433 (ubicación de la presa), donde se observa la variación en función del tiempo del caudal (Flow), el nivel del agua (Stage HW) y el nivel del agua en la sección siguiente aguas abajo (Stage TW).

Figura A-1: Hidrograma en la sección 19433 (presa)



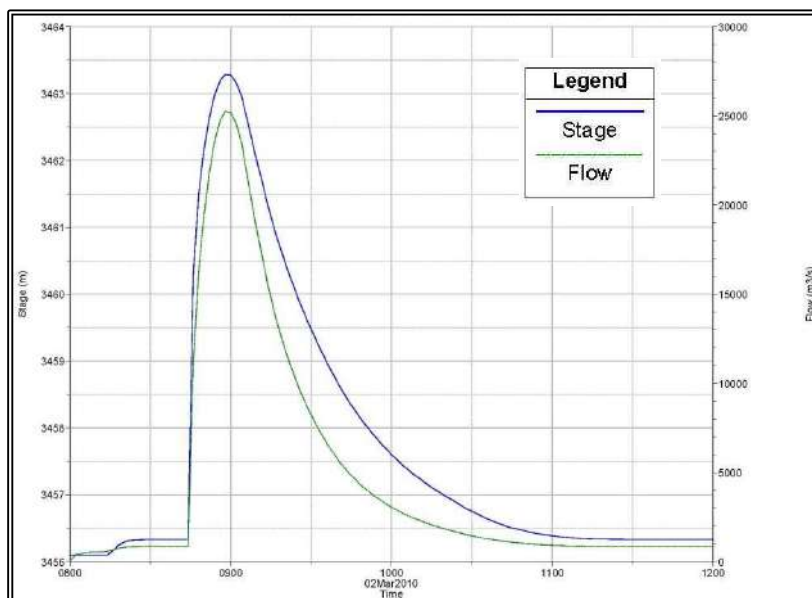
En la Figura A-2 se observa el hidrograma para la primera sección ubicada aguas debajo de la presa (sección 19432) donde la variación está en función del tiempo, del caudal (Flow) y el nivel del agua (Stage)

Figura A-2: Hidrograma en la sección 19432



En la Figura A-3 se observa el hidrograma para la última sección ubicada aguas abajo (sección 27) donde la variación está en función del tiempo, del caudal (Flow) y el nivel del agua (Stage)

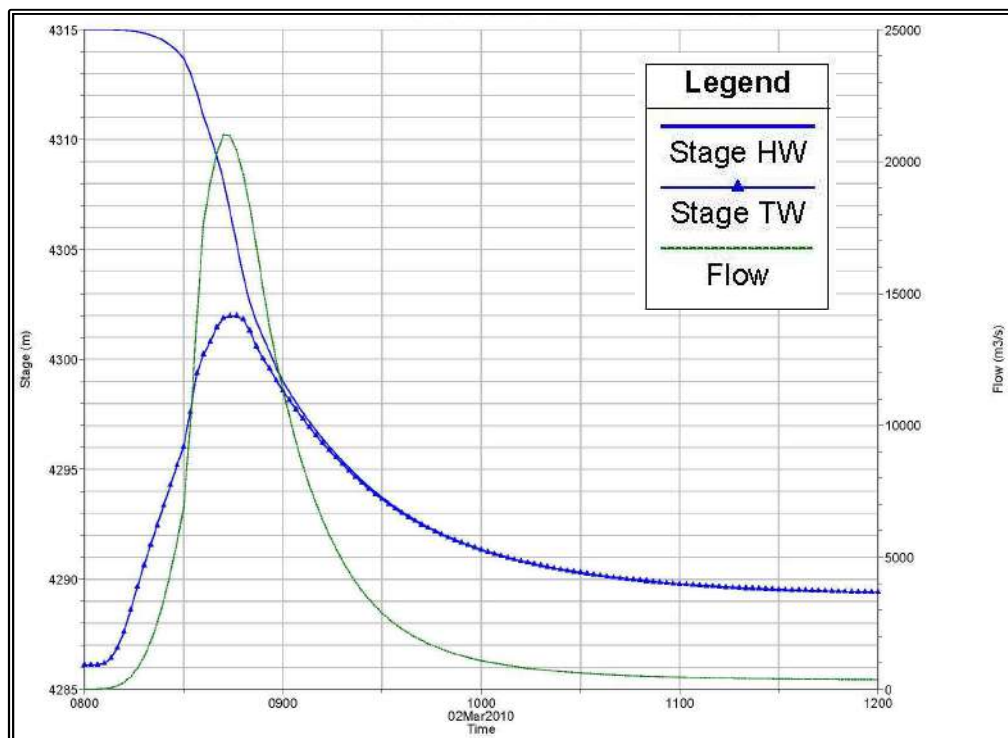
Figura A-3: Hidrograma en la sección 27



Segundo escenario: por Tubificación

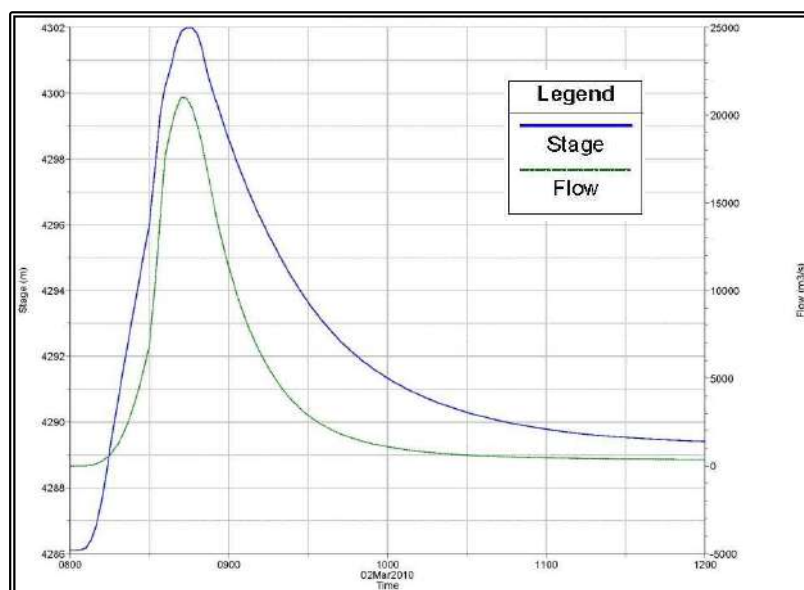
En la Figura A-4 se observa el hidrograma para la sección 19433 (ubicación de la presa), donde se observa, la variación en función del tiempo del caudal (Flow), el nivel del agua (Stage HW) y el nivel del agua en la sección siguiente aguas abajo (Stage TW).

Figura A-4: Hidrograma en la sección 19433 (presa)



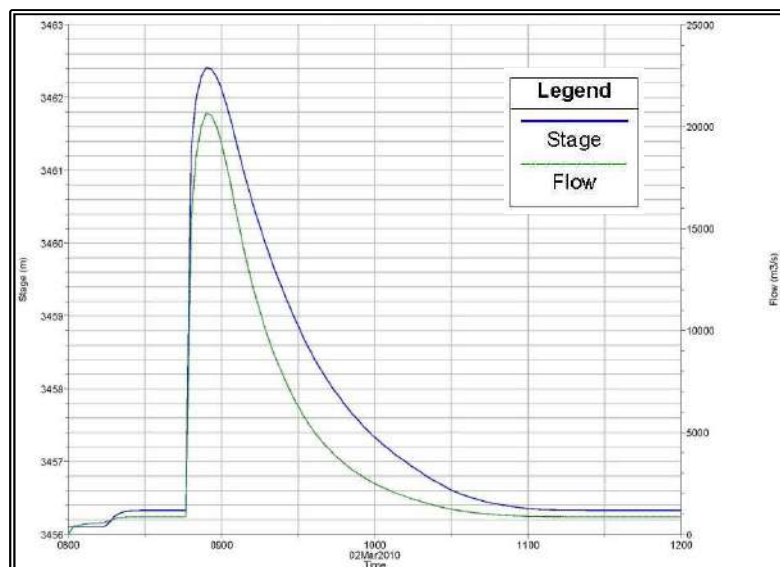
En la Figura A-2 se observa el hidrograma para la primera sección ubicada aguas debajo de la presa (sección 19432) donde la variación está en función del tiempo, del caudal (Flow) y el nivel del agua (Stage)

Figura A-5 : Hidrograma en la sección 19432



En la Figura A-6 se observa el hidrograma para la última sección ubicada aguas abajo (sección 27) donde la variación está en función del tiempo, del caudal (Flow) y el nivel del agua (Stage)

Figura A-6: Hidrograma en la sección 27



ANEXO II

**PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO BLANCO, AGUAS DEBAJO DE LA
PRESA YURACMAYO, PARA EL ESCENARIO POR SOBREVERTIMIENTO**

2. Perfil longitudinal

El la Figura A-7 se observa el perfil longitudinal del rio para el escenario por sobrevertimiento, debido a que en este escenario genera mayor inundación.

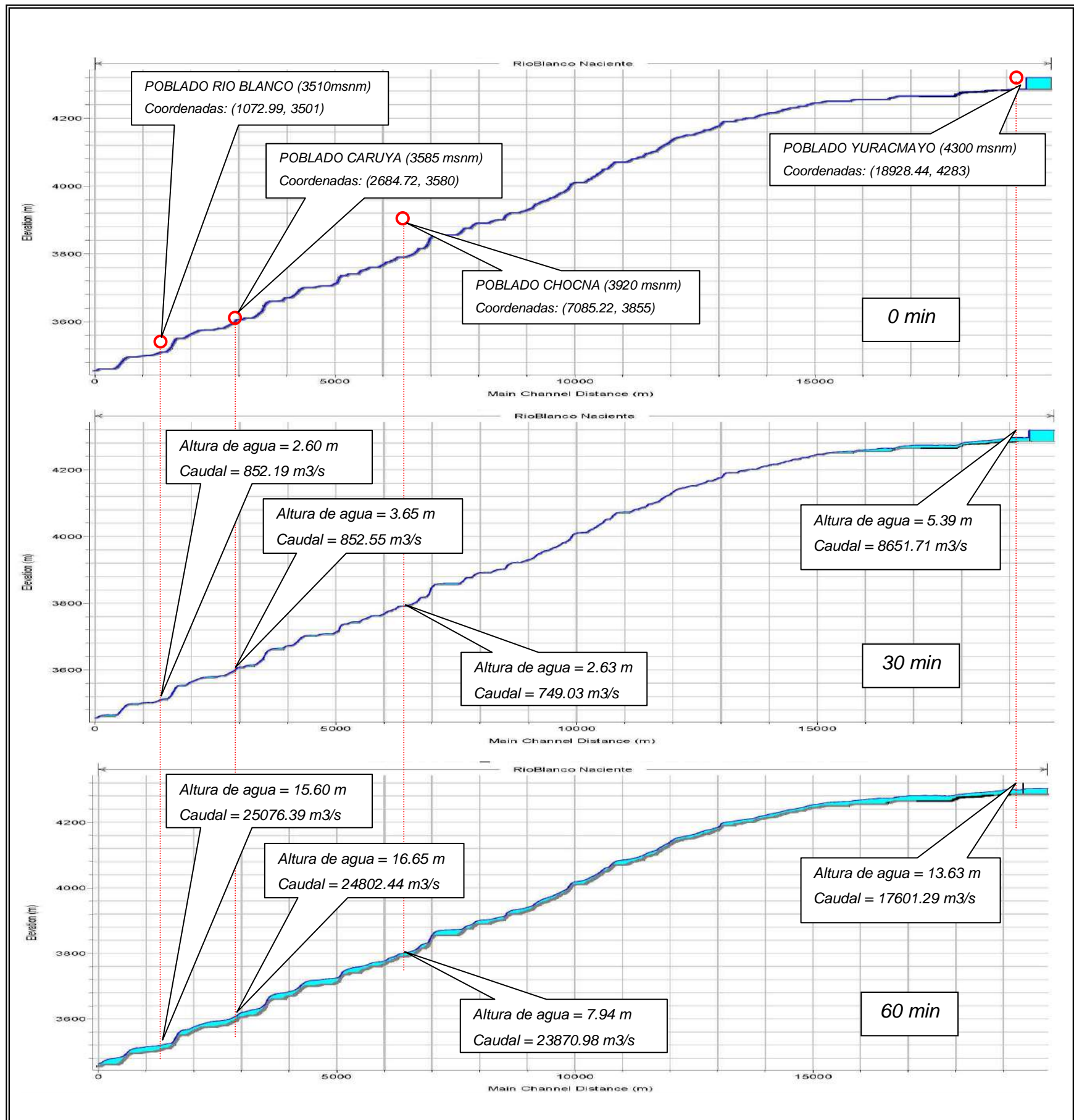


Figura A-7 Perfil longitudinal para los tiempos 30 y 50 minutos.

ANEXO III

PARAMETROS HIDRÁULICOS MÁS IMPORTANTES EN LAS SECCIONES TRANSVERSALES UBICADAS DEBAJO DE LA PRESA YURACMAYO, PARA EL ESCENARIO POR SOBREVERTIMIENTO

3. Resultados Generales

En la Tabla siguiente se muestra los valores de los parámetros hidráulicos más importantes.

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	19490	Max WS		2.72	4285	4320.03		4320.03	0	0	12790.33	575.44	0
rio Blanco	19490	02-Mar-10	08:00	2.65	4285	4320.03		4320.03	0	0	12790.33	575.44	0
rio Blanco	19490	02-Mar-10	08:30	9768.53	4285	4318.46		4318.51	0.000037	1.26	11905.74	558.77	0.07
rio Blanco	19490	02-Mar-10	08:40	21163.85	4285	4314.62		4314.90	0.000296	3.27	9835.80	520.76	0.19
rio Blanco	19490	02-Mar-10	08:50	25000.91	4285	4308.12		4309.04	0.001340	5.88	6585.90	478.49	0.39
rio Blanco	19490	02-Mar-10	08:54	22769.73	4285	4305.36		4306.58	0.002073	6.71	5289.89	452.06	0.48
rio Blanco	19490	02-Mar-10	08:58	18066.04	4285	4303.64		4304.67	0.001940	6.11	4543.04	416.44	0.46
rio Blanco	19490	02-Mar-10	09:00	16548.70	4285	4302.68		4303.72	0.002066	6.08	4152.62	398.34	0.47
rio Blanco	19490	02-Mar-10	09:30	3938.30	4285	4294.89		4295.37	0.001811	3.83	1515.85	273.32	0.4
rio Blanco	19451.3*	Max WS		2.55	4285	4320.03		4320.03	0.000000	0	12283.19	591.29	0
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	08:00	2.88	4285	4320.03		4320.03	0.000000	0	12283.19	591.29	0
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	08:30	9861.01	4285	4318.45		4318.50	0.000043	1.36	11362.40	577.32	0.08
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	08:40	21371.63	4285	4314.54		4314.90	0.000374	3.67	9167.45	545.58	0.22
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	08:50	25268.71	4285	4307.63		4309.11	0.001998	7.08	5625.49	478.13	0.48
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	08:54	22937.69	4285	4304.55		4306.69	0.003326	8.27	4248.34	413.33	0.6
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	08:58	18152.65	4285	4302.95		4304.77	0.003078	7.51	3625.34	374.81	0.57
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	09:00	16624.39	4285	4301.91		4303.83	0.003444	7.62	3243.80	359.51	0.6
rio Blanco	19451.3*	02-Mar-10	09:30	3962.28	4285	4294.71		4295.29	0.001926	3.9	1288.90	184.51	0.41
rio Blanco	19441.6*	Max WS		2.90	4285	4320.03	4285.12	4320.03	0.000000	0	12166.93	592.09	0
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	08:00	2.99	4285	4320.03	4285.13	4320.03	0.000000	0	12166.93	592.09	0
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	08:30	9884.59	4285	4318.44	4294.63	4318.49	0.000045	1.38	11240.43	579.20	0.08
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	08:40	21428.83	4285	4314.51	4298.41	4314.90	0.000390	3.74	9024.54	547.70	0.22
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	08:50	25341.65	4285	4307.46	4302.39	4309.14	0.002204	7.4	5378.16	476.80	0.5
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	08:54	22976.31	4285	4304.30	4301.74	4306.71	0.003657	8.6	4000.75	388.09	0.63
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	08:58	18172.07	4285	4302.70	4298.39	4304.81	0.003479	7.91	3397.94	365.39	0.61
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	09:00	16638.15	4285	4301.61	4297.85	4303.88	0.003979	8.1	3007.57	350.07	0.64
rio Blanco	19441.6*	02-Mar-10	09:30	3966.55	4285	4294.70	4290.77	4295.27	0.001863	3.83	1292.21	180.61	0.4

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	19433			Inl Struct									
rio Blanco	19432	Max WS		25115.82	4285	4302.94	4302.60	4307.10	0.006525	10.93	3356.62	363.95	0.83
rio Blanco	19432	02-Mar-10	08:00	2.99	4285	4286.10		4286.10	0.000010	0.05	58.79	83.68	0.02
rio Blanco	19432	02-Mar-10	08:30	9884.59	4285	4297.52		4299.29	0.004122	6.8	1834.25	197.81	0.62
rio Blanco	19432	02-Mar-10	08:40	21428.83	4285	4301.75	4299.59	4305.73	0.006627	10.51	2935.73	347.86	0.83
rio Blanco	19432	02-Mar-10	08:50	25341.65	4285	4302.90	4302.66	4307.18	0.006709	11.07	3343.31	363.45	0.84
rio Blanco	19432	02-Mar-10	08:54	22976.31	4285	4302.63		4306.37	0.005932	10.3	3247.39	359.84	0.79
rio Blanco	19432	02-Mar-10	08:58	18172.07	4285	4301.78		4304.62	0.004732	8.89	2944.23	348.19	0.7
rio Blanco	19432	02-Mar-10	09:00	16638.15	4285	4300.59		4303.79	0.005670	9.26	2541.87	332.10	0.76
rio Blanco	19432	02-Mar-10	09:30	3966.55	4285	4294.58		4295.15	0.001867	3.81	1283.37	177.76	0.4
rio Blanco	19356	Max WS		25526.64	4285	4301.65	4303.72	4308.33	0.012203	14.26	3028.15	514.74	1.12
rio Blanco	19356	02-Mar-10	08:00	2.61	4285	4286.10		4286.10	0.000008	0.05	53.74	71.61	0.02
rio Blanco	19356	02-Mar-10	08:30	9755.79	4285	4296.30		4298.91	0.007154	8.4	1487.56	176.99	0.81
rio Blanco	19356	02-Mar-10	08:40	21314.79	4285	4300.51	4302.83	4307.63	0.013200	14.14	2453.62	496.60	1.15
rio Blanco	19356	02-Mar-10	08:50	25354.46	4285	4301.63	4303.69	4308.26	0.012122	14.2	3018.80	514.51	1.12
rio Blanco	19356	02-Mar-10	08:54	23092.52	4285	4301.16	4303.21	4307.70	0.012009	13.87	2781.74	508.52	1.11
rio Blanco	19356	02-Mar-10	08:58	18173.64	4285	4300.08	4298.93	4305.78	0.010819	12.56	2246.27	463.38	1.04
rio Blanco	19356	02-Mar-10	09:00	16721.62	4285	4299.38		4303.39	0.008174	10.57	2055.31	195.28	0.9
rio Blanco	19356	02-Mar-10	09:30	3997.28	4285	4294.25		4295.00	0.002667	4.47	1134.06	166.19	0.48
rio Blanco	19298	Max WS		25456.33	4285	4301.97		4305.21	0.006884	10.83	3949.75	496.63	0.85
rio Blanco	19298	02-Mar-10	08:00	2.62	4285	4286.10		4286.10	0.000010	0.06	48.08	65.51	0.02
rio Blanco	19298	02-Mar-10	08:30	9672.97	4285	4296.65		4298.34	0.005019	7.15	1884.12	247.96	0.68
rio Blanco	19298	02-Mar-10	08:40	21223.37	4285	4300.16	4297.39	4304.10	0.009103	11.53	3081.36	465.79	0.95
rio Blanco	19298	02-Mar-10	08:50	25363.74	4285	4301.97		4305.19	0.006847	10.79	3946.64	496.49	0.84
rio Blanco	19298	02-Mar-10	08:54	23192.24	4285	4301.54		4304.58	0.006594	10.41	3735.43	486.99	0.82
rio Blanco	19298	02-Mar-10	08:58	18410.59	4285	4300.23		4303.13	0.006674	9.9	3112.73	466.75	0.82
rio Blanco	19298	02-Mar-10	09:00	16735.53	4285	4299.75		4302.41	0.006293	9.41	2897.99	423.09	0.79
rio Blanco	19298	02-Mar-10	09:30	4017.93	4285	4294.27		4294.85	0.002239	4.09	1333.39	215.61	0.44

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	19230	Max WS		25493.38	4285	4302.49		4304.57	0.005153	9.6	4559.15	501.26	0.74
rio Blanco	19230	02-Mar-10	08:00	2.61	4285	4286.10		4286.10	0.000011	0.06	45.47	57.74	0.02
rio Blanco	19230	02-Mar-10	08:30	9564.20	4285	4296.69		4298.05	0.004905	7.14	2106.30	312.98	0.67
rio Blanco	19230	02-Mar-10	08:40	21093.04	4285	4300.98		4303.09	0.005737	9.53	3823.64	474.72	0.76
rio Blanco	19230	02-Mar-10	08:50	25372.65	4285	4302.48		4304.55	0.005122	9.57	4553.04	500.93	0.73
rio Blanco	19230	02-Mar-10	08:54	23266.36	4285	4302.02		4303.97	0.004957	9.24	4326.17	492.24	0.72
rio Blanco	19230	02-Mar-10	08:58	18576.13	4285	4300.76		4302.50	0.004810	8.65	3716.96	470.92	0.7
rio Blanco	19230	02-Mar-10	09:00	16891.26	4285	4300.18		4301.88	0.004889	8.5	3447.14	461.17	0.7
rio Blanco	19230	02-Mar-10	09:30	4044.27	4285	4294.24		4294.72	0.002238	4.11	1453.81	248.19	0.44
rio Blanco	19162	Max WS		25496.71	4285	4302.64		4304.13	0.004390	8.76	4931.72	500.47	0.67
rio Blanco	19162	02-Mar-10	08:00	3.12	4285	4286.10		4286.10	0.000167	0.25	12.83	16.47	0.08
rio Blanco	19162	02-Mar-10	08:30	9389.65	4285	4296.70		4297.65	0.004525	6.75	2305.00	345.84	0.63
rio Blanco	19162	02-Mar-10	08:40	20933.65	4285	4301.17		4302.58	0.004750	8.6	4208.55	484.15	0.69
rio Blanco	19162	02-Mar-10	08:50	25384.93	4285	4302.62		4304.11	0.004371	8.74	4924.12	500.30	0.67
rio Blanco	19162	02-Mar-10	08:54	23376.66	4285	4302.15		4303.55	0.004289	8.5	4689.03	495.05	0.66
rio Blanco	19162	02-Mar-10	08:58	18678.77	4285	4300.85		4302.07	0.004233	8.01	4052.63	480.55	0.65
rio Blanco	19162	02-Mar-10	09:00	17003.47	4285	4300.27		4301.45	0.004323	7.89	3779.10	474.19	0.65
rio Blanco	19162	02-Mar-10	09:30	4080.27	4285	4294.17		4294.56	0.002454	4.21	1538.52	277.46	0.45
rio Blanco	19099	Max WS		25498.28	4284	4302.37		4303.88	0.004376	9.1	4838.40	466.40	0.68
rio Blanco	19099	02-Mar-10	08:00	2.63	4284	4285.10		4285.10	0.000193	0.28	10.34	12.15	0.09
rio Blanco	19099	02-Mar-10	08:30	9238.02	4284	4296.66		4297.40	0.003332	6.18	2505.49	338.44	0.56
rio Blanco	19099	02-Mar-10	08:40	20808.23	4284	4300.95		4302.30	0.004461	8.7	4185.77	448.49	0.68
rio Blanco	19099	02-Mar-10	08:50	25395.67	4284	4302.36		4303.86	0.004360	9.07	4831.18	466.21	0.68
rio Blanco	19099	02-Mar-10	08:54	23461.71	4284	4301.90		4303.31	0.004244	8.8	4619.34	460.47	0.67
rio Blanco	19099	02-Mar-10	08:58	18819.88	4284	4300.63		4301.83	0.004034	8.17	4045.69	444.56	0.64
rio Blanco	19099	02-Mar-10	09:00	17134.43	4284	4300.08		4301.20	0.004024	7.97	3799.66	437.56	0.64
rio Blanco	19099	02-Mar-10	09:30	4114.32	4284	4294.11		4294.45	0.002108	4.23	1689.59	305.17	0.43

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	19002	Max WS		25476.68	4283	4299.74	4298.67	4302.97	0.010546	13.35	3355.66	364.74	1.04
rio Blanco	19002	02-Mar-10	08:00	2.61	4283	4284.10		4284.10	0.000155	0.26	11.15	12.90	0.08
rio Blanco	19002	02-Mar-10	08:30	8741.46	4283	4295.35		4296.62	0.006418	8.5	1886.78	303.02	0.77
rio Blanco	19002	02-Mar-10	08:40	20366.10	4283	4298.71	4297.40	4301.33	0.009384	12.07	2986.18	350.51	0.97
rio Blanco	19002	02-Mar-10	08:50	25422.11	4283	4299.74	4298.66	4302.95	0.010520	13.33	3353.49	364.66	1.04
rio Blanco	19002	02-Mar-10	08:54	23699.26	4283	4299.47	4298.24	4302.44	0.009938	12.82	3256.19	360.97	1.01
rio Blanco	19002	02-Mar-10	08:58	19268.14	4283	4298.61		4301.01	0.008696	11.57	2949.94	349.09	0.94
rio Blanco	19002	02-Mar-10	09:00	17545.52	4283	4298.18		4300.40	0.008347	11.13	2802.19	343.21	0.91
rio Blanco	19002	02-Mar-10	09:30	4235.71	4283	4293.28		4293.96	0.004522	6.31	1289.53	273.31	0.63
rio Blanco	18990	Max WS		25486.78	4283	4298.89	4298.89	4303.05	0.014457	14.99	2985.58	347.49	1.2
rio Blanco	18990	02-Mar-10	08:00	2.63	4283	4284.10		4284.10	0.000135	0.24	12.09	13.89	0.07
rio Blanco	18990	02-Mar-10	08:30	8692.81	4283	4294.93		4296.49	0.008081	9.25	1719.37	291.44	0.86
rio Blanco	18990	02-Mar-10	08:40	20362.46	4283	4297.81	4297.58	4301.30	0.013396	13.77	2616.76	332.20	1.14
rio Blanco	18990	02-Mar-10	08:50	25423.93	4283	4298.89	4298.86	4303.03	0.014416	14.97	2983.40	347.40	1.2
rio Blanco	18990	02-Mar-10	08:54	23724.76	4283	4298.59	4298.44	4302.47	0.013849	14.49	2881.34	343.23	1.17
rio Blanco	18990	02-Mar-10	08:58	19307.85	4283	4297.78	4297.28	4300.95	0.012164	13.1	2607.67	331.81	1.09
rio Blanco	18990	02-Mar-10	09:00	17573.45	4283	4297.42	4296.81	4300.31	0.011510	12.54	2488.20	326.71	1.06
rio Blanco	18990	02-Mar-10	09:30	4249.10	4283	4293.04		4293.88	0.005481	6.79	1195.21	264.16	0.69
rio Blanco	18964	Max WS		25490.51	4283	4298.59	4299.16	4303.49	0.017600	16.48	2770.02	334.40	1.33
rio Blanco	18964	02-Mar-10	08:00	2.63	4283	4284.10		4284.10	0.000118	0.23	12.70	14.12	0.07
rio Blanco	18964	02-Mar-10	08:30	8667.84	4283	4294.31	4294.06	4296.49	0.012083	11.02	1474.30	271.54	1.05
rio Blanco	18964	02-Mar-10	08:40	20338.77	4283	4297.38	4297.86	4301.68	0.017190	15.43	2378.04	316.73	1.3
rio Blanco	18964	02-Mar-10	08:50	25425.56	4283	4298.58	4299.13	4303.47	0.017565	16.46	2766.94	334.27	1.33
rio Blanco	18964	02-Mar-10	08:54	23738.21	4283	4298.24	4298.78	4302.89	0.017230	16.06	2652.69	329.21	1.31
rio Blanco	18964	02-Mar-10	08:58	19326.56	4283	4297.23	4297.57	4301.28	0.016440	14.99	2329.94	314.49	1.27
rio Blanco	18964	02-Mar-10	09:00	17590.14	4283	4296.79	4297.07	4300.61	0.016165	14.55	2192.37	308.00	1.25
rio Blanco	18964	02-Mar-10	09:30	4255.82	4283	4292.77		4293.84	0.007192	7.71	1073.79	248.87	0.79

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	18955	Max WS		25487.52	4283	4298.42	4299.38	4303.85	0.019634	17.32	2645.13	324.27	1.41
rio Blanco	18955	02-Mar-10	08:00	2.50	4283	4284.10		4284.10	0.000100	0.21	13.02	14.49	0.06
rio Blanco	18955	02-Mar-10	08:30	8651.71	4283	4293.93	4294.17	4296.63	0.015485	12.23	1336.18	258.39	1.18
rio Blanco	18955	02-Mar-10	08:40	20317.09	4283	4297.22	4298.02	4301.99	0.019226	16.24	2266.29	306.72	1.37
rio Blanco	18955	02-Mar-10	08:50	25426.04	4283	4298.41	4299.36	4303.83	0.019621	17.31	2641.18	324.10	1.41
rio Blanco	18955	02-Mar-10	08:54	23746.96	4283	4298.07	4298.95	4303.23	0.019249	16.89	2532.42	319.16	1.39
rio Blanco	18955	02-Mar-10	08:58	19338.91	4283	4297.07	4297.74	4301.58	0.018421	15.79	2221.53	304.57	1.34
rio Blanco	18955	02-Mar-10	09:00	17601.29	4283	4296.64	4297.25	4300.89	0.018127	15.33	2089.31	298.13	1.33
rio Blanco	18955	02-Mar-10	09:30	4259.89	4283	4292.53		4293.83	0.008825	8.43	989.01	237.83	0.87
rio Blanco	18943	Max WS		25489.12	4282.92	4298.31	4299.60	4304.16	0.020503	17.65	2584.28	319.82	1.44
rio Blanco	18943	02-Mar-10	08:00	4.02	4282.92	4284.02		4284.02	0.000169	0.27	16.93	19.53	0.08
rio Blanco	18943	02-Mar-10	08:30	8642.76	4282.92	4293.73	4294.24	4296.81	0.016774	12.61	1278.87	251.23	1.23
rio Blanco	18943	02-Mar-10	08:40	20304.68	4282.92	4297.11	4298.18	4302.27	0.020030	16.52	2211.96	301.86	1.4
rio Blanco	18943	02-Mar-10	08:50	25426.27	4282.92	4298.30	4299.58	4304.14	0.020467	17.63	2581.33	319.68	1.44
rio Blanco	18943	02-Mar-10	08:54	23752.09	4282.92	4297.96	4299.08	4303.53	0.020088	17.21	2474.09	314.62	1.42
rio Blanco	18943	02-Mar-10	08:58	19346.08	4282.92	4296.97	4297.90	4301.85	0.019182	16.06	2169.79	299.75	1.37
rio Blanco	18943	02-Mar-10	09:00	17607.98	4282.92	4296.53	4297.39	4301.14	0.018874	15.6	2039.64	293.16	1.35
rio Blanco	18943	02-Mar-10	09:30	4262.18	4282.92	4292.33		4293.84	0.009628	8.7	941.38	230.20	0.91
rio Blanco	18366	Max WS		25477.83	4277	4290.85	4294.62	4303.69	0.013559	21.44	1928.75	294.30	1.88
rio Blanco	18366	02-Mar-10	08:00	5.89	4277	4278.10		4278.10	0.000086	0.26	22.97	32.39	0.09
rio Blanco	18366	02-Mar-10	08:30	7788.63	4277	4285.85	4288.70	4292.73	0.010830	13.97	754.78	142.25	1.55
rio Blanco	18366	02-Mar-10	08:40	19624.77	4277	4289.57	4293.10	4301.83	0.014156	20.48	1561.68	276.55	1.89
rio Blanco	18366	02-Mar-10	08:50	25460.59	4277	4290.84	4294.63	4303.68	0.013558	21.43	1927.87	294.28	1.88
rio Blanco	18366	02-Mar-10	08:54	24095.34	4277	4290.59	4294.26	4303.20	0.013564	21.16	1853.66	292.37	1.87
rio Blanco	18366	02-Mar-10	08:58	20012.24	4277	4289.73	4293.21	4301.77	0.013771	20.37	1604.97	280.69	1.87
rio Blanco	18366	02-Mar-10	09:00	18187.36	4277	4289.28	4292.71	4300.99	0.013794	19.89	1482.70	268.85	1.86
rio Blanco	18366	02-Mar-10	09:30	4436.08	4277	4284.24	4285.53	4288.51	0.008554	10.74	541.60	122.42	1.33

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	18233	Max WS		25476.04	4277	4288.98	4293.00	4302.29	0.017334	22.72	1771.41	269.07	2.1
rio Blanco	18233	02-Mar-10	08:00	3.38	4277	4278.10		4278.10	0.000009	0.1	39.92	50.25	0.03
rio Blanco	18233	02-Mar-10	08:30	7654.23	4277	4284.25	4286.31	4290.79	0.014669	14.88	752.46	172.29	1.78
rio Blanco	18233	02-Mar-10	08:40	19527.72	4277	4287.66	4291.45	4299.41	0.017408	21.05	1437.07	237.04	2.07
rio Blanco	18233	02-Mar-10	08:50	25464.87	4277	4288.98	4292.99	4302.28	0.017339	22.72	1770.61	269.00	2.1
rio Blanco	18233	02-Mar-10	08:54	24160.45	4277	4288.73	4292.68	4301.66	0.017266	22.34	1702.52	262.94	2.09
rio Blanco	18233	02-Mar-10	08:58	20143.03	4277	4287.87	4291.62	4299.60	0.017034	21.08	1485.28	242.16	2.05
rio Blanco	18233	02-Mar-10	09:00	18285.19	4277	4287.42	4291.13	4298.54	0.016889	20.41	1380.73	230.88	2.03
rio Blanco	18233	02-Mar-10	09:30	4463.96	4277	4282.88	4284.33	4287.50	0.013241	12.27	529.54	153.71	1.63
rio Blanco	17250	Max WS		25382.75	4265	4283.12		4285.36	0.001000	7.16	4136.81	300.29	0.54
rio Blanco	17250	02-Mar-10	08:00	2.60	4265	4266.10		4266.10	0.000000	0.02	133.83	138.21	0.01
rio Blanco	17250	02-Mar-10	08:30	5388.28	4265	4274.33		4274.86	0.000549	3.36	1769.14	238.49	0.36
rio Blanco	17250	02-Mar-10	08:40	18206.45	4265	4280.83		4282.45	0.000855	6.04	3469.61	283.63	0.49
rio Blanco	17250	02-Mar-10	08:50	25376.78	4265	4283.11		4285.35	0.001002	7.16	4133.15	300.20	0.54
rio Blanco	17250	02-Mar-10	08:54	24633.41	4265	4282.97		4285.12	0.000971	7.02	4092.02	299.19	0.53
rio Blanco	17250	02-Mar-10	08:58	21199.11	4265	4282.10		4283.91	0.000867	6.41	3834.86	292.76	0.5
rio Blanco	17250	02-Mar-10	09:00	19145.06	4265	4281.50		4283.11	0.000809	6.04	3661.29	288.34	0.48
rio Blanco	17250	02-Mar-10	09:30	4844.05	4265	4275.01		4275.37	0.000341	2.78	1932.32	243.89	0.29
rio Blanco	16845	Max WS		25380.93	4265	4279.12	4284.21	4294.16	0.011434	20.04	1674.73	191.29	1.75
rio Blanco	16845	02-Mar-10	08:00	2.63	4265	4266.10		4266.10	0.000005	0.07	38.31	42.94	0.02
rio Blanco	16845	02-Mar-10	08:30	4158.61	4265	4271.79	4272.76	4275.64	0.007209	9.38	527.08	122.49	1.22
rio Blanco	16845	02-Mar-10	08:40	17612.09	4265	4277.06	4280.88	4288.89	0.010831	17.46	1301.85	171.52	1.65
rio Blanco	16845	02-Mar-10	08:50	25325.52	4265	4279.10	4284.18	4294.13	0.011448	20.04	1671.20	191.10	1.75
rio Blanco	16845	02-Mar-10	08:54	24739.96	4265	4278.98	4283.46	4293.71	0.011329	19.81	1648.58	189.92	1.74
rio Blanco	16845	02-Mar-10	08:58	21688.34	4265	4278.26	4282.69	4291.63	0.010954	18.76	1512.84	182.71	1.69
rio Blanco	16845	02-Mar-10	09:00	19554.12	4265	4277.70	4281.78	4290.13	0.010709	18	1412.46	177.41	1.66
rio Blanco	16845	02-Mar-10	09:30	5018.53	4265	4272.42	4273.49	4276.68	0.007115	9.96	606.54	128.15	1.23

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	15880	Max WS		25364.69	4255	4267.50	4274.95	4293.65	0.021155	23.94	1202.07	136.87	2.3
rio Blanco	15880	02-Mar-10	08:00	2.70	4255	4256.10		4256.10	0.000006	0.08	35.49	40.38	0.03
rio Blanco	15880	02-Mar-10	08:30	2126.50	4255	4259.04	4260.57	4263.99	0.022689	9.88	217.95	83.68	1.89
rio Blanco	15880	02-Mar-10	08:40	16511.95	4255	4265.02	4270.88	4285.57	0.022705	20.94	875.05	127.05	2.28
rio Blanco	15880	02-Mar-10	08:50	25150.06	4255	4267.44	4274.89	4293.50	0.021226	23.89	1193.73	136.63	2.3
rio Blanco	15880	02-Mar-10	08:54	24953.70	4255	4267.41	4274.79	4293.24	0.021111	23.78	1189.54	136.51	2.29
rio Blanco	15880	02-Mar-10	08:58	22422.83	4255	4266.78	4273.69	4290.86	0.021161	22.89	1104.63	134.02	2.27
rio Blanco	15880	02-Mar-10	09:00	20300.13	4255	4266.21	4272.70	4288.89	0.021374	22.15	1028.49	131.74	2.26
rio Blanco	15880	02-Mar-10	09:30	5316.25	4255	4260.94	4263.76	4270.52	0.023775	13.91	400.60	104.61	2.1
rio Blanco	14788	Max WS		25359.26	4235	4246.26	4253.62	4272.38	0.022819	23.01	1161.28	134.91	2.34
rio Blanco	14788	02-Mar-10	08:00	2.66	4235	4236.10		4236.10	0.000005	0.06	41.87	49.61	0.02
rio Blanco	14788	02-Mar-10	08:30	787.79	4235	4237.63	4237.99	4239.10	0.013645	5.38	146.56	90.04	1.34
rio Blanco	14788	02-Mar-10	08:40	15539.30	4235	4244.08	4249.09	4261.03	0.020457	18.42	874.18	127.25	2.13
rio Blanco	14788	02-Mar-10	08:50	24976.40	4235	4246.18	4253.46	4271.98	0.022767	22.86	1150.60	134.67	2.34
rio Blanco	14788	02-Mar-10	08:54	25129.68	4235	4246.22	4253.54	4272.12	0.022749	22.91	1155.54	134.78	2.34
rio Blanco	14788	02-Mar-10	08:58	22992.41	4235	4245.79	4252.64	4269.72	0.022264	21.99	1097.88	133.48	2.3
rio Blanco	14788	02-Mar-10	09:00	20951.87	4235	4245.36	4251.70	4267.40	0.021793	21.08	1040.40	132.17	2.25
rio Blanco	14788	02-Mar-10	09:30	5530.60	4235	4240.93	4242.89	4247.47	0.015786	11.36	492.42	115.44	1.71
rio Blanco	13763	Max WS		25356.54	4200	4212.53	4220.00	4239.57	0.022275	23.97	1190.23	150.28	2.34
rio Blanco	13763	02-Mar-10	08:00	5.19	4200	4201.10		4201.10	0.000017	0.13	39.70	42.31	0.04
rio Blanco	13763	02-Mar-10	08:30	592.96	4200	4202.68	4202.84	4203.92	0.008753	4.93	120.25	60.01	1.11
rio Blanco	13763	02-Mar-10	08:40	14758.52	4200	4209.93	4215.27	4228.33	0.021102	19.39	821.96	132.99	2.17
rio Blanco	13763	02-Mar-10	08:50	24830.22	4200	4212.40	4219.89	4239.11	0.022297	23.8	1171.93	149.51	2.33
rio Blanco	13763	02-Mar-10	08:54	25244.34	4200	4212.50	4220.00	4239.45	0.022245	23.92	1187.01	150.15	2.34
rio Blanco	13763	02-Mar-10	08:58	23405.77	4200	4212.11	4219.31	4237.60	0.021980	23.19	1128.90	147.68	2.31
rio Blanco	13763	02-Mar-10	09:00	21458.13	4200	4211.68	4218.42	4235.58	0.021706	22.39	1065.17	144.80	2.28
rio Blanco	13763	02-Mar-10	09:30	5694.63	4200	4206.78	4209.37	4215.01	0.017561	12.74	453.22	100.97	1.83

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	12505	Max WS		25353.27	4150.62	4163.32	4174.04	4209.23	0.038087	30.54	883.68	103.92	3.02
rio Blanco	12505	02-Mar-10	08:00	3.32	4150.62	4151.72		4151.72	0.000027	0.14	23.64	32.54	0.05
rio Blanco	12505	02-Mar-10	08:30	660.41	4150.62	4153.27	4154.22	4156.29	0.024884	7.7	85.82	47.97	1.84
rio Blanco	12505	02-Mar-10	08:40	13763.26	4150.62	4160.34	4167.61	4188.86	0.036358	23.82	594.10	90.33	2.79
rio Blanco	12505	02-Mar-10	08:50	24595.66	4150.62	4163.14	4173.67	4208.05	0.038047	30.18	865.68	103.16	3.01
rio Blanco	12505	02-Mar-10	08:54	25324.78	4150.62	4163.31	4174.02	4209.18	0.038079	30.52	883.06	103.90	3.02
rio Blanco	12505	02-Mar-10	08:58	23830.28	4150.62	4162.98	4173.25	4206.72	0.037822	29.77	848.76	102.43	3
rio Blanco	12505	02-Mar-10	09:00	22071.46	4150.62	4162.57	4172.38	4203.75	0.037497	28.84	807.63	100.64	2.96
rio Blanco	12505	02-Mar-10	09:30	5924.35	4150.62	4157.45	4161.44	4171.88	0.031907	16.85	354.09	75.87	2.44
rio Blanco	11585	Max WS		25352.02	4096.12	4108.74	4121.50	4173.69	0.056735	36.51	749.04	92.84	3.66
rio Blanco	11585	02-Mar-10	08:00	3.00	4096.12	4097.22		4097.22	0.000048	0.18	16.49	23.45	0.07
rio Blanco	11585	02-Mar-10	08:30	660.18	4096.12	4098.90	4100.23	4103.45	0.039377	9.45	69.86	40.42	2.29
rio Blanco	11585	02-Mar-10	08:40	13140.77	4096.12	4105.69	4114.19	4144.76	0.053645	27.96	487.22	79.09	3.36
rio Blanco	11585	02-Mar-10	08:50	24415.04	4096.12	4108.53	4120.95	4171.75	0.056657	35.99	729.87	91.89	3.65
rio Blanco	11585	02-Mar-10	08:54	25346.09	4096.12	4108.73	4121.49	4173.71	0.056774	36.52	748.73	92.83	3.67
rio Blanco	11585	02-Mar-10	08:58	24047.58	4096.12	4108.45	4120.78	4170.90	0.056497	35.75	722.88	91.54	3.64
rio Blanco	11585	02-Mar-10	09:00	22424.43	4096.12	4108.09	4119.93	4167.31	0.056147	34.76	690.00	89.88	3.61
rio Blanco	11585	02-Mar-10	09:30	6055.37	4096.12	4103.10	4108.21	4124.42	0.047967	20.51	298.87	65.68	2.98
rio Blanco	10570	Max WS		25349.47	4040	4050.44	4065.27	4152.17	0.105953	45.41	592.51	81.87	4.88
rio Blanco	10570	02-Mar-10	08:00	6.93	4040	4041.10		4041.10	0.000043	0.21	32.46	33.04	0.07
rio Blanco	10570	02-Mar-10	08:30	669.54	4040	4041.72	4043.49	4049.48	0.084010	12.34	54.25	37.05	3.26
rio Blanco	10570	02-Mar-10	08:40	12429.78	4040	4047.57	4057.32	4105.45	0.099707	33.88	374.98	69.61	4.44
rio Blanco	10570	02-Mar-10	08:50	24203.10	4040	4050.22	4064.65	4148.42	0.105563	44.57	574.64	80.99	4.85
rio Blanco	10570	02-Mar-10	08:54	25349.85	4040	4050.44	4065.28	4152.17	0.105956	45.41	592.51	81.87	4.88
rio Blanco	10570	02-Mar-10	08:58	24259.96	4040	4050.23	4064.69	4148.57	0.105531	44.6	575.63	81.04	4.85
rio Blanco	10570	02-Mar-10	09:00	22784.33	4040	4049.95	4063.90	4143.58	0.104858	43.47	552.57	79.88	4.81
rio Blanco	10570	02-Mar-10	09:30	6195.44	4040	4045.53	4051.78	4079.16	0.091908	25.71	242.37	60.66	4.02

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	9573	Max WS		25348.57	3965	3976.67	3987.62	4026.33	0.043258	31.84	852.13	103.71	3.21
rio Blanco	9573	02-Mar-10	08:00	5.18	3965	3966.10		3966.10	0.000018	0.14	37.68	39.10	0.04
rio Blanco	9573	02-Mar-10	08:30	710.89	3965	3967.41	3968.28	3970.17	0.020888	7.35	96.67	50.69	1.7
rio Blanco	9573	02-Mar-10	08:40	11720.75	3965	3973.21	3979.91	4000.55	0.040763	23.29	516.44	89.12	2.9
rio Blanco	9573	02-Mar-10	08:50	23999.66	3965	3976.37	3986.95	4024.11	0.043184	31.18	821.29	102.67	3.19
rio Blanco	9573	02-Mar-10	08:54	25339.36	3965	3976.67	3987.62	4026.32	0.043276	31.84	851.79	103.70	3.21
rio Blanco	9573	02-Mar-10	08:58	24434.82	3965	3976.47	3987.14	4024.79	0.043156	31.38	831.64	103.02	3.2
rio Blanco	9573	02-Mar-10	09:00	23091.65	3965	3976.17	3986.48	4022.51	0.043007	30.69	801.04	101.99	3.17
rio Blanco	9573	02-Mar-10	09:30	6328.78	3965	3971.34	3975.62	3987.36	0.036914	17.75	358.91	79.66	2.61
rio Blanco	8539	Max WS		25347.39	3900.82	3913.50	3925.09	3964.20	0.041090	32.12	836.35	91.16	3.14
rio Blanco	8539	02-Mar-10	08:00	9.70	3900.82	3901.92		3901.93	0.000234	0.39	24.98	37.41	0.15
rio Blanco	8539	02-Mar-10	08:30	710.90	3900.82	3903.27	3904.42	3907.07	0.032873	8.63	82.36	47.59	2.09
rio Blanco	8539	02-Mar-10	08:40	10935.73	3900.82	3909.45	3916.08	3935.83	0.039624	22.94	489.47	79.85	2.85
rio Blanco	8539	02-Mar-10	08:50	23784.63	3900.82	3913.12	3924.25	3961.43	0.040983	31.33	802.38	90.16	3.12
rio Blanco	8539	02-Mar-10	08:54	25313.10	3900.82	3913.49	3925.06	3964.12	0.041059	32.1	835.81	91.14	3.14
rio Blanco	8539	02-Mar-10	08:58	24589.94	3900.82	3913.32	3924.68	3962.80	0.040948	31.72	820.57	90.70	3.13
rio Blanco	8539	02-Mar-10	09:00	23375.84	3900.82	3913.04	3924.03	3960.57	0.040752	31.06	794.69	89.93	3.11
rio Blanco	8539	02-Mar-10	09:30	6479.35	3900.82	3907.65	3912.24	3925.34	0.037139	18.71	351.99	73.00	2.65
rio Blanco	7516	Max WS		25340.86	3855	3872.52	3873.33	3880.24	0.003719	13.3	2241.14	171.93	1.03
rio Blanco	7516	02-Mar-10	08:00	2.62	3855	3856.10		3856.10	0.000001	0.04	66.12	66.88	0.01
rio Blanco	7516	02-Mar-10	08:30	749.09	3855	3860.02		3860.19	0.000434	1.86	418.90	110.92	0.28
rio Blanco	7516	02-Mar-10	08:40	9560.15	3855	3867.54		3870.20	0.001955	7.64	1427.37	153.37	0.71
rio Blanco	7516	02-Mar-10	08:50	23461.63	3855	3871.95	3872.61	3879.18	0.003632	12.85	2143.56	170.43	1.01
rio Blanco	7516	02-Mar-10	08:54	25246.65	3855	3872.49	3873.28	3880.19	0.003722	13.29	2234.85	171.84	1.03
rio Blanco	7516	02-Mar-10	08:58	24763.66	3855	3872.38	3873.13	3879.91	0.003668	13.13	2216.55	171.55	1.02
rio Blanco	7516	02-Mar-10	09:00	23707.99	3855	3872.11	3872.69	3879.31	0.003580	12.83	2169.57	170.83	1.01
rio Blanco	7516	02-Mar-10	09:30	6695.62	3855	3866.64		3868.22	0.001287	5.88	1289.76	149.58	0.57

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	7142	Max WS		25338.94	3855	3868.07	3880.43	3921.06	0.038165	32.79	824.26	85.70	3.05
rio Blanco	7142	02-Mar-10	08:00	2.63	3855	3856.10		3856.10	0.000003	0.06	43.86	42.28	0.02
rio Blanco	7142	02-Mar-10	08:30	749.10	3855	3857.92	3858.21	3859.66	0.009121	5.84	128.24	50.30	1.17
rio Blanco	7142	02-Mar-10	08:40	8596.17	3855	3863.32	3868.76	3882.05	0.026098	19.23	453.85	69.70	2.31
rio Blanco	7142	02-Mar-10	08:50	23278.61	3855	3867.61	3879.28	3916.60	0.037099	31.48	784.89	84.18	2.98
rio Blanco	7142	02-Mar-10	08:54	25200.40	3855	3868.04	3880.33	3920.76	0.038097	32.7	821.63	85.60	3.04
rio Blanco	7142	02-Mar-10	08:58	24842.35	3855	3867.96	3880.14	3919.99	0.037915	32.48	814.87	85.34	3.03
rio Blanco	7142	02-Mar-10	09:00	23866.05	3855	3867.75	3879.61	3917.85	0.037377	31.85	796.48	84.63	3
rio Blanco	7142	02-Mar-10	09:30	6801.25	3855	3862.56	3866.98	3877.37	0.023949	17.08	402.18	67.09	2.17
rio Blanco	7134.5*	Max WS		25339.03	3855	3867.78	3880.33	3923.15	0.040792	33.44	803.29	84.18	3.14
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	08:00	2.63	3855	3856.10		3856.10	0.000003	0.06	45.42	43.57	0.02
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	08:30	749.03	3855	3857.85	3858.15	3859.59	0.009272	5.84	128.17	50.85	1.18
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	08:40	8587.33	3855	3863.11	3868.65	3882.44	0.027683	19.52	445.30	68.91	2.37
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	08:50	23276.88	3855	3867.33	3879.27	3918.45	0.039613	32.08	765.38	82.73	3.07
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	08:54	25200.05	3855	3867.75	3880.37	3922.84	0.040720	33.35	800.74	84.08	3.13
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	08:58	24843.07	3855	3867.68	3880.15	3922.02	0.040506	33.12	794.34	83.84	3.12
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	09:00	23867.39	3855	3867.46	3879.61	3919.79	0.039933	32.47	776.52	83.16	3.09
rio Blanco	7134.5*	02-Mar-10	09:30	6802.36	3855	3862.37	3866.89	3877.67	0.025350	17.36	395.14	66.54	2.23
rio Blanco	7127.*	Max WS		25338.89	3855	3867.47	3880.41	3925.49	0.043915	34.16	781.75	82.78	3.24
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	08:00	2.63	3855	3856.10		3856.10	0.000003	0.06	47.00	44.87	0.02
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	08:30	749.03	3855	3857.78	3858.09	3859.53	0.009457	5.85	128.03	51.46	1.18
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	08:40	8578.75	3855	3862.90	3868.55	3882.91	0.029538	19.85	436.44	68.29	2.44
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	08:50	23275.24	3855	3867.03	3879.22	3920.55	0.042619	32.76	745.22	81.39	3.17
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	08:54	25199.71	3855	3867.44	3880.35	3925.14	0.043804	34.06	779.48	82.69	3.23
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	08:58	24843.74	3855	3867.37	3880.13	3924.29	0.043594	33.83	773.19	82.45	3.22
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	09:00	23868.58	3855	3867.16	3879.56	3921.93	0.042944	33.16	756.18	81.81	3.19
rio Blanco	7127.*	02-Mar-10	09:30	6803.45	3855	3862.18	3866.80	3878.02	0.026897	17.65	387.90	66.09	2.29

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	7119.5*	Max WS		25337.31	3855	3867.13	3880.37	3928.14	0.047653	34.97	759.46	81.47	3.36
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	08:00	2.63	3855	3856.10		3856.10	0.000003	0.05	48.57	46.17	0.02
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	08:30	749.02	3855	3857.71	3858.03	3859.46	0.009713	5.87	127.66	52.10	1.2
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	08:40	8570.39	3855	3862.66	3868.46	3883.52	0.031912	20.26	426.37	67.74	2.52
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	08:50	23273.66	3855	3866.70	3879.14	3922.95	0.046242	33.53	724.23	80.11	3.28
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	08:54	25199.29	3855	3867.10	3880.29	3927.79	0.047548	34.87	757.21	81.39	3.35
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	08:58	24844.40	3855	3867.03	3880.06	3926.89	0.047298	34.62	751.28	81.16	3.34
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	09:00	23869.72	3855	3866.83	3879.48	3924.42	0.046610	33.94	734.78	80.53	3.3
rio Blanco	7119.5*	02-Mar-10	09:30	6804.45	3855	3861.96	3866.69	3878.48	0.028854	18.02	379.60	65.69	2.36
rio Blanco	7112	Max WS		25338.72	3855	3866.76	3880.29	3931.30	0.052290	35.9	735.75	80.20	3.5
rio Blanco	7112	02-Mar-10	08:00	2.63	3855	3856.10		3856.10	0.000002	0.05	50.15	47.48	0.02
rio Blanco	7112	02-Mar-10	08:30	749.03	3855	3857.63	3857.98	3859.41	0.010055	5.9	127.02	52.78	1.21
rio Blanco	7112	02-Mar-10	08:40	8562.23	3855	3862.41	3868.35	3884.30	0.034898	20.75	415.22	67.24	2.62
rio Blanco	7112	02-Mar-10	08:50	23272.14	3855	3866.34	3879.05	3925.81	0.050747	34.43	701.79	78.90	3.42
rio Blanco	7112	02-Mar-10	08:54	25198.88	3855	3866.73	3880.22	3930.96	0.052229	35.81	733.29	80.11	3.49
rio Blanco	7112	02-Mar-10	08:58	24845.11	3855	3866.66	3879.98	3930.00	0.051938	35.56	727.69	79.89	3.48
rio Blanco	7112	02-Mar-10	09:00	23870.98	3855	3866.46	3879.39	3927.41	0.051216	34.86	711.68	79.28	3.44
rio Blanco	7112	02-Mar-10	09:30	6805.44	3855	3861.73	3866.61	3879.05	0.031281	18.45	370.38	65.34	2.44
rio Blanco	7104.*	Max WS		25339.11	3855	3866.30	3880.43	3940.44	0.064114	38.49	686.67	79.05	3.85
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	08:00	2.61	3855	3856.10		3856.10	0.000003	0.06	45.11	43.50	0.02
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	08:30	749.03	3855	3857.54	3858.16	3859.80	0.014017	6.66	112.41	50.04	1.42
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	08:40	8553.93	3855	3862.09	3868.57	3888.01	0.044922	22.57	380.93	66.32	2.95
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	08:50	23270.46	3855	3865.89	3879.08	3934.36	0.062443	36.94	654.18	77.78	3.77
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	08:54	25198.46	3855	3866.28	3880.34	3940.02	0.064000	38.38	684.51	78.97	3.85
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	08:58	24845.80	3855	3866.21	3880.13	3938.96	0.063665	38.11	679.23	78.76	3.83
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	09:00	23872.34	3855	3866.01	3879.52	3936.10	0.062892	37.39	663.91	78.16	3.8
rio Blanco	7104.*	02-Mar-10	09:30	6806.54	3855	3861.45	3866.82	3882.12	0.041234	20.15	338.68	64.40	2.78

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	6539	Max WS		25338.10	3791.59	3804.22	3815.92	3859.56	0.051926	33.21	792.94	100.88	3.45
rio Blanco	6539	02-Mar-10	08:00	4.35	3791.59	3792.69		3792.70	0.000342	0.42	10.39	18.30	0.18
rio Blanco	6539	02-Mar-10	08:30	749.03	3791.59	3794.42	3796.04	3801.14	0.071072	11.48	65.23	43.78	3
rio Blanco	6539	02-Mar-10	08:40	7901.14	3791.59	3799.21	3804.97	3824.69	0.059366	22.36	353.28	75.16	3.29
rio Blanco	6539	02-Mar-10	08:50	23140.09	3791.59	3803.72	3814.77	3855.72	0.052270	32.14	743.51	98.14	3.43
rio Blanco	6539	02-Mar-10	08:54	25163.15	3791.59	3804.18	3815.82	3859.27	0.051968	33.13	788.95	100.66	3.45
rio Blanco	6539	02-Mar-10	08:58	24898.18	3791.59	3804.12	3815.70	3858.76	0.051927	32.99	783.45	100.36	3.45
rio Blanco	6539	02-Mar-10	09:00	23975.88	3791.59	3803.92	3815.26	3857.12	0.052000	32.53	763.07	99.23	3.44
rio Blanco	6539	02-Mar-10	09:30	6878.45	3791.59	3798.80	3804.04	3821.89	0.057944	21.29	323.08	72.74	3.22
rio Blanco	5581	Max WS		25335.51	3750	3761.16	3770.78	3797.20	0.027476	27.14	995.05	102.32	2.6
rio Blanco	5581	02-Mar-10	08:00	4.94	3750	3751.10		3751.10	0.000003	0.06	84.74	78.42	0.02
rio Blanco	5581	02-Mar-10	08:30	784.73	3750	3751.10	3752.19	3755.47	0.070425	9.26	84.74	78.42	2.84
rio Blanco	5581	02-Mar-10	08:40	5390.86	3750	3753.13	3757.72	3777.36	0.098928	21.86	248.67	83.33	3.98
rio Blanco	5581	02-Mar-10	08:50	22809.21	3750	3760.33	3769.45	3794.91	0.029088	26.53	911.59	100.50	2.64
rio Blanco	5581	02-Mar-10	08:54	25063.25	3750	3761.06	3770.59	3796.98	0.027671	27.09	985.71	102.12	2.61
rio Blanco	5581	02-Mar-10	08:58	25013.60	3750	3761.06	3770.61	3796.84	0.027562	27.04	985.71	102.12	2.6
rio Blanco	5581	02-Mar-10	09:00	24202.84	3750	3760.81	3770.15	3796.04	0.027945	26.81	960.25	101.57	2.61
rio Blanco	5581	02-Mar-10	09:30	7033.58	3750	3754.09	3759.18	3777.71	0.067224	21.61	330.07	85.67	3.44
rio Blanco	4596	Max WS		25363.21	3700	3719.20		3725.33	0.005693	11.22	2425.96	148.03	0.82
rio Blanco	4596	02-Mar-10	08:00	2.34	3700	3701.10		3701.10	0.000001	0.02	102.42	102.78	0.01
rio Blanco	4596	02-Mar-10	08:30	852.88	3700	3705.04		3705.16	0.000717	1.59	540.21	116.35	0.23
rio Blanco	4596	02-Mar-10	08:40	869.83	3700	3705.05		3705.19	0.000736	1.61	542.35	116.40	0.24
rio Blanco	4596	02-Mar-10	08:50	22287.22	3700	3718.65		3723.70	0.004873	10.18	2344.60	146.97	0.76
rio Blanco	4596	02-Mar-10	08:54	24775.63	3700	3719.03		3725.00	0.005607	11.07	2400.74	147.70	0.82
rio Blanco	4596	02-Mar-10	08:58	25034.27	3700	3719.09		3725.14	0.005660	11.14	2409.75	147.82	0.82
rio Blanco	4596	02-Mar-10	09:00	24338.97	3700	3718.99		3724.78	0.005451	10.9	2394.89	147.62	0.8
rio Blanco	4596	02-Mar-10	09:30	7244.58	3700	3712.74		3713.99	0.001972	5	1511.14	135.20	0.45

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	3559	Max WS		25329.27	3645.37	3655.27	3670.65	3758.47	0.307428	45.45	576.50	82.72	5.21
rio Blanco	3559	02-Mar-10	08:00	7.93	3645.37	3646.47		3646.48	0.000439	0.35	22.93	33.40	0.13
rio Blanco	3559	02-Mar-10	08:30	852.48	3645.37	3647.41	3649.37	3657.93	0.316376	14.37	59.32	44.69	3.98
rio Blanco	3559	02-Mar-10	08:40	851.21	3645.37	3647.41	3649.37	3657.94	0.317188	14.38	59.19	44.62	3.99
rio Blanco	3559	02-Mar-10	08:50	21812.21	3645.37	3654.63	3668.07	3746.73	0.307308	42.87	523.46	80.53	5.13
rio Blanco	3559	02-Mar-10	08:54	24707.23	3645.37	3655.16	3670.03	3756.46	0.307560	45.02	567.19	82.41	5.2
rio Blanco	3559	02-Mar-10	08:58	25234.72	3645.37	3655.26	3670.56	3758.12	0.307192	45.38	575.24	82.68	5.2
rio Blanco	3559	02-Mar-10	09:00	24673.83	3645.37	3655.16	3670.01	3756.35	0.307548	45	566.70	82.39	5.19
rio Blanco	3559	02-Mar-10	09:30	7451.43	3645.37	3650.90	3657.95	3695.52	0.304288	29.63	253.19	64.03	4.67
rio Blanco	2795	Max WS		25326.82	3586.15	3600.34	3610.15	3637.50	0.064146	28.37	1007.44	103.48	2.58
rio Blanco	2795	02-Mar-10	08:00	3.66	3586.15	3587.25		3587.25	0.000138	0.21	17.66	23.19	0.08
rio Blanco	2795	02-Mar-10	08:30	852.61	3586.15	3589.30	3590.53	3593.44	0.081932	9.02	94.54	51.94	2.13
rio Blanco	2795	02-Mar-10	08:40	854.07	3586.15	3589.30	3590.53	3593.45	0.081838	9.02	94.69	51.98	2.13
rio Blanco	2795	02-Mar-10	08:50	21475.07	3586.15	3599.15	3608.12	3633.27	0.066715	27.04	886.45	99.84	2.59
rio Blanco	2795	02-Mar-10	08:54	24571.29	3586.15	3600.11	3609.80	3636.76	0.064776	28.15	983.23	102.95	2.59
rio Blanco	2795	02-Mar-10	08:58	25272.75	3586.15	3600.33	3610.12	3637.43	0.064162	28.35	1005.87	103.45	2.58
rio Blanco	2795	02-Mar-10	09:00	24785.13	3586.15	3600.19	3609.90	3636.85	0.064232	28.16	992.03	103.14	2.58
rio Blanco	2795	02-Mar-10	09:30	7584.09	3586.15	3594.01	3598.83	3611.99	0.076574	19.14	418.32	81.77	2.5
rio Blanco	2785.66*	Max WS		25327.15	3585.47	3599.77	3609.27	3634.93	0.059893	27.58	1035.48	105.47	2.5
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	08:00	4.04	3585.47	3586.57		3586.57	0.000141	0.21	19.15	24.93	0.08
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	08:30	852.58	3585.47	3588.54	3589.80	3592.77	0.083553	9.11	93.59	51.41	2.16
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	08:40	854.03	3585.47	3588.54	3589.79	3592.78	0.083839	9.13	93.59	51.41	2.16
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	08:50	21469.50	3585.47	3598.56	3607.26	3630.91	0.062496	26.31	909.95	101.76	2.51
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	08:54	24569.03	3585.47	3599.53	3608.91	3634.21	0.060485	27.36	1010.50	104.90	2.5
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	08:58	25273.33	3585.47	3599.76	3609.23	3634.85	0.059853	27.56	1034.19	105.44	2.5
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	09:00	24786.83	3585.47	3599.62	3608.99	3634.32	0.060014	27.39	1019.43	105.10	2.5
rio Blanco	2785.66*	02-Mar-10	09:30	7585.79	3585.47	3593.31	3598.04	3610.77	0.074479	18.84	424.01	82.82	2.47

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	2776.33*	Max WS		25327.03	3584.78	3599.24	3608.35	3632.20	0.055103	26.7	1069.64	107.65	2.4
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	08:00	4.18	3584.78	3585.88		3585.89	0.000120	0.2	21.07	26.74	0.07
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	08:30	852.54	3584.78	3587.76	3589.05	3592.08	0.085707	9.21	92.55	50.98	2.18
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	08:40	854.00	3584.78	3587.76	3589.05	3592.09	0.085603	9.21	92.70	51.01	2.18
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	08:50	21463.85	3584.78	3598.00	3606.40	3628.38	0.057647	25.49	938.93	103.87	2.42
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	08:54	24566.52	3584.78	3598.99	3608.00	3631.52	0.055689	26.49	1043.48	107.03	2.41
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	08:58	25273.83	3584.78	3599.23	3608.33	3632.12	0.055062	26.67	1068.36	107.62	2.4
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	09:00	24788.69	3584.78	3599.08	3608.10	3631.61	0.055191	26.5	1053.27	107.26	2.4
rio Blanco	2776.33*	02-Mar-10	09:30	7587.57	3584.78	3592.64	3597.23	3609.37	0.070826	18.43	432.87	84.00	2.41
rio Blanco	2757.66*	Max WS		25326.71	3583.42	3598.31	3606.61	3626.54	0.044886	24.71	1157.22	112.74	2.18
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	08:00	3.19	3583.42	3584.52		3584.52	0.000045	0.13	25.36	30.55	0.04
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	08:30	852.59	3583.42	3586.19	3587.51	3590.64	0.084537	9.35	91.19	48.60	2.18
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	08:40	853.87	3583.42	3586.19	3587.52	3590.64	0.084430	9.35	91.34	48.64	2.18
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	08:50	21452.03	3583.42	3597.04	3604.64	3623.04	0.046907	23.58	1015.60	108.84	2.19
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	08:54	24561.46	3583.42	3598.06	3606.07	3625.91	0.045352	24.51	1128.79	112.03	2.19
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	08:58	25274.95	3583.42	3598.30	3606.57	3626.48	0.044857	24.68	1155.85	112.71	2.18
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	09:00	24792.31	3583.42	3598.16	3606.35	3626.00	0.044902	24.52	1140.07	112.31	2.18
rio Blanco	2757.66*	02-Mar-10	09:30	7591.29	3583.42	3591.43	3595.63	3606.03	0.059176	17.2	463.05	87.08	2.21
rio Blanco	2748.33*	Max WS		25326.49	3582.73	3597.92	3605.68	3623.70	0.039719	23.62	1212.32	115.77	2.06
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	08:00	3.04	3582.73	3583.83		3583.83	0.000033	0.11	27.78	32.56	0.04
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	08:30	852.57	3582.73	3585.43	3586.73	3589.73	0.079985	9.18	92.83	48.75	2.12
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	08:40	853.85	3582.73	3585.44	3586.73	3589.73	0.079875	9.18	92.97	48.78	2.12
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	08:50	21445.58	3582.73	3596.63	3603.75	3620.31	0.041310	22.51	1065.24	111.75	2.07
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	08:54	24558.86	3582.73	3597.67	3605.34	3623.08	0.040090	23.43	1182.79	114.98	2.07
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	08:58	25275.59	3582.73	3597.91	3605.67	3623.64	0.039692	23.6	1210.91	115.73	2.06
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	09:00	24794.16	3582.73	3597.77	3605.45	3623.18	0.039700	23.43	1194.72	115.30	2.06
rio Blanco	2748.33*	02-Mar-10	09:30	7593.34	3582.73	3590.92	3594.83	3604.09	0.051114	16.33	487.87	89.07	2.07

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	2739.*	Max WS		25326.27	3582.05	3597.58	3604.80	3620.94	0.034739	22.5	1275.74	119.22	1.94
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	08:00	3.60	3582.05	3583.15		3583.15	0.000037	0.12	30.38	34.62	0.04
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	08:30	852.52	3582.05	3584.75	3585.94	3588.60	0.069149	8.7	98.02	50.07	1.98
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	08:40	853.76	3582.05	3584.75	3585.94	3588.60	0.069053	8.7	98.17	50.10	1.98
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	08:50	21438.89	3582.05	3596.27	3602.86	3617.65	0.035914	21.4	1122.65	114.97	1.94
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	08:54	24555.91	3582.05	3597.32	3604.46	3620.34	0.035048	22.31	1244.63	118.35	1.94
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	08:58	25276.25	3582.05	3597.57	3604.81	3620.88	0.034715	22.48	1274.28	119.18	1.94
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	09:00	24796.18	3582.05	3597.43	3604.57	3620.44	0.034692	22.31	1257.61	118.71	1.93
rio Blanco	2739.*	02-Mar-10	09:30	7595.58	3582.05	3590.49	3594.02	3602.07	0.042441	15.32	520.86	91.53	1.9
rio Blanco	2720.33*	Max WS		25325.55	3580.68	3597.02	3603.06	3615.81	0.025858	20.23	1428.84	127.61	1.69
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	08:00	4.36	3580.68	3581.78		3581.79	0.000036	0.12	36.00	38.95	0.04
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	08:30	852.60	3580.68	3583.84	3584.35	3585.88	0.028440	6.32	135.01	57.16	1.31
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	08:40	853.67	3580.68	3583.85	3584.35	3585.88	0.028400	6.31	135.20	57.19	1.31
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	08:50	21424.51	3580.68	3595.70	3601.10	3612.70	0.026224	19.12	1263.71	122.63	1.67
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	08:54	24549.56	3580.68	3596.76	3602.67	3615.23	0.025997	20.04	1395.13	126.61	1.69
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	08:58	25277.72	3580.68	3597.01	3603.05	3615.77	0.025840	20.21	1427.29	127.56	1.69
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	09:00	24800.29	3580.68	3596.88	3602.82	3615.36	0.025755	20.05	1409.82	127.05	1.68
rio Blanco	2720.33*	02-Mar-10	09:30	7600.30	3580.68	3589.86	3592.41	3598.31	0.026663	13.1	613.20	98.35	1.53
rio Blanco	2711	Max WS		25325.35	3580	3596.81	3602.12	3613.50	0.022044	19.1	1520.67	132.81	1.57
rio Blanco	2711	02-Mar-10	08:00	3.90	3580	3581.10		3581.10	0.000024	0.1	39.00	41.19	0.03
rio Blanco	2711	02-Mar-10	08:30	852.55	3580	3583.65	3583.56	3584.91	0.014560	4.97	171.39	62.74	0.96
rio Blanco	2711	02-Mar-10	08:40	853.56	3580	3583.65	3583.56	3584.91	0.014594	4.98	171.39	62.74	0.96
rio Blanco	2711	02-Mar-10	08:50	21417.09	3580	3595.48	3600.31	3610.49	0.022138	18.01	1348.17	127.42	1.55
rio Blanco	2711	02-Mar-10	08:54	24546.34	3580	3596.54	3601.79	3612.94	0.022130	18.91	1485.20	131.72	1.57
rio Blanco	2711	02-Mar-10	08:58	25278.38	3580	3596.79	3602.11	3613.46	0.022029	19.08	1519.05	132.76	1.57
rio Blanco	2711	02-Mar-10	09:00	24802.44	3580	3596.65	3601.89	3613.07	0.021953	18.93	1500.47	132.19	1.56
rio Blanco	2711	02-Mar-10	09:30	7602.70	3580	3589.64	3591.63	3596.72	0.020525	12.01	673.07	103.07	1.36

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	2701.77*	Max WS		25324.84	3580	3596.61	3601.84	3613.08	0.021790	18.95	1527.59	132.74	1.56
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	08:00	2.53	3580	3581.10		3581.10	0.000008	0.06	42.16	44.05	0.02
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	08:30	852.50	3580	3583.52	3583.43	3584.76	0.014495	4.92	173.25	64.29	0.96
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	08:40	853.43	3580	3583.52	3583.42	3584.76	0.014526	4.93	173.25	64.29	0.96
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	08:50	21410.04	3580	3595.29	3599.93	3610.08	0.021861	17.85	1355.34	127.63	1.54
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	08:54	24543.37	3580	3596.34	3601.48	3612.52	0.021856	18.76	1492.52	131.72	1.56
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	08:58	25278.90	3580	3596.60	3601.79	3613.04	0.021761	18.93	1526.37	132.70	1.56
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	09:00	24804.65	3580	3596.46	3601.59	3612.66	0.021690	18.78	1507.80	132.17	1.55
rio Blanco	2701.77*	02-Mar-10	09:30	7605.23	3580	3589.45	3591.39	3596.43	0.020338	11.92	677.46	103.73	1.35
rio Blanco	2692.55*	Max WS		25324.71	3580	3596.42	3601.56	3612.67	0.021536	18.8	1535.39	132.88	1.55
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	08:00	2.69	3580	3581.10		3581.10	0.000008	0.06	45.35	46.90	0.02
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	08:30	852.52	3580	3583.39	3583.30	3584.61	0.014627	4.89	174.37	65.83	0.96
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	08:40	853.36	3580	3583.39	3583.30	3584.61	0.014657	4.89	174.37	65.83	0.96
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	08:50	21402.85	3580	3595.10	3599.61	3609.68	0.021621	17.71	1362.40	128.02	1.53
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	08:54	24540.29	3580	3596.15	3601.20	3612.11	0.021613	18.61	1499.89	131.90	1.55
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	08:58	25279.57	3580	3596.41	3601.54	3612.63	0.021508	18.78	1534.17	132.85	1.55
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	09:00	24806.74	3580	3596.27	3601.31	3612.25	0.021441	18.63	1515.58	132.34	1.54
rio Blanco	2692.55*	02-Mar-10	09:30	7607.68	3580	3589.27	3591.19	3596.16	0.020250	11.84	680.92	104.41	1.35
rio Blanco	2628	Max WS		25324.29	3580	3595.12	3599.70	3610.18	0.020660	17.98	1579.96	136.49	1.51
rio Blanco	2628	02-Mar-10	08:00	4.25	3580	3581.10		3581.10	0.000008	0.06	68.75	66.72	0.02
rio Blanco	2628	02-Mar-10	08:30	852.50	3580	3582.15	3582.63	3583.96	0.033303	5.95	143.17	74.81	1.37
rio Blanco	2628	02-Mar-10	08:40	853.27	3580	3582.15	3582.63	3583.96	0.033364	5.96	143.17	74.81	1.38
rio Blanco	2628	02-Mar-10	08:50	21351.58	3580	3593.78	3597.85	3607.29	0.020878	16.94	1400.14	132.28	1.49
rio Blanco	2628	02-Mar-10	08:54	24518.32	3580	3594.85	3599.28	3609.63	0.020744	17.79	1543.06	135.67	1.51
rio Blanco	2628	02-Mar-10	08:58	25283.35	3580	3595.12	3599.70	3610.14	0.020624	17.96	1579.15	136.47	1.51
rio Blanco	2628	02-Mar-10	09:00	24820.70	3580	3594.98	3599.49	3609.80	0.020578	17.83	1560.45	136.07	1.5
rio Blanco	2628	02-Mar-10	09:30	7625.06	3580	3587.97	3589.84	3594.65	0.021507	11.63	688.20	109.52	1.37

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	1203	Max WS		25313.42	3500	3516.46	3516.37	3523.73	0.008128	12.11	2199.43	154.17	0.96
rio Blanco	1203	02-Mar-10	08:00	5.09	3500	3501.10		3501.10	0.000003	0.04	123.71	114.46	0.01
rio Blanco	1203	02-Mar-10	08:30	852.25	3500	3503.14		3503.42	0.002847	2.34	363.65	120.78	0.43
rio Blanco	1203	02-Mar-10	08:40	852.73	3500	3503.14		3503.42	0.002841	2.34	364.01	120.79	0.43
rio Blanco	1203	02-Mar-10	08:50	20321.33	3500	3514.64	3514.23	3520.70	0.007910	11.03	1921.90	149.81	0.93
rio Blanco	1203	02-Mar-10	08:54	24034.84	3500	3515.99	3515.83	3522.98	0.008116	11.86	2126.87	153.05	0.95
rio Blanco	1203	02-Mar-10	08:58	25313.27	3500	3516.46	3516.34	3523.73	0.008133	12.11	2198.98	154.17	0.96
rio Blanco	1203	02-Mar-10	09:00	25055.16	3500	3516.39	3516.28	3523.58	0.008094	12.04	2187.69	153.99	0.96
rio Blanco	1203	02-Mar-10	09:30	7955.90	3500	3509.93		3512.08	0.004696	6.52	1243.70	138.15	0.67
rio Blanco	1118.72*	Max WS		25310.21	3500	3515.81	3515.96	3522.83	0.008421	11.98	2254.37	171.84	0.97
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	08:00	2.38	3500	3501.10		3501.10	0.000001	0.02	120.95	112.96	0.01
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	08:30	852.22	3500	3502.74		3503.12	0.004679	2.72	313.53	121.85	0.54
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	08:40	852.73	3500	3502.74		3503.12	0.004665	2.72	313.93	121.86	0.54
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	08:50	20218.15	3500	3514.00	3513.89	3519.92	0.008322	10.96	1948.74	165.80	0.95
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	08:54	23986.28	3500	3515.34	3515.44	3522.10	0.008424	11.74	2174.63	170.30	0.97
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	08:58	25309.70	3500	3515.81	3515.95	3522.83	0.008427	11.98	2253.86	171.83	0.97
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	09:00	25072.24	3500	3515.74	3515.87	3522.70	0.008391	11.92	2242.87	171.62	0.97
rio Blanco	1118.72*	02-Mar-10	09:30	7989.23	3500	3509.44		3511.68	0.005335	6.68	1227.64	149.84	0.71
rio Blanco	1109.36*	Max WS		25309.42	3500	3515.73	3515.95	3522.72	0.008455	11.96	2263.44	174.41	0.98
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	08:00	3.42	3500	3501.10		3501.10	0.000002	0.03	120.64	112.79	0.01
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	08:30	852.24	3500	3502.67		3503.07	0.005113	2.79	305.09	121.71	0.56
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	08:40	852.73	3500	3502.68		3503.07	0.005100	2.79	305.45	121.72	0.56
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	08:50	20204.86	3500	3513.93	3513.85	3519.82	0.008364	10.94	1954.34	168.13	0.95
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	08:54	23980.44	3500	3515.27	3515.40	3521.99	0.008456	11.72	2183.02	172.85	0.97
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	08:58	25309.20	3500	3515.73	3515.97	3522.72	0.008460	11.96	2262.92	174.40	0.98
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	09:00	25074.21	3500	3515.67	3515.89	3522.59	0.008422	11.9	2252.29	174.20	0.97
rio Blanco	1109.36*	02-Mar-10	09:30	7993.12	3500	3509.38		3511.64	0.005430	6.7	1225.54	151.57	0.71

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	1100	Max WS		25309.90	3500	3515.66	3515.86	3522.59	0.008472	11.93	2274.21	176.46	0.98
rio Blanco	1100	02-Mar-10	08:00	4.62	3500	3501.10		3501.10	0.000003	0.04	120.33	112.63	0.01
rio Blanco	1100	02-Mar-10	08:30	852.19	3500	3502.60		3503.02	0.005668	2.88	295.51	121.48	0.59
rio Blanco	1100	02-Mar-10	08:40	852.67	3500	3502.60		3503.02	0.005653	2.88	295.88	121.49	0.59
rio Blanco	1100	02-Mar-10	08:50	20190.86	3500	3513.86	3513.79	3519.72	0.008402	10.92	1961.00	170.69	0.95
rio Blanco	1100	02-Mar-10	08:54	23974.64	3500	3515.20	3515.38	3521.87	0.008482	11.69	2192.68	175.38	0.97
rio Blanco	1100	02-Mar-10	08:58	25308.67	3500	3515.66	3515.87	3522.59	0.008477	11.93	2273.63	176.45	0.98
rio Blanco	1100	02-Mar-10	09:00	25076.39	3500	3515.60	3515.78	3522.46	0.008441	11.87	2262.92	176.29	0.97
rio Blanco	1100	02-Mar-10	09:30	7997.11	3500	3509.32		3511.59	0.005528	6.73	1223.76	153.48	0.72
rio Blanco	1090.76*	Max WS		25309.71	3499.79	3515.57	3516.06	3522.92	0.008970	12.3	2214.58	172.89	1.01
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	08:00	4.33	3499.79	3500.89		3500.89	0.000003	0.04	111.84	105.29	0.01
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	08:30	852.22	3499.79	3502.55		3502.97	0.005381	2.89	294.85	116.18	0.58
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	08:40	852.63	3499.79	3502.55		3502.97	0.005387	2.89	294.85	116.18	0.58
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	08:50	20174.52	3499.79	3513.77	3513.99	3519.98	0.008878	11.26	1908.42	167.07	0.98
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	08:54	23967.16	3499.79	3515.11	3515.55	3522.18	0.008975	12.06	2134.78	171.75	1
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	08:58	25308.12	3499.79	3515.57	3516.05	3522.92	0.008975	12.31	2214.07	172.88	1.01
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	09:00	25078.99	3499.79	3515.51	3515.96	3522.79	0.008933	12.25	2204.09	172.70	1
rio Blanco	1090.76*	02-Mar-10	09:30	8001.54	3499.79	3509.02		3511.56	0.006339	7.12	1157.92	148.48	0.77
rio Blanco	980	Max WS		25308.95	3497.3	3513.37	3520.81	3535.81	0.032980	22.36	1336.15	133.81	1.9
rio Blanco	980	02-Mar-10	08:00	3.62	3497.3	3498.40		3498.41	0.000420	0.29	12.44	22.60	0.13
rio Blanco	980	02-Mar-10	08:30	852.24	3497.3	3500.63	3501.62	3503.86	0.058937	7.96	107.06	55.36	1.83
rio Blanco	980	02-Mar-10	08:40	852.70	3497.3	3500.63	3501.63	3503.86	0.059001	7.96	107.06	55.36	1.83
rio Blanco	980	02-Mar-10	08:50	20008.44	3497.3	3511.63	3517.92	3531.48	0.033978	20.8	1111.74	124.09	1.88
rio Blanco	980	02-Mar-10	08:54	23884.25	3497.3	3512.91	3520.32	3534.72	0.033281	21.98	1275.94	131.28	1.9
rio Blanco	980	02-Mar-10	08:58	25299.73	3497.3	3513.37	3520.80	3535.80	0.032982	22.36	1335.75	133.80	1.9
rio Blanco	980	02-Mar-10	09:00	25105.58	3497.3	3513.31	3520.74	3535.62	0.032939	22.29	1328.83	133.51	1.9
rio Blanco	980	02-Mar-10	09:30	8043.31	3497.3	3506.68	3510.25	3517.95	0.035556	15.16	568.80	95.19	1.77

Rio	Sección	Perfil		Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	# Froude
rio Blanco	647	Max WS		25307.34	3489.28	3500.17	3513.02	3568.32	0.161803	37.27	719.26	89.58	3.89
rio Blanco	647	02-Mar-10	08:00	3.66	3489.28	3490.38		3490.38	0.000063	0.13	28.75	43.64	0.05
rio Blanco	647	02-Mar-10	08:30	852.08	3489.28	3491.39	3492.97	3497.77	0.160426	11.18	76.19	50.10	2.89
rio Blanco	647	02-Mar-10	08:40	852.56	3489.28	3491.39	3492.98	3497.77	0.160606	11.19	76.19	50.10	2.9
rio Blanco	647	02-Mar-10	08:50	19762.65	3489.28	3498.93	3509.95	3555.81	0.162309	33.92	610.09	85.55	3.81
rio Blanco	647	02-Mar-10	08:54	23771.58	3489.28	3499.84	3512.20	3564.97	0.161969	36.4	689.67	88.52	3.87
rio Blanco	647	02-Mar-10	08:58	25287.93	3489.28	3500.17	3513.02	3568.30	0.161915	37.26	718.72	89.56	3.9
rio Blanco	647	02-Mar-10	09:00	25141.20	3489.28	3500.14	3512.93	3567.98	0.161889	37.18	715.98	89.46	3.89
rio Blanco	647	02-Mar-10	09:30	8110.59	3489.28	3495.59	3501.86	3525.07	0.161580	24.2	342.29	74.97	3.51
rio Blanco	200	02-Mar-10	08:00	2.61	3460	3461.10		3461.10	0.000017	0.09	29.28	28.53	0.03
rio Blanco	200	02-Mar-10	08:30	851.84	3460	3464.00	3464.38	3466.27	0.021476	6.67	127.76	39.35	1.17
rio Blanco	200	02-Mar-10	08:40	852.61	3460	3464.00	3464.39	3466.28	0.021515	6.68	127.76	39.35	1.17
rio Blanco	200	02-Mar-10	08:50	19463.04	3460	3474.01	3483.87	3515.51	0.073212	30.51	766.81	90.67	2.7
rio Blanco	200	02-Mar-10	08:54	23632.72	3460	3475.14	3486.19	3523.14	0.077277	33.15	874.19	97.42	2.81
rio Blanco	200	02-Mar-10	08:58	25267.11	3460	3475.56	3487.03	3525.78	0.078436	34.04	914.53	98.56	2.85
rio Blanco	200	02-Mar-10	09:00	25178.40	3460	3475.53	3487.01	3525.63	0.078363	33.99	912.42	98.50	2.84
rio Blanco	200	02-Mar-10	09:30	8199.34	3460	3469.92	3476.00	3490.19	0.055027	20.58	443.18	68.74	2.2
rio Blanco	27	Max WS		25304.96	3455	3463.30	3466.83	3474.90	0.032998	15.14	1694.93	229.18	1.73
rio Blanco	27	02-Mar-10	08:00	8.25	3455	3456.10	3455.09	3456.10	0.000006	0.05	164.45	180.96	0.02
rio Blanco	27	02-Mar-10	08:30	851.22	3455	3456.33	3456.51	3457.19	0.033277	4.12	206.72	188.81	1.26
rio Blanco	27	02-Mar-10	08:40	852.63	3455	3456.33	3456.51	3457.20	0.033388	4.12	206.72	188.81	1.26
rio Blanco	27	02-Mar-10	08:50	19341.40	3455	3462.15	3464.94	3471.56	0.033028	13.62	1433.43	224.73	1.68
rio Blanco	27	02-Mar-10	08:54	23575.34	3455	3462.98	3466.26	3473.96	0.032988	14.72	1621.80	227.94	1.72
rio Blanco	27	02-Mar-10	08:58	25257.79	3455	3463.29	3466.82	3474.88	0.033006	15.13	1692.82	229.14	1.73
rio Blanco	27	02-Mar-10	09:00	25192.50	3455	3463.28	3466.80	3474.84	0.033010	15.12	1690.02	229.10	1.73
rio Blanco	27	02-Mar-10	09:30	8232.20	3455	3459.48	3460.84	3464.29	0.033054	9.72	847.49	213.27	1.55

BIBLIOGRAFÍA

Agencia Catalana de Agua. (2003). *“l’Aigua, Delimitació de zones inundables per a la redacció de l’INUNCAT”*. Departamento de medio Ambiente. Documentos técnicos.

Bautista, Carlos, F. (2007). *“Deducción de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado a partir de las ecuaciones de Saint Venant.”*. Revista digital de la Universidad Autónoma de Zacatecas, Volumen 3.

Bladé, E. Sánchez, J. Sánchez H.P. Niñerola, D. Gómez, M (2009), *“Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable”*. Una visión a partir del modelo HEC-RAS. Edición UPC.

Cea, Luis. Blade, Ernest. *“Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos – Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable”*. Grupo GIAMA. Grupo Flumen. E.T.S. de Ing. De Caminos.

Fox, Robert. McDonald, T. Alan. (1995). *“Introducción a la mecánica de los fluidos”*. Cuarta edición. McGraw-Hill. México. Págs. 19 – 43.

HEC-RAS (2010). *“River analysis system”*. Guía de Aplicación. U.S. Army Corps of Engineer. Version 4.1.

HEC-RAS (2010). *“River analysis system”*. Guía de Referencias. U.S. Army Corps of Engineer. Version 4.1.

HEC-RAS (2010). *“River analysis system”*. Notas de Realización. U.S. Army Corps of Engineer. Versión 4.1.

HEC-RAS (2010) *“River analysis system”*. Manual de Usuario. U.S. Army Corps of Engineer. Versión 4.1.

HEC-GeoRAS (2011) *“GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS”*. Manual de Usuario. U.S. Army Corps of Engineer. Versión 4.3.

ICOLD. (1998). “*Dam Break Flood Analysis, Review and recommendations*”. Boletín 111. París.

ICOLD. (1995). “*Dam failures statistical analysis*”. Boletín 99.

INDECI (2011). “*Manual de estimación de riesgo ante inundaciones fluviales*”. Cuaderno técnico N° 2.

INDECI (2003). “*Programa de capacitación para la Estimación de riesgo – PCER*”. Tema 6. Págs. 165 – 199.

Ministerio de Medio Ambiente de España. (1996). “*Clasificación de presas en función del riesgo potencial*”. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Guía técnica

Ministerio de Medio Ambiente de España. (2001). “*Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas*”. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas - Secretaria de Estado de Aguas y Costas.

Nanía, Leonardo. S. Molero, Emilio (2007), “*Manual Básico de HEC RAS y HEC GeoRAS*”. Universidad de granada, Área de Ingeniería Hidráulica.

Osinerg. (2005), “*Compendio de presas de centrales hidráulicas*”. Gerencia de Fiscalización Eléctrica. Lima-Perú.

Rocha, Arturo. (1998). “*Introducción a la hidráulica fluvial*”. Primera edición. Universidad Nacional de Ingeniería. Peru. Págs. 43 – 67.

Streeter, Victor. (1975). “*Mecánica de los Fluidos*”. Sexta edición. McGRAW-HILL. Mexico. Págs. 671- 679.

Ven Te Chow (2004). “*Hidráulica en Canales Abiertos*”. McGraw-Hill. Colombia. Págs. 515 – 544