



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA**

**ANÁLISIS DE LA ROTURA DE UNA PRESA. MODELACIÓN NUMÉRICA,
EXPERIMENTAL Y LA APLICACIÓN A UN CASO REAL.**

**MODALIDAD DE GRADUACIÓN: TESIS
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
CRUZ MERINO DIEGO**

**TUTOR PRINCIPAL:
DR. JOSÉ LUIS ARAGÓN HERNÁNDEZ**

COMITÉ TUTOR:	
DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ	INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. RAMON DOMINGUEZ MORA	INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES	INSTITUTO DE INGENIERÍA
M. EN I. FAUSTINO DE LUNA CRUZ	INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. ENERO DE 2018

Resumen

Las presas, una de las obras de ingeniería de mayor provecho para el hombre por garantizar el abastecimiento de recursos hídricos a grandes ciudades, permitir el desarrollo de la agricultura, proteger territorios de los efectos devastadores de grandes avenidas, generar energía eléctrica, contribuir al desarrollo de actividades turísticas, etc.

Las presas proporcionan grandes beneficios al ser humano, pero también resultan potencialmente peligrosas, por la vasta cantidad de los volúmenes de agua que almacenan; las fallas pueden asociarse a diversos factores que se conocen por los muchos casos recopilados de presas de distinto tipo de material que fueron construidas.

En este trabajo se analizó la rotura de presas, desde el fenómeno que lo ocasiona, el proceso de formación de la brecha y el análisis del riesgo potencial a vidas humanas, así como daños ocasionados a la infraestructura. Así mismo producto de los resultados anteriores y con ayuda de software especializados se elaboraron mapas de peligro por inundaciones.

Es importante mencionar que, en el país, en su mayoría no existen planes de emergencia ante la rotura o falla en una cortina, por lo que los daños podrían ser importantes debido a que es un evento súbito, de ahí la importancia en conocer las características de las fallas y sus posibles peligros que representan.

La falla de una presa es un fenómeno que se produce de manera súbita y su tiempo de respuesta depende de muchos factores, la mayoría dentro de las capacidades de entendimiento del ser humano, pero existen otros que están fuera del alcance.

Para realizar esta investigación se parte de un modelo físico realizado en el Laboratorio del Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. El modelo construido se instrumentó para realizar mediciones lo más exactas y representativas posibles y así poder hacer un análisis en detalle de los factores más significativos que intervienen en la rotura de presas.

Posteriormente, se realizó la simulación de la rotura de cortina con ayuda del software IBER, modelo numérico de flujo a superficie libre de aguas someras en dos dimensiones; en esta etapa se calibró dicho modelo a través del hidrograma de salida medido y calculado; además se realizó una validación cualitativa tanto de la forma como del tiempo de la formación de la brecha.

Finalmente se realiza la aplicación a un caso real; esto es una falla hipotética de una presa en México. La presa lleva por nombre "La Codorniz" ubicada en el estado de Aguascalientes, construida de tierra y enrocamiento, según la Comisión Nacional del Agua entra en la categoría de grandes presas con peligro de rotura.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Justificación.....	2
1.2	Objetivos	3
1.3	Descripción del trabajo.....	3
2.	ROTURA DE PRESAS.....	5
2.1	Panorama nacional	6
2.2	Contexto internacional.....	7
2.3	Tipos de falla.....	8
2.4	Proceso físico.....	13
2.5	Métodos para simular la formación de la brecha.....	14
2.5.1	Ecuaciones empíricas	15
2.5.2	Método de base física.....	15
2.6	Peligro.....	18
3.	MODELO FÍSICO	21
3.1	Descripción general.....	21
3.2	Ensayo de rotura.....	25
3.3	Resultados	27
4.	MODELO NUMÉRICO	29
4.1	Ecuaciones y esquemas numéricos.....	30
4.2	Entorno de IBER	32
4.4	Calibración	34
4.5	Resultados	39
5.	CASO DE APLICACIÓN.....	43

5.1	Zona de estudio	44
5.2	Características constructivas de la presa.....	45
5.3	Aplicación.....	48
5.3	Resultados	51
5.3.1	Envolventes de máximos: profundidades, velocidades y peligro.	54
5.3.2	Hidrogramas/ tiempos de llegada.....	65
5.3.3	Evolución de la brecha.....	67
6.	PLAN DE EMERGENCIA	70
6.1	Análisis de la seguridad de la presa.....	71
6.2	Zonificación territorial y análisis de los riesgos generados por la rotura de la presa.....	73
7.	CONCLUSIONES.....	74
8.	REFERENCIAS.....	76
9.	ANEXOS	78

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 2.1 Distribución espacial de las grandes presas de México.....	6
Ilustración 2.2 Clasificación de presas según el material de construcción CONAGUA.....	6
Ilustración 2.3 Causas más comunes de falla en presas CONAGUA.....	9
Ilustración 2.4 Presa Walnut Grove. USA,(de roca suelta). Falla por fuertes nevadas y lluvias en 1980.....	10
Ilustración 2.5 Presa Campos Novos, Brasil (hormigón). Colapso del túnel en 2006.....	10
Ilustración 2.6 Presa De Vajont, Italia (hormigón). Falla de laderas del vaso provocando un tsunami.....	11
Ilustración 2.7 Falla de una presa en California, en 1971.....	11
Ilustración 2.8 Presa Vega de Tera, España (hormigón), fallo por mala construcción, 1959.....	12
Ilustración 2.9 Presa en España (hormigón). Fallo por negligencia, 1982.....	12
Ilustración 2.10 Forma de la brecha resultado del desbordamiento, a) inicio de forma de brecha, b) brecha forma de "V" cuando el material es erosionado y c) resultado de erosión lateral.....	17
Ilustración 2.11 Regímenes de flujo hidráulico y zona de erosión durante el desbordamiento (USBR 2007).....	17
Ilustración 2.12 Componentes de estudio de flujo (Wang 2006).....	19
Ilustración 2.13 Esquema de riesgo.....	20
Ilustración 3.1 Instrumentación de la cortina.....	22
Ilustración 3.2 Componentes del modelo.....	23
Ilustración 3.3 Cuadrícula de referencia para disminuir el error en la medición	23
Ilustración 3.4 Reducción en el canal para estimar el hidrograma de salida.....	24
Ilustración 3.5 Llenado del embalse e inicio de falla.....	25
Ilustración 3.6 Formación de la brecha.....	26
Ilustración 3.7 Hidrograma de salida, volumen 137 litros.....	28
Ilustración 4.1 Geometría del modelo en Iber.....	35
Ilustración 4.2 Rugosidad en la cortina y el canal.....	37
Ilustración 4.3 Malla de cálculo.....	38
Ilustración 4.4 Hidrogramas calculados vs medido.....	39
Ilustración 4.5 Optimización de los parámetros de transporte de fondo.....	40
Ilustración 4.6 Parámetros de optimización.....	40
Ilustración 4.7 Brecha generada en Iber (óptima y VanRijn) y en laboratorio.....	41
Ilustración 4.8 Brechas calculadas con vista en planta.....	42
Ilustración 4.9 Hidrograma de rotura calculado sobre la corona de la cortina.....	42

Ilustración 5.1. Sitio de estudio. Presa La Codorniz, Aguascalientes.....	43
Ilustración 5.2 Localidades en estudio aguas abajo de la cortina.....	45
Ilustración 5.3 Características geométricas y constructivas de la cortina La Codorniz	46
Ilustración 5.4 Sección transversal de la boca de la presa La Codorniz	47
Ilustración 5.5 Mallado de la zona de cálculo	48
Ilustración 5.6. Modelo digital de elevaciones en la zona de estudio.	49
Ilustración 5.7 Dominio de cálculo.....	50
Ilustración 5.8 Profundidades del flujo en diferentes instantes de tiempo	51
Ilustración 5.9 Velocidades del flujo en diferentes instantes de tiempo.....	52
Ilustración 5.10 Peligrosidad para diferentes instantes de tiempo.....	53
Ilustración 5.11 Envoltente de profundidades maximas	54
Ilustración 5.12 Envoltente de velocidades maximas	55
Ilustración 5.13 Envoltente de peligro máximo	56
Ilustración 5.14 Puerta de Fragua	58
Ilustración 5.15 La Labor.....	59
Ilustración 5.16 San Tadeo.....	60
Ilustración 5.17 Solidaridad y San Isidro	61
Ilustración 5.18 La Panadera y El Cuervero	62
Ilustración 5.19 Calvillo	63
Ilustración 5.20 Los Patos	64
Ilustración 5.21 Puntos de cálculo de hidrogramas	65
Ilustración 5.22 Hidrogramas calculados.....	66
Ilustración 5.23 Mapas de profundidades y velocidades máximas en la brecha ...	67
Ilustración 5.24 Evolución de la erosión	68
Ilustración 5.25 Evolución de brecha en 3D a) t=1 hora, b) t=6 horas.....	69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Ecuaciones para el cálculo del tiempo de formación de la brecha (Froehlich 2008).	15
Tabla 2.2 Ecuaciones para el cálculo del ancho promedio de la brecha	15
Tabla 3.1 Propiedades del material utilizado en la cortina	24
Tabla 3.2 Hidrograma de salida por brecha	27
Tabla 4.1 Características del sedimento	37
Tabla 5.1. Localidades aguas abajo de la presa	44
Tabla 5.2 Características de la cortina	46
Tabla 5.3 Niveles y almacenamiento.....	47
Tabla 5.4 Gasto de diseño	47
Tabla 5.5 Resultados geométricos e hidráulicos por localidad.....	57
Tabla 5.6 Distancia y tiempo de llegada del hidrograma.....	66
Tabla 0.1. Casos de falla a nivel mundial.....	78

1. INTRODUCCIÓN

En el pasado y hasta nuestros días, el aprovechamiento del recurso hídrico alrededor del mundo ha sido esencial para el desarrollo a la orilla de los ríos de las civilizaciones y ciudades más importantes, por los beneficios aunados al agua.

En ingeniería se denomina presa o cortina a una barrera fabricada de piedra, concreto o materiales sueltos, que se construye habitualmente en un cañón o desfiladero perpendicular a un río o arroyo. Tiene la finalidad de almacenar el agua en el cauce fluvial para elevar su nivel con el objetivo de derivarla, para su aprovechamiento en abastecimiento de agua para uso humano, protección contra inundaciones o para la generación de energía eléctrica.

Recientemente ha surgido el término “hidroinformática” que trata del conjunto de modelos de simulación y tecnología de información, aplicadas a la solución de problemas relacionados con los recursos hídricos. Los modelos matemáticos y sus aplicaciones en hidrología e hidráulica, para el diseño de obras y la gestión de los recursos, han cobrado gran importancia como complemento de los modelos físicos.

Los modelos de simulación y sistemas de información geográfica se encuentran entre las herramientas más importantes para el manejo del riesgo y los daños por eventos extremos en zonas urbanas.

Entre las consecuencias más graves de estos eventos para la población a nivel mundial se encuentran las inundaciones; éstas provocan grandes pérdidas humanas y económicas, por lo que para lograr la prevención y reducción de los daños, se ha propuesto en varios países un conjunto de prácticas que ayuden a la gestión del riesgo por inundaciones. Las inundaciones se pueden producir por diferentes causas, entre ellas, la falla de una cortina.

La base para aplicar las medidas de apoyo que minimizan los riesgos, es conocer las zonas afectadas y la magnitud del evento hidrometeorológico durante una inundación, con el mayor detalle posible.

1.1 Justificación

En esta investigación se analiza la falla de una cortina, desde las causas que la originan, así como las consecuencias de la misma. Las causas que la originan son principalmente, la presencia de eventos meteorológicos extremos y que la capacidad de las presas de ha visto rebasada por esta situación, muchas presas han superado su vida útil aumentando el riesgo de falla, la sedimentación y la erosión han disminuido la capacidad de almacenamiento de las presas con el tiempo.

Actualmente existen herramientas que simulan el comportamiento del flujo superficial de ríos en 2 y 3 dimensiones. La modelación matemática del flujo de agua en un río consiste en predecir los valores que toman las variables hidráulicas (tirantes, velocidades, caudales, etc.) a partir de la resolución mediante métodos numéricos de unas ecuaciones obtenidas con una serie de hipótesis.

El desarrollo de la modelación numérica en conjunto con información digital (modelos digitales del terreno, etc) permite analizar una variedad de escenarios de forma rápida. De esta manera es factible obtener mapas correspondientes a varios tipos de eventos, con una menor o mayor probabilidad de ocurrencia, además de que esta representación gráfica, facilita la comprensión y evaluación de su alcance y peligrosidad.

La metodología para lograrlo comienza con la prevención, de manera que es necesario definir, al menos, las zonas que se encuentran en mayor peligro en caso de un evento de este tipo. Hay que poner primordial interés en las características de la inundación relacionadas directamente con el efecto en la población e infraestructura, como son área afectada, tirantes y velocidades, y tiempos de propagación.

Los resultados si son satisfactorios podrían aportar nuevas ideas sobre seguridad de presas y/o planes de emergencia ante la rotura de una presa, mediante la generación de mapas de riesgo o peligro aguas abajo de una cortina con riesgo de rotura.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de la presente investigación consiste en la comparación numérico-experimental del fenómeno de la rotura de presas, que permita realizar la aplicación de manera precisa y confiable a un caso real.

Dado que el proceso de falla se puede dividir en distintas etapas, para cumplir con el objetivo principal, se plantean los objetivos secundarios siguientes.

- a) Comparar la forma, tiempo e hidrograma de salida por la rotura del modelo físico de una presa con resultados numéricos.
- b) Simular numéricamente la rotura de una presa real.
- c) Propagación de la avenida resultante aguas abajo de la presa
- d) Calcular el área de inundación y tiempos de recorrido
- e) Elaborar de un programa de emergencia

1.3 Descripción del trabajo

Esta investigación consiste en el empleo del software IBER, modelo numérico de flujo a superficie libre de aguas someras en dos dimensiones, para aplicarlo a una problemática que se ha venido incrementando en diferentes países, la falla o rotura de presas, que se describe en el capítulo 2.

Para ello, en el capítulo 3 se describe un modelo físico (Rivera Díaz Cesáreo) realizado en el Laboratorio del Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). El modelo construido se instrumentó para obtener resultados lo más exactos y representativas posibles y así poder hacer un análisis en detalle de los factores más significativos que intervienen en la rotura de presas.

Posteriormente, en el capítulo 4 se realizó la simulación de la rotura de cortina con ayuda del software IBER, en esta etapa se calibró y validó la utilización del modelo comparando el hidrograma de rotura medido y calculado; además se realizó una validación cualitativa tanto de la forma como del tiempo de la formación de la brecha.

A continuación, en el capítulo 5 se realizó la aplicación a un caso real; esto es una falla hipotética de una presa en México. La presa lleva por nombre “La Codorniz” ubicada en el estado de Aguascalientes, construida de tierra y enrocamiento.

Finalmente, en el capítulo 6 los resultados del caso real serán utilizados para aportar nuevas ideas a la seguridad de presas, como mapas de peligro en las comunidades aguas abajo de la presa, mapas de profundidades máximas, de velocidades, para medir cuantitativamente los daños asociados a la rotura de presas.

2. ROTURA DE PRESAS

Las presas proporcionan grandes beneficios al ser humano, pero también resultan potencialmente peligrosas, ya que pueden ocurrir fallas por la enorme magnitud de los volúmenes de agua que almacenan, fenómeno que puede provocar grandes pérdidas económicas y humanas, además de daños importantes al medio ambiente.

Existe incertidumbre relacionada con las solicitaciones, las resistencias, los errores de diseño y ejecución, las dimensiones reales, el mantenimiento, la evolución temporal y espacial.

Al hacer el análisis de la rotura de una presa es importante considerar el modo de falla, así como la forma y evolución de la rotura, aspectos que dependen en gran medida del tipo de material de cortina.

En las presas de concreto el rompimiento es casi instantáneo y puede ser total o parcial, en cambio en las presas de material granular, generalmente la rotura se da por erosión y progresa con el tiempo, lo que genera una brecha que se extiende de acuerdo a las características de los materiales, la carga hidráulica y la velocidad del flujo.

Por definición, una rotura de la presa es (ICOLD, 1995), el colapso o el movimiento de una parte de la presa que ya no tiene la capacidad de soportar el agua. Esta representa un gran problema ya que hay más de 100,000 presas en todo el mundo, lo que creó la necesidad de un mayor estudio y análisis sobre este tema.

Aunque cada presa es diferente la una de la otra, es posible proponer una hipótesis general de este problema.

2.1 Panorama nacional

En México, según datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), existen 4,500 presas que conforman la infraestructura de almacenamiento de agua del país; de las cuales, 828 presas se clasifican como grandes presas (Ilustración 2.1), ya que su capacidad de almacenamiento es mayor a 3 Hm³ y tienen una cortina superior a los 15 m de altura.

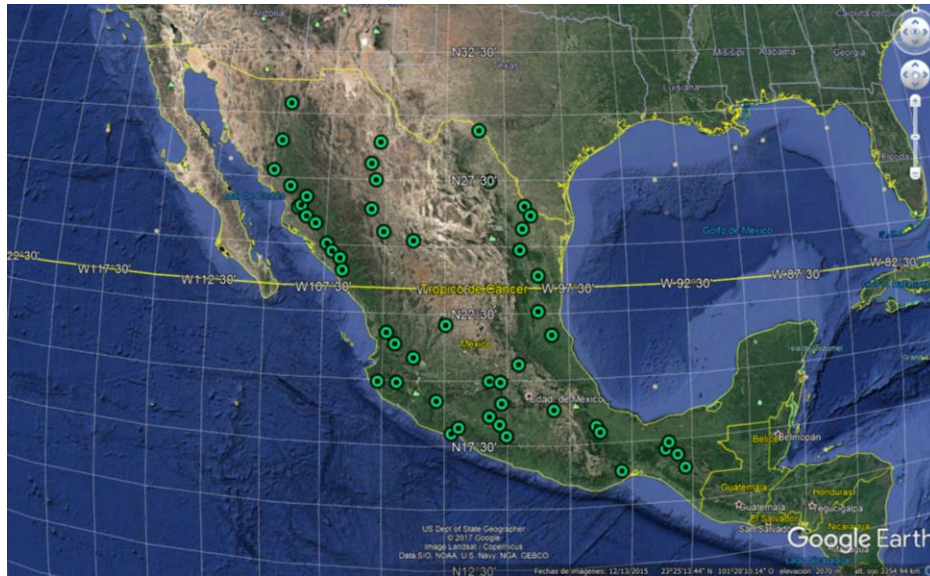


Ilustración 2.1 Distribución espacial de las grandes presas de México

La clasificación de las presas nacionales según el material con que se construyeron se muestra en la Ilustración 2.2.

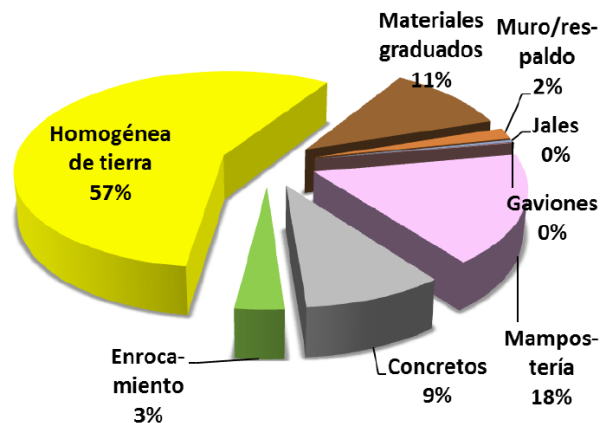


Ilustración 2.2 Clasificación de presas según el material de construcción CONAGUA.

En México las principales razones que han motivado el desarrollo de técnicas que garanticen la seguridad de presas son:

- El envejecimiento de las presas (algunas de las estructuras han superado su vida útil).
- La demanda de mayores niveles de seguridad para la población y los bienes ubicados aguas abajo de las presas.
- La necesidad de optimizar la gestión de sistemas de recursos hídricos y aumentar la capacidad de regulación de los mismos, con objeto de dar respuesta a una demanda creciente de abastecimiento; todo ello en un contexto de aparente incremento de eventos climatológicos extremos (avenidas y sequías).

En los últimos 20 años se ha prestado una gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las presas y se puede decir que se han establecido las bases técnicas y científicas para definir la seguridad que deben tener las mismas y las obras temporales, como las de desvío, sin embargo, esto no se ha implantado en forma decidida en nuestro país.

Muchos de los casos de falla registrados en México corresponden a obras que fueron afectadas por eventos ciclónicos en la Península de Baja California, Colima, Sinaloa, Sonora, Veracruz y Tamaulipas; sin embargo, los desbordamientos también son frecuentes en el Bajío, en las Cuencas Centrales del Norte y en la cuenca del Río Bravo.

2.2 Contexto internacional

En el mundo existen más de 100 mil grandes presas, de las cuales 36 mil están inventariadas.

- 22,000 se ubican en china,
- 6,600 en Estados Unidos de América,
- 4,300 en la India,

- 2,700 en Japón y
- 828 en México, de las cuales aproximadamente el 70% esta construidas de tierra y enrocamiento.

Un estudio reciente sobre la falla de presas en el mundo arrojó los siguientes resultados: se analizaron 15,800 presas, entre las que se presentaron 107 casos de falla, de los cuales, 61 fueron por desbordamiento, 13 durante la construcción y 33 por una mala operación (Marengo, 2011).

En el anexo 1 se presentan algunos ejemplos.

2.3 Tipos de falla

La falla de presas se presenta debido a diferentes factores, entre ellos el mal diseño de la misma, eventos meteorológicos extremos que producen desbordamiento, filtración, deslizamientos, erosión de taludes, entre otros. Además, se pueden presentar eventos externos a la estructura como sismos u oleaje.

En México, la falla en las presas tiene la misma tendencia que en otras partes del mundo, la principal causa identificada es la falla por desbordamiento, al ser insuficiente la capacidad de descarga del vertedor, con un 35% de los casos (tabla 2.2 e ilustración 2.3); su estudio es de vital importancia porque representa un gran peligro para las presas, para la infraestructura y los asentamientos humanos aguas abajo de las mismas.

Tabla 2.2 Tipos de falla de presas

Tipo de presa	Causa de falla
Tierra	Desbordamiento
	Filtración
	Cimentación
	Oleaje
Gravedad	Deslizamiento
	Cimentación

Arco	Deslizamiento
	Saturación
	Desbordamiento

La falla de presas por filtración se presenta cuando los materiales de los que está construida la presa tienen demasiada porosidad que permiten el flujo de agua a través de sus partículas, por lo que estos materiales funcionan como filtros, aunque en el diseño de las presas se especifica que el corazón de la presa debe de ser de materiales impermeables.

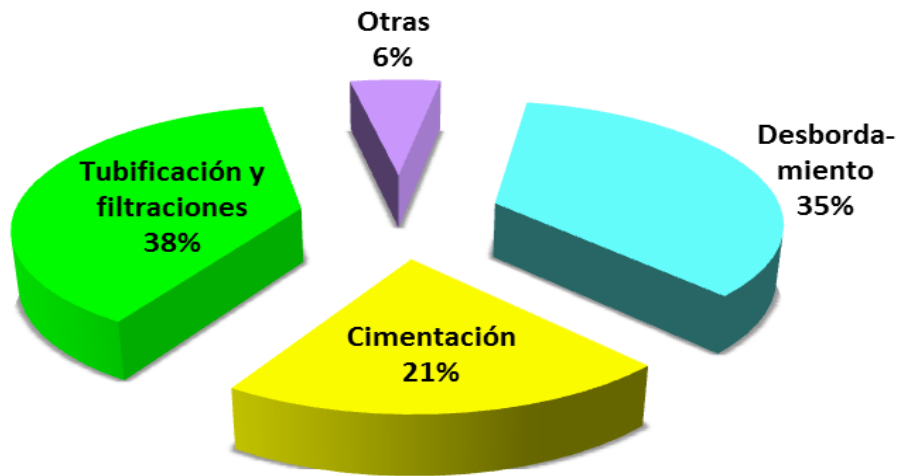


Ilustración 2.3 Causas más comunes de falla en presas CONAGUA.

Los factores que producen la falla en presas pueden agruparse de la siguiente manera (Marengo 2011).

- Factores hidrológicos. Incluyen frecuencia de avenidas, volumen y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse y oleaje (Ilustración 2.4).



Ilustración 2.4 Presa Walnut Grove. USA,(de roca suelta). Falla por fuertes nevadas y lluvias en 1980

- Factores hidráulicos. Comprenden la capacidad del vertedor, obras de toma, compuertas, erosión y falla de tuberías y válvulas (Ilustración 2.5).



Ilustración 2.5 Presa Campos Novos, Brasil (hormigón). Colapso del túnel en 2006.

- Factores geotécnicos. Abarcan condiciones desfavorables del suelo, material fisurado, filtración, excesiva presión de poro, asentamientos, inestabilidad y deslizamiento de taludes (Ilustración 2.6).

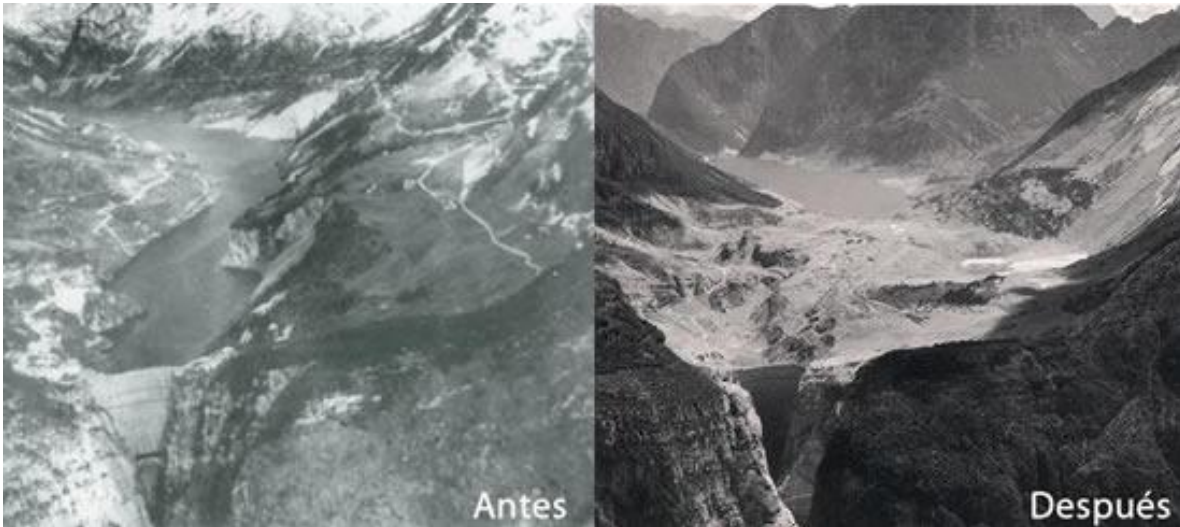


Ilustración 2.6 Presa De Vajont, Italia (hormigón). Falla de laderas del vaso provocando un tsunami.

- Factores sísmicos. Se refieren a condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por sismos y oleaje por sismo (Ilustración 2.7).



Ilustración 2.7 Falla de una presa en California, en 1971

- Factores estructurales y de construcción. Diseño estructural y materiales inadecuados, errores de construcción y pobre control de calidad (Ilustración 2.8).

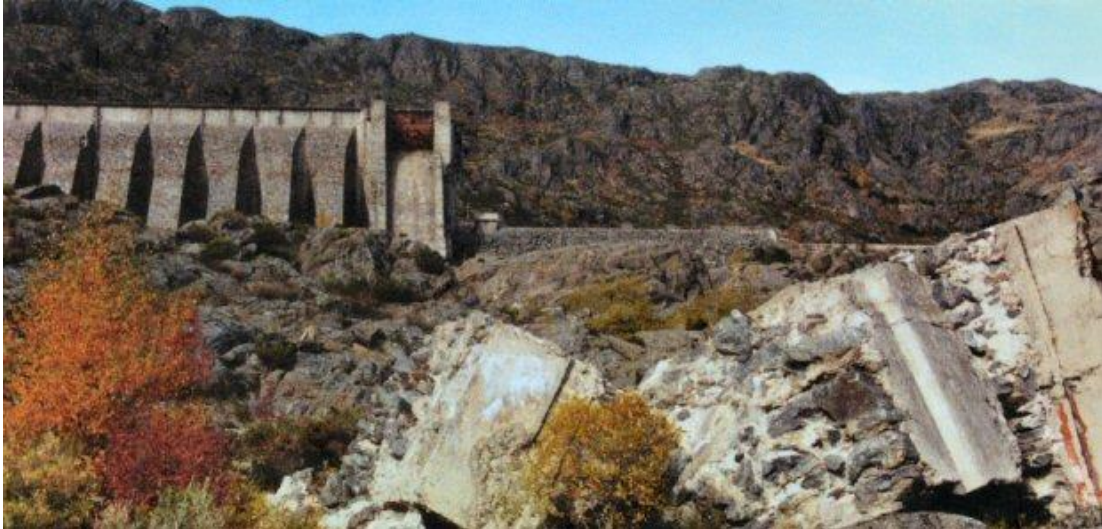


Ilustración 2.8 Presa Vega de Tera, España (hormigón), fallo por mala construcción, 1959

- Factores operacionales. Integran mantenimiento inapropiado, procedimientos incorrectos de operación, errores humanos y negligencia (Ilustración 2.9).



Ilustración 2.9 Presa en España (hormigón). Fallo por negligencia, 1982.

En este contexto, algunos países han desarrollado técnicas basadas en el análisis de riesgos que constituyen una herramienta útil, a partir de la cual garantizan la seguridad de presas.

Se puede considerar que se han planteado las bases para entender los aspectos geológicos, hidrológicos y comportamiento de los materiales, así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas.

2.4 Proceso físico

La brecha es la abertura o rotura irregular en una superficie alojada en una presa cuando ésta falla. La forma geométrica de la brecha, sus dimensiones y el tiempo de formación son elementos de gran incertidumbre dentro del análisis de la rotura de una presa (Díaz 2004).

Aun cuando las causas de una falla hayan sido identificadas, los mecanismos reales de la falla no son bien entendidos, ni para las presas de tierra ni para las presas de gravedad. En los primeros intentos de predecir la descarga debido a una rotura de presa, era usual suponer que la presa fallaba completa e instantáneamente.

Es importante mencionar que, en la formación de la brecha, se involucran aspectos hidráulicos, hidrodinámicos, hidrológicos, transporte de sedimentos y geotécnicos.

Los parámetros que definen la magnitud del pico y la forma del hidrograma de la descarga son (Díaz 2004):

1. Las dimensiones y la forma de la brecha
2. El tiempo de desarrollo
3. La profundidad y volumen del agua almacenada en el vaso
4. El caudal ingresando al vaso al momento de la rotura

Los dos primeros parámetros dependen significativamente del tipo de presa según sus materiales y de la causa de la falla; es por ello que la literatura técnica separa el análisis en dos grupos: presas de materiales sueltos (tierra y enrocamiento) y presas rígidas (concreto y mampostería).

Las características de la onda generada por la rotura de una presa de materiales sueltos dependen de la forma de la brecha y de las dimensiones de la misma, por lo tanto, los parámetros de la brecha toman mucha importancia en el análisis de la rotura.

2.5 Métodos para simular la formación de la brecha

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

En muchas ocasiones, ante la ocurrencia de un fenómeno de esta naturaleza, no es posible medir el hidrograma de salida de la cortina, ya que son fenómenos que no están contemplados, sin embargo, se pueden obtener resultados a partir de modelos numéricos y modelos físicos que contemplen las solicitaciones de diseño a las que están expuestas las estructuras.

Dada la complejidad del problema y la gravedad de las consecuencias se recomienda hacer comparaciones entre los modelos experimentales, los modelos numéricos y los predictivos basados en métodos estadísticos de fallas históricas.

2.5.1 Ecuaciones empíricas

De la literatura en la materia, se presentan algunas ecuaciones que describen el comportamiento en el tiempo y la forma de la brecha (Tabla 2.2 y 2.3).

Tabla 2.1 Ecuaciones para el cálculo del tiempo de formación de la brecha (Froehlich 2008).

Autor	Año	Ecuación	Observaciones
Mac Donald y Langrige	1984	$t_f = 0.0179v_e^{0.364}$	Presas de enrocamiento con pantallas de concreto (altura de cortina de 6 a 93 m.)
Froehlich	2008	$t_f = 0.0176 \left(\frac{V_w}{g * H_b^2} \right)^{1/2}$	Altura de cortina: 3.7 a 86.9 [m] Vw: 92,500 [m³] a 660 [hm³]
USBR	1988	$t_f = 0.011B_{prom}$	

Tabla 2.2 Ecuaciones para el cálculo del ancho promedio de la brecha

Autor	Año	Ecuación	Observaciones
Froehlich	1995	$B_{prom} = 0.1803K_0(V_w^{0.32})(H_b^{0.19})$	K ₀ entre 1 y 1.3
USBR	1988	$B = 3Hw$	Materiales terrosos, taludes con o sin revestimiento
Zagonjolti	2007	$b = 4.6Hw - 5.7$	Materiales terrosos, ancho de 5 a 170 m

2.5.2 Método de base física

Existen métodos basados en los procesos físicos, los cuales predicen el desarrollo de la brecha o la descarga resultante utilizando modelos de erosión basados en principios hidráulicos, del transporte de sedimentos y de mecánica de los suelos.

La mecánica predominante en la formación de la brecha en las presas de materiales granulares es por la erosión del material, ocasionada por el flujo de agua que pasa por encima o a través de la presa; el desbordamiento ocurre como resultado de la insuficiencia del diseño de bordo libre en algunos casos.

La erosión podría iniciar cuando se excede el esfuerzo cortante local del valor crítico, después, cada partícula consigue su movimiento. Cualquier pequeña brecha inicial representa un punto débil donde el esfuerzo cortante es más alto que los puntos adyacentes y puede convertirse rápidamente en una brecha mayor.

El alcance de la evolución de la brecha depende de la duración del desbordamiento, de las propiedades y el diseño de la presa.

Es muy difícil predecir la ubicación exacta y la forma de la brecha inicial, ya que depende de una multitud de factores. Además de las fluctuaciones locales del esfuerzo cortante, la heterogeneidad del material de construcción ejerce una resistencia variable al corte en la parte superior de la presa.

Debido a que el asentamiento más grande ocurre a menudo en el centro de la presa, la formación de una brecha por desbordamiento se puede producir en este punto, lo que lleva a una falla central. Alternativamente, la mala compactación en cualquier punto puede proporcionar el punto débil para la formación de una brecha inicial.

MacDonald y Langridge-Monopolis (1984), analizaron las características de rotura de varias fallas históricas de represas. Llegaron a la conclusión de que la forma de la brecha podría ser triangular con pendientes laterales 2V:1H, siempre que la brecha se desarrollara hasta la base del terraplén, y trapezoidal con pendientes laterales 2V:1H si el material adicional fue desprendido después de que la brecha alcanzara el fondo del terraplén. Esto, por supuesto debe usarse sólo si el tamaño de la brecha es menor que el terraplén.

Houston (1985), concluyó con datos de MacDonald y Langridge-Monopolis (1984) que para terraplenes con materiales graduados construidos de un excelente relleno, la forma de brecha podría ser asumida como trapezoidal con pendiente lateral con relación 1:1 con una base igual a la profundidad de la brecha, y esta se extiende hasta el fondo de la presa (Ilustración 2.10).

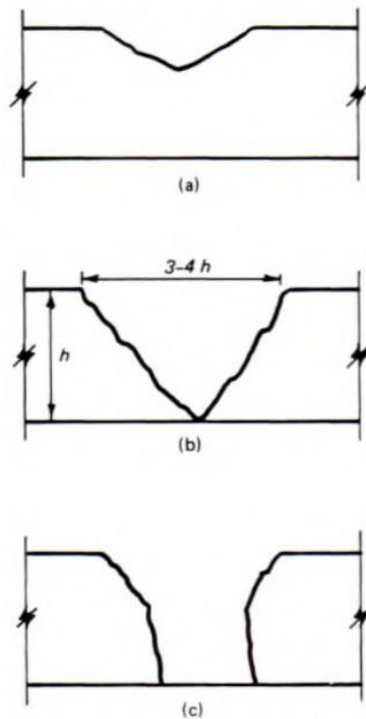


Ilustración 2.10 Forma de la brecha resultado del desbordamiento, a) inicio de forma de brecha, b) brecha forma de "V" cuando el material es erosionado y c) resultado de erosión lateral

Powledge et al (1989), presentaron modelos y prototipos de estudios de investigación realizados en los Estados Unidos y Gran Bretaña sobre el rendimiento de terraplenes para presas, diques, carreteras, etc., bajo el desbordamiento causado por eventos de inundación máxima probable. En su discusión sobre el flujo sobre terraplenes, identificaron tres regímenes de flujo y tres zonas de erosión correspondiente, como se muestra en la ilustración 2.11.

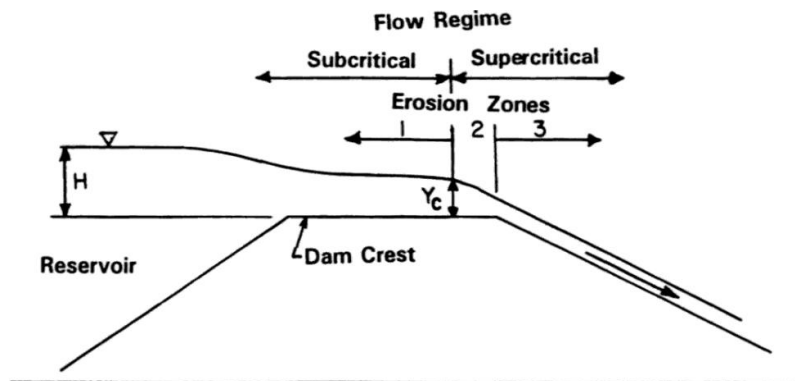


Ilustración 2.11 Regímenes de flujo hidráulico y zona de erosión durante el desbordamiento (USBR 2007).

En el régimen de flujo I (flujo subcrítico sobre la cresta de la presa) y erosión en la zona I. Las fuerzas hidráulicas son bajas porque el nivel de energía lo es respecto a la cresta de la presa. En el rango de flujo subcrítico, la pendiente de energía y por lo tanto las velocidades de flujo son pequeñas. Debido a la pequeña pendiente de energía, hay un bajo esfuerzo de corte a pesar de que la profundidad del flujo puede ser bastante alta. Sólo cuando la cresta de la presa es de material altamente erosionable, ocurre la erosión (Ilustración 2.11).

En el régimen de flujo II (flujo subcrítico sobre la cresta de la presa) y erosión en la zona II. La transición ocurre y el nivel de energía es similar al de la zona I, pero la pendiente de energía como el incremento del esfuerzo de corte pueden ser significativos. Debido a la pequeña pendiente de energía, hay un bajo esfuerzo de tracción a pesar de que la profundidad del flujo puede ser bastante alta. Sólo cuando la cresta de la presa consiste de material altamente erosionable, ocurre la erosión; la erosión ocurre en el borde aguas abajo de la cresta, dependiendo de la configuración de la presa (Ilustración 2.11).

En el régimen de flujo III (flujo supercrítico en la pendiente aguas abajo de la presa) y erosión en la zona III. Los niveles de energía progresivamente incrementan significativamente con el flujo en dirección hacia aguas abajo de la cara de la presa. La pendiente de energía es escarpada como resultado las velocidades que pueden incrementarse significativamente hasta que el equilibrio de la pérdida de energía es atenuado, también el esfuerzo cortante es alto, liderando una alta erosión potencial (Ilustración 2.11).

Por lo tanto, para modelar la rotura de una presa, es necesario, utilizar modelos matemáticos que representen los procesos físicos descritos anteriormente.

2.6 Peligro

El peligro aguas abajo de una presa está definido, según el *Bureau of Reclamation USA* (USBR, 1987), como la pérdida potencial de vidas humanas o daños materiales, ya sea por descargas controladas (descargas por vertedores) o por la brecha formada por una falla parcial o total en la cortina o el terreno.

También, el peligro o amenaza está definido como la ocurrencia de un evento dado, cuya magnitud pueda ocasionar daños a los bienes susceptibles expuestos y, para el caso del control de inundaciones, a menudo son estimados en función de uno o distintos periodos de retorno.

En el caso de inundaciones pueden existir dos componentes peligrosas (Ilustración 2.12):

- La profundidad de la inundación.
- La velocidad del flujo.

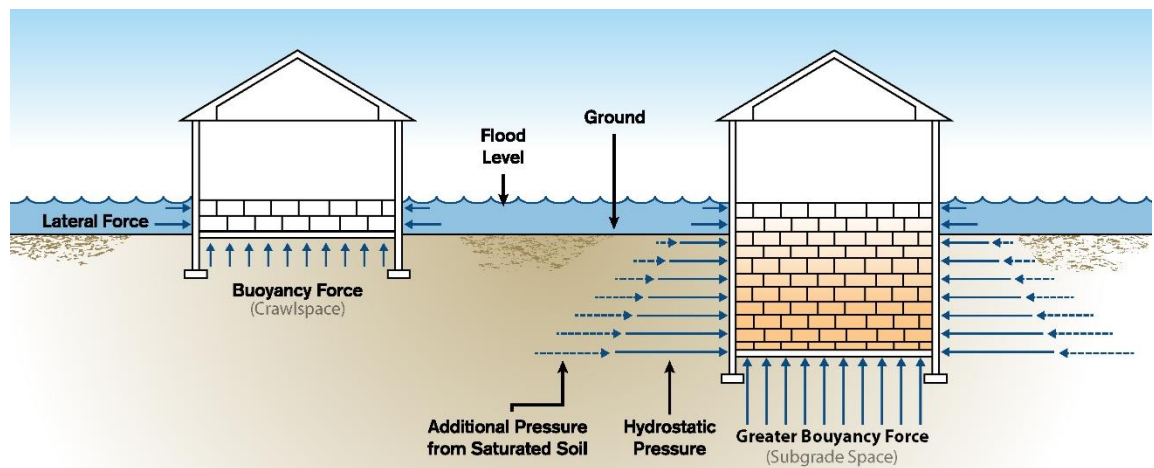


Ilustración 2.12 Componentes de estudio de flujo (Wang 2006).

El riesgo se estima combinando las probabilidades de ocurrencia de los escenarios de sollicitación (Ilustración 2.13), las probabilidades condicionales de rotura, y la magnitud de las consecuencias y sus distribuciones de probabilidad correspondientes.



Ilustración 2.13 Esquema de riesgo

Típicamente, las zonas de peligro de inundación se definen en función de la profundidad de ésta, la velocidad de flujo y, en algunas ocasiones, el producto de ambas. En México, el criterio que se utiliza es el tirante de inundación como la causa principal de los daños, sin embargo, cuando se analiza la ruptura de la cortina o la descarga de un vertedor, es necesario considerar también las velocidades presentadas (Marengo 2011).

3. MODELO FÍSICO

Desde que el ser humano ha implementado la construcción de grandes estructuras, como las presas para el aprovechamiento hidráulico, se utilizan los modelos físicos que simulan el comportamiento estructural o de algún fenómeno específico; como los temblores, estabilidad, fenómenos hidráulicos, etc, entre otras consideraciones de diseño.

Pueden existir cuestionamientos sobre dicho comportamiento, sin embargo, en el presente trabajo se adopta como una aproximación a las condiciones que se presentan en la realidad, y se utilizan los resultados para la calibración de un modelo matemático con el software IBER.

El ensayo sobre rotura de presas es un proceso dinámico en el que interesa estudiar las variables que intervienen en el proceso en distintos instantes de tiempo y para diferentes volúmenes de almacenamiento, altura de cortina, materiales, etc.

3.1 Descripción general

El modelo experimental (Rivera 2010) se desarrolló en el laboratorio de hidráulica de la unidad de posgrado de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), en un canal con pendiente horizontal y ancho constante igual a 0.61 m, (Ilustración 3.1).

Las principales características del modelo son:

- Cortina de 10 cm de alto y sección transversal variable
- Para una longitud de 225 cm. en el canal, el volumen almacenado es de 137 litros.

- El equipo utilizado consta de un sistema de recirculación de agua, trampa de sólidos, vertedores rectangulares de descarga libre al inicio y al final del canal (ilustración 3.2) y una cuadrícula de referencia de 1 cm x 1 cm en la parte superior de la cortina, para mayor exactitud en las mediciones (Ilustración 3.3).
- La instrumentación consta de dos cámaras de video (una en la parte superior y otra en la parte frontal de la cortina) para registrar la secuencia de la rotura, sensores de nivel para medir la profundidad en el embalse y la carga hidráulica en el vertedor rectangular al final de canal.



Ilustración 3.1 Instrumentación de la cortina

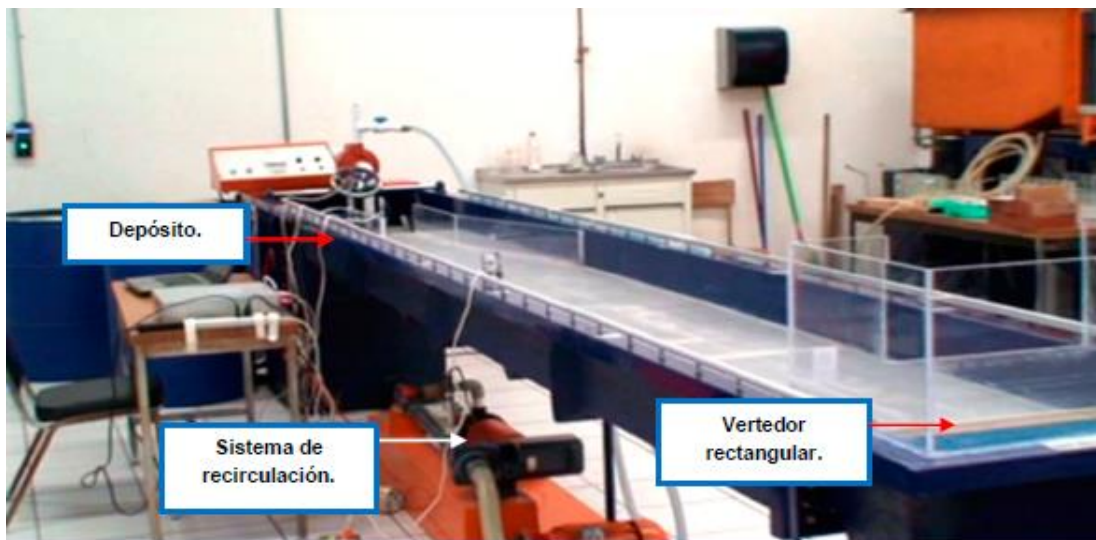


Ilustración 3.2 Componentes del modelo

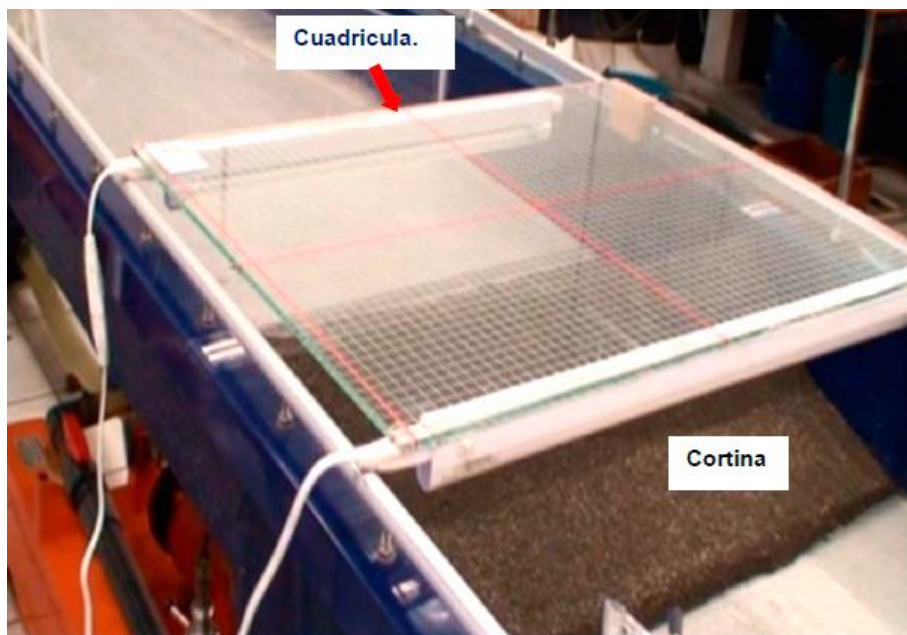


Ilustración 3.3 Cuadrícula de referencia para disminuir el error en la medición

El material utilizado para construir la cortina del modelo físico es arena de tipo volcánico, a la cual se le realizó una prueba granulométrica en el laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, cuyos resultados se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades del material utilizado en la cortina

D ₅₀	0.25 mm
ρ _{seca}	1.50 g/cm ³
ρ _{saturada}	1.97 g/cm ³
γ _{sumergido}	0.97 T/m ³
Permeabilidad	0.0464 cm/s
Porosidad	0.313

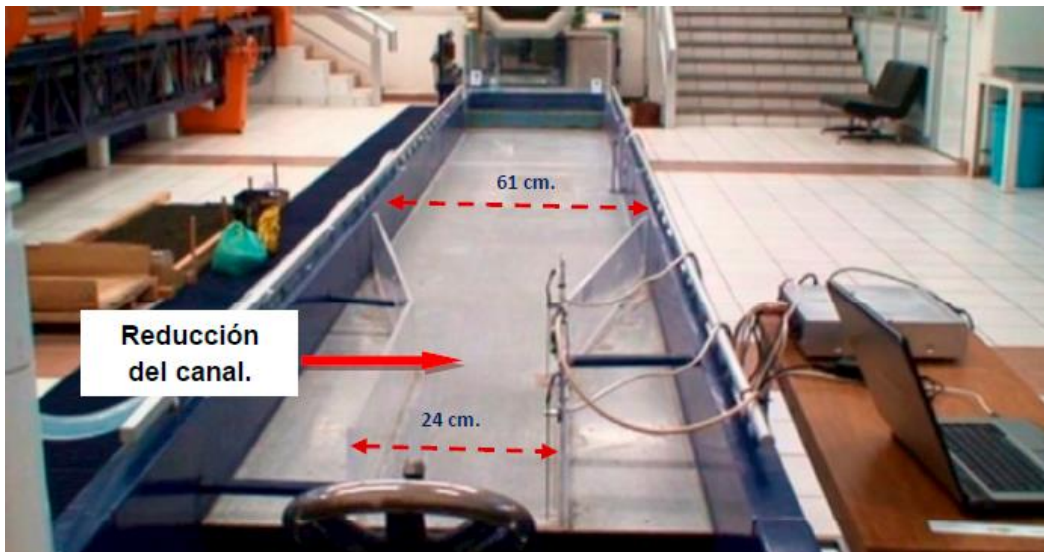


Ilustración 3.4 Reducción en el canal para estimar el hidrograma de salida

Para medir el gasto de salida, se usó una sección de control en la cual se usa la ecuación de un vertedor rectangular y con ello calcular el hidrograma de salida en el modelo.

$$Q = Cd * B * H(t)^{3/2}$$

3.2 Ensayo de rotura

Para realizar la rotura, se sigue el procedimiento siguiente:

- a) Se llena el embalse con un gasto constante hasta una elevación de 0.1 m.
- b) Se detiene la entrada de gasto.
- c) Se realiza una brecha triangular de 1 cm de profundidad y 1 cm de ancho. (Ilustración)



Ilustración 3.5 Llenado del embalse e inicio de falla

En los ensayos se observa que se genera una brecha que se va haciendo más grande a medida que el flujo pasa por la misma (ilustración 3.6). La carga hidráulica juega un papel importante en la falla o rotura de la presa.

Para analizar la rotura de la cortina, se midieron variables geométricas e hidráulicas de la brecha; con estos resultados se pueden hacer hipótesis de cómo podrían fallar las presas de este tipo de materiales o similares.

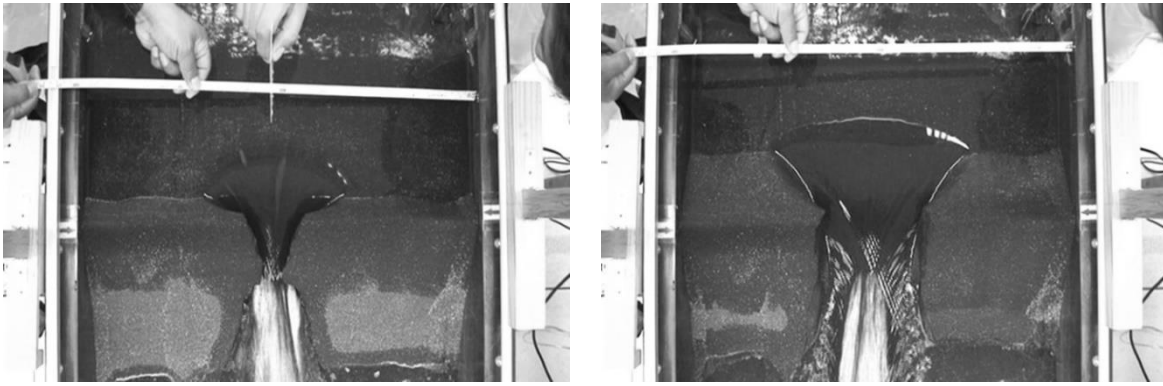


Ilustración 3.6 Formación de la brecha

La brecha presenta una forma de medio cono, que es el resultado del proceso erosivo que se puede describir como sigue:

1. El nivel del agua empieza a elevarse hasta la corona y con ello el valor de la carga aumenta hasta su valor máximo.
2. Se genera una brecha al centro de la cortina, que se erosiona rápidamente.
3. La longitud de la brecha aumenta con el tiempo hasta un valor máximo.
4. El desbordamiento continúa hasta un punto en el que la carga es tan pequeña que la erosión se detiene y la presa se vacía.
5. Es entonces cuando se observan los resultados que se instrumentaron.

3.3 Resultados

Uno de los resultados de referencia y que se utilizara en el proceso de calibración es el hidrograma de salida que se instrumentó en la sección rectangular y que se presenta (Tabla 3.2 e ilustración 3.7)

Tabla 3.2 Hidrograma de salida por brecha

t [s]	Q [l/s]		t [s]	Q [l/s]
0	0		80	0.25
5	0.45		85	0.2
10	1.05		90	0.15
15	1.85		95	0.1
20	2.35		100	0.1
25	2.25		105	0.1
30	1.95		110	0.1
35	1.85		115	0.1
40	1.5		120	0.1
45	1.25		125	0.1
50	1.05		130	0.1
55	0.75		135	0.1
60	0.6		140	0.1
65	0.45		145	0.1
70	0.35		150	0.1
75	0.3			

Los resultados se muestran cada 5 segundos para un periodo de 150 segundos, este tiempo es suficiente para vaciar el embalse de la presa, esto significa que la brecha se formó durante este tiempo producto de la erosión.

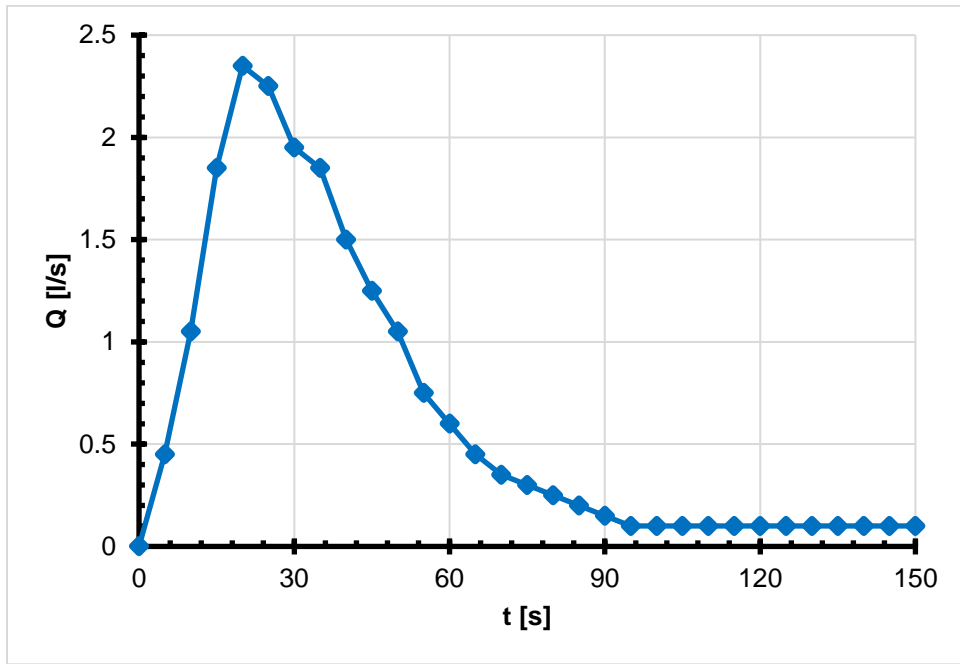


Ilustración 3.7 Hidrograma de salida, volumen 137 litros

El hidrograma de la ilustración 3.7 está directamente relacionado con el volumen de almacenamiento, material y altura de la cortina.

4. MODELO NUMÉRICO

Los modelos matemáticos, si se emplean y calibran adecuadamente, son herramientas idóneas para el manejo ingenieril de situaciones de emergencia provocadas por los fenómenos meteorológicos extremos o una mala operación de las estructuras hidráulicas.

Iber es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo en ríos y estuarios desarrollado a partir de la colaboración del Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de Coruña), del Grupo de Ingeniería Matemática (Universidad de Santiago de Compostela), del Instituto Flumen (Universidad Politécnica de Cataluña y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería) y promovido por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

Iber es un modelo que combina un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos, y utiliza el método de volúmenes finitos para resolver las ecuaciones correspondientes. Se eligió Iber por ser un software de uso libre, su fácil uso y aplicación, además su interfaz gráfica de usuario es muy amigable para visualizar los resultados más fácilmente. Cabe mencionar que el tiempo de cálculo es reducido en comparación con otros softwares.

Algunos de los campos de aplicación de Iber son:

- Simulación del flujo en lámina libre en cauces naturales.
- Evaluación de zonas inundables. Cálculo de las zonas de flujo preferente.
- Cálculo hidráulico de encauzamientos.
- Cálculo hidráulico de redes de canales en lámina libre.
- Cálculo de corrientes de marea en estuarios.
- Estabilidad de los sedimentos del lecho.
- Procesos de erosión y sedimentación por transporte de material granular.
- Formación de brechas en cortinas de tierra y enrocamiento

4.1 Ecuaciones y esquemas numéricos

El módulo hidrodinámico de Iber resuelve las ecuaciones de St. Venant bidimensionales, incorporando los efectos de la turbulencia y rozamiento superficial por viento, que se escriben como (Blade, et al 2014):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h U_x) + \frac{\partial}{\partial x}\left(h U_x^2 + g \frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(h U_x U_y) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\vartheta_t h \frac{\partial U_x}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\vartheta_t h \frac{\partial U_x}{\partial y}\right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h U_y) + \frac{\partial}{\partial y}\left(h U_y^2 + g \frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial x}(h U_x U_y) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\vartheta_t h \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\vartheta_t h \frac{\partial U_y}{\partial y}\right)$$

Donde

- h es el tirante
- U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad
- g es la aceleración de la gravedad,
- ρ es la densidad del agua,
- Z_b es la cota del fondo,
- τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento
- τ_b es la fricción debida al rozamiento del fondo y
- ν_t es la viscosidad turbulenta

La variación de la cota del fondo se calcula mediante la ecuación de conservación del sedimento de Exner.

$$(1 - p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E$$

El módulo de transporte de sedimentos de IBER tiene varias ecuaciones que calculan el arrastre ya sean de fondo o en suspensión, estas ecuaciones son las más utilizadas por investigadores a nivel internacional. Las cuales son Meyer-Peter and Müller, Van Rijn, Engelund and Fredsoe, Engelund and Hansen y Ad Hoc, en esta última se pueden variar los coeficientes de la expresión propuesta por Meyer-Peter y Muller, las cuales se describen a continuación.

➤ Meyer-Peter Müller (1948)

La ecuación original de MPM, deducida para fondos de grava de hasta 30 mm de diámetro, calcula el caudal sólido de fondo con la siguiente expresión:

$$q_{sb}^* = 8 * (\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{\frac{3}{2}}$$

➤ Van-Rijn (1984)

En la formulación de van Rijn el caudal sólido de fondo se calcula a partir de las siguientes expresiones:

$$T < 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.053 * \frac{T^{2.1}}{D^0}$$

$$T > 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.1 * \frac{T^{1.5}}{D^{0.3}}$$

Siendo T un parámetro adimensional que mide el exceso de fricción de fondo por arriba del valor crítico que define el umbral del movimiento.

$$T = \frac{\tau_{bs}^* - \tau_c^*}{\tau_c^*}$$

El diámetro adimensional se define como

$$D = D_5 * \left(\frac{gR}{v^2} \right) \quad \text{con} \quad R = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Tanto las ecuaciones hidrodinámicas, como los modelos de turbulencia y el modelo de transporte de sedimentos, se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finitos en una malla no-estructurada. El método de volúmenes finitos es uno de los más extendidos y comúnmente utilizados en dinámica de fluidos por ser muy eficiente para la resolución de leyes de conservación.

Las características de los esquemas numéricos utilizados en Iber son las siguientes:

- Esquema de tipo físico como lo es el volumen finito, planteados en forma integral y conservativa
- Esquemas descentrados tipo Roe de alta resolución
- Capacidad de resolver flujo subcrítico, supercrítico y cambios de régimen (transcrítico).
- Mallas estructuradas y no-estructuradas formadas por elementos de 4 o 3 lados, respectivamente.

4.2 Entorno de IBER

El entorno Iber incluye módulos de pre-proceso de datos y post-proceso de resultados basados en el sistema GiD. Ambos módulos son compatibles con entornos SIG.

Pre-proceso

- Aplicaciones CAD para diseño de geometrías de cálculo.
- Generación de mallas estructuradas y no-estructuradas mediante diferentes algoritmos de mallado.
- Capacidad de importar imágenes geo-referenciadas.

- Definición de propiedades y parámetros de cálculo variables espacial y temporalmente.
- Posibilidad de importar la rugosidad de fondo de forma automática a partir de datos geo-referenciados de usos del suelo.
- Posibilidad de reemprender un cálculo interrumpido.

Post-proceso

- Visualización de campos 2D escalares y vectoriales.
- Extracción de secciones y perfiles longitudinales.
- Visualización de resultados temporales mientras se ejecuta la simulación.
- Visualización de mapas de peligro.
- Visualización de zonas inundables y frentes seco-mojado no estacionarios.
- Herramientas para la visualización de los resultados en formato SIG.
- Exportación de resultados en formato raster para ser visualizados directamente en entornos SIG.
- Visualización de resultados sobre imágenes geo-referenciadas.
- Creación de videos con animación de resultados no estacionarios.

4.3 Mallas de cálculo

Uno de los procesos que requieren mayor tiempo y esfuerzo a la hora de desarrollar un estudio de simulación numérica del flujo en ríos es la generación de la malla de cálculo. Un río tiene una geometría irregular y la construcción de una malla eficiente no es evidente. Una buena malla debe de ser irregular, con el fin de minimizar el número de elementos con transiciones suaves.

En Iber se incluyen los siguientes métodos de generación de mallas:

- Mallas estructuradas.
- Malla de triángulos irregulares generada con error cordal.
- Malla de triángulos rectángulos equiláteros o RTIN (*Rectangular Triangulated Irregular Network*), generada con error cordal.
- Malla regular con todos los puntos del modelo digital del terreno (MDT).
- Importación de mallas generadas con SMS (formato .2dm).

Para estas metodologías se requiere como información de partida un modelo digital del terreno en formato ASCII.

4.4 Calibración

En esta sección se presenta el proceso de calibración comparando los resultados del modelo experimental con el modelo Iber, esto con el objetivo de mostrar la capacidad del modelo y la precisión que se puede esperar de los resultados en diferentes tipos de aplicaciones.

En este proceso se utilizaron todas las ecuaciones de arrastre de sedimentos incluidas en el iber para reproducir el hidrograma medido aguas abajo de la cortina y la forma de la brecha.

Geometría

Para generar la geometría, primero se dibujó en AutoCAD y posteriormente se importó a IBER posteriormente. Esta es una de las ventajas del modelo, ya que interactúa con otras aplicaciones relacionadas a la aplicación en ingeniería.

En el modelo no se dibujaron las paredes ya que IBER automáticamente determina que son impermeables. Se dibujaron diferentes superficies para asignarles sus atributos a cada tramo y en específico a la cortina (Ilustración 4.1).

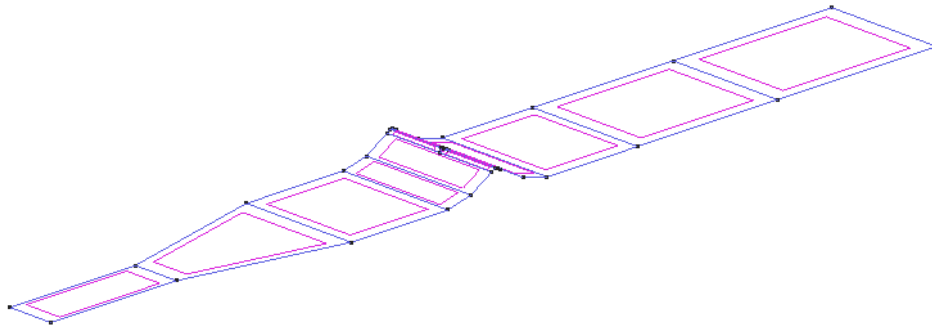


Ilustración 4.1 Geometría del modelo en Iber

Condiciones iniciales

Se deben asignar a todo el dominio. Se puede escoger entre asignar un calado, o una cota de agua. Las condiciones iniciales consisten en asignar en el canal los niveles o profundidades de agua en el instante 0 de tiempo.

En este caso se le asignó un tirante de 10 cm de agua en el vaso y 0 cm aguas abajo de la cortina. Cabe recalcar que la altura de la cortina es de 10 cm, por lo que se pretende simular es la presa al nivel máximo de capacidad y una falla por desbordamiento.

Condiciones de contorno

Iber distingue entre contornos cerrados (tipo pared) y contornos abiertos por los cuales entra y sale el agua del dominio de cálculo. En los contornos cerrados se puede asignar una condición de deslizamiento libre o una condición de fricción de pared (Manual Iber 2012).

Con la condición de deslizamiento libre se desprecia el rozamiento generado por los contornos sobre el fluido. Si se considera relevante el efecto del rozamiento generado por el contorno se debe utilizar una condición de contorno tipo fricción.

Respecto a los contornos abiertos, se consideran diferentes alternativas en función del régimen hidráulico en el contorno. En los contornos de entrada generalmente se asigna el caudal y se asume que la dirección del flujo es perpendicular al contorno. En caso de que el flujo entre en régimen supercrítico, se impone adicionalmente la profundidad.

En los contornos de salida se impone el nivel de la lámina de agua en caso de que se produzca un régimen subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna condición en el caso de que el régimen sea supercrítico

En el experimento no se tiene condición de entrada en el canal, solo se utilizará el volumen almacenado. Se le asignó en la salida del canal una condición de flujo supercrítico

Datos del problema

Se determinó que el tiempo de cálculo fueran 2.5 min y que se reportaran resultados en un intervalo de tiempo de 5 segundos. Ya que los resultados del modelo físico se midieron de igual forma cada 5 segundos. (Ilustración 4.4).

Otros parámetros importantes son los esquemas numéricos, de primer y segundo orden. No se considera representativa la rugosidad en las paredes, por lo tanto, el coeficiente de Manning en las paredes es de 0.0001. En métodos numéricos, la condición de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) es una condición de convergencia de ecuaciones diferenciales que nos permite restringir el cálculo; por lo tanto, la condición de CFL tiene la relación de velocidad de onda numérica contra velocidad de onda física, restringiendo esta relación menor a 0.49.

Material de la cortina

Los datos empleados para el transporte de sedimentos de fondo del material de la cortina se obtuvieron mediante un estudio geotécnico (tabla 4.1).

Tabla 4.1 Características del sedimento

D₅₀	0.25 [mm]
Porosidad	0.313
Angulo de fricción interna	45 [°]=0.78 [rad]

Rugosidad

Los coeficientes de rugosidad de Manning que se utilizaron fueron $n=0.023$ para la cortina de arena, y $n=0.0015$ para el resto del canal de material de metacrilato (Ilustración 4.2).

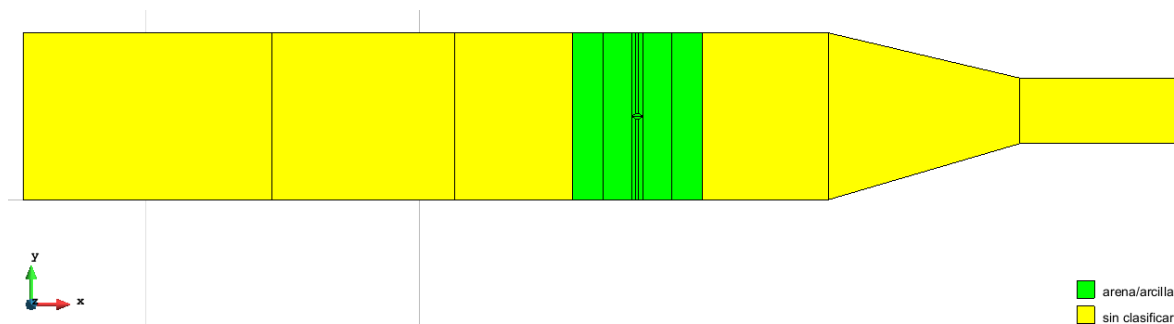


Ilustración 4.2 Rugosidad en la cortina y el canal

Malla de calculo

La solución de ecuaciones diferenciales parciales mediante técnicas numéricas conlleva a discretizar el dominio de cálculo, para ello se divide en pequeños elementos geométricos para aproximar el medio en tiempo y espacio, obteniendo así una malla sobre el cual se desarrolla el cálculo.

La malla toma un papel importante en la modelación numérica, ya que condiciona el tiempo de cálculo (horas maquina), para dar solución al sistema de ecuaciones empleado, el cual representa el problema físico. Aunado a esto es necesario cumplir las condiciones de precisión y estabilidad numérica. A medida que el flujo es turbulento las características anteriores toman importancia.

La malla tendrá dos partes claramente diferenciadas: el canal y la cortina. En el canal la precisión de la malla será menor, sin muchas complicaciones ya que no se presentarán en esta área importantes modificaciones, sin embargo, en la cortina la malla será más fina donde el cambio de la elevación del fondo influye en el área hidráulica y por lo tanto en el gasto (Ilustración 4.3).

La malla implementada es mixta, compuesta por cuadriláteros con un tamaño promedio de 5 cm en el canal y triangular con tamaño promedio de 1 cm en el cuerpo de la cortina. Esto con el fin de que el cálculo en cada nodo sea más preciso en la cortina y por consecuencia en la brecha.

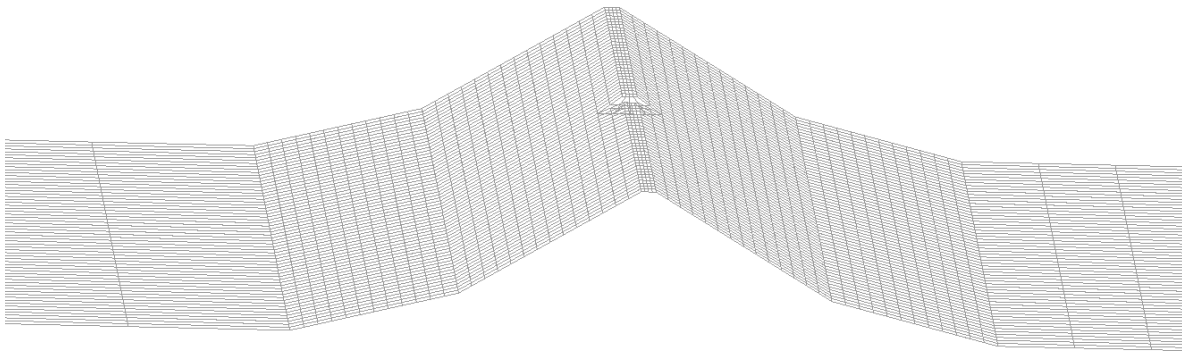


Ilustración 4.3 Malla de cálculo

4.5 Resultados

Como se mencionó anteriormente el fin de comparar los resultados entre los modelos experimentales y numéricos surgen de la necesidad de extrapolar estos resultados a escalas reales donde podamos medir o predecir la magnitud de un evento extremo que afecte a las estructuras hidráulicas y por consecuencia a poblaciones cercanas a ellas. Uno de los fenómenos que nos interesa es la erosión de la presa, puesto que se pretende reproducir la forma de la falla y el hidrograma de salida por la brecha, así como el traslado del hidrograma aguas abajo de la cortina. Para ello se realizaron varios cálculos en los que se variaron las ecuaciones de arrastre de sedimentos.

El programa Iber tiene la capacidad de optimizar parámetros de la expresión propuesta por Meller-Peter-Müller, así como el umbral de movimiento de las partículas (esfuerzo crítico).

En la Ilustración 4.4, se presentan los resultados de los hidrogramas de salida calculados empleando diferentes ecuaciones de transporte de fondo en comparación con el hidrograma medido.

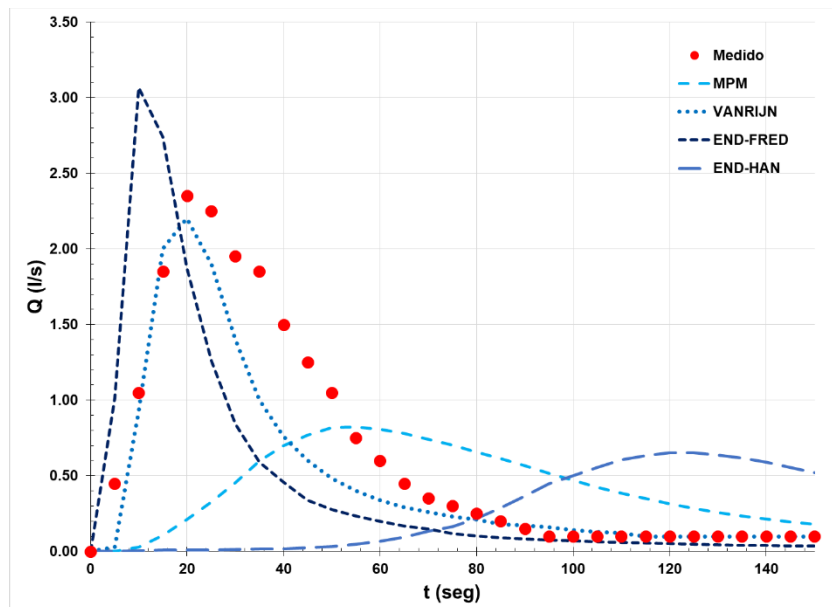


Ilustración 4.4 Hidrogramas calculados vs medido

En la ilustración 4.4 se observa que todas las ecuaciones de transporte de sedimentos ofrecen una buena aproximación de los resultados, pero sin duda, los mejores resultados se obtuvieron de las ecuaciones de Van Rijn.

Posteriormente se utilizó la formulación Ad-hoc, en la cual se variaron los diferentes parámetros, los resultados se muestran en la ilustración 4.5.

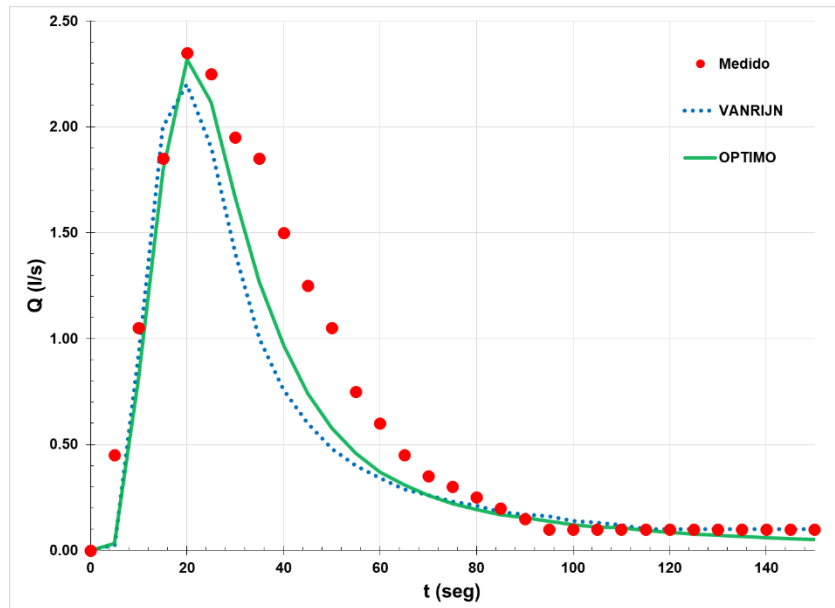


Ilustración 4.5 Optimización de los parámetros de transporte de fondo

Con la calibración, se logró alcanzar el pico del hidrograma, el cual se presentó en el segundo 20, así como la forma del hidrograma. Los valores utilizados en la modelación de transporte de sedimentos se muestran a continuación (Ilustración 4.6).

Transporte de Fondo		Activ
Modelo	Ad hoc	
Alpha	16	
Tau crítico	0.023	
Beta	1.5	
d50 [m]	0.00025	
Porosidad	0.313	
Ángulo de Fricción interna [rad]	0.78	
Densidad Relativa	2.0	
<input checked="" type="checkbox"/> Modelo de Avalancha		
Instante Inicio Transp. Fondo [s]	0	

Ilustración 4.6 Parámetros de optimización

De los resultados obtenidos con el proceso de optimización (formulación Ad-hoc) en la Ilustración 4.7 se muestra la brecha generada y la obtenida por la expresión de VanRijn, observada desde aguas abajo de la cortina para instantes de tiempo similares.

Se observa que se logró reproducir cualitativamente la falla del modelo físico con las ecuaciones del modelo numérico IBER.

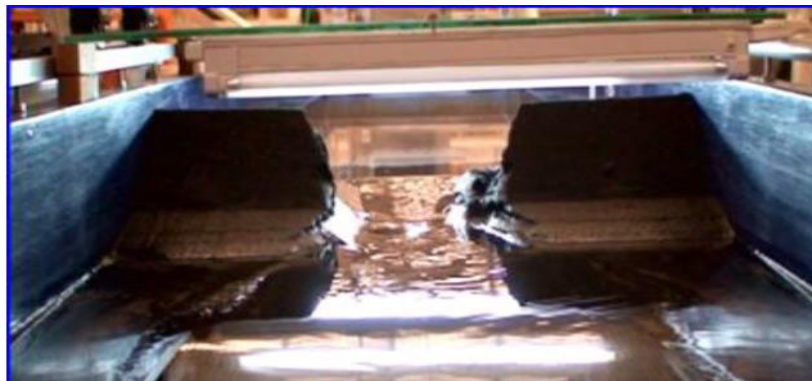
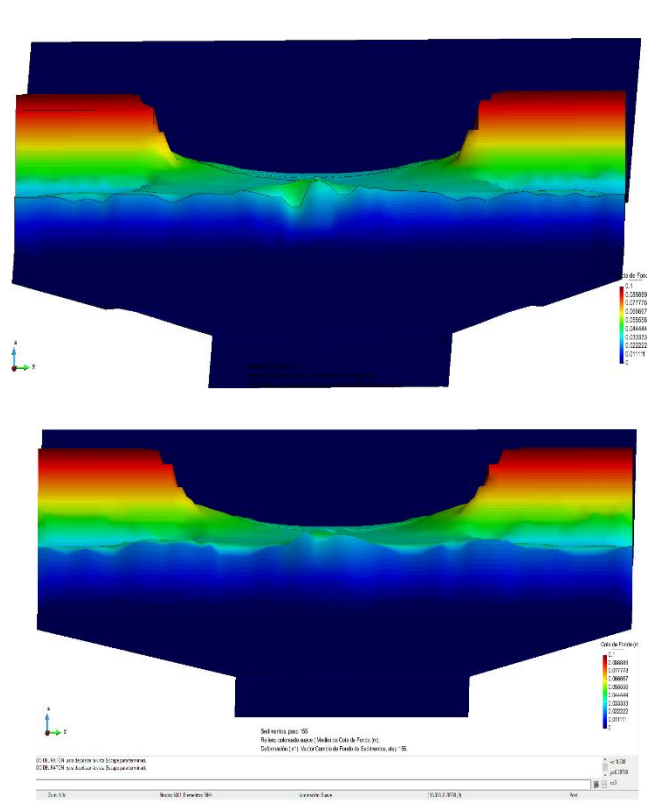


Ilustración 4.7 Brecha generada en Iber (óptima y VanRijn) y en laboratorio

También en la ilustración 4.8 se muestra la comparación de las brechas calculadas con vista en planta. Al comparar la relación de estrechamiento de brecha como de profundidad de erosión, se observa que son similares en su geometría.

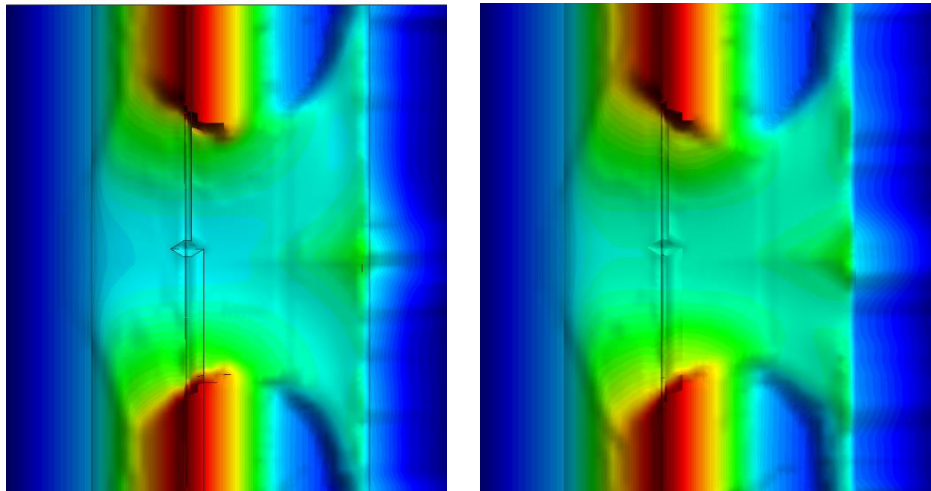


Ilustración 4.8 Brechas calculadas con vista en planta

Además, en la ilustración 4.9 se presenta la comparación del hidrograma de salida con la ecuación de Van Rijn y la ecuación modificada sobre la corona de la cortina. Estas ecuaciones son las que muestran una mayor aproximación a los resultados medidos experimentalmente.

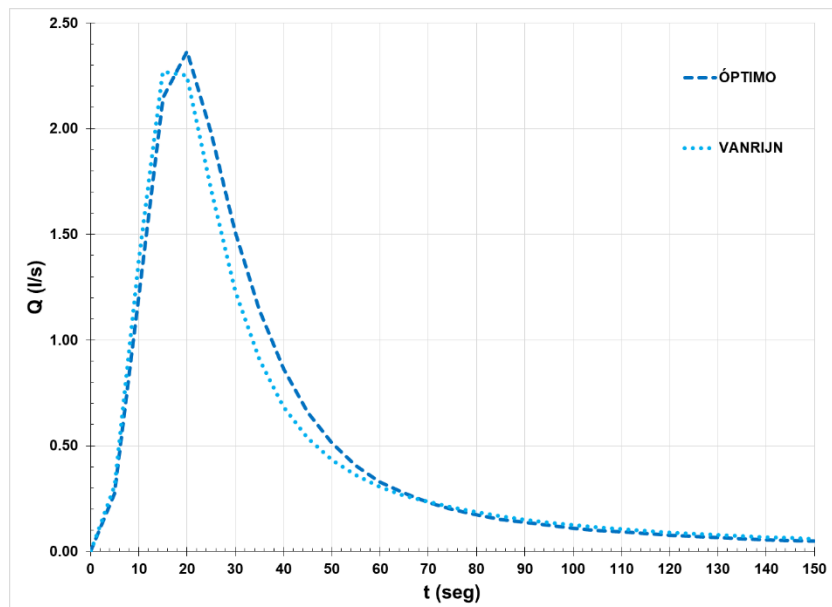


Ilustración 4.9 Hidrograma de rotura calculado sobre la corona de la cortina

5. CASO DE APLICACIÓN

Una vez que los resultados del modelo físico y los resultados del modelo numérico se han comparado y han sido calibrados para obtener la similitud entre ellos, se podrán extrapolar los resultados del modelo físico para aplicarlos a una presa real.

Dado que las ecuaciones de Van Rijn y la ecuación modificada de Meyer-Peter son las que muestran una mayor aproximación a los resultados medidos experimentalmente, se decidió utilizar estas ecuaciones para el caso de aplicación.

Con objeto de aprovechar en riego de 520 ha., se construyó la presa de La Codorniz, que consiste esencialmente en una cortina del tipo de tierra y roca, provista en su margen izquierda de una obra de toma y en su margen derecha de un vertedor de excedencias del tipo de cresta libre con canal lateral.

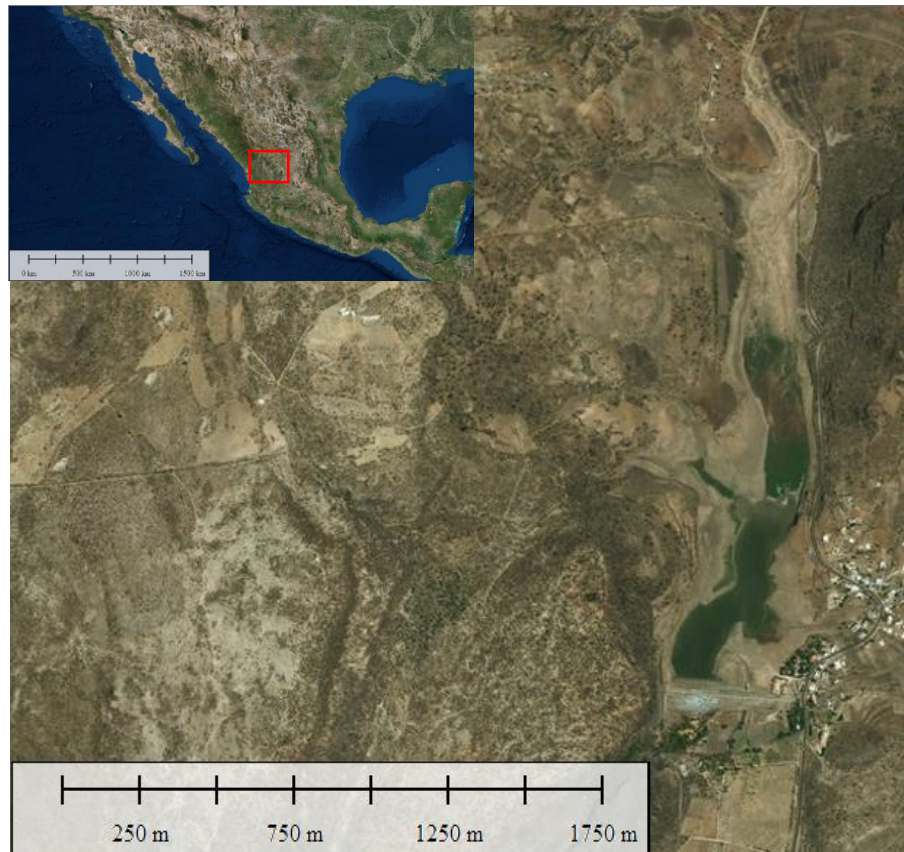


Ilustración 5.1 Presa La Codorniz, Aguascalientes.

5.1 Zona de estudio

En este capítulo se aplica el modelo de rotura a una presa localizada a 20 km aproximadamente al norte de la ciudad de Calvillo, sobre el río de La Labor, Aguascalientes, forma parte de la región hidrológica Lerma-Santiago.

La zona de estudio contempla 9 localidades ubicadas en la cercanía de la corriente ubicada aguas abajo de la cortina, se menciona en la tabla 5.1 y se observan en la ilustración 5.2.

Tabla 5.1. Localidades aguas abajo de la presa

#	Localidad	Área [Km ²]	Distancia a Presa (km)	Población (habitantes)	Viviendas
1	Puerta de Fragua	0.064	0.5	194	96
2	La Labor	0.486	4	1,988	606
3	San Tadeo	0.287	10	1513	334
4	Solidaridad	0.091	14	504	167
5	San Isidro	0.233	15.5	1318	421
6	La Panadera	0.436	16.8	1212	433
7	El Cuervero	0.672	17.7	2350	610
8	Calvillo	5.585	20	19,742	4968
9	Los Patos	0.145	24	499	169

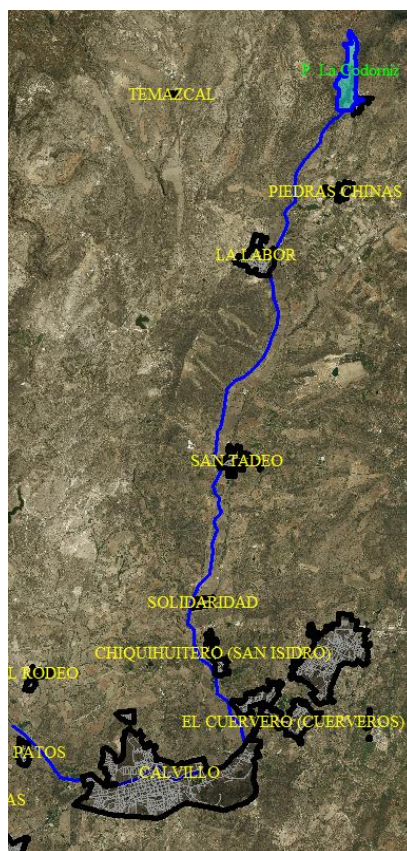


Ilustración 5.2 Localidades en estudio aguas abajo de la cortina

5.2 Características constructivas de la presa

La cortina de la presa La Codorniz está construida a base de un suelo arcilloso compresible, impermeable; tiene una granulometría en promedio de 10% en arena y 90% de finos; su densidad relativa de sólidos es 2.739, su límite líquido 78%, índice de plasticidad 47%, peso volumétrico seco $1\,332\text{ kg/m}^3$, correspondiéndole una humedad óptima de 33.4%, una relación de vacíos de 1.057; la resistencia al esfuerzo cortante se determinó con ensayos de compresión triaxial empleando especímenes saturados, obteniéndose un valor de $s = 0.5$ en kg/cm^2 para prueba indrenada rápida; la permeabilidad $k = 3.27 \times 10^{-8}$ cm/s (CONAGUA).

Los materiales permeables, formados por rezaga y arena tienen una densidad relativa de sólidos de 2.65; su peso volumétrico seco de $2,000\text{ kg/m}^3$. Los correspondientes a enrocamiento se les consideró un peso volumétrico seco de $1\,550\text{ kg/m}^3$ (Ilustración 5.3).

En la Tabla 5.2 se presenta un resumen los datos de las características geométricas de construcción. Las medidas de la cortina son: altura total 36.00 m; longitud por la corona 385.00 m; ancho de la corona 8.00 m; en la base 140.00 m.

Tabla 5.2 Características de la cortina

Tamaño	Grande > 15 m	
Comportamiento:	Flexible	
Tipo:	de tierra y/o enrocamiento	
Material:	Enrocamiento	
Tipo de Cimentación	Roca	
Altura Máxima:	36	m
Elevación Corona:	1,826.5	msnm
Longitud:	385	m
Ancho:	8	m
Taludes Aguas arriba:	2:1	h:v,
Taludes Aguas abajo:	2:1	h:v,
Altura del parapeto:	0	m
Volumen del cuerpo:	372,950	m ³
Altura sobre el cauce:	32	m

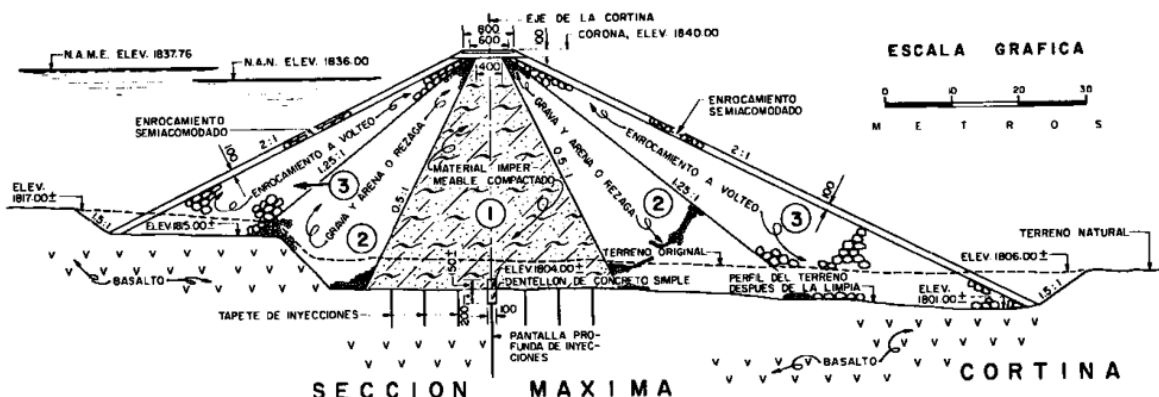


Ilustración 5.3 Características geométricas y constructivas de la cortina La Codorniz

En la Ilustración 5.4, se muestran las características geométricas de la sección transversal de la boca del río, donde fue construida la cortina, además, se puede apreciar la obra de excedencias que consta en un vertedor con descarga libre ubicado en la margen derecha de la cortina. En la Tabla 5.2 las capacidades y niveles de almacenamiento y de operación del embalse.

Tabla 5.3 Niveles y almacenamiento

NAME:	1826.5	msnm
NAMO:	1824	msnm
NAMINO:	1812.4	msnm
Volumen al NAME:	6.528	hm ³
Volumen al NAMO:	5.366	hm ³
Volumen al NAMINO:	0.4	hm ³
Volumen de azolves:	0.4	hm ³
Volumen Útil:	4.966	hm ³
Súper-almacenamiento:	1.162	hm ³

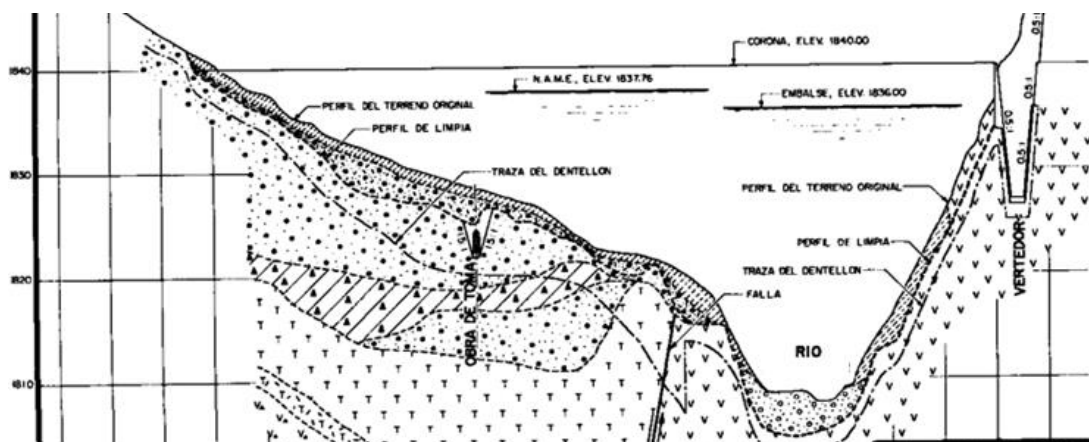


Ilustración 5.4 Sección transversal de la boca de la presa La Codorniz

El escurrimiento que llega a la presa, La Codorniz, es de un máximo de 14.9 Mm³, con un mínimo de 6.3 Mm³ en sus años más secos, teniendo un promedio de 9.2 Mm³. Para su diseño, se tuvo un gasto pico de 500 m³/s para un periodo de retorno de 100 años. En la tabla 5.3 se observan los gastos de diseño

Tabla 5.4 Gasto de diseño

Gasto Máximo Diseño:	500	m3/s
Periodo de retorno:	1000	años
Gasto máximo registrado:	62	m3/s

5.3 Aplicación

De forma similar que, en el modelo experimental, se procedió a crear 4 secciones en la zona de interés, la primera es la sección del vaso de la presa, la segunda es el cuerpo de la cortina, la tercera es el cauce del río y la cuarta son las llanuras de inundación posibles. Similarmente se escogieron diferentes tamaños de malla de acuerdo al detalle y precisión de cálculo con el método de volúmenes finitos.

En el vaso de la presa y el cauce del río se utilizó un tamaño de malla con elementos triangulares y con tamaño promedio de 10 metros, en la presa se le colocó tamaño de 1 metro y en la zona de posible inundación se asignó un tamaño de 50 metros (ilustración 5.5). Cabe destacar que el ancho promedio de río es de 200 metros.

El tamaño de la malla se seleccionó de acuerdo al tiempo de cálculo admisible y las zonas de mayor interés para fines del modelo.



Ilustración 5.5 Mallado de la zona de cálculo

Para generar la malla de cálculo que utiliza el modelo IBER se utilizó el Modelo Digital de Elevaciones (MDT) de tipo LiDAR con resolución a cada 5 metros, que comprende desde el vaso de almacenamiento de la Presa La Codorniz hasta la salida de la corriente aguas abajo en la población de Los Patos, siendo el límite para la zona en estudio.

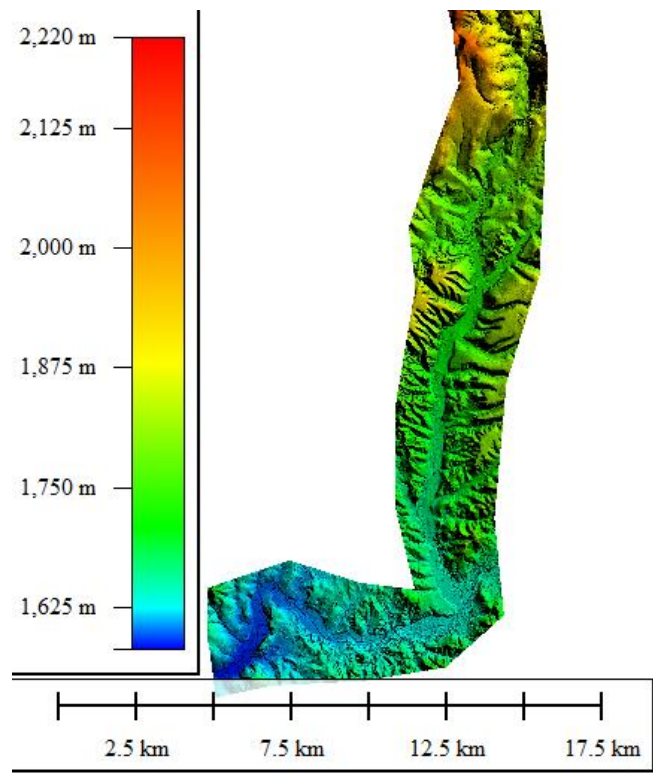


Ilustración 5.6. Modelo digital de elevaciones en la zona de estudio.

El tiempo de simulación se estimó de 6 horas, suficiente para que el volumen desalojado del vaso de la presa, se transportara por el cauce y saliera de los límites de la localidad de Los Patos, registrando resultados a cada 200 segundos. La condición de estabilidad numérica para flujo-sedimento se estableció con un CFL de 0.1.



Ilustración 5.7 Dominio de cálculo

Para el transporte de sedimentos de fondo, se utilizó la expresión propuesta por Van Rijn, misma que estimó de manera aproximada en el hidrograma del caso experimental sin ser modificada. Para representar un diámetro representativo en la cortina se requirió hacer un promedio ponderado por área de los diámetros de material de construcción obteniendo un D_{50} de 0.02 m, porosidad de 0.4 y densidad relativa de 2.7.

Como condiciones iniciales, se asignó la elevación de la superficie libre del agua de 1826.5 m.s.n.m., elevación que corresponde a la cota corona de la cortina, ya que se pretende hacer fallar en su condición más desfavorable, es decir, a capacidad máxima y rotura por desbordamiento.

5.3 Resultados

En la Ilustración 5.8 se presentan los resultados de profundidades con intervalos a cada hora desde 1 hasta 6 horas, estos son indispensables para generar los mapas de peligro o riesgo, ya que la profundidad de inundación es la variable más importante para ello.

Se observan resultados de tirantes entre 1 y 5 m de profundidad en zonas habitadas, también se observa como la profundidad en el embalse descende conforme avanza la erosión.

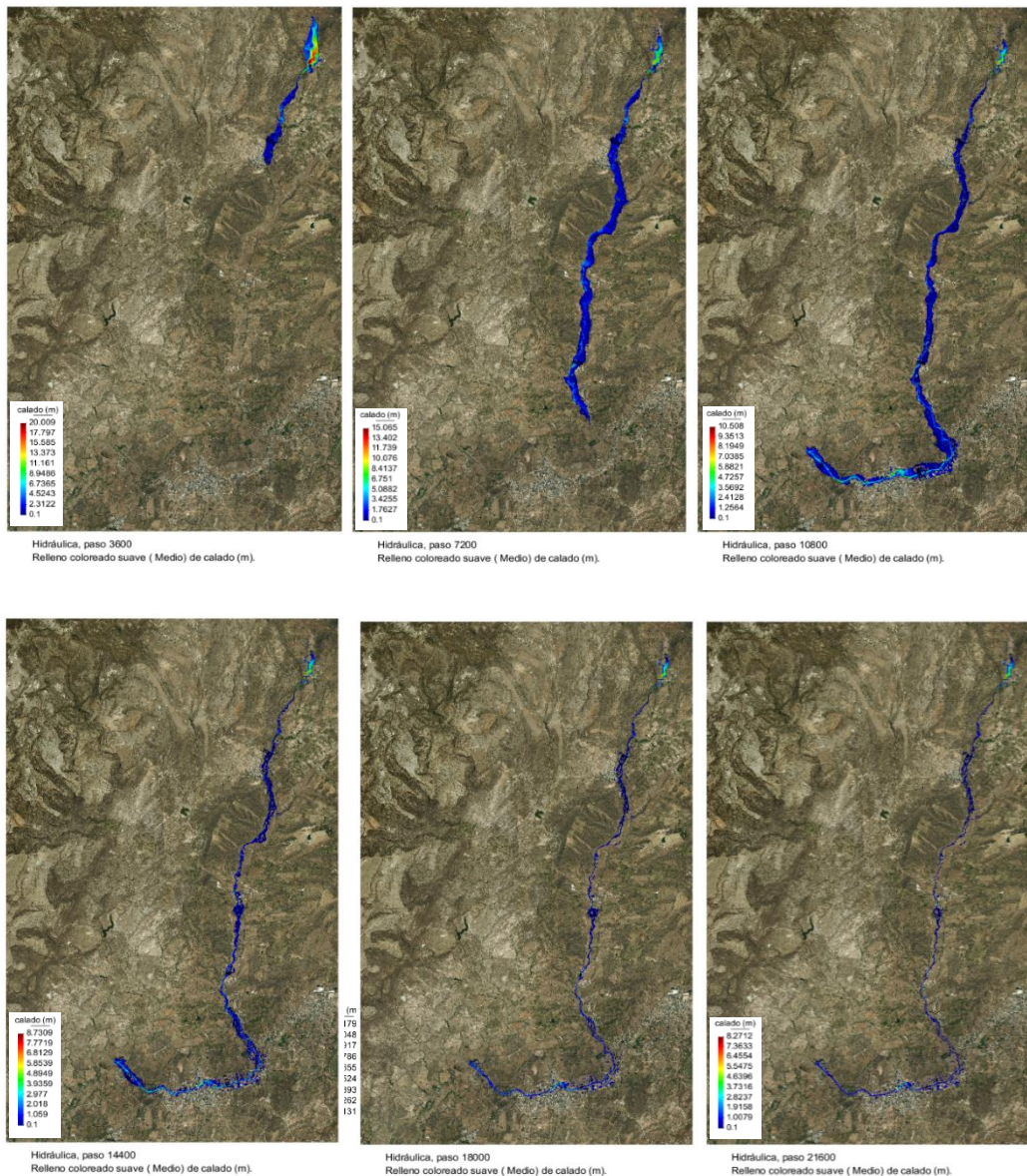


Ilustración 5.8 Profundidades del flujo en diferentes instantes de tiempo

En la hora 3, después del inicio de rotura, el volumen liberado por la evolución de brecha que ocasiona la condición de falla llega a la última localidad, apreciándose la saturación del flujo en cauce y llanuras, lo que dura aproximadamente una hora, para que en la hora 4 a 6 las profundidades a lo largo del cauce desciendan.

En la ilustración 5.9 se presentan los resultados correspondientes a velocidades, se muestran a cada hora, lo importante de los resultados es observar como la velocidad sale con gran magnitud y va decreciendo por la pérdida de energía en el embalse.

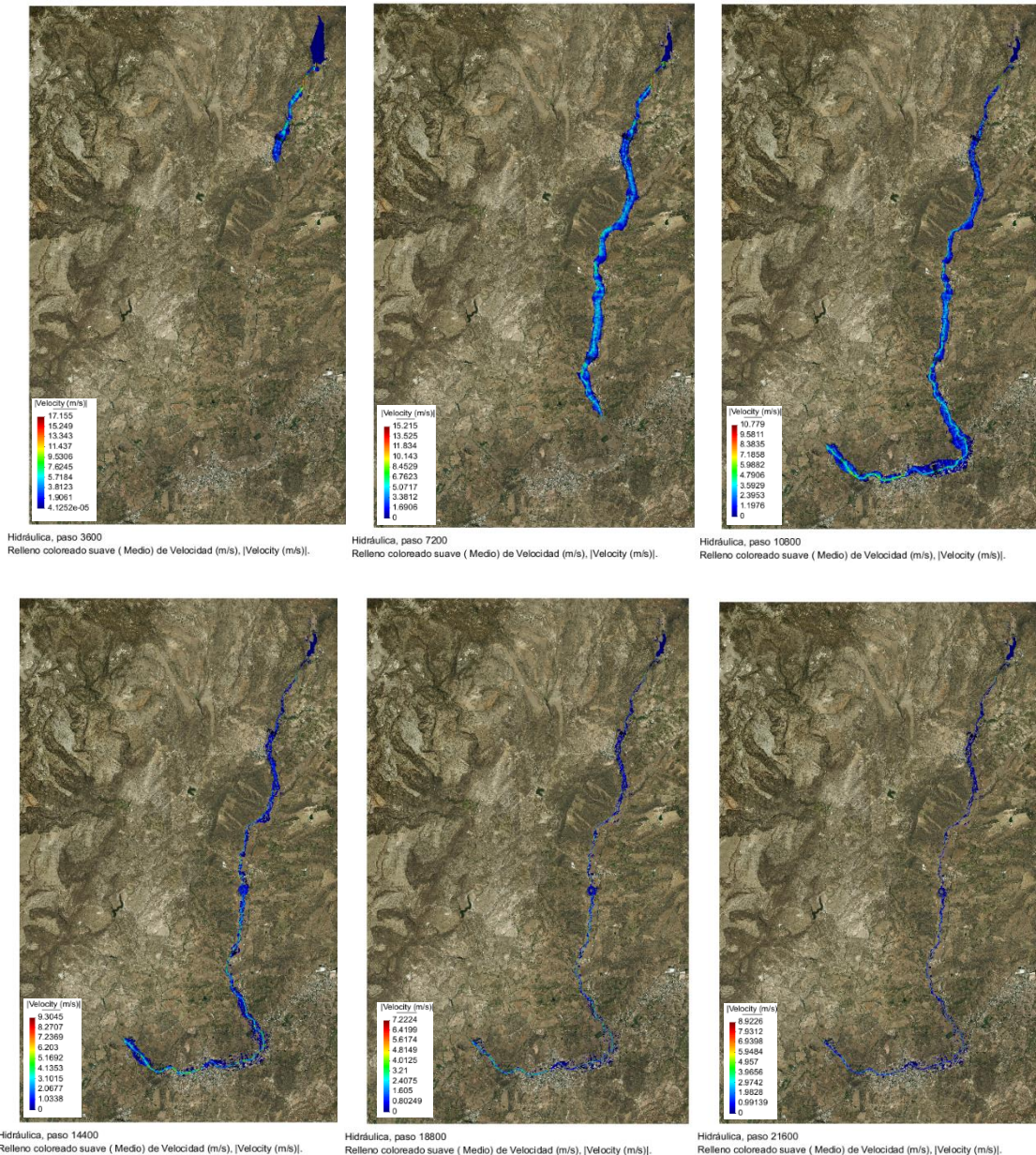


Ilustración 5.9 Velocidades del flujo en diferentes instantes de tiempo.

Durante la rotura, las velocidades más altas se presentan en la brecha, mientras en el cauce se llegan a estimar velocidades de entre 3 y 4 m/s, fuera del cauce lo que conformaría las llanuras de inundación se estiman velocidades menores de 2 m/s.

En la Ilustración 5.10 se presentan los valores de peligro según la agencia catalana del agua (ACA). Valores que se generan con el producto escalar de las variables hidráulicas de profundidad y velocidad, para determinar de forma cualitativa por colores los daños que genera la energía del flujo. Se considera el concepto de peligro alto para el valor igual o mayor de 1.25, moderado 0.75 y bajo 0.25 o menor (manual Iber).

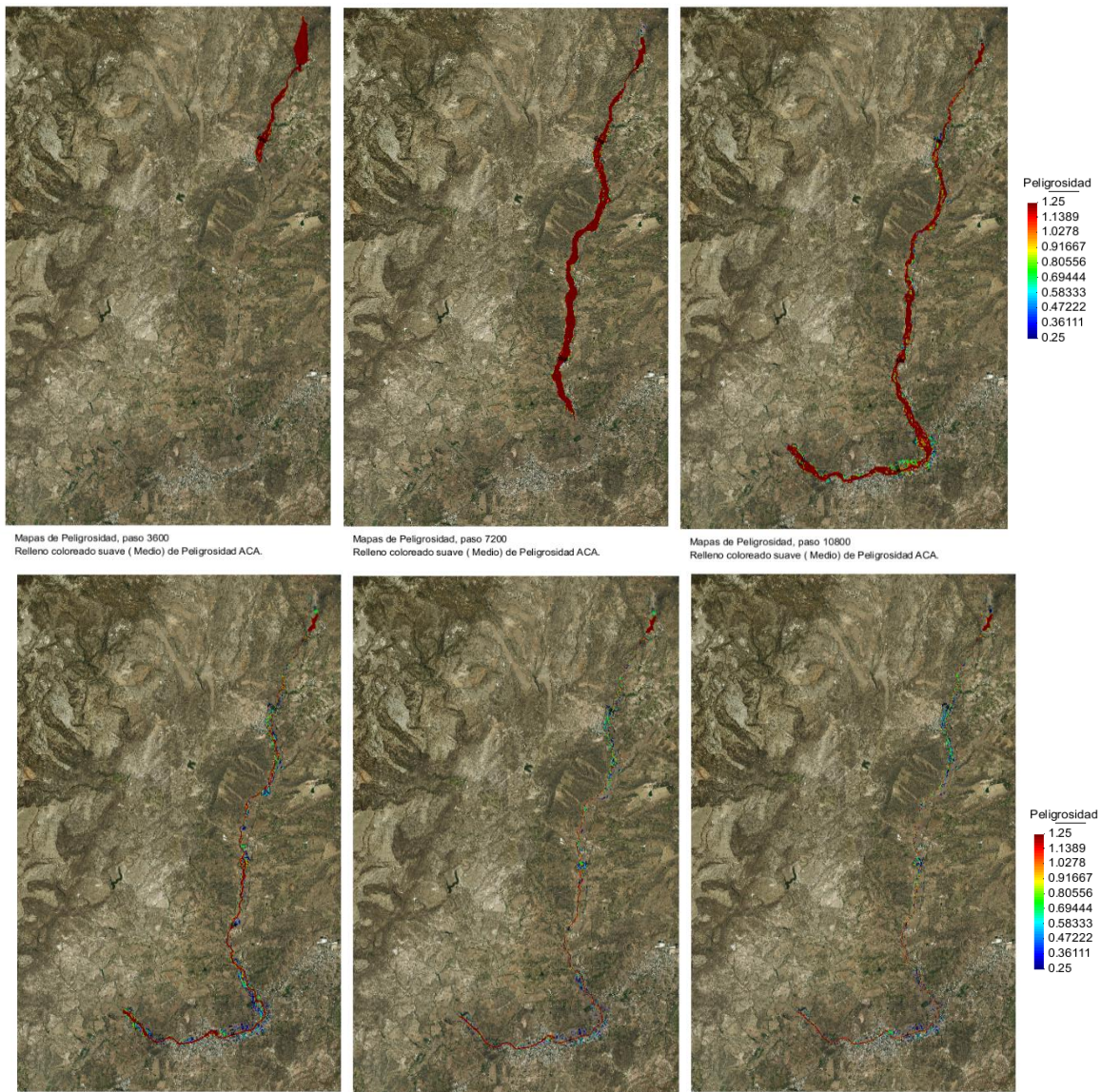


Ilustración 5.10 Peligrosidad para diferentes instantes de tiempo

Se muestra que para las primeras 3 horas el evento se considera de alto peligro por la energía liberada, mientras el flujo transita por el cauce y llanuras, lo que representaría daños a las estructuras y posible pérdida de vidas humanas en las comunidades aguas abajo de la presa.

5.3.1 Envoltentes de máximos: profundidades, velocidades y peligro.

En la ilustración 5.11 se muestran el mapa de profundidades máximas, con ayuda de un SIG se sobrepone sobre una imagen satelital para observar con mejor claridad y con escala de colores la profundidad en la zona de interés.

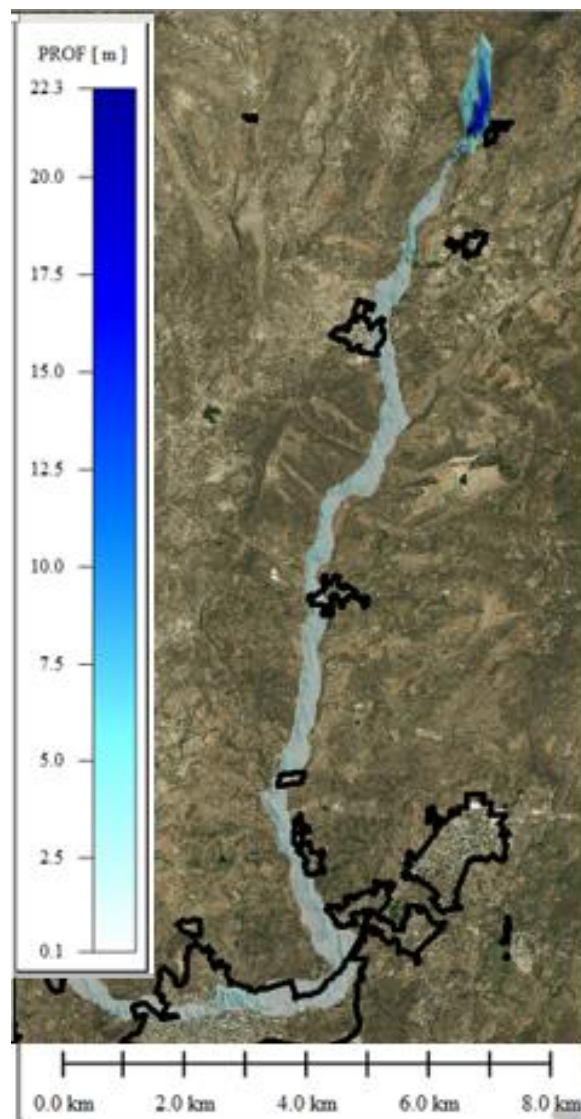


Ilustración 5.11 Envoltente de profundidades máximas

En la ilustración 5.12 se muestra el mapa de velocidades máximas y con escala de colores en la zona de interés. Se puede observar que cuando se genera la brecha el agua sale con gran velocidad y que va disminuyendo mientras va avanzando, esto puede deberse a la pérdida de energía por la rugosidad en el cauce.

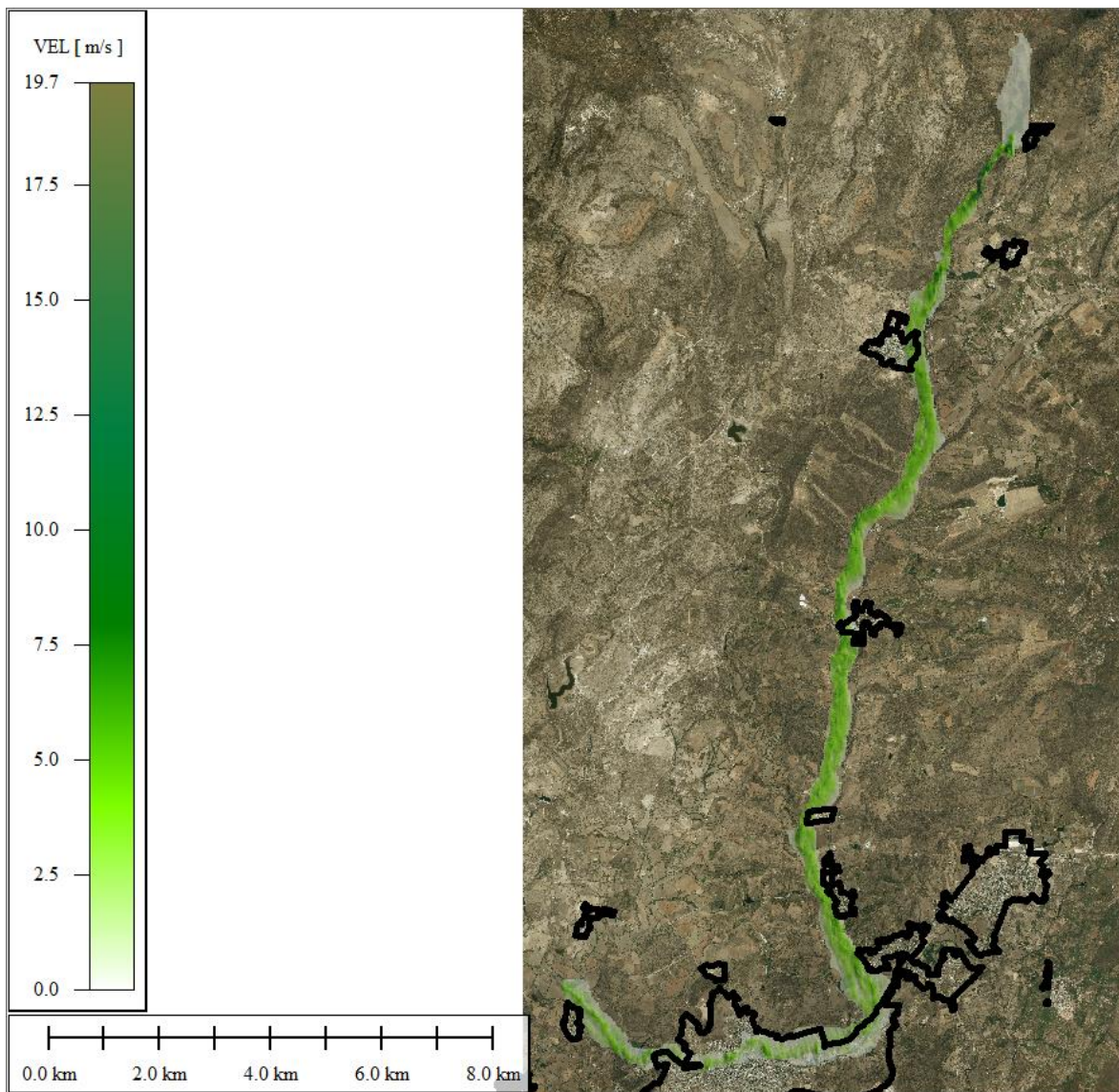


Ilustración 5.12 Envoltura de velocidades máximas

En la ilustración 5.13 se muestran el mapa de máximos del peligro en la zona de interés. Se observa que de acuerdo al criterio de la ACA se tiene un peligro alto sobre algunas comunidades que se localizan sobre el cauce aguas debajo de la presa.

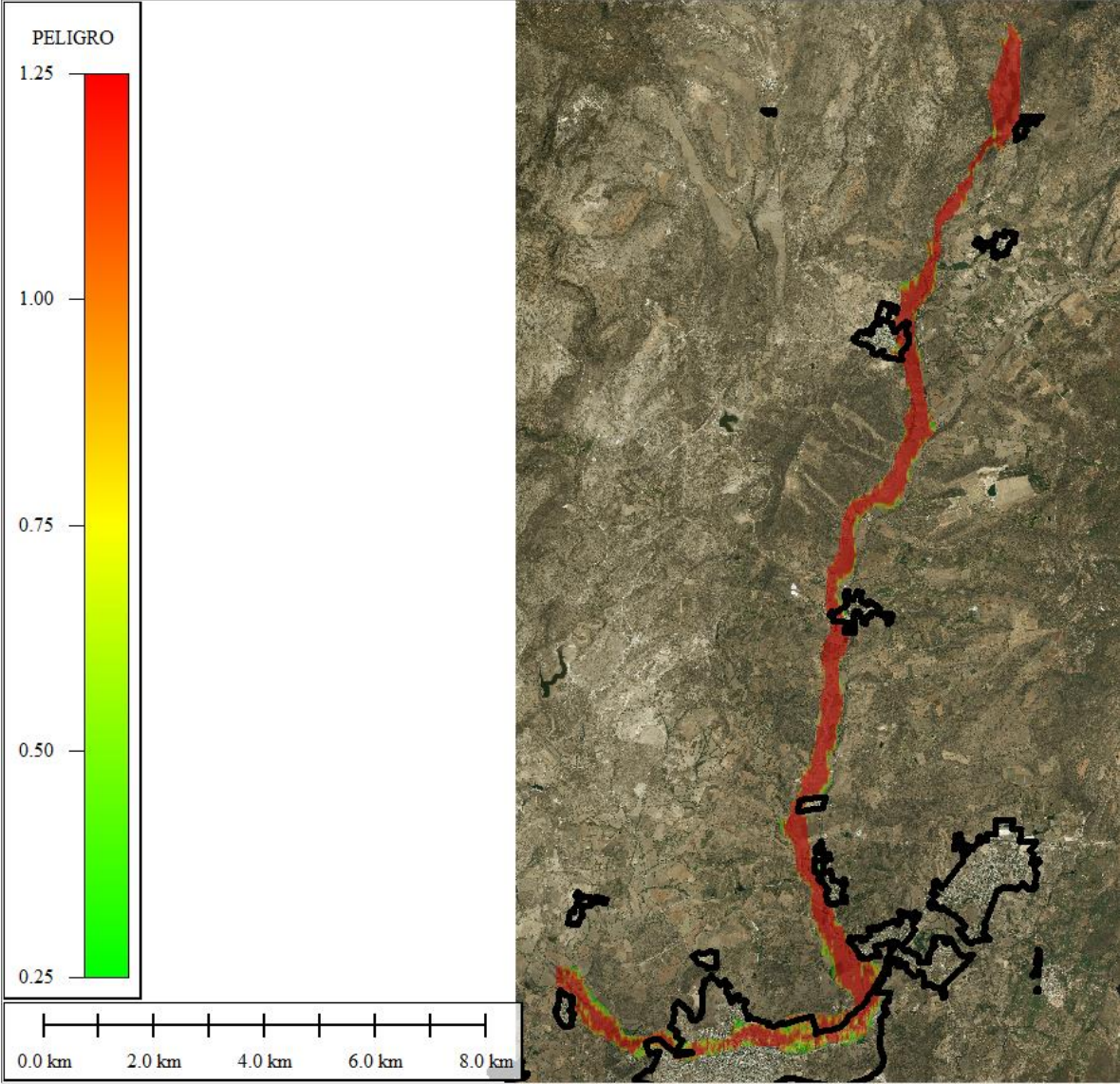


Ilustración 5.13 Envoltente de peligro máximo

También se realizó el análisis por localidad, a partir de las envolventes de máximos con profundidades, velocidades y peligrosidad, desarrollando el límite de afectación que ocasionaría la rotura de la presa La Codorniz.

En resumen, los valores promedio de las variables hidráulicas y geométricas que se presentan por la mancha de inundación en cada localidad se observan en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Resultados geométricos e hidráulicos por localidad

#	Localidad	Área [Km ²]	%	Área afectada [Km ²]	Prof prom [m]	Vel prom [m/s]	Peligro	Tiempo llegada de inundación [hr]
1	Puerta de Fragua	0.064	20%	0.013	3.5	0.5	Alto	0
2	La Labor	0.486	30%	0.146	2	3	Alto	1
3	San Tadeo	0.287	30%	0.086	2	2.75	Alto	1.5
4	Solidaridad	0.091	50%	0.046	2	2.75	Alto	1.8
5	San Isidro	0.233	30%	0.070	0.5	0.5	Moderado -Alto	1.9
6	La Panadera	0.436	5%	0.022	0.5	0.5	Moderado	2.1
7	El Cuervero	0.672	0%	0.000	0	0	-	-
8	Calvillo	5.585	30%	1.676	0.5	0.5	Moderado -Alto	2.4
9	Los Patos	0.145	5%	0.007	0.5	0.5	Moderado	2.7

Las primeras cuatro localidades, presentan alto peligro por inundación con un promedio de 2 m. de profundidad y velocidad de 3 m/s. La localidad con mayor área por inundación es Calvillo con 1.7 Km², seguida de La Labor con 0.15 Km².

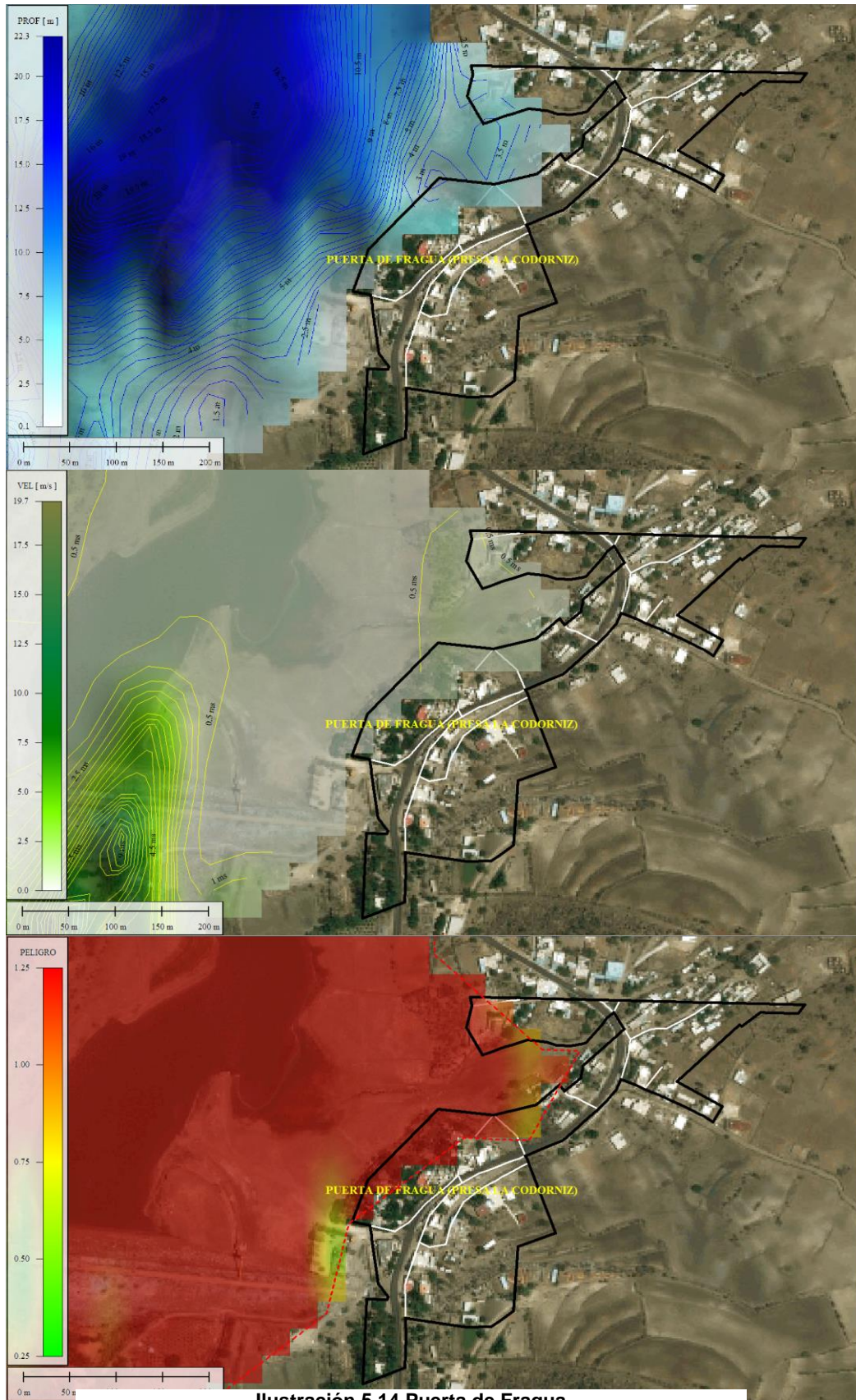


Ilustración 5.14 Puerta de Fragua

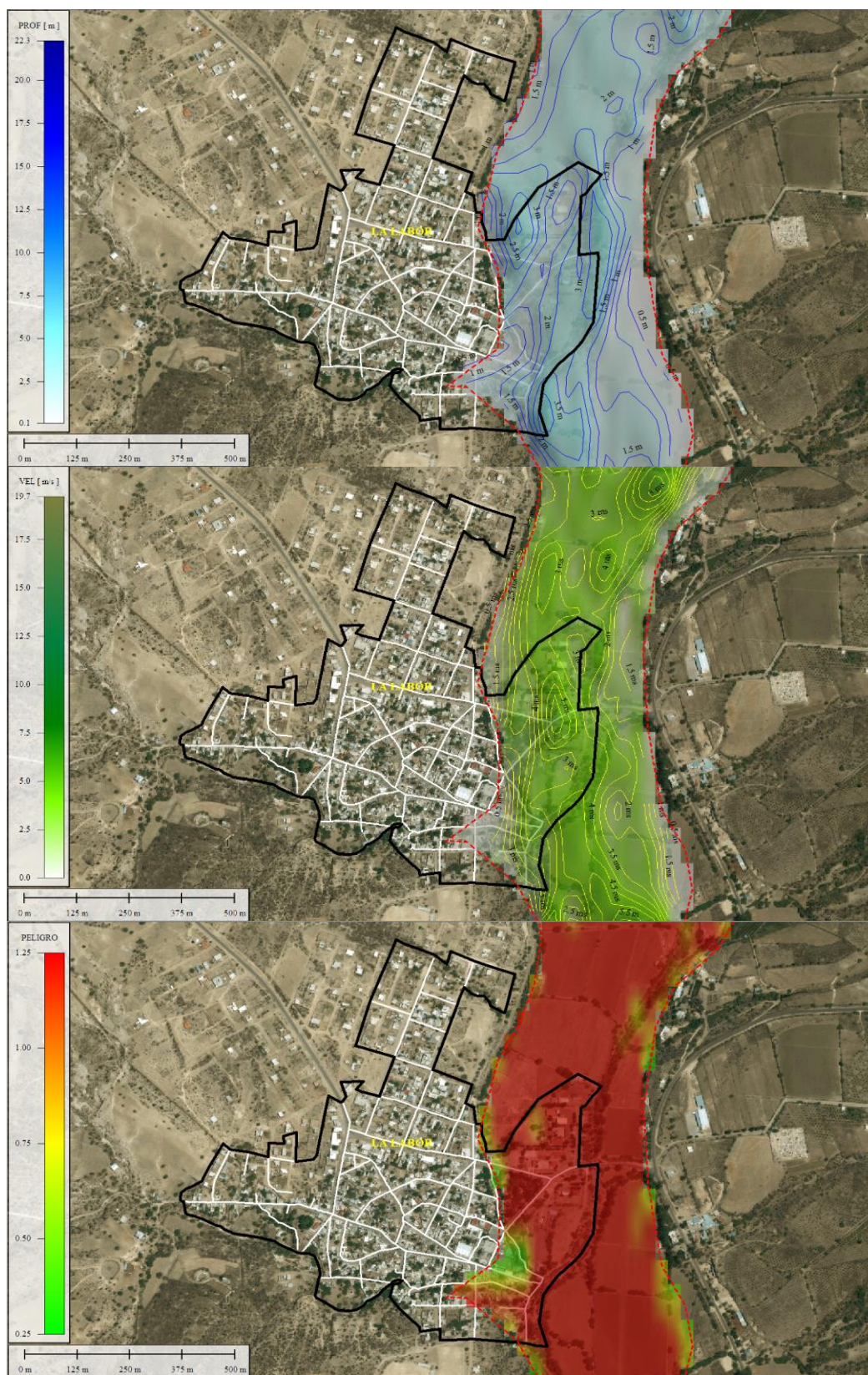


Ilustración 5.15 La Labor

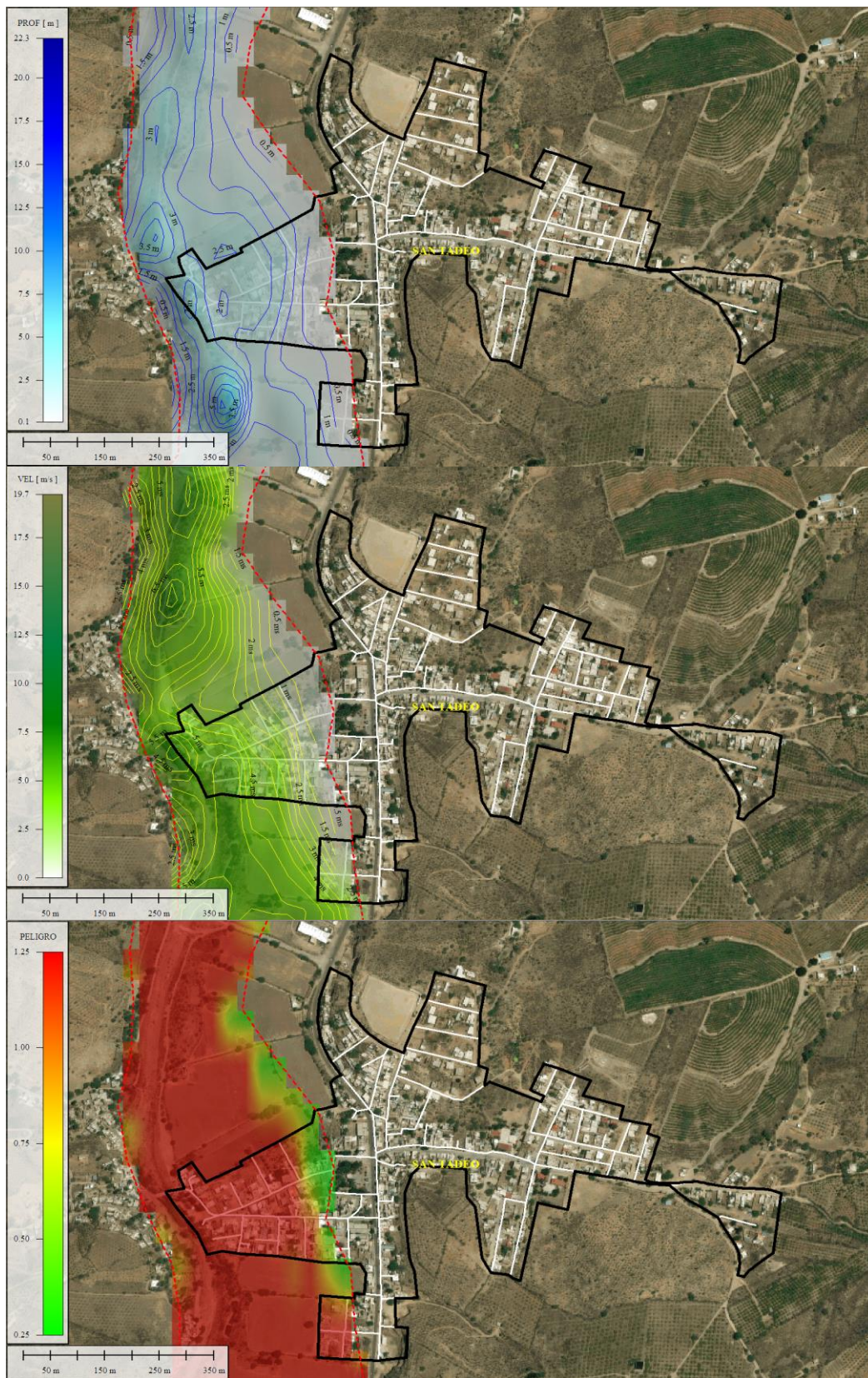


Ilustración 5.16 San Tadeo

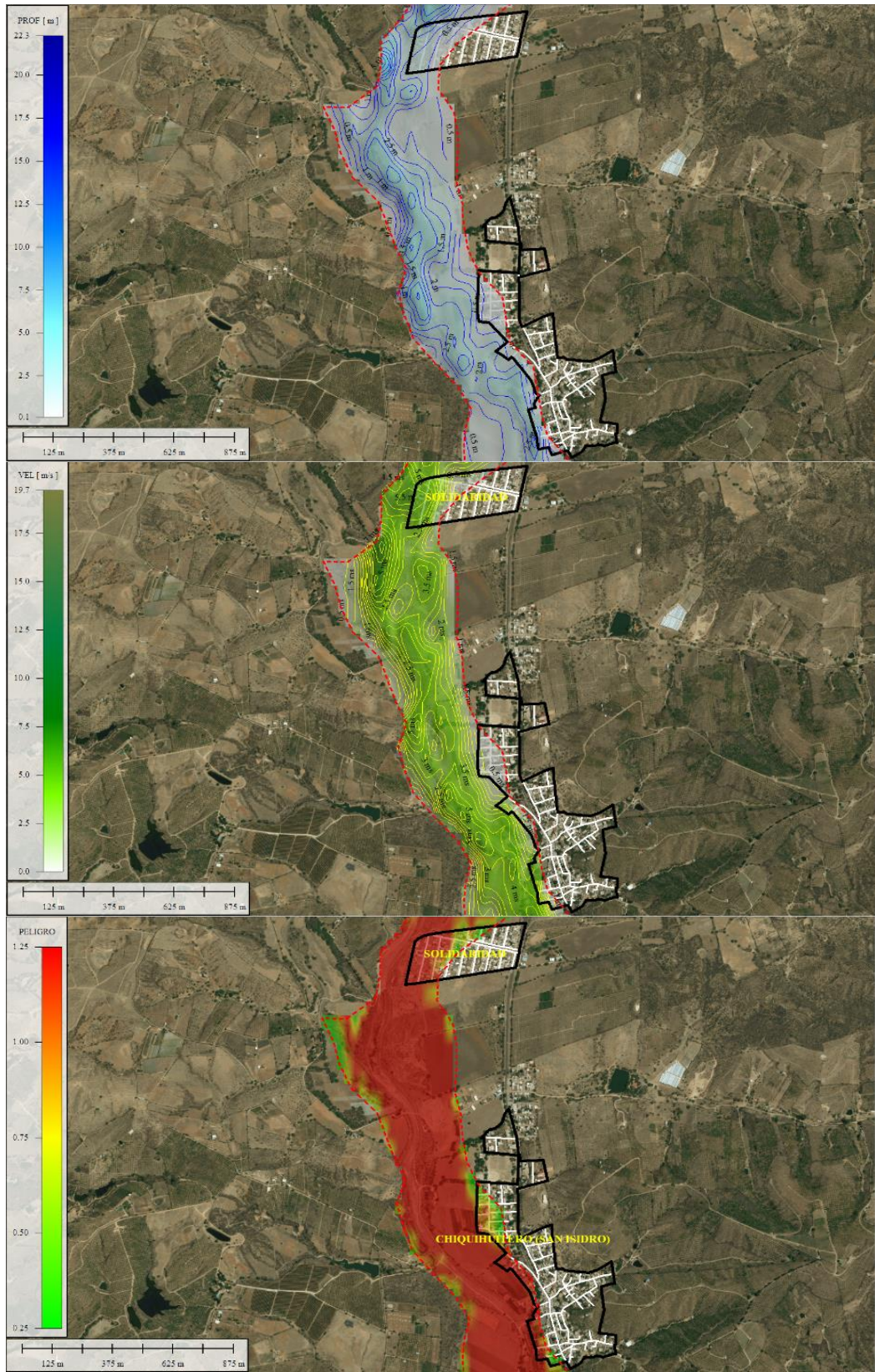


Ilustración 5.17 Solidaridad y San Isidro

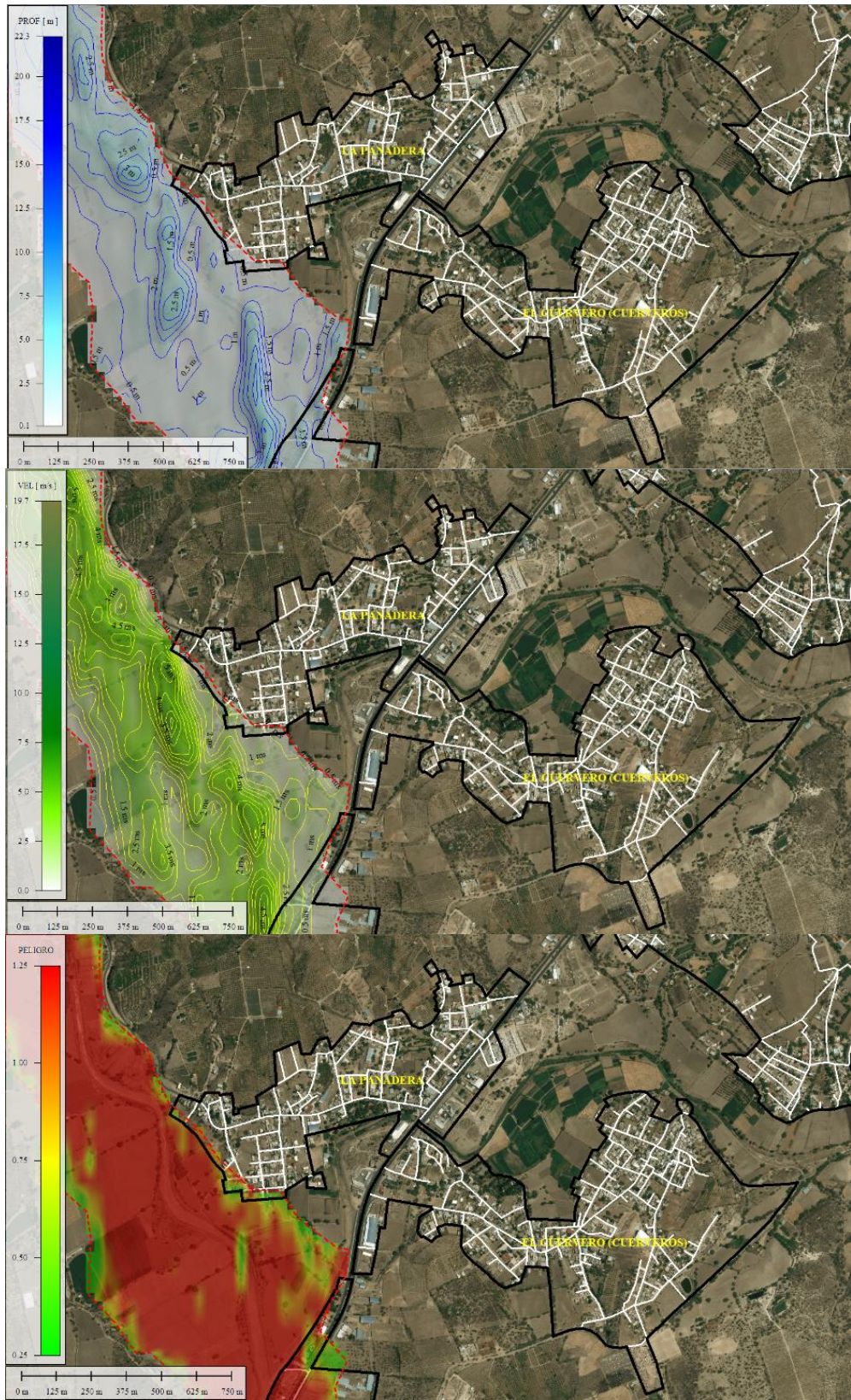


Ilustración 5.18 La Panadera y El Cuervo

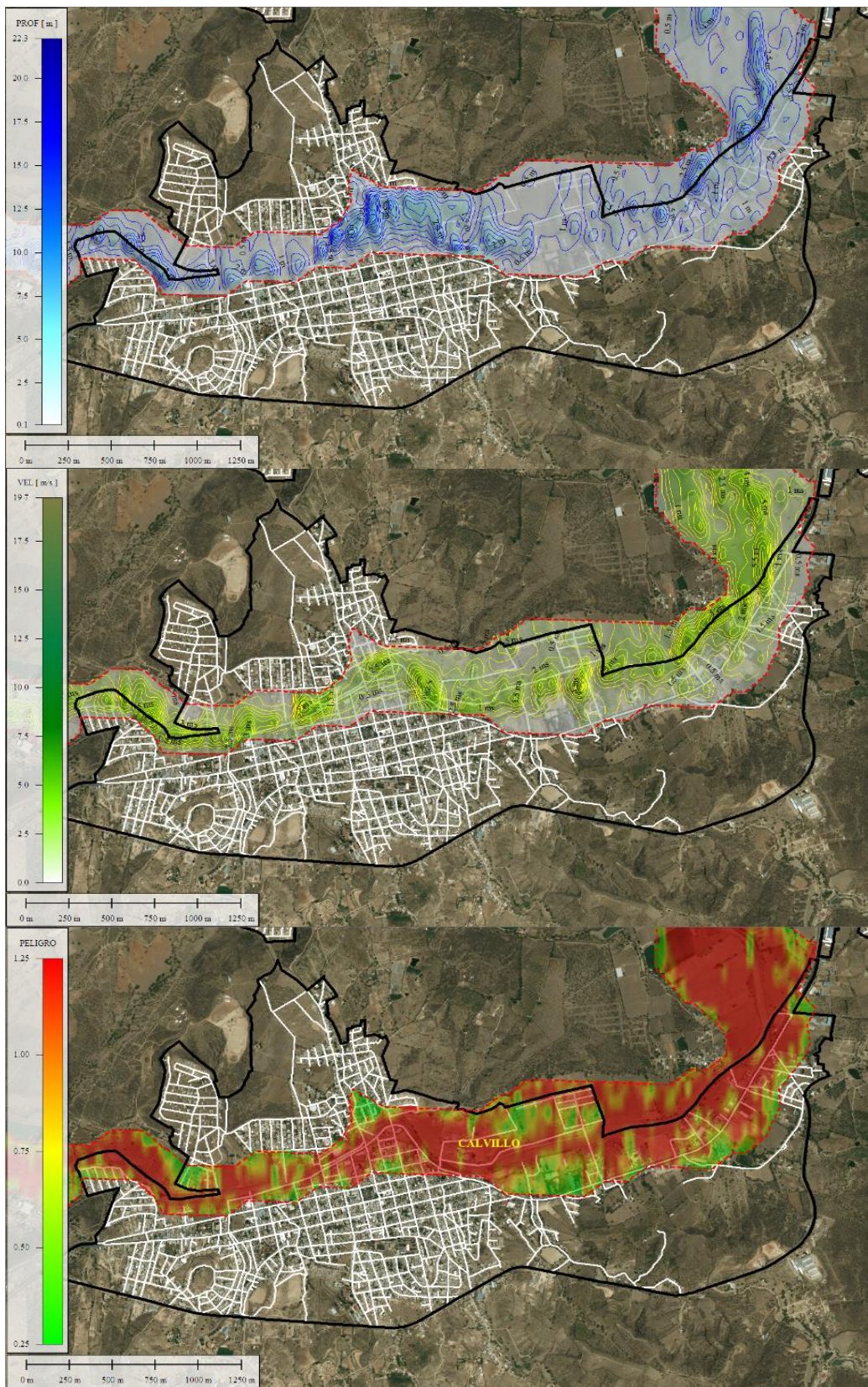


Ilustración 5.19 Calvillo

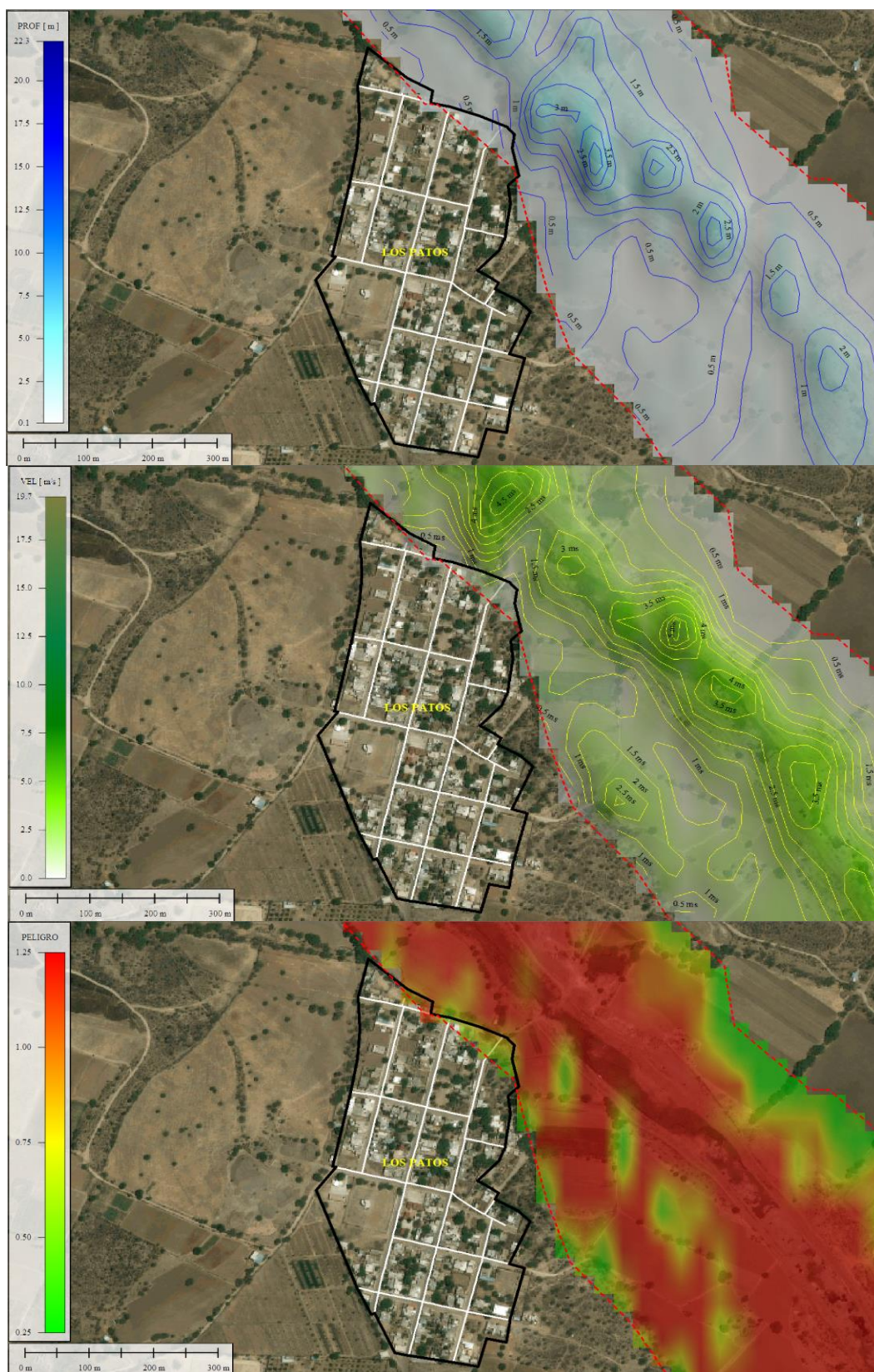


Ilustración 5.20 Los Patos

5.3.2 Hidrogramas/ tiempos de llegada

En la Ilustración 5.22 se muestran los puntos de interés en la entrada de algunas localidades donde se calculó el hidrograma transitado generado por la rotura de la presa.

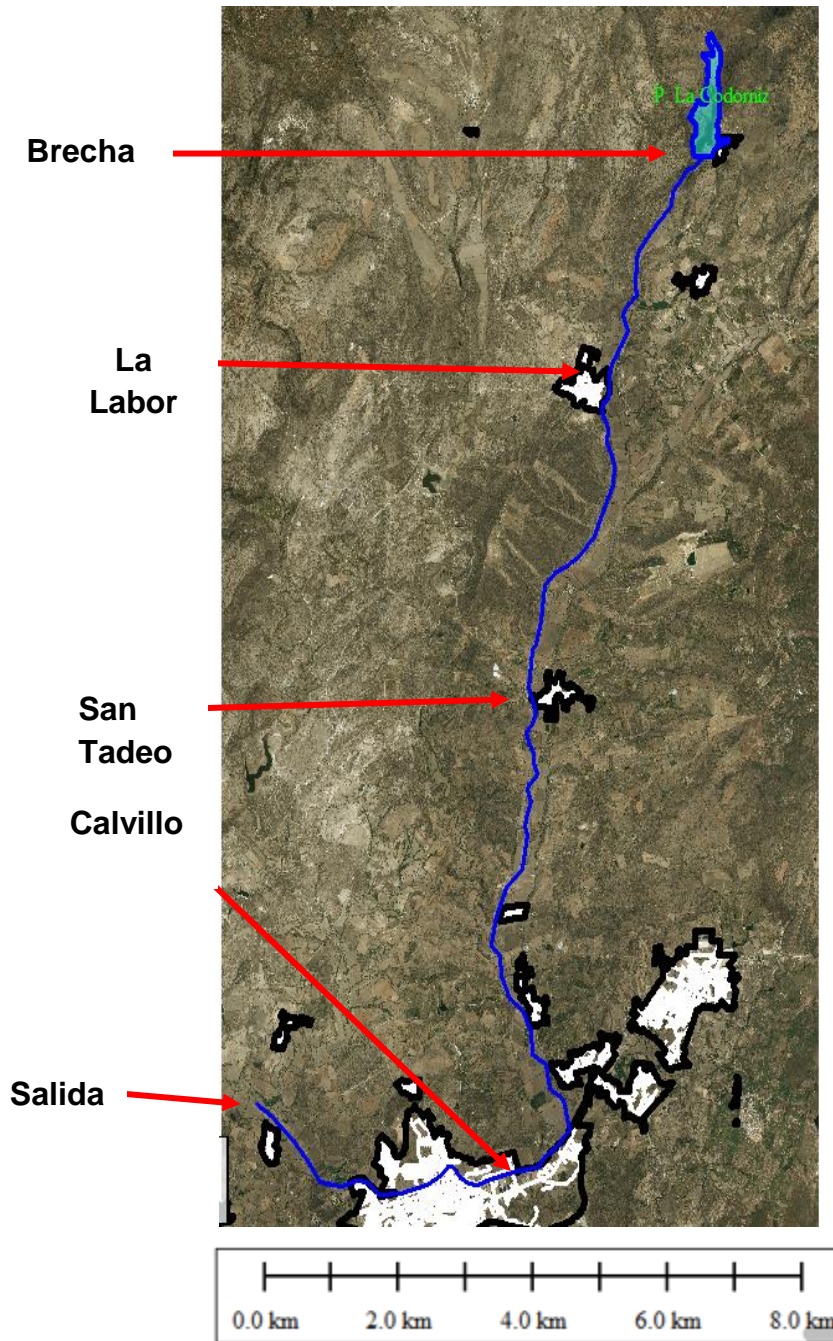


Ilustración 5.21 Puntos de cálculo de hidrogramas

Se observa en la ilustración 5.22 el tránsito del hidrograma a lo largo del cauce, mostrando la pérdida de energía, pero no del volumen, presentándose de forma instantánea en las primeras localidades mientras en las últimas permaneciendo por más tiempo.

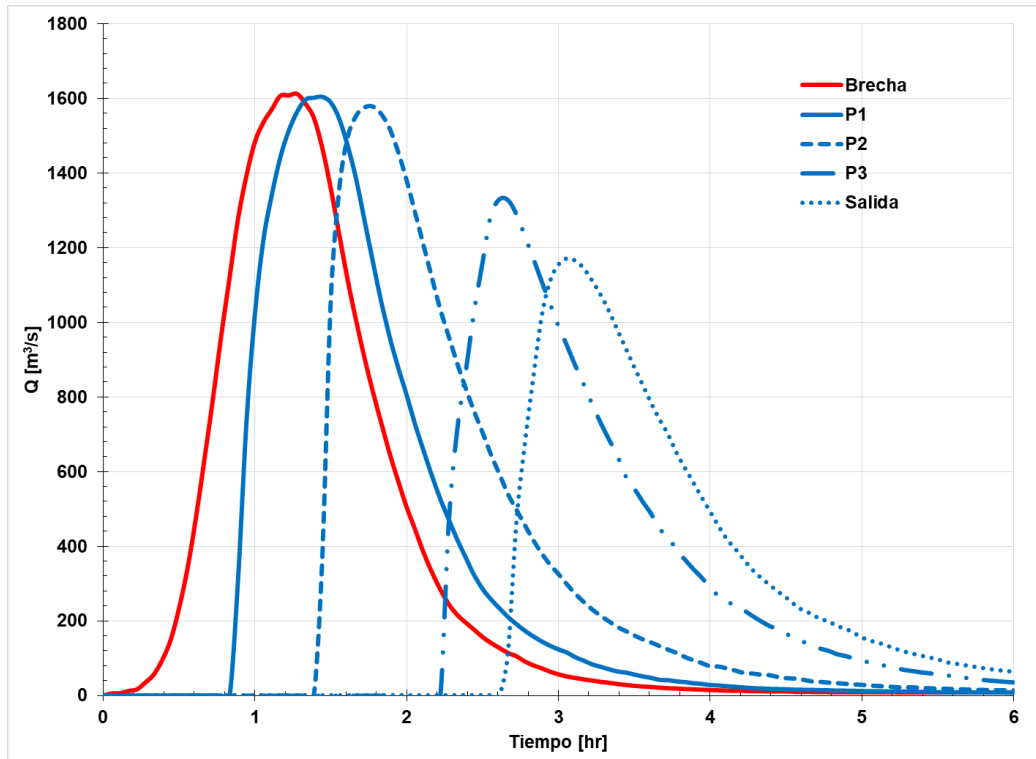


Ilustración 5.22 Hidrogramas calculados

Tabla 5.6 Distancia y tiempo de llegada del hidrograma

Localidad	Distancia a Presa (km)	Tiempo llegada [hr]
Brecha	0.0	0
La Labor	4	0.9
San Tadeo	10	1.5
Calvillo	20	2.3
Salida	24	2.6

El gasto máximo (pico del hidrograma) que genera la evolución de brecha es de 1612 m³/s en 1.3 horas. Por la localidad de La Labor pasa un gasto máximo de 1603 m³/s prácticamente el mismo que pasa por brecha en 1.4 horas. Por la localidad de San Tadeo, pasa un gasto máximo de 1578 m³/s en 1.8 horas. En la localidad de Calvillo pasa un gasto máximo de 1330 m³/s en 2.6 horas, y por la localidad de Los Patos, pasa un gasto máximo de 1,172 m³/s en 3.1 horas.

5.3.3 Evolución de la brecha

En la ilustración 5.24 se presentan los mapas de profundidades y velocidades máximas en la brecha. Se presentaron profundidades de hasta 8 metros y una velocidad máxima calculada de 18 m/s.

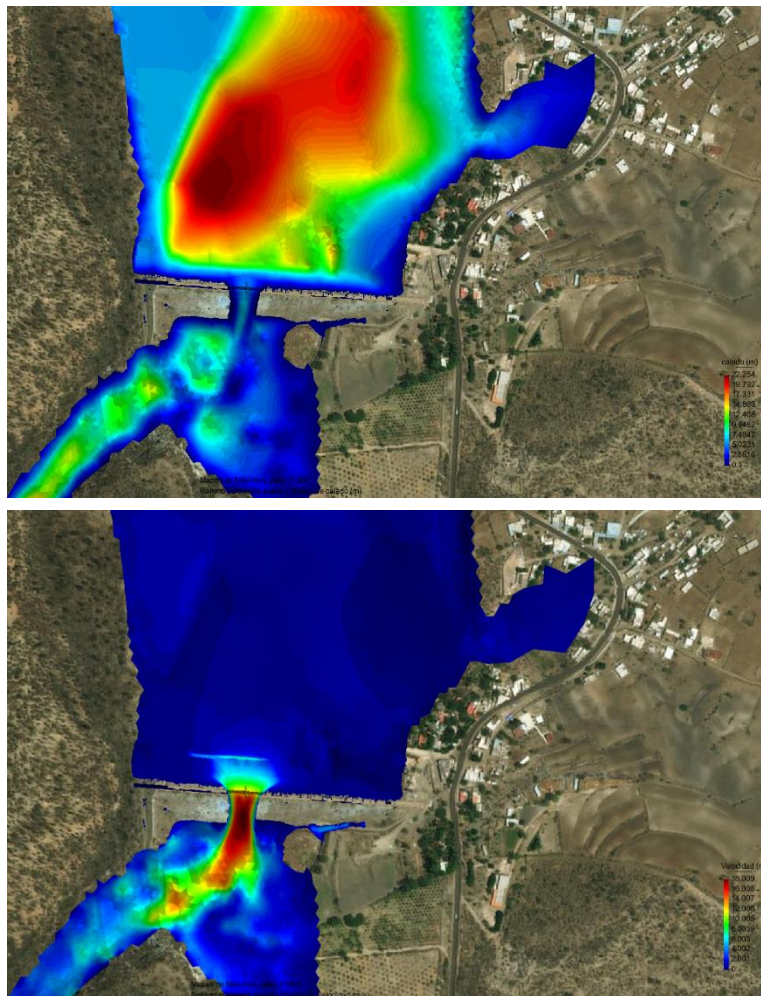


Ilustración 5.23 Mapas de profundidades y velocidades máximas en la brecha

En la ilustración 5.25 se muestran resultados en las horas 1 a la 6 de la evolución de brecha, así como los procesos físicos de erosión y sedimentación.

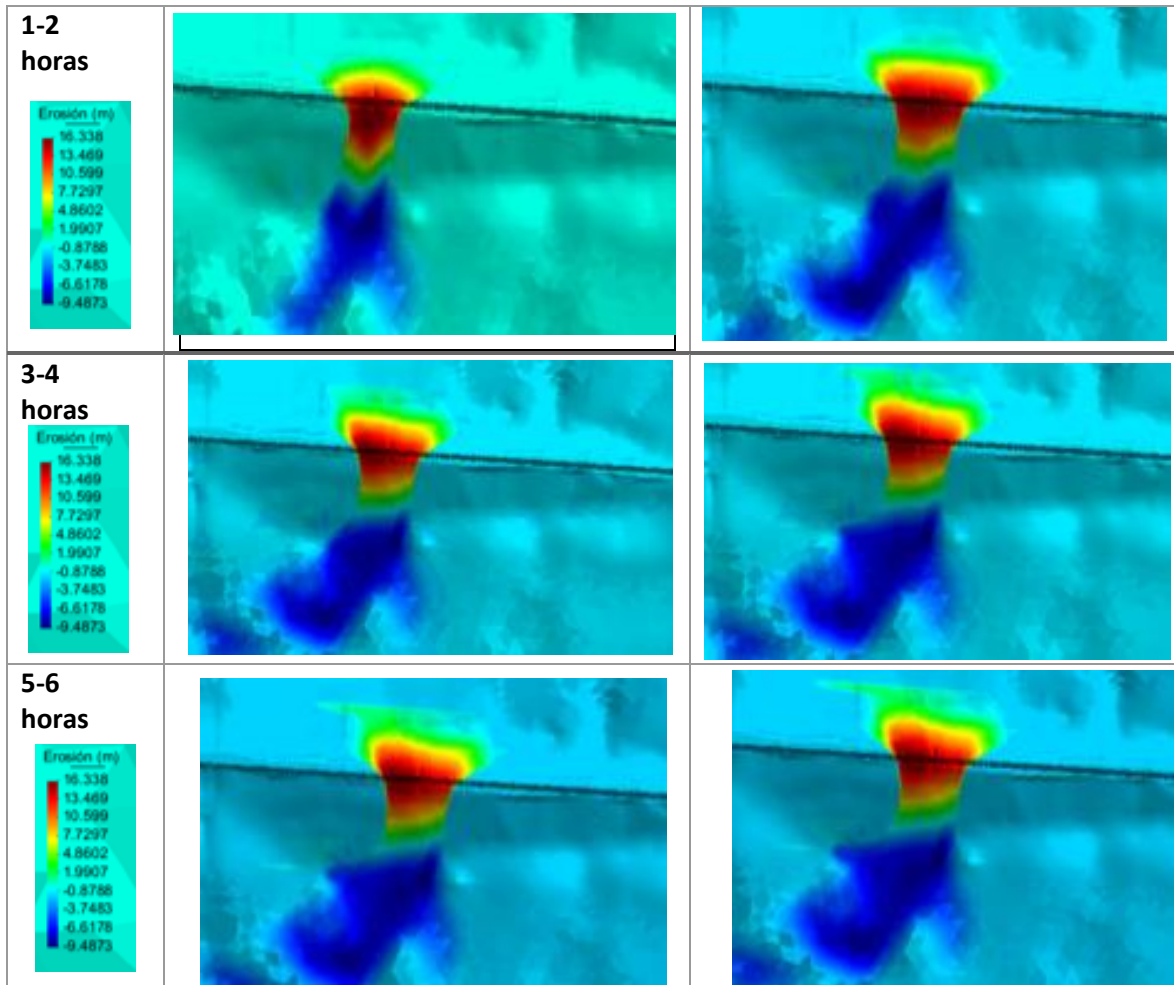


Ilustración 5.24 Evolución de la erosión

La evolución de la brecha alcanzó una erosión en la cortina de 19.5 metros con un ancho de aproximadamente de 47.6 metros, si lo relacionamos con el ancho de cortina de 362 metros aproximadamente, el cual representa el 13%. El material erosionado fue transportado y distribuido al pie de cortina con una altura de sedimentación de 5 metros aproximadamente.

Cabe mencionar que la brecha alcanza su máxima erosión lateral en la hora 3, mientras que la erosión vertical a partir de este tiempo disminuye hasta la hora 6. En la ilustración 5.25 se muestra la brecha de 3D para la hora 1 y 6 respectivamente.

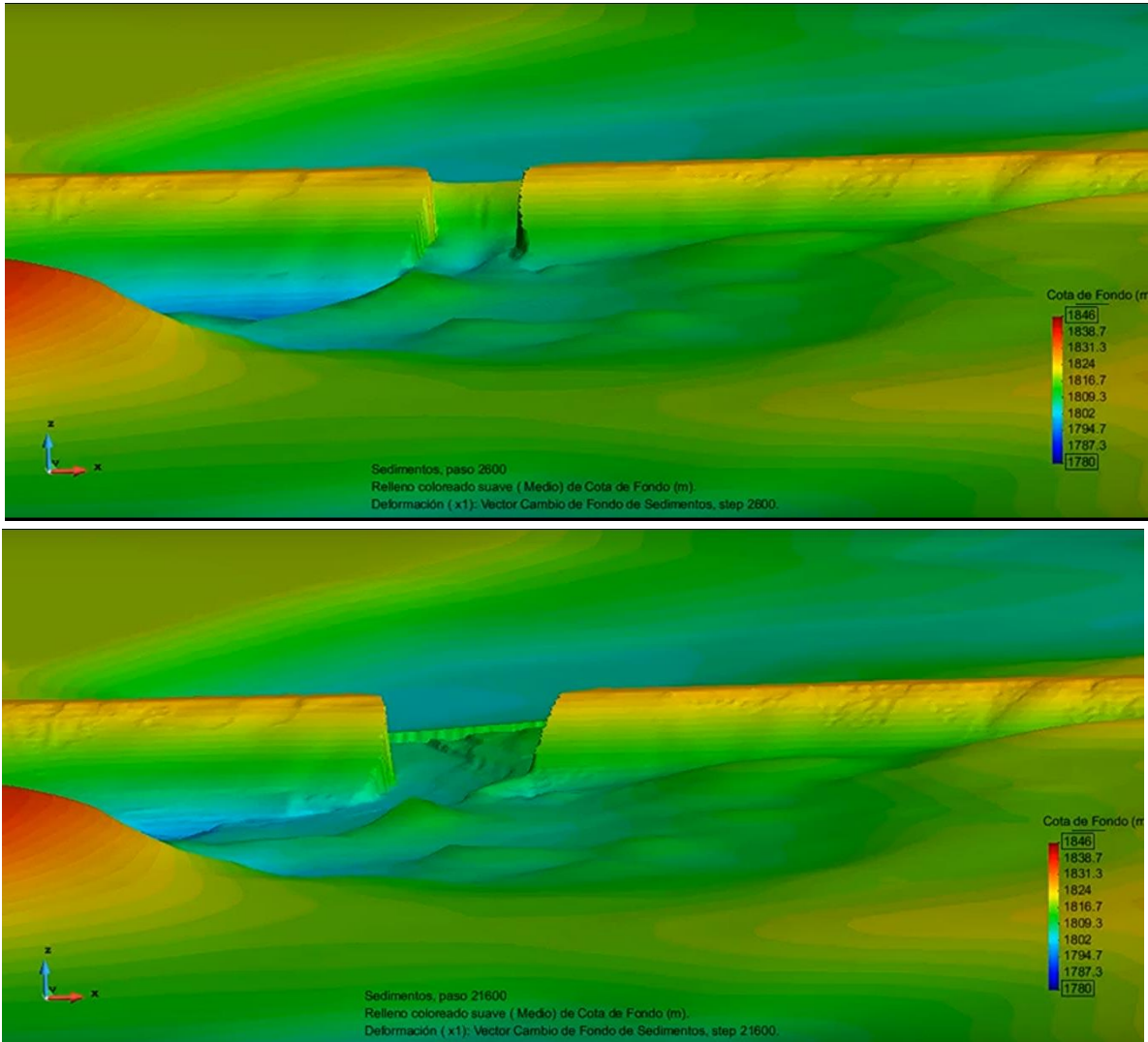


Ilustración 5.25 Evolución de brecha en 3D a) t=1 hora, b) t=6 horas

6. PLAN DE EMERGENCIA

Aunque las presas hidráulicas son generalmente estructuras bastante seguras, no se encuentran exentas de un cierto riesgo de fallo, el cual varía a lo largo de la vida útil de la obra. Dado que ese riesgo existe y puede llegar a ser significativo, resulta conveniente analizar la posible falla de este tipo de estructuras y valorar sus consecuencias.

Esto debe hacerse esencialmente con el fin de reducir los costos potenciales asociados al fallo, los cuales suelen deberse principalmente a la pérdida de vidas humanas y bienes materiales. Una forma de minimizar dicha pérdida consiste en diseñar e implementar planes de emergencia que permitan adoptar medidas efectivas de protección de personas y bienes.

El plan de emergencia por rotura de presas, debe consistir en un documento en el que se sistematicen las actividades que deban ser acometidas para la detección de las situaciones de emergencia y para tratamiento, de manera que se minimice su probabilidad de fallo y disminuya el daño ocasionado en caso de presentarse.

Los planes de emergencia para 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 (Cervantes, 2011).

El objetivo fundamental es el de contribuir a reducir o eliminar el riesgo por la rotura de una presa, por lo que resulta esencial en cada caso identificar las situaciones que puedan suponer un peligro potencial para su seguridad, junto con la organización de las respuestas y acciones apropiadas, es decir, que exista planeación adecuada para cada una de las circunstancias de falla.

Sólo en el caso de que se produzca la falla y que no exista la posibilidad de tener las herramientas para disminuir el riesgo, se propone que exista un sistema de transmisión de alertas o alarmas, que se ubique en las poblaciones expuestas para que se adopten las medidas oportunas con el fin de reducir los daños.

6.1 Análisis de la seguridad de la presa

En primer lugar, se mencionarán situaciones y fenómenos que puedan afectar la seguridad de la presa.

1. Avenidas extremas
2. Filtraciones, fisuras, erosión interna o sifonamiento
3. Anomalías en la operación de compuertas, erosión y/o cavitación.
4. Sismos
5. Deslizamientos
6. Rotura o averías
7. Actos de sabotaje, vandalismo

Además, se debe identificar la emergencia a través de indicadores como los siguientes (Guía técnica para la elaboración de planes de emergencia de presas, 2001).

1. Indicadores de eventos hidrológicos: análisis de los datos disponibles
2. Sistemas de reconocimiento en operación.
3. Síntesis de las normas de explotación. Indicadores como: niveles en el embalse e hidrogramas
4. Indicadores de fallos de funcionamiento.
5. Indicadores de emergencia; por ejemplo: suministro de energía eléctrica
6. Plan de vigilancia e inspecciones periódicas de la presa.
7. Detección de fenómenos sísmicos, deslizamientos. Indicadores con sistemas de información
8. Información de estructuras aguas arriba.

Para posteriormente interpretar los indicadores de forma:

- 1) Cuantitativo: valores de los datos de interés y su variación en el tiempo.
- 2) Cualitativo: procedentes de los resultados de la vigilancia y de las inspecciones.

Finalmente se definirán escenarios de seguridad y de peligro de rotura de presas.

I. Escenario de control de seguridad

- a. Las condiciones existentes aconsejan una intensificación de la vigilancia y el control de la presa, no requiriéndose la puesta en práctica de medidas de intervención para la reducción del riesgo.

II. Escenario de aplicación de medidas correctivas

- a. De no aplicarse medidas de corrección podrían ocasionar peligro de rotura de la presa. Se trata de la aplicación de las medidas previstas y de los medios disponibles.

III. Escenario excepcional

- a. Existe peligro de rotura de la presa y no puede asegurarse con certeza que pueda ser controlado con las medidas del escenario 1.

IV. Escenario limite

- a. La probabilidad de rotura de la presa es elevada o ya ha comenzado, resulta inevitable la avenida generada por la rotura.

6.2 Zonificación territorial y análisis de los riesgos generados por la rotura de la presa.

El objetivo principal es el de delimitar las zonas progresivamente inundables con la onda de rotura y los tiempos de llegada, aunado a una estimación de daños potenciales.

- 1) *Datos básicos para el estudio de la propagación de la onda de rotura:* se recomienda que se realice mediante el uso de modelos numéricos o modelos físicos en casos particulares.

- 2) Delimitación de las áreas de inundación potencial.

Elaboración de mapas de inundación a 0.5, 1, 2 y 3 horas después de la rotura de la presa, hasta que hayan pasado los posibles efectos del posible daño debido a la rotura de la presa.

- 3) Estimación de daños.
 - a) Se estimarán las áreas de población afectadas, áreas de zonas industriales y de servicios, así también las zonas agrícolas.
 - b) Se intenta cuantificar e introducir el termino de daño potencial en rotura de presas, para poder determinar el valor esperado de los daños.

7. CONCLUSIONES

El mecanismo de formación de una brecha es un fenómeno complejo que involucra muchos elementos, entre los cuales destacan la geometría y las propiedades mecánicas del material que constituye a la presa. Además, este proceso presenta múltiples facetas debido a la interacción agua – suelo, que se desarrolla con gran rapidez.

El modelo físico fue instrumentado para obtener mediciones precisas las cuales son de gran importancia, ya que los modelos numéricos son muy exactos a la hora de calcular, por lo que para la comparación de resultados se necesita de esa precisión para darle confiabilidad a la aplicación del caso real.

El software Iber es una herramienta que de usarla correctamente los resultados que arroja son de gran ayuda para la aplicación del modelo de rotura de presas y generación de mapas de inundación y peligro. Además de ser un software libre su aplicación es amigable con el usuario por su interfaz gráfica.

Se logró reproducir la forma de la brecha y del hidrograma de salida, además del hidrograma que se produjo en la brecha con buena aproximación, esto nos refuerza que los modelos numéricos pueden usarse para aplicaciones como la que se estudia en esta investigación.

Los hidrogramas de salida en el proceso de rotura de la presa tanto el de calibración como el de VanRijn guardan estrecha similitud con el experimento de laboratorio modelado, así mismo los hidrogramas calculados en la corona de la presa son muy similares con ambas formulaciones. Por lo que en el caso de aplicación a una presa real se utilizó la fórmula de van Rijn.

Los resultados obtenidos con la fórmula de van Rijn se adoptan como buena aproximación al modelo de rotura de presas, los hidrogramas calculados están en el orden de lo estudiado en el tema, guardando similitud de resultados con el modelo físico, pero a diferente escala.

De los resultados de la presa La Codorniz se observa que la inundación y las velocidades podrían ser catastróficos para las comunidades que se localizan aguas abajo de la presa, las primeras cuatro localidades, presentan alto peligro por inundación con un promedio de 2 m. de profundidad y velocidad de 3 m/s.

Los tiempos de llegada a cada localidad de la avenida resultante están entre 0.9 horas a la primera y 2.6 horas a la salida y recorre 24 km del sitio de estudio. Sin embargo, el pico del hidrograma entre la brecha y la primera localidad que es La Labor tarda en llegar aproximadamente 10 minutos, de la brecha a San Tadeo son 30 minutos y el pico del hidrograma de la brecha a Calvillo son 2 horas.

El área afectada total afectada por la rotura de la presa son 2.066 km², afectando aproximadamente a 5864 personas y 1561 casas que se ubican en las orillas del río La Labor, aguas abajo de la cortina.

8. REFERENCIAS

1. Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M. E., Dolz, J., y Coll, A. (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos." *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*.
2. Rivera Díaz C. (2010), *Caracterización experimental del hidrograma de salida de la ruptura de una presa*. UNAM.
3. Suárez Díaz J. (2004), "Presas de tierra".
4. CONAGUA-USBR (1999), "Manual para capacitación de Seguridad de Presas. Módulo: La importancia de la seguridad de presas". México.
5. López López, J. (2010), *Solución numérica del modelo de Saint Venant vía volúmenes finitos*.
6. Marengo, H. (2011). *Análisis de Riesgo de Falla en Presas*. Academia Mexicana de ingeniería.
7. Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), *geografía, modelo digital de elevaciones*.
8. Manual de referencia hidráulico, IBER (2014).
9. Espinal Navarro M. (2012), *Trencament de preses de materials solts per rebasament. Comparació entre modelització numèrica i estudis experimentals*. Universidad Politécnica de Cataluña.
10. Orozco R, Berezowsky M (2000), *Brechas en bordos de arcilla formada por desbordamiento*. Instituto de ingeniería, UNAM.
11. Cervantes Jaimes C. (2011), *Generación de mapas de riesgo de inundación mediante modelación en 2D*. UNAM.

12. Alaniz Ceja L. (2015), Simulación de zonas de riesgo aguas abajo de la cortina debido a la rotura de una presa flexible en el estado de Aguascalientes.
13. Gonzalez Pérez J. (2005) Aplicación del Análisis de Riesgos a la Seguridad de Presas. UPV.
14. Manrique Prats J. (2011), Modeling of breach formation in a dam-break. Comparison with experimental studies. UPC.
15. Froehlich, D. C. (1995). Peak outflow from breached embankment dam.
16. Macdonald & Langridge-Monopolis. (1984). Breaching characteristics of dam failures.
17. Wahl, T. L. (2004). Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters.
18. CONAGUA, <http://201.116.60.136/inventario/hinicio.aspx>

9. ANEXOS

Tabla 0.1. Casos de falla a nivel mundial

Presa	País	Año	Causa	Consecuencia
Pantano de Puentes	España	1802	Desbordamiento a causa de inundaciones	608 muertos, 1,800 viviendas afectadas
Bilberry reservoir	Inglaterra	1852	Fallo debido a fuertes lluvias	81 muertos
Dale Dike Reservoir	Inglaterra	1864	Construcción defectuosa.	244 muertos y más de 600 casas fueron destruidas
Mill River Dam	Estados Unidos	1874	Diseño defectuoso	139 muertes
South Fork Dam	Estados Unidos	1889	Desbordamiento	2 209 muertos, 1600 viviendas fueron destruidas
Walnut Grove Dam	Estados Unidos	1890	Fuertes nevadas y lluvias	100 muertes
McDonald Dam	Estados Unidos	1900	Corrientes extremas	8 muertes
Austin Dam	Estados Unidos	1911	Mal diseñada	78 muertos y destruyó gran parte de la ciudad de Austin, Texas
Desná Dam	Imperio austrohúngaro	1916	Defectos en la construcción	62 muertos
Lower Otay Dam	Estados Unidos	1916	Desbordamiento a causa de inundaciones.	14 muertos
Tigra Dam	India	1917	Filtración en los cimientos	1000 muertos
Gleno Dam	Italia	1923	Diseño y construcción defectuosos	356 muertos
La presa Llyn y la presa Coedty.	Inglaterra	1925	Desbordamiento	17 muertes
St. Francis Dam	Estados Unidos	1928	Inestabilidad geológica	600 muertes
Secondary Dam of Sella Zerbino	Italia	1935	Inestabilidad geológica combinada con inundaciones	111 muertes
Vega de Tera	España	1959	Daños estructurales y la construcción deficiente	144 muertes
Malpasset	Francia	1959	Fallo geológico, uso incorrecto de explosivos	423 muertos
Kurenivka mudslide	Ucrania	1961	Debido a lluvias torrenciales	1 500 muertos

Panshet Dam	Indonesia	1961	Mal diseño	1 000 muertos
Presa de Vajont	Italia	1963	fallaron las laderas del vaso, produciendo oleaje	2 000 muertos y arrasó varios pueblos
Swift Dam	Estados Unidos	1964	Causado por fuertes lluvias	28 muertes
Desastre de Torrejón	España	1965	Durante un llenado, una ataguía cedió e inundó un túnel	54 muertes
Sempor Dam	Indonesia	1967	Inundaciones repentinas desbordaron la presa durante su construcción	2 000 muertes
Buffalo Creek Flood	Estados Unidos	1972	Inestabilidad provocada por una mina de carbón	125 muertos y 1,121 heridos, 507 edificios destruidos
Canyon Lake Dam	Estados Unidos	1972	Inundaciones, los desagües de la presa estaban obstruidos	238 muertos y 3,057 heridos, más de 1,335 casas y 5,000 vehículos destruidos
Banqiao and Shimantan Dams	China	1975	Lluvia extrema, muy superior a la de diseño	171 000 muertos y 11 millones de personas perdieron sus hogares
Teton Dam	Estados Unidos	1976	Infiltración de agua a través de la pared de tierra	11 muertos
Laurel Run Dam	Estados Unidos	1977	Fuertes lluvias e inundaciones desbordaron la presa	40 muertes
Kelly Barnes Dam	Estados Unidos	1977	Error de diseño	39 muertos
Machchu-2 Dam	Indonesia	1979	Fuertes lluvias e inundaciones, desbordamiento	5 000 muertos
Presa de Tous	España	1982	Fuertes lluvias	25 muertos
Presa de Val di Stava	Italia	1985	Mantenimiento pobre y los desagües de fondo fallaron	268 muertes
Kantale Dam	Bandera de Sri Lanka Sri Lanka	31522	Mantenimiento pobre	180 muertos y destruidas alrededor de 1600 casas
Zeyzoun Dam	Siria	2002	Desbordamiento	22 muertos y 2.000 desplazados
Big Bay Dam	Estados Unidos	2004	Desbordamiento	
Presa de Camará	Brasil	2004	Mal mantenimiento	3 muertos y 3000 desalojados
Presa de Shakidor	Pakistan	2005	Lluvia extrema inesperada, falla en la cortina	70 muertes
Situ Gintung	Indonesia	2009	Mantenimiento escaso y lluvia monzónica	98 muertes

Kyzyl-Agash Dam	Kazajastan	2010	Fuertes lluvias y deshielo, desbordamiento	43 muertos y 300 personas heridas y más de 1000 evacuados
Testalinda Dam	Canada	2011	Desbordamiento	Destruyó al menos 5 residencias.
Delhi Dam	Estados Unidos	2011	Fuertes lluvia e inundaciones	8,000 evacuados
Fujinuma Dam	Japon	2011	Fallo tras el Terremoto de Tōhoku 2011	7 muertos y un desaparecido
Campos dos Goytacazes dam	Brasil	2012	Fallo tras inundaciones	4000 personas desplazadas
Ivanovo Dam	Bulgaria	2012	Fallo tras un periodo de fuerte deshielo que causo una grieta en la presa	8 muertes
Köprü Dam	Turquia	2014	Una compuerta se rompió durante el primer llenado del embalse	10 muertes
Bento Rodrigues	Brasil	2015	Rotura de presa de residuos mineros	24 muertos, 800 personas perdieron su hogar