

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. PROBLEMÁTICA DE INVESTIGACIÓN

1.1.1. Planteamiento del problema

Las fallas en represas representan uno de los mayores riesgos en términos de desastres inducidos por infraestructura, generando pérdidas humanas y materiales significativas. A nivel mundial, entre los años 2000 y 2009, se reportaron más de 200 incidentes de ruptura de presas, muchos de ellos con consecuencias catastróficas. En América Latina, eventos como los ocurridos en las represas El Cobre (Chile) o Mariana (Brasil) han demostrado el impacto devastador que puede tener este tipo de siniestros sobre comunidades cercanas.

En Bolivia, la represa “El Tranque”, ubicada en las proximidades de la localidad de Culpina, fue construida en la década de 1930 y posteriormente elevada en altura en 1990. A pesar de su antigüedad y del evidente riesgo estructural asociado, no se han desarrollado estudios técnicos recientes que evalúen las posibles consecuencias de una falla total. Dada su cercanía con áreas pobladas, la ruptura de esta infraestructura podría ocasionar una rápida y destructiva inundación, cuya magnitud es aún desconocida.

En este contexto, resulta urgente y necesario realizar una simulación hidrodinámica que permita identificar con precisión las zonas de mayor afectación ante un escenario de colapso. La utilización de herramientas como HEC-RAS e IBER proporcionará información clave para la gestión de riesgos y la planificación territorial de la región. La presente investigación se enfoca en analizar dicho escenario, contribuyendo a la prevención y mitigación de desastres en la localidad de Culpina.

1.1.2. Formulación del problema

Cuál sería la magnitud de la inundación que podría afectar a la localidad de Culpina en caso de una falla de la represa “El Tranque”, ¿considerando la extensión, profundidad y velocidad del flujo de agua?

1.1.3. Sistematización del problema

- ✓ ¿Qué información técnica y contextual es necesaria sobre la represa “El Tranque” y su entorno para modelar escenarios de rotura?
- ✓ ¿Cómo se pueden aplicar los modelos HEC-RAS e IBER para simular la falla de una presa de enrocado con pantalla de hormigón?
- ✓ ¿Qué influencia tienen los diferentes escenarios de rotura sobre la dinámica de la inundación aguas abajo?
- ✓ ¿Cuál es el comportamiento del flujo aguas abajo en cada escenario simulado y qué nivel de riesgo representa para las zonas expuestas?
- ✓ ¿Qué zonas presentan mayor riesgo de inundación según los resultados de los escenarios simulados?
- ✓ ¿Qué diferencias existen entre los modelos HEC-RAS e IBER en la simulación de la rotura de la presa y la propagación de la inundación?
- ✓ ¿Qué nivel de riesgo potencial presenta la represa “El Tranque” según los criterios técnicos y normativos vigentes?
- ✓ ¿Qué medidas de protección pueden aplicarse en la zona urbana ante una posible rotura de la presa El Tranque, y qué otras acciones pueden considerarse para prolongar la vida útil de esta infraestructura?

1.2. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

Una falla hipotética de la represa El "Tranque" desencadenaría una inundación de gran magnitud en la localidad de Culpina, debido a su ubicación aguas arriba de toda la localidad, lo que afectaría gravemente tanto a la población como a las infraestructuras urbanas, aumentando el riesgo en las zonas más vulnerables.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Simular distintos escenarios de falla de la represa “El Tranque” mediante modelos hidráulicos, con el propósito de analizar el comportamiento del flujo de inundación y estimar la magnitud del riesgo que representa para la localidad de Culpina.

1.3.2. Objetivos específicos

- Recopilar información disponible y relevante sobre la represa "El Tranque" y su entorno, como base para la modelación de escenarios de rotura.
- Analizar y aplicar los modelos hidráulicos bidimensionales HEC-RAS e IBER para realizar la simulación de falla en presas de rockfill y la propagación de la inundación resultante.
- Simular múltiples escenarios de falla de una presa de rockfill con pantalla de hormigón, para evaluar su influencia en la dinámica de la inundación.
- Analizar la propagación del flujo aguas abajo en los distintos escenarios simulados, mediante los resultados generados por los modelos, para estimar su nivel de riesgo e impacto potencial sobre Culpina.
- Generar mapas de inundación y zonificación de riesgo para cada escenario de falla, identificando las áreas críticas de afección por la inundación.
- Comparar de resultados de modelos bidimensionales de IBER y HEC-RAS.
- Clasificar la represa "El Tranque" según su nivel de riesgo potencial.
- Proponer medidas de protección para la zona urbana de Culpina ante una posible rotura de la presa El Tranque, así como identificar acciones complementarias orientadas a prolongar la vida útil de dicha infraestructura.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

1.4.1. Justificación teórica

Este estudio aporta al conocimiento existente sobre la modelación hidráulica de eventos extremos y con la gestión del riesgo en infraestructuras hidráulicas, particularmente en el análisis de rotura de presas. Si bien en Bolivia se han empezado a implementar procesos de clasificación de presas en función a su riesgo potencial, muchas estructuras antiguas, como la represa "El Tranque", no cuentan con estudios técnicos actualizados. La presente investigación contribuye a este vacío, aplicando fundamentos de la hidráulica de flujos no

permanentes y modelación numérica, con el fin de fortalecer el cuerpo teórico en el área de la gestión del riesgo hídrico y el enfoque preventivo en contextos de alto riesgo.

1.4.2. Justificación metodológica

El estudio se justifica por el uso de herramientas computacionales especializadas como HEC-RAS e IBER, que permiten simular con alta precisión el comportamiento del flujo en caso de una ruptura de presa. Estas plataformas combinan modelos hidráulicos en dos dimensiones con datos geoespaciales, lo que facilita la representación realista de escenarios complejos. Su aplicación en este contexto demuestra la viabilidad de realizar análisis avanzados del riesgo hídrico, incluso en regiones con acceso limitado a sistemas de monitoreo físico.

1.4.3. Justificación práctica

Este estudio proporciona información para la gestión del riesgo de desastres en la localidad de Culpina, al identificar zonas vulnerables ante una posible rotura de la represa “El Tranque”. Los resultados obtenidos como mapas de inundación y análisis de propagación del flujo pueden ser utilizados por autoridades locales y organismos de protección civil para mejorar la planificación territorial, diseñar estrategias de evacuación y reducir posibles impactos humanos y materiales.

1.5. MARCO DE REFERENCIA

1.5.1. Marco conceptual

- a) **Presas de enrocado:** Estructuras conformadas por materiales sueltos como rocas y gravas compactadas, que se caracterizan por su alta resistencia y su capacidad para adaptarse a diferentes condiciones geológicas y topográficas.
- b) **Fallas en presas:** Situaciones en las que la presa pierde su integridad estructural debido a fenómenos como el desbordamiento, la erosión interna o el fallo de sus elementos constructivos, pudiendo generar la liberación repentina del agua embalsada.
- c) **Simulación de fallas:** Proceso computacional mediante el cual se reproduce el comportamiento de una presa ante un escenario de rotura, considerando variables hidráulicas y estructurales.

- d) **Modelación hidráulica:** Representación numérica del comportamiento del agua en distintas condiciones, incluyendo caudales, niveles y velocidades, a partir de modelos matemáticos y datos de campo o geoespaciales.
- e) **HEC-RAS e IBER:** Herramientas de software que permiten simular el flujo del agua y su propagación en cauces o superficies, utilizando capacidades de análisis bidimensional y modelos de alta precisión.
- f) **Onda de avenida:** Fenómeno hidrodinámico que describe la propagación del flujo de agua liberado por la rotura de una presa, desplazándose aguas abajo con variaciones de altura, velocidad y caudal.
- g) **Zonificación de riesgo:** Proceso de identificación y clasificación de áreas según su grado de exposición a inundaciones, con base en parámetros hidráulicos, topográficos y de ocupación del territorio.
- h) **Magnitud del riesgo:** Medida que expresa el nivel de peligro asociado a la falla de una presa, considerando tanto los daños materiales como las posibles pérdidas de vidas humanas y afectación de infraestructuras.

1.5.2. Marco espacial

El presente proyecto de investigación se desarrolló en el municipio de Culpina, situado en la provincia de Sud Cinti, en la región sur del departamento de Chuquisaca, Bolivia. Este municipio se encuentra a una distancia aproximada de 407 km de Sucre, la capital departamental, y a 172 km de la ciudad de Tarija.

Administrativamente, el municipio de Culpina pertenece a la provincia de Sud Cinti, limitando al norte con la provincia de Nor Cinti, al este con la provincia de Hernando Siles, al oeste con el departamento de Potosí, entre las provincias de Sud Chichas y Nor Chichas, y al sur con la provincia Méndez del departamento de Tarija.

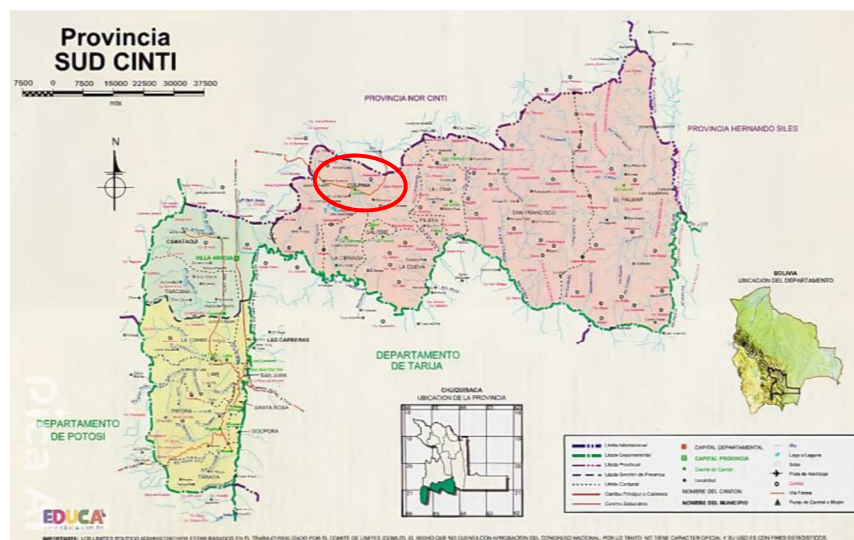


Figura 1.1: Mapa geográfico de la provincia Sud Cinti - Dpto. de Chuquisaca
Fuente: Educa Bolivia, 2024.

Geográficamente, el área de estudio abarca la represa "El Tranque", que se encuentra aproximadamente a 1,6 km del centro urbano del pueblo Culpina, a una altitud de 3.014 m.s.n.m., con las coordenadas precisas de Latitud Sur: 20° 48' 32,69" y Longitud Oeste: 64° 56' 55"

Este estudio se centra en la represa y las zonas potencialmente afectadas aguas abajo, que comprenden principalmente el pueblo de Culpina y las áreas cercanas, caracterizadas por una topografía montañosa y un clima semiárido.



Figura 1.2: Localización de la represa El Tranque – Culpina
Fuente: Elaboración propia.

1.5.3. Marco temporal

La estimación del riesgo por rotura de presas es una línea de investigación prioritaria por su alto impacto en poblaciones, infraestructuras y medio ambiente. La ICOLD es un referente internacional, con documentos clave como el Boletín 99 (Dam Failures Statistical Analysis, 1998), que analiza causas y estadísticas de fallas, y el Boletín 111 (Dam Break Flood Analysis, 1995), que compara modelos hidrodinámicos para la simulación de roturas. Estos trabajos constituyen la base para definir criterios de diseño, operación y evaluación de riesgos en proyectos de presas.

En el ámbito europeo, el Ministerio de Medio Ambiente de España ha desarrollado guías técnicas ampliamente utilizadas, como la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial (1996) y la Guía para la Elaboración de Planes de Emergencia de Presas (2001). Estos documentos, alineados con las recomendaciones de la ICOLD, ofrecen metodologías aplicables para evaluar la clasificación de la presa y definir medidas de seguridad.

En Bolivia, actualmente no existe una normativa nacional específica para la clasificación de presas, por lo que se han adoptado y adecuado los criterios técnicos de la ICOLD y las guías del Ministerio de Medio Ambiente de España al contexto nacional. Hoy en día, es obligatorio clasificar las presas en función de su riesgo potencial, lo que constituye un requisito esencial para el diseño y la gestión, asegurando que los proyectos se desarrollen bajo estándares internacionales de seguridad hidráulica.

CAPÍTULO 2: FUNDAMENTO TEÓRICO.

2.1. PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Las presas de materiales sueltos, también conocidas como presas de tierra o enrocado, son estructuras construidas principalmente con materiales no cohesivos dispuestos por medios mecánicos. Estos materiales incluyen tierra compactada, gravas, arenas, limos o rocas. Su estabilidad depende del peso propio del material y del diseño adecuado de sus taludes, núcleo impermeable y filtros de drenaje.

2.1.1. Tipologías según el elemento impermeabilizador

La clasificación más habitual de este tipo de presas se realiza en función del tipo y la disposición del elemento impermeabilizador (Fernández, 2012):

- **Presas homogéneas:** Compuestas por un único tipo de material, generalmente impermeable. Son utilizadas en presas de baja altura donde no hay grandes exigencias estructurales.
- **Presas zonificadas:** Cuentan con un núcleo impermeable central o aguas arriba, flanqueado por zonas de soporte más permeables. Son las más utilizadas por su equilibrio entre seguridad y economía.
- **Presas con pantalla impermeable:** Incorporan una pantalla de hormigón o geomembrana, generalmente en el paramento aguas arriba, como elemento impermeabilizante.

2.1.2. Criterios de diseño y selección

El diseño de una presa de materiales sueltos debe contemplar las siguientes condiciones básicas:

- Control de filtraciones mediante núcleos, pantallas y filtros adecuados.
- Estabilidad frente a deslizamientos internos y externos.
- Resistencia ante sismos, avenidas y asentamientos diferenciales.
- Diseño de drenajes para evitar presiones intersticiales peligrosas.

Las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas del sitio, así como la disponibilidad de materiales, influyen de manera decisiva en la elección del tipo de presa.

2.1.3. Vulnerabilidades estructurales e hidráulicas

Las presas de materiales sueltos son especialmente sensibles a los siguientes factores de riesgo:

- Erosión por sobrepaso: La ausencia o fallo del vertedero puede provocar el paso del agua sobre el coronamiento, desencadenando una rápida erosión del cuerpo de la presa.
- Erosión interna o piping: Puede presentarse si no se cuenta con filtros adecuados, permitiendo que el agua arrastre finos y genere túneles internos.
- Inestabilidad de taludes: Factores como saturación, sismos o diseño deficiente pueden generar deslizamientos en los taludes.
- Asentamientos excesivos: Especialmente en presas con materiales de baja compacidad o sin tratamiento adecuado.

2.2. PRESAS DE ENROCADO (ROCKFILL)

Las presas de enrocado, también conocidas como rockfill dams, pertenecen al grupo de presas de materiales sueltos y se caracterizan por estar conformadas principalmente por bloques de roca compactados. Este tipo de presa presenta características intermedias entre las presas de gravedad y las de tierra, siendo ampliamente utilizadas por su versatilidad estructural, buena respuesta sísmica y posibilidad de emplear materiales disponibles en el entorno inmediato.

Su diseño permite una eficiente resistencia a cargas elevadas, incluso cuando los materiales se encuentran saturados. El comportamiento mecánico del conjunto se basa en la transmisión de cargas a través del contacto entre bloques, por lo que el uso de materiales bien graduados es fundamental para su estabilidad. La implementación de un sistema adecuado de impermeabilización y control de filtraciones, junto con los elementos de transición y soporte, asegura un desempeño estructural confiable frente a distintas condiciones de operación (Linsley y Franzini, 1964, p. 262).

2.2.1. Configuración estructural

Según Linsley y Franzini (1964), una presa de enrocado está compuesta esencialmente por:

- a) Espaldones de enrocado, que proporcionan la estabilidad del cuerpo de la presa mediante una masa resistente formada por materiales pétreos.
- b) Elemento impermeabilizante, que puede disponerse en distintas formas:
 - Núcleo central impermeable (generalmente de arcilla).
 - Pantalla impermeable en el paramento de aguas arriba (puede ser de hormigón armado, asfalto o geomembranas).
- c) Zonas de transición y filtros, ubicadas entre el núcleo y el enrocado para evitar el paso de finos y controlar la filtración.

2.2.2. Ventajas

Entre las principales ventajas de este tipo de presas se destacan:

- Buena resistencia frente a cargas sísmicas, debido a la capacidad del enrocado de deformarse sin perder estabilidad).
- Adaptabilidad geotécnica, ya que pueden construirse sobre terrenos de cimentación menos resistentes.
- Uso eficiente de materiales locales, reduciendo los costos por transporte.
- Proceso constructivo continuo, que no se ve muy afectado por condiciones climáticas adversas (Sandoval Erazo, 2018, p. 181).

2.2.3. Desventajas y vulnerabilidades

Las principales limitaciones y riesgos asociados a las presas de enrocado incluyen:

- No admiten el sobrepaso del agua: si el flujo sobrepasa la coronación, se produce una erosión rápida y la rotura del cuerpo de la presa
- Alta sensibilidad a filtraciones mal controladas, especialmente si no se implementan adecuadamente los filtros y zonas de transición.
- Posibles asentamientos diferenciales si no se garantiza una integración adecuada entre el núcleo impermeable y el enrocado (Sandoval Erazo, 2018, p 183).

2.2.4. Comportamiento frente a fallas

En el contexto de modelación de fallas y rotura de presas, las presas de enrocado presentan un comportamiento particular:

- La rotura puede producirse por deslizamiento, erosión interna o sobrepaso, dependiendo del diseño de la impermeabilización.
- La simulación de la rotura requiere definir adecuadamente el tipo de brecha, el tiempo de formación, y el volumen liberado para generar un hidrograma de salida realista.
- Softwares como HEC-RAS permiten modelar estos escenarios bajo configuraciones unidimensionales, bidimensionales o acopladas, lo que facilita la evaluación del impacto aguas abajo (Sandoval Erazo, 2018, p 197).

2.3. TIPOS DE FALLAS EN PRESAS

El concepto de falla en presas ha sido definido por varios autores que han abordado este tema para su estudio y profundización a lo largo del tiempo. A continuación, se muestra según el criterio de varios investigadores conceptos que internacionalmente se han divulgado.

En primer término, es necesario establecer que falla es cuando una presa no satisface las funciones para las cuales fue creada. Conviene indicar que tomar en consideración esta definición al pie de la letra, implica considerar como presas falladas a las que no almacenan agua cuando esa era su principal finalidad. Otro grupo que también se ubica en esta definición son aquellas que se han azolvado y por lo tanto ya no almacenan ni regulan las crecidas (Fernández, 2012, p 37).

En este sentido, una falla es un movimiento o mal funcionamiento de alguna parte de la presa, de manera que ésta ya no cumple con su objetivo principal de diseño, la retención del embalse (Glez Haramboure et al., 2017, p 8).

Según Peña y Caro (1997), las fallas pueden clasificarse de tres formas:

1. **Roturas violentas.** Serían aquellas que liberan el agua embalsada en pocas horas creando una inundación importante aguas abajo. La presa queda parcial o totalmente destruida.
2. **Roturas con vaciado controlado.** Serían aquellas que provocan o requieren el vaciado del embalse y permiten hacerlo de una manera controlada, sin daños a personas o propiedades. La presa necesita después una reparación importante para volverla a poner en servicio.

3. Incidentes graves. Serían aquellos fallos que obligan a una limitación de la explotación o incluso a un vaciado parcial, para restituir la funcionalidad de la presa. En caso de presas en construcción obligan a paralizar la obra y reconsiderar el proyecto.

Es obvio que pueden darse situaciones de difícil catalogación en alguno de los grupos anteriores. Particularmente es difícil marcar una frontera entre lo que sería un incidente o un fallo menor que pueda ser ya reparado dentro de lo que sería el normal mantenimiento de las presas. Algunos técnicos han tratado de fijar ese límite inferior en términos económicos, estableciendo, para los costes de reparación correspondiente, una cantidad fija o una cantidad variable en función del coste total de construcción. Los fallos que más interesan desde el punto de vista de la seguridad son las roturas y aquellos fallos en los que la explotación del embalse queda limitada o la construcción de la obra detenida y por lo tanto ese criterio (capacidad de operación limitada) es el que se propone para calificar el fallo como "incidente grave", el resto serían fallos menores.

Las distintas fallas que entran dentro de estas clasificaciones serán expuestas en los siguientes epígrafes (Glez Haramboure et al., 2017, p 9).

2.4. FALLAS EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1995), una falla o rotura de una presa se refiere al colapso o desplazamiento de una parte estructural de la presa que provoca la pérdida de su capacidad para contener el agua almacenada de manera segura. Este tipo de eventos es considerado extremadamente grave, ya que compromete la estabilidad de la estructura y puede generar consecuencias catastróficas, como la liberación súbita del agua embalsada, lo que da lugar a inundaciones aguas abajo con potencial de destrucción de infraestructuras, pérdida de vidas humanas y daños severos al medio ambiente.

Las tres causas principales de fallas en presas de materiales sueltos 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 (Glez Haramboure et al., 2017). 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 (83%), en contraste con otros tipos de presas como son los de gravedad 10%, de arco 3% y de contrafuertes 2%. Por otra parte, se reportó que las presas de tierra con altura entre 15 y 30 metros son las que más fallas han presentado (Marengo, 2002, p 3).

2.4.1. Falla por desbordamiento (Overtopping)

El sobrepaso se produce cuando el nivel del agua del embalse excede la coronación de la presa, provocando un flujo descontrolado sobre su cuerpo. Esta situación es particularmente crítica en presas de tierra o enrocado, ya que el agua puede erosionar rápidamente sus materiales, generando una brecha que se agranda progresivamente hasta provocar la falla total de la estructura.

Las causas más comunes del sobrepaso incluyen un diseño inadecuado del vertedero, obstrucciones en el cauce o eventos hidrológicos extremos no contemplados en el hidrograma de diseño. A nivel mundial, esta es la principal causa de rotura en presas de materiales sueltos (U.S. Army Corps of Engineers, 2014. p 10).

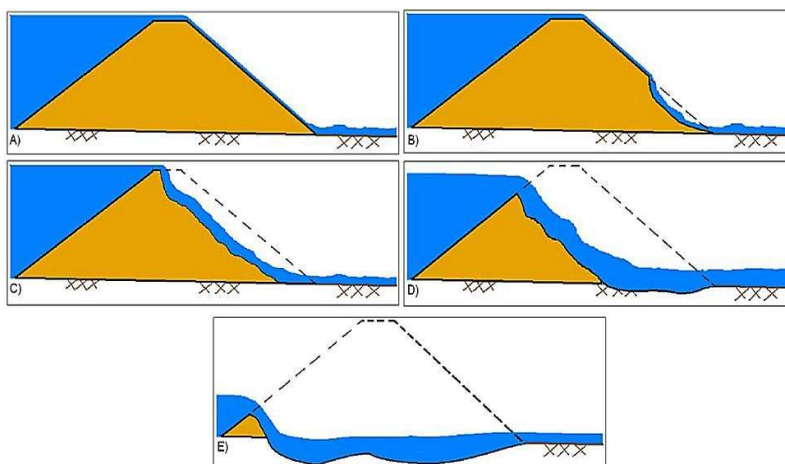


Figura 2.1: Secuencia ilustrativa de rotura de presa ocasionada por Overtopping

Fuente: U. S. Army Corps of Engineers, 2014.

2.4.2. Falla por erosión interna (Piping)

La erosión interna, o piping, es un mecanismo de falla progresiva que se presenta cuando el agua se infiltra a través del cuerpo o la cimentación de la presa, generando un flujo capaz de arrastrar partículas finas del terreno. Este proceso forma canales internos que, de no ser controlados mediante filtros adecuados, pueden debilitar la estructura hasta provocar su colapso.

Los indicios tempranos incluyen turbidez en los drenajes, surgencia de agua en zonas inusuales y asentamientos localizados. Esta falla está estrechamente relacionada con deficiencias en el diseño o construcción del sistema de filtros y con compactación inadecuada del núcleo impermeable.

Es considerada una de las principales causas de falla en presas de materiales sueltos, especialmente cuando no se aplican controles geotécnicos rigurosos durante la etapa constructiva (U.S. Army Corps of Engineers, 2014. p 10).

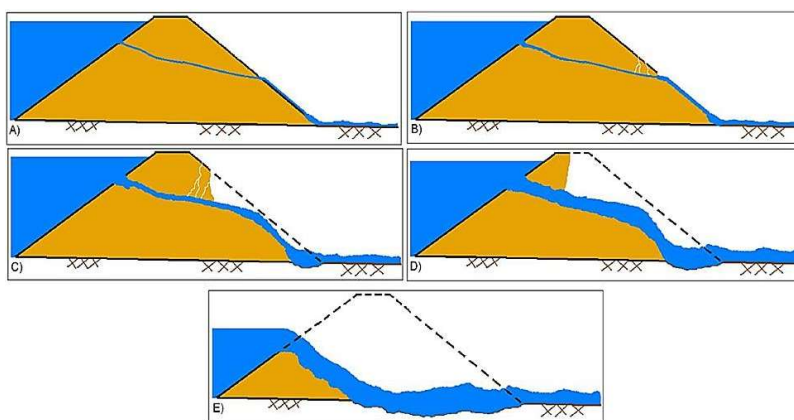


Figura 2.2: Secuencia ilustrativa de rotura de presa ocasionada por Piping

Fuente: U. S. Army Corps of Engineers, 2014.

2.4.3. Falla por Debilitamiento de la Cimentación

Este tipo de falla ocurre cuando el terreno de apoyo pierde capacidad resistente debido a factores geológicos, filtraciones profundas o licuación del suelo durante eventos sísmicos. La pérdida de soporte provoca deformaciones, asentamientos o incluso colapso parcial del cuerpo de la presa. Entre las principales causas se encuentran:

- Materiales no consolidados o suelos blandos en la cimentación.
- Filtraciones prolongadas que erosionan o saturan el sustrato.
- Actividad sísmica que induce fenómenos de licuación o fracturamiento.

El debilitamiento de la cimentación es una de las causas más complejas de diagnosticar y requiere análisis geotécnicos detallados (MMAyA, 2020; Comité Nacional Español de Grandes Presas, 2015).

2.4.4. Otras fallas mecánicas o estructurales

Existen otras formas de falla menos frecuentes, pero igualmente importantes:

- **Falla por asentamientos diferenciales:** Se produce cuando distintas partes de la presa se hunden a diferentes velocidades o magnitudes, generando fisuras que permiten el paso del agua.
- **Falla por sismos:** En zonas sísmicas, una presa mal diseñada o sin refuerzos adecuados puede colapsar total o parcialmente por efectos dinámicos.
- **Falla de componentes hidráulicos:** Como compuertas, conductos o vertederos que colapsan por fatiga, corrosión o diseño insuficiente.
- **Falla por Inestabilidad de Taludes:** Cuando las fuerzas actuantes superan la resistencia del terreno en los taludes, provocando deslizamientos. Estos pueden ser originados por saturación, diseño deficiente o eventos sísmicos.

2.5. INUNDACIONES

Las inundaciones son eventos catastróficos y recurrentes en el comportamiento de un río, y pueden tener consecuencias devastadoras tanto para las poblaciones humanas como para el medio ambiente. Se generan cuando lluvias intensas o prolongadas superan la capacidad de infiltración y retención del suelo, saturando la superficie terrestre. Al ocurrir esto, el agua excedente es conducida hacia los cauces de los ríos y arroyos, incrementando su caudal de manera significativa. Si la capacidad máxima de transporte del río es superada, el cauce principal se desborda, inundando los terrenos aledaños, conocidos como llanuras de inundación. Este fenómeno provoca que el agua ocupe áreas que habitualmente están secas, afectando infraestructuras, propiedades y la vida cotidiana de las personas.

El impacto de las inundaciones va más allá de los daños materiales. Las aguas desbordadas pueden destruir cultivos, erosionar el suelo, contaminar fuentes de agua potable y afectar de manera severa la biodiversidad local, alterando los ecosistemas fluviales y terrestres. Además, las inundaciones pueden interrumpir servicios esenciales como electricidad, agua y comunicaciones, exacerbando la vulnerabilidad de las comunidades afectadas.

Las inundaciones pueden clasificarse según su duración y el mecanismo que las genera. Entre los principales tipos indicamos:

2.5.1. Clasificación según duración

2.5.1.1. 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.

2.5.1.2. 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 éste. A las áreas inundadas se les denominan "llanuras de inundación".

2.5.2. Clasificación según mecanismo de generación

2.5.2.1. Inundaciones pluviales (RTT)

Las inundaciones pluviales son provocadas por precipitaciones intensas que superan la capacidad de infiltración del suelo o la capacidad de evacuación del sistema de drenaje, tanto en áreas urbanas como rurales. Estas precipitaciones generan acumulaciones rápidas de agua en superficie, especialmente en zonas bajas y altamente impermeabilizadas, como los entornos urbanos, donde el agua no puede ser absorbida con facilidad.

En áreas rurales o en terrenos con pendiente pronunciada, estas lluvias pueden generar escorrentías superficiales significativas, en las que el tiempo de concentración es muy corto.

Este fenómeno es conocido como “runoff time to threshold (RTT)”, y favorece la aparición de caudales pico elevados en lapsos breves, incrementando el riesgo de desbordamientos o erosión súbita.

Las inundaciones pluviales suelen ser eventos de corta duración, con efectos localizados, aunque su severidad varía según la intensidad y duración de la lluvia, las características topográficas, el uso del suelo y la eficiencia del sistema de drenaje (U.S. Army Corps of Engineers, 2014, p 48).

2.5.2.2. Inundaciones fluviales

Las inundaciones fluviales ocurren cuando el caudal transportado por un río o quebrada supera la capacidad hidráulica de su cauce, provocando el desbordamiento del agua hacia las riberas y planicies aluviales adyacentes. Estas inundaciones suelen estar asociadas a lluvias prolongadas o intensas en las cuencas medias y altas, lo que genera un incremento sostenido del nivel del río.

A diferencia de las inundaciones pluviales, las fluviales suelen ser más previsibles, ya que la formación y propagación de la onda de crecida puede ser monitoreada con anticipación a través de sistemas hidrometeorológicos.

Este tipo de evento es característico en regiones con ríos meándricos, pendientes suaves y extensas llanuras de inundación, donde la onda de avenida se propaga de forma lenta y puede mantener el terreno anegado durante varios días. La magnitud y duración de la inundación dependen de diversos factores, como el régimen hidrológico de la cuenca, la topografía del valle, la presencia de presas o estructuras de control, y la cobertura vegetal que influye en la retención y escorrentía del agua (U.S. Army Corps of Engineers, 2014, p 49).

2.5.2.3. Inundaciones por rotura de presa

Este tipo de inundación se produce a consecuencia del colapso total o parcial de una estructura hidráulica, como una presa o balsa de almacenamiento. La rotura súbita libera grandes volúmenes de agua en un corto período, generando una onda de inundación

altamente destructiva. La magnitud del impacto depende de factores como el caudal liberado, la velocidad de propagación de la onda y la vulnerabilidad de las áreas situadas aguas abajo.

Los efectos pueden ser catastróficos, afectando severamente a infraestructuras críticas, núcleos de población, instalaciones agropecuarias, ecosistemas protegidos, y otros elementos expuestos como viviendas, parques o servicios esenciales. (Bladé et al., 2009; U.S. Army Corps of Engineers, 2014).

2.6. MODELACIÓN HIDRÁULICA

2.6.1. Definición de modelo

Un modelo es una representación teórica, generalmente matemática, que busca simplificar y comprender fenómenos reales complejos. Aunque no reproduce exactamente la realidad, permite establecer relaciones entre variables clave, facilitando su análisis y predicción.

En el ámbito hidrológico e hidráulico, los modelos se basan en leyes físicas expresadas mediante ecuaciones diferenciales, que describen cómo varían en el tiempo y el espacio variables como el caudal, la altura y la velocidad del flujo. Estas ecuaciones, combinadas con parámetros como la topografía y las condiciones del cauce, permiten simular computacionalmente el comportamiento de inundaciones o aluviones.

2.6.2. 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".

2.6.3. Principios básicos de modelación

La modelación hidráulica se fundamenta en la resolución de ecuaciones físicas que describen el movimiento del agua en medios abiertos. Para representar flujos superficiales,

especialmente en ríos y canales, se utilizan principalmente las ecuaciones de Saint-Venant, derivadas de los principios de conservación de la masa y del impulso.

Estas ecuaciones incluyen:

- **Ecuación de continuidad:** Representa la conservación de la masa en el flujo.
- **Ecuación de cantidad de movimiento:** Describe la conservación del impulso, considerando fuerzas como la gravedad, la fricción y la pendiente del cauce.

El sistema de Saint-Venant permite modelar el comportamiento hidráulico del agua en función del tiempo y del espacio, es decir, bajo condiciones no permanentes y con geometría variable. La selección del tipo de modelo a utilizar depende de factores como:

- La complejidad geométrica del cauce o embalse.
- El régimen del flujo (permanente o no permanente).
- El nivel de detalle requerido para representar el fenómeno a simular, como en el caso de una rotura de presa.

Estos fundamentos constituyen la base para herramientas computacionales en el mercado, que resuelven las ecuaciones mediante métodos numéricos, permitiendo simular inundaciones, ondas de avenida y otros eventos hidrodinámicos con un alto nivel de precisión.

2.7. TIPOS DE MODELOS HIDRÁULICOS

2.7.1. Modelos unidimensionales en régimen permanente

Los modelos hidráulicos unidimensionales en régimen permanente suponen que las condiciones de flujo como el caudal, el nivel del agua y la velocidad se mantienen constantes a lo largo del tiempo, aunque pueden variar espacialmente. Este enfoque es útil para representar situaciones de equilibrio hidráulico, tales como el diseño de cauces, estructuras de control, canales y para la determinación de líneas de flujo constante.

Su formulación se basa principalmente en la ecuación de energía (o de Bernoulli), lo que permite una resolución más sencilla en comparación con los modelos en régimen no

permanente. Esta simplificación resulta adecuada en contextos donde las condiciones hidrodinámicas no presentan cambios significativos con el tiempo (Chow, 1959).

2.7.2. Modelos unidimensionales en régimen variable

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

Las ecuaciones Saint Venant se deducen a partir de las ecuaciones de Reynolds que a su vez provienen de las ecuaciones Navier-Stokes considerando las variables medias en el tiempo. Las ecuaciones de Navier-Stokes provienen de imponer las leyes físicas de conservación de energía, masa y movimiento y particularizándolas para un fluido incompresible e isótropo como es el agua.

La resolución de las ecuaciones de Reynolds completas supone la discretización del dominio en 3D, y obtendríamos un esquema de cálculo muy complejo y costoso computacionalmente. Si integramos en el eje z , profundidad, las ecuaciones de Reynolds, es decir asumimos que la componente vertical de la velocidad es despreciable, obtenemos las ecuaciones de Saint Venant en 2D. Barré Saint Venant propuso una serie de hipótesis para suponer un flujo unidimensional, esta serie de simplificaciones consistían en:

- El flujo se supone unidimensional. por lo tanto, la velocidad en una sección es perpendicular al plano YZ y constante en toda la sección al igual que el calado.
- Supone régimen gradualmente variable, con lo que podemos hacer la hipótesis de flujo casi paralelo.
- Distribución hidrostática de presiones, velocidades y aceleraciones verticales despreciables.
- El eje del canal se supone rectilíneo, para introducir pérdidas relacionadas con curvas cerradas se deben tener en cuenta como pérdidas de carga localizadas.
- Lecho fijo y no erosionable, la sección geométrica se considera constante.

- Pendiente de fondo moderada.
- Se evalúan las pérdidas de carga con la ecuación de Manning, igual que en régimen permanente.
- Fluido incompresible y newtoniano.
- El efecto de los contornos y turbulencia responde a las ecuaciones de resistencia para flujo uniforme.

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

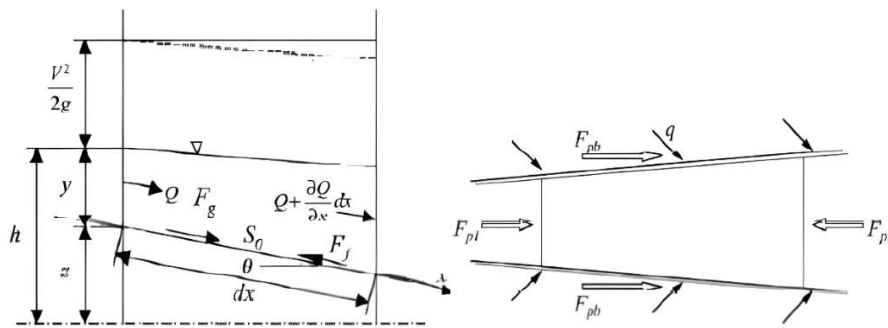


Figura 2.3: Conservación de la masa y movimiento en un volumen de control
Fuente: CINME N°97, 2007.

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = gA(S_0 - S_f) \quad (2.2)$$

Donde:

- A : Área mojada de la sección transversal del flujo (en m²). Es el área de la sección del canal que está en contacto con el agua.
- x : Dirección espacial del flujo, es decir, la coordenada longitudinal a lo largo del cauce (en metros).
- h : Tirante o altura de la lámina de agua medida desde el lecho del canal hasta la superficie libre (en metros).
- S_0 : Pendiente del fondo del canal, también llamada pendiente del cauce. Es una constante geométrica del canal.
- S_f : Pendiente de fricción o pérdida de energía por fricción, depende de la rugosidad del canal y del régimen del flujo.
- g : Aceleración de la gravedad.

2.7.2.1. Modelo unidimensional HEC – RAS

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

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

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

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

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

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

El esquema de cálculo utilizado por HEC RAS se basa en un método de diferencias finitas implícito, el esquema de Preissman o de los cuatro puntos.

Se trata de un esquema que resuelve un proceso iterativo en cada paso de tiempo. Es incondicionalmente estable para flujo en régimen lento e hidrogramas suaves, pero resulta inestable en cambios de régimen y régimen rápido. Este esquema es utilizable también en régimen variable, pero en este caso se ha de reducir el incremento de tiempo de cálculo hasta

valores similares a los de un esquema explícito con el fin de representar con precisión las discontinuidades.

2.7.2.2. Esquema de cálculo HEC – RAS

El Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (HEC-RAS) es un modelo unidimensional que permite ejecutar análisis hidráulicos del flujo de agua en lámina libre en régimen permanente y no permanente.

Para el análisis hidráulico en régimen permanente, HEC-RAS es capaz de realizar cálculos de los perfiles de la superficie del agua en flujo gradualmente variado. Perfiles de la superficie del agua en régimen subcrítico, supercrítico y mixto pueden ser calculados. Los perfiles de la lámina de agua son calculados de sección en sección resolviendo la ecuación de energía por medio del procedimiento iterativo del Paso Estándar (U.S. Army Corps of Engineers, 2010).

Para el cálculo del perfil de la lámina de agua en régimen variable, HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, que consiste en un sistema en derivadas parciales formado por la ecuación de continuidad y la de conservación de la cantidad de movimiento. Para la solución de las ecuaciones HEC-RAS utiliza el esquema de Preissmann o esquema de los cuatro puntos. Dicho esquema implícito en diferencias finitas es utilizado por varios programas comerciales (ver Figura 2.4).

De acuerdo con E. Bladé, M. Sánchez, H. P. Sánchez, D. Ñiñerola. y M. Gómez, 2009, con este esquema se aproxima una función $f(x, t)$ cualquiera en un cierto punto P de (x, t) como:

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

Para las derivadas espaciales y temporales, respectivamente:

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

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

El parámetro θ es fundamental para la localización del punto P, que se utiliza para aproximar las derivadas en el tiempo dentro de un esquema numérico. A su vez, el parámetro Ψ cumple una función similar pero aplicado a la aproximación en el espacio. Estos parámetros juegan un papel clave en la estabilidad y precisión de los métodos de resolución de ecuaciones diferenciales parciales que describen el flujo de fluidos.

En el caso de un régimen de flujo subcrítico, que se caracteriza por tener velocidades del flujo menores a la velocidad de las ondas gravitatorias (es decir, el flujo es controlado por las condiciones aguas abajo), se suelen adoptar valores específicos para estos parámetros. Generalmente, se utiliza $\Psi = 0,5$ para distribuir equitativamente la aproximación espacial entre los puntos de la malla, y $\theta = 0,6$, que es un valor ligeramente superior a 0,5 para mejorar la estabilidad temporal.

Es importante destacar que, en este régimen subcrítico, el método numérico empleado es incondicionalmente estable cuando:

$0,5 \leq \theta \leq 1,0$. Esto significa que, independientemente del tamaño del paso de tiempo o la resolución de la malla, el esquema no presentará inestabilidades numéricas dentro de este rango de θ . De esta manera, los valores de θ y Ψ no solo determinan la localización de las aproximaciones, sino que también garantizan la estabilidad y convergencia del método en situaciones de flujo subcrítico, donde la precisión en la predicción del comportamiento del flujo es crucial.

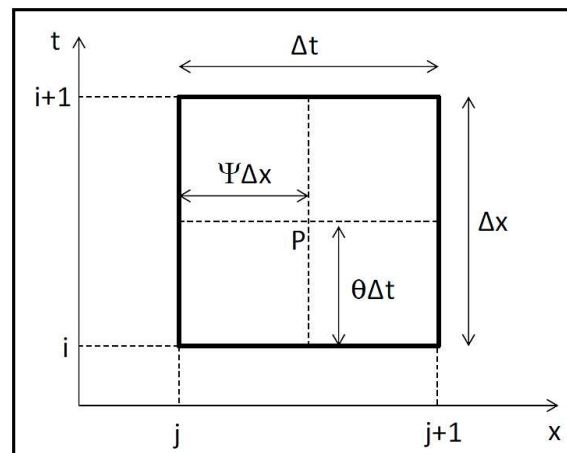


Figura 2.4: Esquema de Preissmann o de los cuatro puntos

Fuente: Bladé et al., 2009.

Aplicando este esquema a las ecuaciones de Saint Venant para un tramo de cauce dividido en N secciones, en cada una de las cuales hay dos incógnitas (caudal Q y tirante y), se obtienen $2(n-1)$ ecuaciones. Se requieren por lo tanto otras dos ecuaciones, una en el extremo aguas arriba del tramo y otra en el extremo aguas abajo, para poder resolver el sistema. Estas dos ecuaciones pueden ser o bien las condiciones de contorno (caudal o hidrograma de entrada, nivel dado de la superficie del agua, entre otras), o en caso de nodos donde confluyen tres canales, la ecuación de conservación de la energía.

Para resolver el sistema de ecuaciones en el río y en las llanuras de inundación, en cada intervalo de tiempo, son necesarias unas condiciones iniciales, que pueden ser un caudal o una cota de la lámina de agua.

Debido a que el método de Preissmann presenta inestabilidades en la solución de la ecuación de momentum cuando el calado se encuentra en valores iguales o cercanos al calado crítico, HEC-RAS implementó el algoritmo Local Partial Inertia (LPI). Este algoritmo introduce un factor de reducción ($\sigma < 1$) a los términos inerciales de la ecuación de cantidad de movimiento, eliminando los términos de aceleración de dicha ecuación que son los que producen la inestabilidad (Instituto Flumen, 2010).

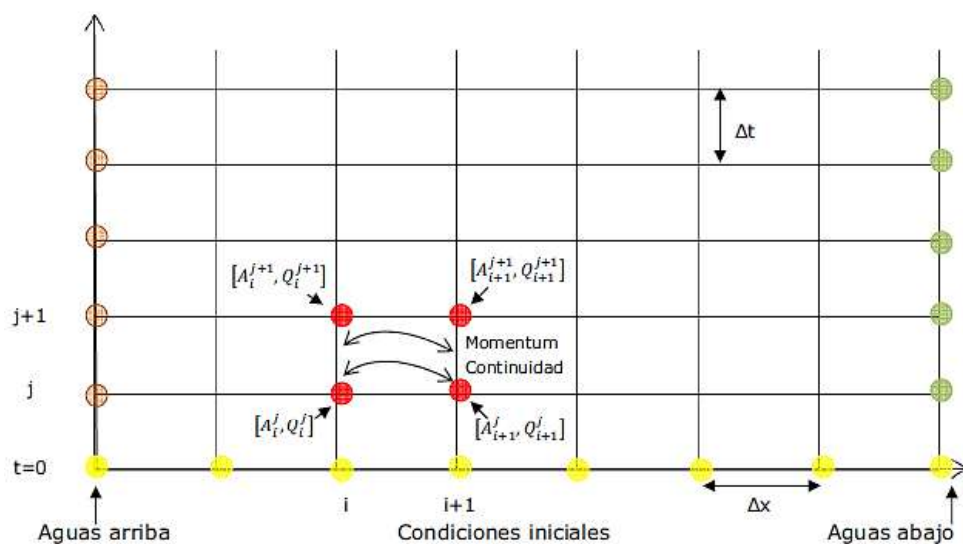


Figura 2.5: Esquema de trabajo de Preissmann o de los cuatro puntos
Fuente: Bladé et al., 2009.

Para finalizar se obtiene un sistema pentadiagonal como el siguiente:

$$\begin{pmatrix} C.C. & & & & & & & & & \\ b_{1,1}^j & b_{2,1}^{j+1} & b_{3,1}^j & b_{4,1}^{j+1} & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ c_{1,1}^{j+1} & c_{2,1}^{j+1} & c_{3,1}^{j+1} & c_{4,1}^{j+1} & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & \dots & & & & \\ & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & \\ & & & & & \dots & b_{1,n-1}^j & b_{2,n-1}^{j+1} & b_{3,n-1}^j & b_{4,n-1}^{j+1} \\ & & & & & \dots & c_{1,n-1}^{j+1} & c_{2,n-1}^{j+1} & c_{3,n-1}^{j+1} & c_{4,n-1}^{j+1} \\ & & & & & & & & & C.C. \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q_1^{j+1} \\ y_1^{j+1} \\ Q_2^{j+1} \\ \\ \\ y_{n-1}^{j+1} \\ Q_n^{j+1} \\ y_n^{j+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} . \\ b_{5,1}^{j+1} \\ c_{5,1}^{j+1} \\ \\ \\ b_{5,n-1}^{j+1} \\ c_{5,n-1}^{j+1} \\ . \end{pmatrix} \quad (2.6)$$

Donde los coeficientes b_1 a b_5 son los resultados de la discretización de la ecuación de continuidad, los coeficientes c_1 a c_5 provienen de discretizar la ecuación dinámica. El segundo subíndice indica la sección de cálculo. Los superíndices $i+1$ indican el instante de tiempo siguiente (desconocido) y el superíndice, y , indica el instante de tiempo conocido.

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

Para la resolución de los 2 sistemas no lineales se necesitan unas condiciones de contorno, caudal inicial en la sección aguas arriba, hidrograma inicial, etc... Las condiciones iniciales que nos da HEC RAS para la resolución del esquema numérico lo trataremos más adelante en el apartado de metodología con HEC RAS.

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

2.7.2.3. Consideraciones y/o limitaciones

Las principales características del modelo son:

- Resuelve las ecuaciones de Saint Venant mediante el método de diferencias finitas implícitas, esquema de Preissman.
- Cálculo de los regímenes subcrítico, supercrítico y mixto.

- Consideración de las llanuras de inundación, como áreas de acumulación de agua o zonas de flujo paralelo.
- Consideración de diferentes coeficientes de rugosidad de Manning en una misma sección, definidos como tramos, y con la posibilidad de variar cada Manning en función del calado.
- Modelación incorporada de presas, puentes, diques laterales etc.
- Cálculo dinámico de sistemas de ríos con afluentes. Todas las ramas se calculan simultáneamente afectando a los caudales y calados presentes en el río, en la desembocadura de los afluentes y viceversa.
- Condiciones iniciales estacionarias (régimen permanente previo) o correspondientes a un instante de un régimen variable previo. En el caso de condiciones estacionarias estas pueden ser calculadas y afinadas por el programa (warming up/calentamiento inicial) a partir de unos pocos datos conocidos.

Las principales limitaciones del modelo son:

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

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

- Como todos los métodos que utilizan esquema de diferencias finitas implícitas (en este caso el de Preissman) éstos tienen problemas de estabilidad donde el flujo sea

rápida variable. HEC-RAS resuelve este problema mediante el método Local Partial Inertia (LPI), pero hay que tener en cuenta que esto resta precisión a la solución que obtengamos.

- La precisión de resultados que obtengamos de una simulación de rotura de presa con HEC-RAS será más grande cuanto menor sea la cantidad de movimiento que queramos simular. A mayor volumen de agua y menor tiempo de rotura tendremos soluciones menos rigurosas ya que tendremos que fijar tolerancias altas para conseguir un modelo estable.

2.7.2.4. Método Local Partial Inertia (LPI)

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

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

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

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

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

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

Donde:

- A = LPI factor que multiplica los términos de inercia.
- F_T = Valor umbral del número de Froude en el que el factor se fija en cero. Este valor debe estar entre 1,0 y 2,0 (1,0 por defecto).
- F_r = Número de Froude.
- m = Exponente de la ecuación que cambia la forma de la curva. Este Exponente debe estar entre 1 y 128 (valor por defecto 10).
- h = Elevación de la lámina de agua.
- S_f = Ángulo de fricción del fondo.
- Q = Caudal de flujo.
- A = Sección transversal activa.
- g = Fuerza gravitacional.

Los valores por defecto son $F_T=1,0$ y $m=10$. Cuando el número de Froude es mayor que el valor umbral, el factor es igual a cero. Se puede modificar ambos coeficientes F_T y m. Al aumentar ambos factores, disminuimos la estabilidad, pero incrementamos la exactitud de los resultados y a la inversa. Para que el programa utilice ambos factores para aproximar el resultado tenemos que activar la opción de Mixed flow del menu de Unsteady Flow Analysis window.

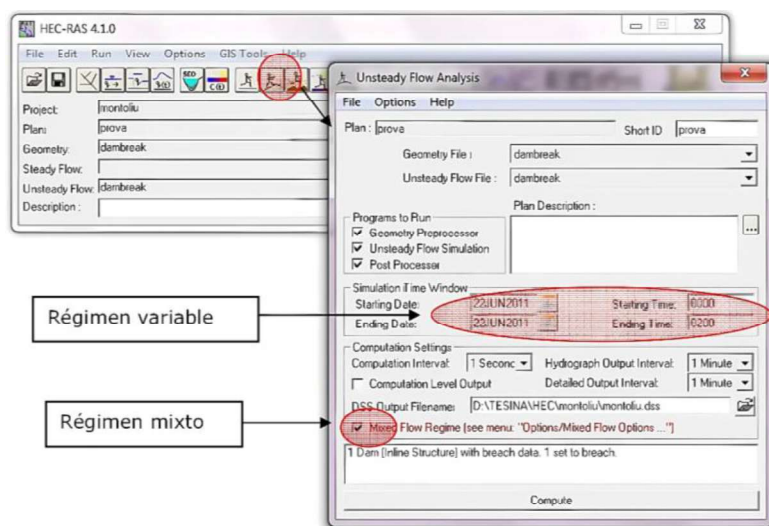


Figura 2.6: Configuración del análisis en régimen variable o mixto para HEC-RAS
Fuente: Fernández, 2011.

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

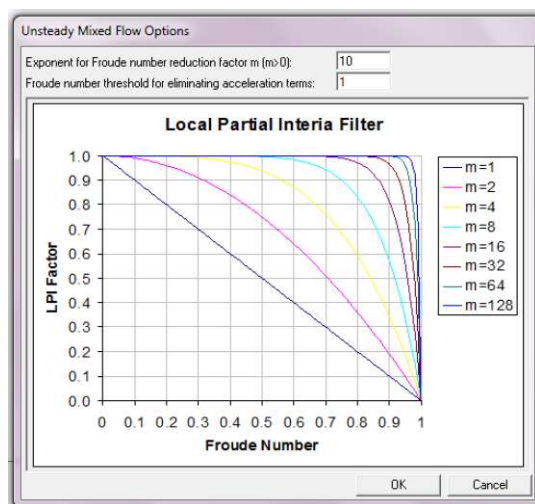


Figura 2.7: Definición del parámetro para el método LPI en HEC–RAS
Fuente: Fernández, 2011.

2.7.2.5. Modelos comerciales

Los modelos unidimensionales que existen actualmente en el mercado, de uso más extendido, que calculan en régimen variable son DAMBRK (USA National Wheather Service), HEC RAS (USACE), MIKE 11 (DHI), SOBEK (Delf Hydraulics) y ISIS flow del HR Wallingford.

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

2.7.3. Modelos cuasi – bidimensionales

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

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

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

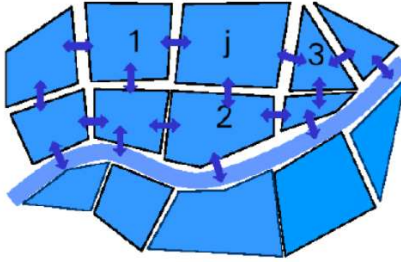


Figura 2.8: Áreas de almacenaje conectadas entre sí en HEC–RAS

Fuente: Fernández, 2011.

En los esquemas cuasi – bidimensionales se aplican las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales en el cauce principal, (2.1) y (2.2), mientras que en las llanuras de inundación se aplica la ecuación de la continuidad. Se representa como un recinto de almacenamiento de agua conectado con el cauce o con otra zona inundable.

Llanuras: Continuidad

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \oint q dl \text{ (en el contorno)} \quad (1.10)$$

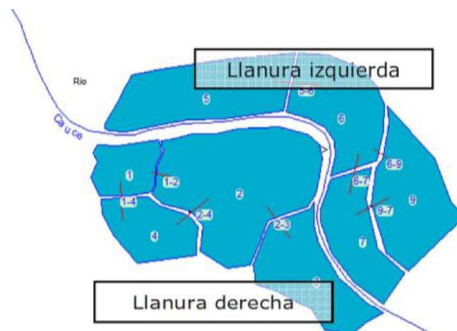


Figura 2.9: Representación de llanuras de inundación

Fuente: Fernández, 2011.

2.7.4. Modelos bidimensionales

En determinados contextos de modelación hidráulica, el flujo deja de poder ser considerado como unidimensional. Este es el caso, por ejemplo, de escenarios donde existen llanuras de inundación extensas, confluencias de cauces, o geometrías complejas, situaciones en las que la suposición de que el flujo se desarrolla únicamente en la dirección longitudinal deja de ser válida. En tales casos, es necesario aplicar modelos bidimensionales (2D), que permiten representar el flujo tanto en la dirección longitudinal como en la transversal del cauce.

A diferencia de los modelos unidimensionales, donde se asume un campo de velocidades uniforme por sección, los modelos 2D consideran la variación espacial del flujo en ambas direcciones del plano horizontal. Esto es especialmente importante cuando los calados son pequeños o el flujo se dispersa ampliamente, como ocurre tras la rotura de una presa, en zonas planas o en áreas urbanas con obstáculos.

Las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales se derivan de las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, junto con principios termodinámicos. Para un fluido newtoniano e isótropo, estas ecuaciones se obtienen a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes, que, mediante una simplificación por promediado vertical, dan lugar a las conocidas ecuaciones de Reynolds.

Esta formulación resulta adecuada para simular flujos en lámina libre, como los que se desarrollan tras una rotura de presa o durante la propagación de avenidas en terrenos complejos. La utilización de modelos bidimensionales mejora la precisión espacial del análisis, aunque requiere mayor capacidad computacional.

Para permitir esta simplificación de las ecuaciones tridimensionales a dos dimensiones, se deben considerar ciertas hipótesis, como:

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

Estas hipótesis están estrechamente ligadas. Para que se cumpla la hipótesis de distribución hidrostática de presiones es necesario que la curvatura de las líneas de corriente sea pequeña. El cumplimiento de estas hipótesis implica además que las componentes de la velocidad y aceleración en el eje z son despreciables frente a las componentes en los otros ejes, y también que éstas últimas tienen una marcada uniformidad vertical. Se asume un campo de velocidad homogéneo en profundidad.

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

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

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

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

Donde:

- h = Tirante en el punto del dominio estudiado (calado).
- $\overline{u_x}$ y $\overline{u_y}$ = Componentes horizontales de la velocidad tridimensional.
- u_x y u_y = Componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad.
- Z_0 = Elevación del fondo.
- Z_s = Elevación de la superficie de agua.

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

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

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

$$\frac{\partial(hu_x)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x^2)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_x u_y)}{\partial y} = -gh \frac{\partial}{\partial x}(h + z_0) - \frac{\tau_{0x} + \tau_{sx}}{\rho} + fhu_y + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xx}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy}) \quad (2.15)$$

$$\underbrace{\frac{\partial(hu_y)}{\partial t}}_{\text{Aceleración local}} + \underbrace{\frac{\partial(hu_x u_y)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y^2)}{\partial y}}_{\text{Aceleración convectiva}} = \underbrace{-gh \frac{\partial}{\partial y}(h + z_0)}_{\text{fuerzas de presión y gravedad}} - \underbrace{\frac{\tau_{0y} + \tau_{sy}}{\rho}}_{\text{tensión de fondo y superficie}} + \underbrace{fhu_x}_{\text{fuerza de coriolis}} + \underbrace{\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y}(hT_{yy})}_{\text{Tensiones efectivas términos turbulentos, otros términos del promedio en la vertical}} \quad (2.16)$$

Donde:

- τ_0 y τ_s : Son los tensores de tensiones de fondo y superficie respectivamente
- f : El coeficiente de Coriolis (tiene en cuenta la rotación de la tierra)
- T_{xy} : Responde a la expresión:

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

- u'_x y u'_y : Son las fluctuaciones turbulentas de Reynolds de u_x y u_y
- $\bar{u}_y$ y u_y Son la variable promediada según:

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

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

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

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

Simplificación de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones.

Si no se considera la fuerza de Coriolis, que para cauces de ríos no suele ser significativa, ni las tensiones efectivas, que tienen poca importancia con respecto a los otros términos, ni las tensiones producidas por el viento en la superficie libre, se pueden escribir las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales como:

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

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

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

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

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

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

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

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

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g\frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g\frac{h^2}{2} \end{pmatrix} \quad H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2.24)$$

Pendiente Motriz de Manning:

$$S_{fx} = \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}n^2}{h^{4/3}} \quad (2.25)$$

$$S_{fy} = \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}n^2}{h^{4/3}} \quad (2.26)$$

U representa la variación temporal local de las variables hidráulicas, masa y cantidad de movimiento. F representa la variación espacial de los flujos de dichas cantidades. representa la ganancia o pérdida de masa y cantidad de movimiento por unidad de tiempo en un volumen

diferencial que se mueve con el fluido. Como la pérdida de masa debe ser nula, la primera componente del vector es igual a cero.

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

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

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (2.27)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = gh \left(S_{0x} - S_{fx} \right) \quad (2.28)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = gh \left(S_{0y} - S_{fy} \right) \quad (2.29)$$

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

2.7.4.1. Modelación flujo en lámina libre en aguas poco profundas con IBER

IBER es un modelo numérico desarrollado por el grupo FLUMEN de la Universidad Politécnica de Cataluña, orientado a la simulación de flujo turbulento en lámina libre y al análisis de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. Sus aplicaciones incluyen hidrodinámica fluvial, roturas de presas, evaluación de zonas inundables, transporte de sedimentos y modelación de mareas en estuarios.

Trabaja con geometrías complejas mediante mallas no estructuradas de elementos triangulares o cuadriláteros, adaptándose a terrenos irregulares y permitiendo incorporar secciones transversales en casos unidimensionales. Destaca por su capacidad de representar procesos de mojado y secado, variaciones espaciales de rugosidad y por resolver las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones, integrando componentes hidráulicos e hidrológicos.

El modelo está compuesto por tres módulos principales:

1. Módulo hidrodinámico, que constituye la base del sistema y resuelve las ecuaciones de aguas someras (2D).
2. Módulo de turbulencia, que incorpora tensiones turbulentas en el cálculo mediante distintos modelos con diversos niveles de complejidad.
3. Módulo de transporte de sedimentos, que resuelve tanto el transporte de fondo como el transporte en suspensión, estimando la evolución de la topografía a partir del balance de masa sedimentaria.

En este apartado se abordará de forma breve el funcionamiento del módulo hidrodinámico, base principal del modelo IBER.

2.7.4.2. Modelación lámina libre en aguas poco profundas con HEC-RAS 2D

HEC-RAS 2D es una extensión del sistema HEC-RAS desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers, orientado a la simulación del flujo en lámina libre bajo régimen no permanente, tanto en dominios unidimensionales como bidimensionales. Su motor de cálculo 2D fue incorporado a partir de la versión 5.0 del software y ha sido ampliamente adoptado para modelar inundaciones en terrenos complejos, eventos de rotura de presas y flujos sobre planicies aluviales.

HEC-RAS 2D resuelve las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones, formuladas a partir de la simplificación de las ecuaciones de Navier-Stokes, mediante un enfoque de volúmenes finitos sobre una malla estructurada o no estructurada de celdas poligonales (comúnmente rectangulares o triangulares). El método numérico empleado es explícito, con control de estabilidad por el número de Courant, lo que permite simular con precisión flujos transitorios y capturar fenómenos localizados como frentes de onda o zonas secas.

Entre sus aplicaciones principales destacan:

- Simulación de ondas de rotura de presas y balsas.
- Modelación de avenidas en zonas urbanas e interfluviales.
- Evaluación de zonas inundables con topografía compleja.
- Análisis de estructuras hidráulicas acopladas al flujo superficial (vertederos, compuertas, puentes).

HEC-RAS 2D incorpora la capacidad de representar dinámicamente el proceso de mojado y secado, permitiendo que el dominio activo varíe durante la simulación. Además, permite definir variaciones espaciales de coeficientes de rugosidad de Manning y zonas de resistencia diferenciadas, lo cual es especialmente útil en áreas urbanizadas o naturales heterogéneas.

Este modelo bidimensional puede trabajar de forma acoplada con dominios 1D, lo que facilita su integración con sistemas de ríos previamente modelados en configuraciones unidimensionales, conectándolos con planicies o zonas de desborde tratadas en 2D.

HEC-RAS 2D no solo es ampliamente utilizado por su potencia y versatilidad, sino también por ser un software gratuito, con interfaz gráfica intuitiva, herramientas de análisis geoespacial integradas (HEC-RAS Mapper), y una base extensa de validación en proyectos reales.

2.7.4.3. Módulo hidrodinámico: IBER vs. HEC-RAS 2D

Tanto IBER como HEC-RAS 2D son modelos numéricos que permiten simular el flujo en lámina libre en régimen no permanente sobre terrenos con geometría compleja, utilizando una formulación bidimensional promediada en profundidad basada en las ecuaciones de Saint-Venant en 2D, también conocidas como ecuaciones de aguas someras (Shallow Water Equations, 2D-SWE). Ambos modelos están orientados a la representación del comportamiento hidrodinámico de fenómenos como avenidas, roturas de presas, desbordamientos o inundaciones urbanas.

Ambos modelos resuelven el siguiente sistema de ecuaciones, que comprende la conservación de la masa y de la cantidad de movimiento en dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y)}{\partial y} = 0 \quad (2.30)$$

$$\frac{\partial(hu_x)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x^2)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_x u_y)}{\partial y} = -gh \frac{\partial}{\partial x}(h + z_0) - \frac{\tau_{0x} + \tau_{sx}}{\rho} + fhu_y + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xx}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy}) \quad (2.31)$$

$$\frac{\partial(hu_y)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_x u_y)}{\partial x} + \frac{\partial(hu_y^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial}{\partial y}(h + z_0) - \frac{\tau_{0y} + \tau_{sy}}{\rho} + fhu_x + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y}(hT_{yy}) \quad (2.32)$$

Las características comunes que se mencionan a continuación:

- Ambos modelos resuelven el flujo bidimensional en régimen no permanente.
- Incluyen representación del proceso de mojado y secado del dominio.
- Permiten variaciones espaciales de rugosidad y condiciones de frontera abiertas, cerradas o internas.
- Aplicables a rotura de presas, avenidas, flujo urbano e inundaciones fluviales.
- Consideran efectos como fricción de fondo, tensiones superficiales, aportes de caudal e incluso interacciones viento-agua.

2.7.4.4. Esquema de cálculo de IBER

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

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

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

2.7.4.4.1. Malla de cálculo IBER

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

pueden combinar elementos irregulares de 3 y 4 lados dentro de la misma malla. La principal ventaja de trabajar con mallas no estructuradas es la facilidad con que se adaptan a cualquier geometría, ya que no es necesario que la malla tenga ningún tipo de organización o estructura interna.

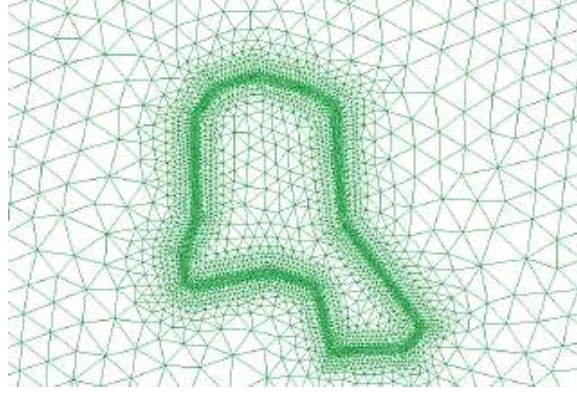


Figura 2.10: Malla no estructurada de una balsa en IBER

Fuente: Fernández, 2011.

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

$$\frac{\partial}{\partial t} U + \nabla F = H \quad (2.33)$$

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

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix} \quad F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g \frac{h^2}{2} \end{pmatrix} \quad H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2.34)$$

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

2.7.4.4.2. Discretización en volúmenes finitos de las ecuaciones hidrodinámicas IBER

La técnica de los volúmenes finitos resulta muy útil a la hora de desarrollar esquemas de alta resolución en dos dimensiones. Los volúmenes finitos permiten discretizar el dominio con

mallas irregulares, y por tanto, adaptadas a los contornos y utiliza la formulación integral de las ecuaciones.

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

$$\int_V U_t dV + \int_V \nabla F dV = \int_V H dV \quad (2.35)$$

Donde:

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_2 \end{pmatrix} \quad H = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2.36)$$

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

$$12 + \int_S (F \cdot n) ds = \int_V H dV \quad (2.37)$$

Considerando valores promedios:

$$U_t = \frac{-1}{V_i} \oint_S (F \cdot n) ds + H_i \quad U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \sum_{l=1}^{N_i} (F_{i,w_l}^* \cdot n_{i,w_l})^n l_{i,w_l} + \Delta t H_i^n \quad (2.38)$$

Donde n_{i,w_l} es el normal exterior al contorno w_l , l_{i,w_l} es su longitud, N_i el número de contornos y F^* el flujo numérico, que diferencia un esquema de otro. El método de Godunov considera, en cada contorno de un volumen finito, un problema de Riemann local con un estado constante a cada lado del contorno.

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

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

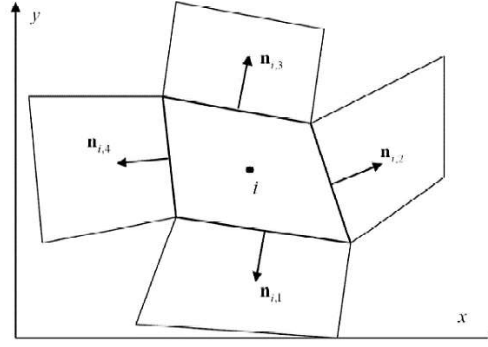


Figura 2.11: Discretización de volúmenes finitos de un dominio bidimensional

Fuente: CINME N°97, 2007.

Ecuación de la conservación de la masa en 2D:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(q_y)}{\partial y} = 0 \quad (2.39)$$

Discretización mediante volúmenes finitos:

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} \sum_{l=1}^{N_i} (q_{i,w_l}^* \cdot n_{i,w_l})^n l_{i,w_l} \quad (2.40)$$

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{V_i} (Q_{i,1} + Q_{i,2} + Q_{i,3} + Q_{i,4}) \quad (2.41)$$

$$(Vol)_i^{n+1} = (Vol)_i^n - \Delta t (Q_{i,1} + Q_{i,2} + Q_{i,3} + Q_{i,4}) \quad (2.42)$$

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

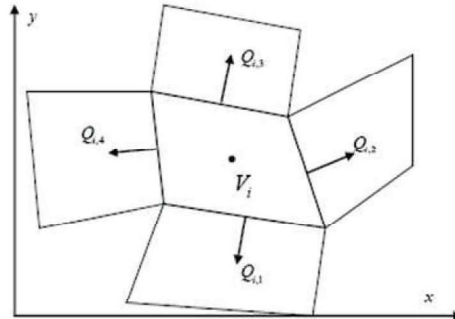


Figura 2.12: Discretización de volúmenes finitos del caudal

Fuente: CINME N°97, 2007.

Los esquemas explícitos son aquellos en los que el cálculo de las variables en un instante se efectúa tan sólo con los valores que toman en el instante anterior. Cada punto del dominio espacial (o cada volumen finito) se calcula independientemente de los demás.

Los esquemas explícitos tienen un coste computacional pequeño en cada paso de tiempo, pero para ser estables es necesario trabajar con incrementos de tiempo también pequeños.

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

$$\Delta t \leq \min_{i,l} \left(\frac{l_{i,w_l}}{\sqrt{2} \left| \sqrt{u^2 + v^2} + c \right|} \right) \quad (2.43)$$

Donde:

- C : es el número de Courant.
- u : Componente de velocidad del flujo en la dirección x (horizontal).
- v : Componente de velocidad del flujo en la dirección y (vertical o transversal al flujo principal).

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

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

2.7.4.5. Esquema de cálculo de HEC-RAS 2D

En HEC-RAS 2D, tanto las ecuaciones hidrodinámicas como el tratamiento del proceso de propagación del flujo superficial se resuelven mediante una formulación basada en las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant, también conocidas como ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad (2D Shallow Water Equations). La resolución

numérica se realiza sobre una malla de elementos (estructurados o no estructurados), mediante métodos de diferencias finitas o volúmenes finitos, en forma explícita o implícita, según la configuración seleccionada por el usuario.

Las principales características del esquema de cálculo implementado en HEC-RAS 2D son:

- Resolución de las ecuaciones mediante volúmenes finitos en mallas estructuradas (cuadriláteros) o no estructuradas (triángulos).
- Posibilidad de simular flujos subcríticos, supercríticos o mixtos, utilizando el método LPI (Local Partial Inertia) para mejorar la estabilidad en zonas de transición.
- Representación precisa de frentes secos-húmedos con actualización dinámica del dominio activo.
- Uso de condiciones de frontera internas, cerradas, abiertas o laterales.
- Aplicación de técnicas de estabilización numérica como limitadores de flujo o difusión artificial, para evitar oscilaciones espurias.

2.7.4.5.1. Malla de cálculo HEC-RAS 2D

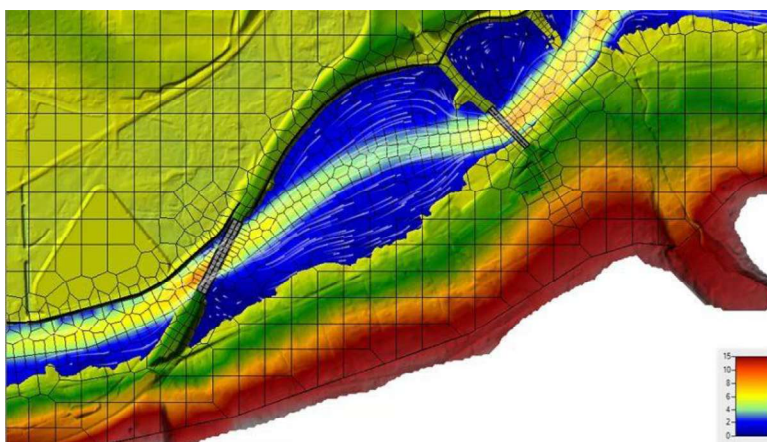


Figura 2.13: Ejemplo de malla no estructurada en HEC-RAS 2D

Fuente: U. S. Army Corps of Engineers, 2014.

Para llevar a cabo el cálculo hidrodinámico, HEC-RAS divide el dominio de simulación en celdas poligonales que conforman la malla computacional. Estas celdas pueden ser:

- Triangulares o cuadriláteros (no estructurados).
- Uniformes o adaptativas, dependiendo de la topografía.
- Asociadas a una cota base y una altura de agua (h), que varía en el tiempo.

Cada celda se considera como un volumen finito, donde las ecuaciones se resuelven para el tiempo t y se actualizan en cada paso $t+\Delta t$.

2.7.4.5.2. Ecuaciones resueltas en HEC-RAS 2D

HEC-RAS 2D resuelve el siguiente sistema:

Ecuación de conservación de la masa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (2.44)$$

Donde:

- h es la altura de agua.
- $q_x = hu$, $q_y = hv$: flujos por unidad de ancho en las direcciones x e y .

Ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \tau_x \quad (2.45)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \tau_y \quad (2.46)$$

Donde:

- z_b : es la elevación del fondo.
- τ_x, τ_y : son las pérdidas por fricción, calculadas mediante la fórmula de Manning u otro modelo de resistencia.

Condición de Courant

En esquemas explícitos, HEC-RAS 2D aplica la condición de Courant para garantizar la estabilidad del cálculo numérico:

$$\Delta t \leq \min_{i,j} \left(\frac{l_{ij}}{\sqrt{2}\sqrt{u^2 + v^2} + c} \right) \quad (2.47)$$

Donde:

- l_{ij} : longitud característica de la celda.

- u, v : componentes de velocidad.
- $c = \sqrt{gh}$: velocidad de onda (celeridad).
- C : número de Courant, usualmente ≤ 1 para mantener la estabilidad.

Esquemas explícitos e implícitos.

- Explícitos: más rápidos y fáciles de implementar, pero requieren pasos de tiempo pequeños.
- Implícitos: permiten pasos de tiempo más grandes y mayor estabilidad en geometrías complejas, pero con mayor costo computacional por paso.

2.7.4.6. Consideraciones de los Modelos Bidimensionales: IBER y HEC-RAS 2D

Los modelos hidráulicos bidimensionales, como IBER y HEC-RAS 2D, son herramientas clave para simular con mayor realismo la propagación de flujos sobre terrenos complejos. A diferencia de los modelos 1D, permiten representar fenómenos como roturas de presas, inundaciones extensas y desbordes urbanos. Ambos resuelven las ecuaciones de Saint-Venant en 2D bajo régimen no permanente, aunque difieren en su formulación, flexibilidad y demanda computacional, como se detalla a continuación.

2.7.4.6.1. Ventajas del uso de modelos bidimensionales

- Mayor cercanía a la realidad física del fenómeno.
- Posibilidad de representar el flujo en dos direcciones (x e y).
- Permiten detectar con precisión la propagación de ondas de avenida y zonas de acumulación.
- Aplicables a flujos subcríticos, supercríticos o mixtos.
- Aptos para representar condiciones de borde complejas (desbordes, obstáculos, infiltración, aportes puntuales).
- Capacidad de simular el proceso dinámico de mojado-secado.

2.7.4.6.2. Características destacadas de IBER

- Modelación con mallas no estructuradas de elementos de 3 y 4 lados.
- Esquemas explícitos en volúmenes finitos con control por la condición de Courant.
- Capacidad para simular acciones de:

- Turbulencia (módulo específico).
- Viento superficial.
- Infiltración y abstracción inicial.
- Mayor detalle en el tratamiento de los frentes de onda y discontinuidades.
- Permite deducir líneas de flujo y velocidades en cada componente horizontal.
- Admite vaciado de presas con conservación de volumen.
- Uso de esquemas de alta resolución de 2° orden (Minmod, Superbee, Van Leer, etc.) para evitar oscilaciones espurias.
- Muy útil en estudios de riesgo y en zonas donde no se puede aplicar un modelo 1D.
- Conceptualmente simple de calibrar, aunque con mayor costo de tiempo de cómputo.

2.7.4.6.3. Limitaciones de IBER

- Tiempo de cálculo altamente dependiente del tamaño de malla: mallas finas requieren mayor procesamiento.
- Esquemas explícitos requieren pasos de tiempo pequeños (condición de Courant restrictiva).
- Requiere una malla razonable adaptada a la orografía.
- En geometrías irregulares puede requerir más ajustes para estabilidad.
- No admite acoplamiento 1D/2D en una misma simulación.
- Requiere definición precisa del dominio activo y condiciones iniciales para evitar errores de arranque.

2.7.4.6.4. Características destacadas de HEC-RAS 2D

- Admite tanto malla estructurada como no estructurada.
- Ofrece opciones de resolución explícita o implícita.
- Permite combinar dominios 1D/2D acoplados, ideal para tramos fluviales conectados a planicies.
- Incluye el método Local Partial Inertia (LPI) para mejorar la estabilidad numérica en flujos mixtos.
- Interfaz gráfica con HEC-RAS Mapper, que permite ver resultados espaciales sin herramientas externas.
- Menor dependencia de pasos de tiempo pequeños si se utiliza esquema implícito.

- Incluye herramientas para simulación de estructuras hidráulicas (puentes, compuertas, vertederos).

2.7.4.6.5. Limitaciones de HEC-RAS 2D

- Esquemas implícitos tienen mayor costo por paso de tiempo (requieren matrices globales).
- Menor precisión en turbulencia (no posee un módulo especializado como IBER).
- En mallas muy irregulares puede haber pérdida de estabilidad sin ajustes adecuados.
- Limitaciones en visualización de líneas de corriente o tensiones internas sin software adicional.
- En simulaciones explícitas, también se ve limitado por la condición de Courant.

2.7.4.6.6. Consideración final

Tanto IBER como HEC-RAS 2D son herramientas válidas para modelar flujos en lámina libre. IBER ofrece mayor precisión física, siendo adecuado para estudios técnicos e investigativos; mientras que HEC-RAS 2D destaca por su versatilidad operativa, integración 1D/2D y facilidad de uso institucional.

La elección entre ambos depende del tipo de estudio, la calidad de los datos, la experiencia del usuario y los recursos computacionales disponibles.

2.8. SOFTWARE A EMPLEAR PARA EL PROYECTO

Con el fin de realizar la modelación hidrológica, hidráulica y geoespacial del evento de rotura de presa y la posterior inundación, se emplearán los siguientes softwares especializados. ArcGIS Pro.

ArcGIS Pro es un software de sistemas de información geográfica (SIG) desarrollado por ESRI. Permite gestionar, visualizar, analizar y representar datos espaciales en 2D y 3D. En este proyecto, se utilizará para la delimitación de cuencas, análisis de Modelos Digitales del Terreno (MDT), generación de mapas temáticos, y preprocesamiento espacial de insumos para modelos hidráulicos.

2.8.1. ArcGIS 10.8.2

ArcGIS Desktop 10.8.2, también de ESRI, es una versión anterior de la plataforma SIG que incluye herramientas como ArcMap, ArcCatalog y ArcToolbox. Se utilizará de forma complementaria para el manejo de shapefiles, geoprocésamiento clásico y compatibilidad con herramientas desarrolladas para versiones anteriores, como el cálculo de áreas de aportación y el procesamiento de hidrogramas.

2.8.2. Google Earth Pro

Google Earth Pro es un software de visualización geográfica que permite explorar imágenes satelitales, modelos 3D del terreno, y superponer capas vectoriales. Será utilizado para la verificación visual del terreno, identificación de elementos vulnerables en zonas de inundación, y exportación/importación de coordenadas y polígonos en formato KML/KMZ para complementar el análisis espacial en SIG.

2.8.3. HEC-RAS 6.6

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) en su versión 6.6 es un software desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers para modelar el flujo de agua en ríos y canales. Esta versión permite trabajar en configuraciones unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) y combinadas. En este proyecto, se utilizará para:

- Simulación del flujo superficial en régimen no permanente.
- Modelación de la rotura de la presa.
- Evaluación del alcance de la onda de inundación aguas abajo.
- Generación de mapas de tiempo de llegada, profundidad y velocidad de flujo.

2.8.4. IBER 3.3.1

IBER 3.3.1 es un modelo numérico bidimensional de libre distribución desarrollado por el grupo de investigación FLUMEN (UPC y CIMNE), orientado a la simulación del flujo en lámina libre. Está basado en esquemas de volúmenes finitos explícitos y se emplea principalmente para:

- Simulación detallada de flujos en zonas de geometría irregular.
- Representación precisa de zonas húmedo-secas.
- Análisis comparativo con resultados obtenidos en HEC-RAS.
- Modelación de procesos ambientales asociados (en versiones extendidas).

2.9. IBER vs. HEC – RAS

Tabla 2.1: Tabla de diferencias IBER vs. HEC-RAS

Característica	HEC-RAS 6.6	IBER 3.3.1
Ecuaciones resueltas	Saint-Venant completas en 1D/2D	Saint-Venant completas en 2D
Dimensionalidad	1D, 2D y combinadas (1D/2D)	2D bidimensional puro
Esquema numérico	Diferencias finitas (implícitas/explicitas)	Volúmenes finitos explícitos
Estabilidad en régimen rápido	Requiere LPI (Local Partial Inertia)	Estable en cambios de régimen
Orden del esquema	2º orden, posibles oscilaciones espurias	2º orden con suavizado de discontinuidades
Condición de estabilidad	Condición de Courant y LPI	Condición de Courant
Capacidad de malla	Estructurada y no estructurada	No estructurada (triángulos/cuadriláteros)
Visualización	HEC-RAS Mapper integrado	No incluye visor 3D integrado
Infiltración, viento, sedimentos	Limitado o no incluido	Incluidos mediante módulos
Rotura de presa	Sí, con entrada de brecha detallada	Sí, mediante entrada directa de parámetros
Generación de mapas	Directamente en HEC-RAS Mapper	Requiere postproceso SIG (QGIS, ArcGIS)
Uso de SIG	Alto, tanto para entrada como salida	Moderado, entrada/exportación por shapefile
Requisitos de calibración	Medio - requiere experiencia en geometría	Fácil calibración, interfaz intuitiva
Tiempo de cálculo	Optimizado, sobre todo en modo implícito	Elevado con mallas finas
Buen desempeño en	Tramos largos de ríos	Llanuras de inundación, roturas de presas, estuarios
Tipo de usuario	Institucional, técnico con experiencia	Académico, investigador, técnico
Licencia	Libre, oficial del USACE	Libre, desarrollado por FLUMEN - UPC
Simulación de estructuras hidráulicas	Sí (puentes, compuertas, etc.)	Limitado o externo
Precisión espacial	Media-alta (según malla y régimen)	Alta, con malla fina adaptada al terreno
Tipo de flujo	Subcrítico, supercrítico, mixto	Subcrítico y supercrítico bien resueltos

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO III: NORMATIVA APLICABLE.

3.1. INTRODUCCIÓN

En Bolivia no existe aún una normativa específica que regule detalladamente la clasificación de presas según el riesgo potencial ni la elaboración de planes de emergencia ante fallas estructurales. Ante esta ausencia, se adoptan y aplican criterios técnicos basados en las recomendaciones de organismos internacionales como la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) y el Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), los cuales han servido como referencia en diversos estudios y proyectos a nivel nacional.

En el presente trabajo, se toman como base los siguientes documentos técnicos de aceptación internacional:

- ICOLD – Comisión Internacional de Grandes Presas: Boletines 99 (Dam Failures Statistical Analysis, 1998) y 111 (Dam Break Flow Analysis, 1995), que abordan el análisis de fallas y modelación hidrodinámica de roturas de presas.
- Guía Técnica para la Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial (Ministerio de Medio Ambiente, España).
- Guía Técnica de Seguridad de Presas – Tomo 1: Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas (SPANCOLD).

Estas guías han sido seleccionadas por su amplio reconocimiento, su claridad técnica, y su aplicabilidad directa a contextos como el boliviano.

3.2. COMITÉ INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS (ICOLD)

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD), fundada en 1928 en París, es una organización técnica internacional que reúne a más de 80 países miembros a través de comités nacionales. Su objetivo es promover el desarrollo y la difusión de conocimiento en el diseño, construcción, operación y seguridad de grandes presas.

Entre sus principales aportes se destacan el Boletín 99 (Dam Failures Statistical Analysis, 1998), que analiza causas comunes de fallas en presas, y el Boletín 111 (Dam Break Flood Analysis, 1995), que compara 27 modelos hidrodinámicos para simular roturas de presas,

incluyendo herramientas como HEC-RAS, reconocida por su aplicabilidad y validación técnica según ICOLD.

3.3. COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS (CNEGP)

El Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) representa a España ante la ICOLD y se encarga de promover la seguridad y sostenibilidad en el desarrollo de presas y embalses. Su producción normativa ha tenido gran influencia en el ámbito iberoamericano.

Entre sus aportes más relevantes se encuentra la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial, elaborada por el Ministerio de Medio Ambiente de España. Esta guía, redactada en español y alineada con los criterios de ICOLD, proporciona un marco técnico completo para evaluar presas según las consecuencias potenciales de su falla.

Además, SPANCOLD ha desarrollado los documentos “Criterios para Proyectos de Presas y sus Obras Anejas”, que abordan diseño hidráulico, geotécnico, estructural y gestión del riesgo. Entre ellos destacan el Tomo 1: Presas de Hormigón y el Tomo 2: Presas de Materiales Suelos, considerados referencias clave en la ingeniería moderna de presas.

3.4. GUÍA TÉCNICA PARA CLASIFICACIÓN DE PRESAS

La Guía Técnica para la Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial, emitida por el Ministerio de Medio Ambiente de España, establece criterios para clasificar presas según las consecuencias de una falla, sin considerar su probabilidad de ocurrencia.

La metodología evalúa múltiples factores como:

- La existencia y proximidad de núcleos poblacionales aguas abajo,
- Las infraestructuras críticas y servicios expuestos,
- Los valores medioambientales que podrían verse afectados,
- Y el volumen y altura de la presa como parámetros estructurales.

Clasifica las presas en tres niveles: alto, medio y bajo riesgo, cada uno con exigencias específicas en seguridad, mantenimiento y planes de emergencia.

Su estructura clara, con criterios cuantificables y ejemplos, facilita su aplicación en distintos contextos técnicos. Además, su contenido está alineado con las recomendaciones del ICOLD. Lo cual es una metodología ampliamente aplicable a proyectos hidráulicos en diversas regiones.

3.4.1. Presas a clasificar

En el marco de la gestión de la seguridad hidráulica, se entenderá como presa toda construcción artificial, ubicada dentro o fuera de un cauce natural, diseñada para retener agua u otros líquidos o materiales semilíquidos. Se considerará especialmente relevante cuando su eventual rotura pueda generar daños significativos a personas, bienes o al medio ambiente, más allá de la afectación a la propia estructura. En estos casos, corresponde su evaluación técnica y categorización en función del riesgo potencial que representa, permitiendo su clasificación en distintos niveles de riesgo según los impactos previsibles.

El ámbito de aplicación para la clasificación de las presas se entenderá que es el siguiente:

- 1) Grandes Presas, que, según la aún vigente en determinados casos "Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas" española, vienen definidas por las características siguientes:
 - Tener más de 15 m de altura, medida desde la cota de coronación hasta la superficie de su cimiento.
 - Tener una altura entre 10 y 15 m y originar un embalse de capacidad superior a 100.000 m³, o características excepcionales o cualquier otra circunstancia que permita calificar la obra como importante para la seguridad o la economía pública.
- 2) Además, deberá aplicarse a las que no siendo Grandes Presas según la definición anterior tengan una altura comprendida entre 10 y 15 m (desde coronación a cimiento) y, bien, una longitud de coronación superior a 500 m, bien, una capacidad de desagüe superior a 2.000 m³/seg. Estos casos se incluyen como consecuencia de tomar en consideración la nueva definición de Grandes Presas que introduce el actual Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.
- 3) También deberá aplicarse a todas aquellas que, aun no siendo Grandes Presas según las definiciones anteriores, puedan dar lugar a apreciables riesgos potenciales agua abajo. Se incluyen estos casos en función de que ni el Reglamento Técnico establecen límite

inferior alguno a su aplicabilidad y este último prevé su propia aplicación a las presas no clasificadas como "gran presa" y que se encuentren clasificadas en las categorías A y B en función de su riesgo potencial.

En cualquier caso, la Administración Hidráulica podrá requerir del titular de cualquier presa que, en función de las características de ésta, presente la correspondiente propuesta de clasificación.

3.4.2. Criterios para la definición de categorías

Las presas se clasificarán respecto al riesgo potencial en tres categorías, definidas textualmente del siguiente modo:

- **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 sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Del análisis del texto anterior y de los objetivos de la Directriz se desprenden las siguientes consideraciones y criterios básicos:

- 1) El elemento esencial para la clasificación es el relativo a la población y a las vidas humanas con riesgo potencial de afección por la hipotética rotura de la presa. Para ello, la Directriz define esta población con riesgo de una forma cualitativa según la afección potencial sea de tipo grave a núcleos urbanos (categoría A), afecte a un número reducido de viviendas (categoría B) o pudiera afectar solo incidentalmente a vidas humanas (categoría C). Como consecuencia debe partirse de que el elemento primordial en la clasificación es la afección potencial a las vidas humanas, por lo que este es el primer aspecto que debe ser considerado en el proceso.

- 2) Se trata de una clasificación que debe considerarse de tipo cualitativo y completa. Desde cualquier punto de vista debe haber dos valores frontera que deben permitir la clasificación en tres tramos. El límite inferior de una categoría debe corresponder al límite superior de la categoría siguiente.
- 3) Presenta un listado de efectos agua abajo que no puede considerarse exhaustivo, aunque sí considera los aspectos más significativos. El listado establece los criterios genéricos a partir de los cuales las presas pueden clasificarse.
- 4) Hay algunas afecciones potenciales que aparecen en los criterios que definen cada una de las categorías (daños materiales), mientras que otras solo lo hacen en algunos (servicios esenciales).
- 5) Utiliza sistemáticamente las conjunciones disyuntivas ("o") sin aparecer las conjunciones copulativas ("y") nada más que en la definición de la categoría C. No se refiere por tanto a la evaluación de un efecto global, obtenido por ponderación de los efectos medidos desde distintos puntos de vista, sino que, por contra, establece umbrales para distintos aspectos cuya simple superación conduce a una clasificación determinada, independientemente de los efectos desde otros puntos de vista.
- 6) Sistemáticamente utiliza el condicional ("puede") por lo que no se refiere a estimaciones de daños sino de posibilidad de estos. No plantea la necesidad de evaluar la conversión desde posibilidad de daños hacia daños estimados.

Como consecuencia de lo previsto en la Directriz y en el Reglamento Técnico y de las consideraciones anteriores, se establece que la clasificación de las presas se basará en una evolución progresiva de los daños potenciales, desde la categoría C hacia la A. Se entiende por análisis de la evolución progresiva el proceso según el cual en primer lugar se evalúa la posibilidad de incluir el aspecto considerado en la Categoría C, según su definición estricta. Caso de no responder a los criterios que definen la Categoría C, se establece que la presa debe incluirse en las Categorías B o A, repitiendo el proceso según los criterios definitorios de la Categoría B. Los criterios generales de clasificación son los siguientes:

Categoría C: Puede producir solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. No puede afectar a vivienda alguna y solo de manera no grave a algún servicio esencial. Los daños

medioambientales que puede producir deben ser poco importantes o moderados. Únicamente puede producir daños económicos moderados.

Categoría B: Puede afectar a un número de viviendas inferior al que se considere mínimo para constituir una afección grave a un núcleo urbano o a un número de vidas equivalente, o producir daños económicos o medioambientales importantes. Puede afectar solo de manera no grave a alguno de los servicios esenciales de la comunidad.

Categoría A: Supera la categoría anterior, pudiendo afectar gravemente, al menos, a un núcleo urbano o número de viviendas equivalente, con lo que pudiera poner en situación de riesgo a un número de vidas humanas semejante al que ocupa el número de viviendas considerado como límite máximo para la categoría B, o afectar gravemente a alguno de los servicios esenciales de la comunidad o producir daños económicos o medioambientales muy importantes.

Los aspectos a analizar son, por tanto:

- Riesgo potencial a vidas humanas. Población en riesgo.
- Afecciones a servicios esenciales.
- Daños materiales.
- Daños medioambientales.

El análisis se realizará por evaluación de la categoría asociada a cada uno de los tipos de daño potencial, correspondiendo la categoría global a la categoría máxima asignada para cada uno de los aspectos individuales, sin estudiar posibles combinaciones de ellos.

3.4.3. Riesgo de daño en relación a daño esperado

Se considerará exclusivamente el riesgo potencial de daño en contraposición al concepto de daño esperado o estimado.

No se trata de evaluar el valor esperado de los daños o afecciones, determinado como la suma de los productos daño potencial por su probabilidad de presentación, sino de tan solo expresar el término de daño potencial, entendiendo como tal los daños que podrían producirse caso de rotura, al margen de razonamientos que podrían permitir evaluar el valor esperado de los daños.

3.4.4. Criterios básicos de valoración de afecciones

3.4.4.1. Riesgo potencial para vidas humanas. Población en riesgo

3.4.4.1.1. Afecciones graves a núcleos urbanos

Según el Instituto Nacional de Estadística, un "núcleo urbano" es un conjunto de al menos 10 edificaciones organizadas en torno a calles o plazas. Excepcionalmente, también se considera núcleo urbano si hay menos de 10 edificaciones, pero habitan más de 50 personas. Se incluyen edificaciones aisladas ubicadas a menos de 200 m del conjunto, excluyendo áreas como parques, instalaciones industriales, zonas deportivas o cuerpos de agua no cruzables.

Se considera afección grave a un núcleo urbano cuando más de cinco viviendas habitadas resultan inundadas y existe riesgo para la vida humana, determinado por la profundidad (calado) y la velocidad de la onda de rotura

3.4.4.1.2. Número reducido de viviendas

Se considerará número reducido de viviendas el comprendido entre uno (1) y cinco (5) viviendas habitadas.

3.4.4.1.3. Pérdida incidental de vidas humanas

El calificativo de incidental no debe aplicarse a la concreción de un riesgo cierto de pérdida de vida, es decir, no tiene relación con la probabilidad de muerte de una persona situada habitualmente en el área ocupada por la onda de inundación, sino, por el contrario, con la presencia ocasional y no previsible, en el tiempo, de la misma persona en la llanura de inundación.

No podrá admitirse la clasificación como incidental de las potenciales pérdidas de vidas humanas asociadas a la afección a residencias establecidas permanentes, áreas de acampada estables, zonas en que habitualmente se produzcan aglomeraciones de personas por cualquier tipo de motivo, etc.

3.4.4.2. Servicios esenciales

Se entiende como servicios esenciales aquellos que son indispensables para el desarrollo de las actividades humanas y económicas normales del conjunto de la población.

Se considerará servicio esencial aquel del que dependan, al menos, del orden de 10.000 habitantes.

En cuanto a la tipología de los servicios esenciales, estos incluyen, al menos, las siguientes:

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

Se considerará como afección grave aquella que no puede ser reparada de forma inmediata, impidiendo permanentemente y sin alternativa el servicio, como consecuencia de los potenciales daños derivados del calado y la velocidad de la onda.

3.4.4.3. Daños materiales

Se entiende como daños materiales aquellos, soportados por terceros, cuantificables directamente en términos económicos, sean directos (destrucción de elementos) o indirectos (reducción de la producción, por ejemplo). No se incluyen aquí, por tanto, el riesgo para vidas humanas, el fallo de servicios esenciales o los daños medioambientales.

Los daños materiales se evaluarán en función de las siguientes categorías:

- Daños a industrias y polígonos industriales.
- Daños a las propiedades rústicas.
- Daños a cultivos.
- Daños a las infraestructuras.

La evaluación de los daños materiales potenciales a efectos de clasificación estará en la práctica, en la mayor parte de las ocasiones, asociada a los restantes aspectos. Solamente en casos muy concretos y dudosos puede tener cierta relevancia para la clasificación.

Para abordar estos casos, se presentan en la tabla 3.1 criterios orientativos de clasificación de los daños materiales, criterios que, en todo caso, han de ser consideradas conjuntamente con los valores de calados y velocidades asociados a la onda de rotura.

Tabla 3.1: Clasificación de los daños materiales

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MODERADOS	IMPORANTES	MUY IMPORTANTES
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas ¹	nº de instalaciones < 10	10 < nº de instalaciones < 50	nº de instalaciones > 50
Cultivos de secano	Superficie < 3.000 Has	3.000Has < superficie < 10.000Has	Superficie > 10.000 Has
Cultivos de regadío	Superficie < 1.000 Has	1.000Has < superficie < 5.000Has	Superficie > 5.000 Has
Carretera		Red general de las CC.AA. u otras redes de importancia equivalente	Red general del estado y red básica de las CC.AA.
Ferrocarriles		ff.cc. vía estrecha	ff.cc. vía ancha y alta velocidad

Fuente: Guía Técnica de Clasificación de Presas, 1996.

3.4.4.4. Daños medioambientales

Se evalúan las afecciones que una rotura de presa o inundación podría causar sobre el entorno natural y sobre bienes con valor histórico, artístico o cultural. Solo se consideran aquellos que cuenten con protección oficial o estén en trámite para obtenerla.

Los daños se clasifican en dos grupos: patrimonio cultural y medio ambiente. En el caso del patrimonio, se consideran críticos aquellos daños que representen una pérdida irreversible o un deterioro significativo.

En cuanto al medio ambiente, se consideran relevantes los impactos que afecten gravemente al ecosistema, más allá del régimen hidráulico normal del cauce, y cuya magnitud supere la capacidad natural de recuperación

3.4.4.5. Otras afecciones

Aunque no se mencionan de forma explícita en las categorías de clasificación, ciertos elementos singulares deben considerarse, ya que su afección puede amplificar los efectos de

la rotura de una presa y generar impactos en cadena. Un caso típico es la presencia de otra presa aguas abajo, que podría romperse si la onda de la primera provoca vertido sobre su coronación. También deben considerarse instalaciones críticas como centrales nucleares o plantas químicas peligrosas; si se ven afectadas, la presa debe clasificarse en categoría A, al menos con los mismos criterios que para viviendas.

3.4.5. Escenarios de rotura

En general es necesario considerar dos escenarios extremos que corresponden, el primero, al caso de rotura en tiempo seco, sin coincidencia con avenidas y con el embalse situado en su NMN, y, el segundo, al caso de escenario límite. En este último escenario los riesgos potenciales atribuibles a la rotura se evalúan en función del incremento de daños potenciales que se presentan en dicho escenario respecto a los que se hubieran producido con el desagüe de la avenida considerada, en el supuesto de que la presa no existiese. La clasificación a asignar a la presa corresponde obviamente al escenario más desfavorable.

En términos generales, la metodología para establecer la clasificación de la presa se basa en el análisis de los efectos aguas abajo de los dos siguientes escenarios:

- 1. Escenario sin avenida:** rotura de la presa en ausencia de avenida y con el embalse situado en su NMN. Siendo el NMN el máximo nivel de retención de agua que se alcanza en el embalse cuando todos los elementos mecánicos de los órganos de desagüe se encuentran cerrados.
- 2. Escenario límite:** embalse en su NMN y desagüe de un hidrograma que pueda llenarlo hasta la coronación de la presa, manteniendo ésta todos sus elementos de desagüe abiertos, produciéndose a continuación la rotura de la presa.

Adicionalmente, resulta necesario analizar el comportamiento de la avenida en régimen natural, es decir, sin la influencia del embalse, con el objetivo de cuantificar los daños incrementales generados exclusivamente por la rotura de la presa. Para este análisis, se empleará el mismo hidrograma utilizado en el escenario límite, omitiendo el efecto laminador del embalse, de manera que se evalúe únicamente la contribución del flujo natural.

La elección del escenario de análisis depende del caso específico. Si se prevén daños significativos, se debe iniciar con el escenario de rotura sin avenida. Si este análisis conduce a una clasificación en categoría A, dicha categoría se adopta directamente.

En cambio, si los daños potenciales son limitados, puede comenzar con el escenario más exigente (rotura durante avenida). Si en este contexto, sin considerar los efectos adicionales de la avenida natural, la clasificación resulta ser categoría C, también se asume directamente.

Si ninguno de estos escenarios permite una clasificación concluyente, se debe aplicar la metodología general, que compara ambos escenarios y calcula los daños incrementales. Esta metodología se resume en el diagrama de la Figura 3.1

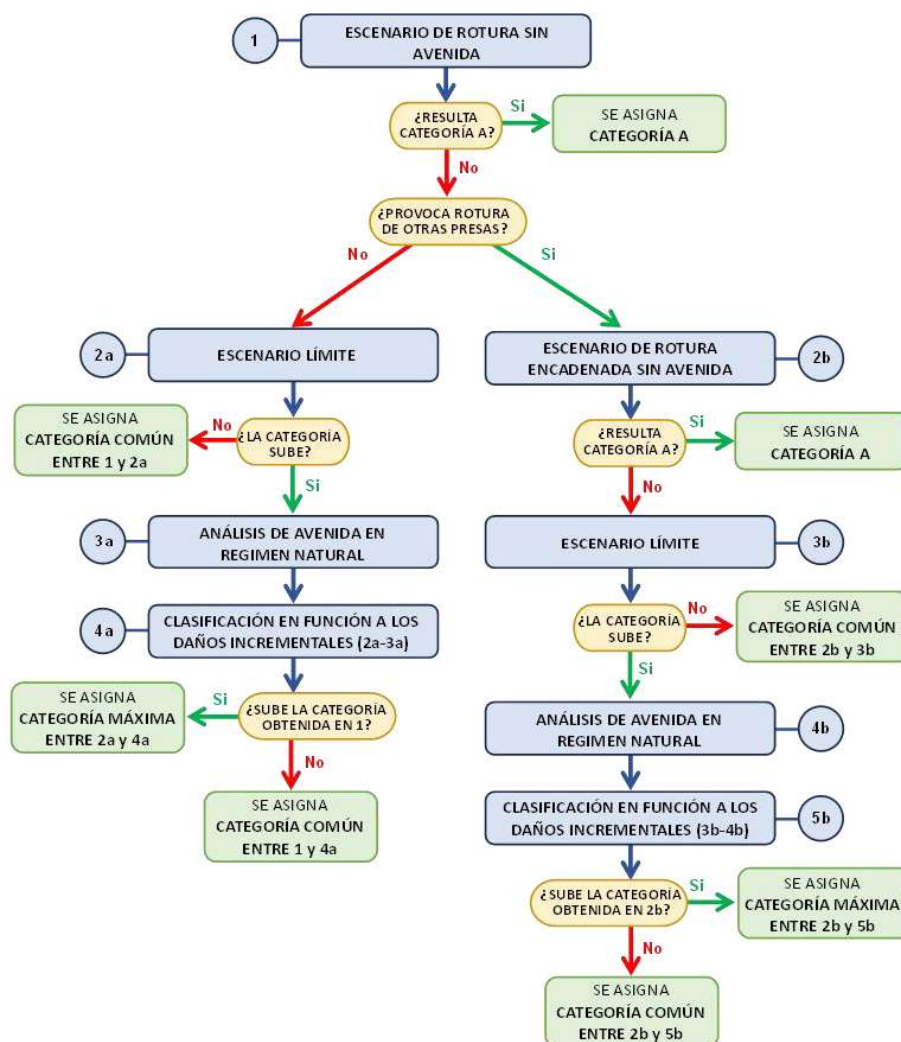


Figura 3.1: Proceso de clasificación
Fuente: Guía Técnica de Clasificación de Presa, 2023.

3.4.6. Forma y dimensiones de la brecha. Tiempos de rotura

La geometría y el tiempo de desarrollo de la brecha dependen del tipo de presa y del mecanismo de rotura. En presas de fábrica, la falla suele ser súbita y total; en presas de materiales sueltos, el proceso es progresivo y está condicionado por el volumen embalsado, la cimentación, el núcleo impermeable y la resistencia del material a la erosión. Si el núcleo es erosionable o hay vertido sobre la coronación, la brecha se forma más rápido.

Dada esta variabilidad, se recomienda aplicar análisis de sensibilidad y criterio ingenieril para definir los parámetros de brecha según cada caso. A continuación, se presentan los criterios básicos para estimar su forma, dimensiones y tiempo de desarrollo.

3.4.6.1. Brecha y tiempo de rotura para presas de fábrica

1) Presas de arco y bóveda.

- Tiempo de rotura: 5 a 10 minutos (instantánea).
- Forma y dimensiones de la brecha: rotura completa, siguiendo la forma de la cerrada, admitiéndose la geometrización trapecial.

2) Presas de gravedad y contrafuertes.

- Tiempo de rotura: 10 a 15 minutos (instantánea).
- Forma de rotura: Rectangular (o trapecial dependiendo de la morfología de la cerrada).
- Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.
- Ancho: el mayor de los dos valores siguientes:
 - 1/3 de la longitud de coronación.
 - 3 bloques de construcción.

En presas de fábrica de mampostería debe considerarse que el ancho de la brecha puede abarcar toda la cerrada, admitiéndose en ese caso su geometrización trapecial.

3.4.6.2. Brecha y tiempo de rotura para presas de materiales sueltos

3.4.6.2.1. Tiempo de rotura

A efectos de clasificación, el tiempo de rotura se define como el intervalo transcurrido desde el inicio del proceso de apertura de la brecha, ya sea por erosión interna, sifonamiento u otro

mecanismo, hasta que esta alcanza su configuración final. Este periodo, representado como T (en horas), corresponde a la duración del proceso de erosión progresiva y arrastre de materiales que amplían la sección de rotura.

Este parámetro puede estimarse utilizando expresiones empíricas formuladas a partir de casos históricos documentados y simulaciones hidráulicas. Las fórmulas más empleadas para su determinación son:

- Guía Técnica para Clasificación de presas, 1996.

$$T = 4,8 \cdot \frac{\sqrt{V}}{H} \quad (3.1)$$

Donde V es el volumen de embalse en (hm³) y H la altura de presa sobre el cauce en (m). Para la aplicación de esta fórmula, debe considerarse que V es el volumen de agua almacenado en el embalse en el momento de la rotura.

- Froehlich, 2008.

$$T = 5,62 \cdot \frac{\sqrt{V_w}}{H_b} \quad (3.2)$$

Siendo V_w el volumen de agua almacenado en el embalse en el momento de la rotura en (hm³) y H_b la altura de la brecha en (m). A efectos de la aplicación de esta fórmula se considerará que la altura de la brecha es igual a la altura de la presa sobre el cauce ($H_b = H$).

La fórmula de Froehlich, de desarrollo más reciente, se basa en el estudio de 74 casos de roturas documentadas de presas de materiales sueltos y da valores del tiempo de rotura ligeramente mayores que los de la fórmula de la Guía Técnica para Clasificación de 1996.

3.4.6.2.2. Forma de la brecha

Se asume de forma general que la sección transversal de la brecha adopta una forma trapezoidal, con taludes laterales de 1H:1V. Sin embargo, este valor puede variar según el tipo de material y la experiencia observada en roturas documentadas, desde 1H:1V en materiales no cohesivos hasta 0,33H:1V en materiales cohesivos.

Profundidad de la brecha: Corresponde al nivel desde la coronación de la presa hasta el contacto con el cauce, considerando que la brecha erosiona completamente el cuerpo de la presa en su zona afectada.

Ancho medio de la brecha (b , en m): puede determinarse mediante las siguientes fórmulas:

- Guía Técnica para Clasificación de presas, 1996.

$$b = 20 \cdot (VH)^{0,25} \quad (3.3)$$

Siendo: V el volumen de embalse en (hm^3), y H la altura de presa sobre el cauce en (m). A efectos de aplicación de esta fórmula, se considerará que V es el volumen de agua almacenado en el embalse en el momento de la rotura.

- Froehlich, 2008.

$$b = 22,46 \cdot K_0 \cdot V_W^{0,32} \cdot H_b^{0,04} \quad (3.4)$$

Donde K_0 es un coeficiente que depende de la causa que origina la rotura de la presa ($K_0 = 1,3$ para roturas por sobrevertido y $K_0 = 1$ para el resto de roturas), V_W es el volumen de agua almacenado en el embalse en el momento de la rotura (en hm^3) y H_b la altura de la brecha (en m). En la aplicación de esta fórmula se utilizará $K_0 = 1$ para el análisis del escenario sin avenida y $K_0 = 1,3$ para el escenario límite y para el análisis de la rotura encadenada de presas de materiales sueltos situadas aguas abajo de la de estudio; y se considerará que la altura de la brecha es igual a la altura de la presa sobre el cauce ($H_b = H$).

- Xu y Zhang, 2008.

$$b = H_b \cdot \left[0,787 \left(\frac{H}{15} \right)^{0,133} \cdot \left(\frac{V_W^{1/3}}{H_W} \right)^{0,652} \cdot e^B \right] \quad (3.5)$$

Donde H_b es la altura de la brecha en (m), H es la altura de la presa sobre el cauce en (m), (ambas pueden considerarse iguales ($H_b = H$) a efectos de aplicación de esta fórmula), V_W es el volumen de agua almacenado en el embalse en el momento de la rotura en (m^3), H_W es la altura desde la lámina de agua hasta el fondo de la brecha en el momento de inicio de la

misma en (m) y B un coeficiente que depende de: la tipología de presa, la causa que origina la rotura y la erodibilidad del cuerpo de presa. El valor de B se puede determinar a partir de la expresión siguiente:

$$B = B_T + B_C + B_E \quad (3.6)$$

B_T es un coeficiente que depende del tipo de presa:

- $B_T = -0,041$ para presas de núcleo impermeable.
- $B_T = 0,026$ para presas de pantalla.
- $B_T = -0,226$ para presas homogéneas

B_C es un coeficiente que depende de la causa que origina la rotura de la presa:

- $B_C = 0,149$ para roturas por sobrevertido.
- $B_C = -0,389$ para roturas por erosión interna o sifonamiento.

B_E es un coeficiente que depende de la erodibilidad, siendo:

- $B_E = 0,291$ para presas de erodibilidad alta.
- $B_E = -0,140$ para presas de erodibilidad media.
- $B_E = -0,391$ para presas de erodibilidad baja.

De los tres parámetros que definen la brecha, el de mayor influencia sobre su ancho final es la erodibilidad, la cual depende del tipo de material, el grado de compactación y la geometría de la presa. De forma orientativa, se considera que las presas de pantalla presentan una erodibilidad alta; aquellas con núcleo delgado o medio, una erodibilidad media; y las presas con núcleo grueso o de tipo homogéneo, una erodibilidad baja. Este valor debe incrementarse un grado si existen dudas sobre la calidad del proceso constructivo (por ejemplo, falta de compactación) o si el material impermeable contiene una alta proporción de limos.

En general, la forma geométrica de la brecha es el parámetro de menor impacto, siendo el ancho final y el tiempo de rotura los que generan mayores variaciones en los resultados de simulación.

3.4.7. Coeficientes de rugosidad

El coeficiente de rugosidad se determina habitualmente por métodos empíricos, a partir de referencias bibliográficas y observación directa del cauce. Entre las fuentes más utilizadas destacan los valores propuestos por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados

Unidos (USSCS) y los datos en Hidráulica de Canales Abiertos de Ven Te Chow (1994). Cuando se dispone de registros reales de propagación de avenidas, puede aplicarse un proceso de calibración, aunque debe considerarse que la rugosidad varía en función del nivel de inundación.

3.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE CONSECUENCIAS POR ROTURA DE PRESA

Para el análisis de la formación y propagación de ondas de rotura de presas, pueden aplicarse distintos enfoques metodológicos, clasificados según su nivel de complejidad y precisión:

- Método completo: basado en modelos hidráulicos bidimensionales o tridimensionales que resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant. Ofrece alta precisión, pero requiere mayor tiempo de cómputo y datos detallados del sitio.
- Método simplificado de modelización: utiliza representaciones más simples, como modelos unidimensionales, reduciendo la carga computacional sin comprometer significativamente la fiabilidad de los resultados.
- Método mixto hidrológico-hidráulico: combina un modelo hidrológico para generar el hidrograma de rotura y un modelo hidráulico para simular su propagación. Es útil en contextos con información limitada.
- Método simplificado de curvas envolventes: emplea curvas tipo predefinidas para estimar los efectos de la rotura. Es el enfoque más rápido y sencillo, aunque el menos preciso, recomendable solo para estudios preliminares o de escasa disponibilidad de datos.

3.6. ANÁLISIS DEL RIESGO

La cartografía de zonas de inundación potencial debe representar con precisión el estado actual de ocupación del territorio, incluyendo viviendas, estructuras habitadas y servicios esenciales. En caso de existir planes de urbanismo u otros instrumentos de ordenamiento territorial, su integración es fundamental para prever el crecimiento futuro en zonas expuestas.

La estimación de daños se basa en variables hidráulicas obtenidas mediante la modelación de la onda de rotura, principalmente el calado y la velocidad del flujo. Para evaluar el riesgo, se aplica juicio ingenieril respaldado por relaciones empíricas que combinan ambos

parámetros, como las curvas de afectación de la Figura 3.2. Estas curvas dividen el plano calado–velocidad en tres zonas: afección leve, indefinida y grave.

En la zona de afección grave, la evaluación debe realizarse caso por caso, aplicando criterio técnico fundamentado. Por su parte, la zona de afección indefinida abarca un rango amplio de valores, lo que introduce ambigüedad en la clasificación del riesgo. Para reducir esta incertidumbre, la guía técnica establece que se considere como afección grave cualquier situación que cumpla al menos uno de los siguientes criterios:

- Calado mayor a 1 metro.
- Velocidad mayor a 1 m/s.
- Producto de calado y velocidad mayor a $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$.

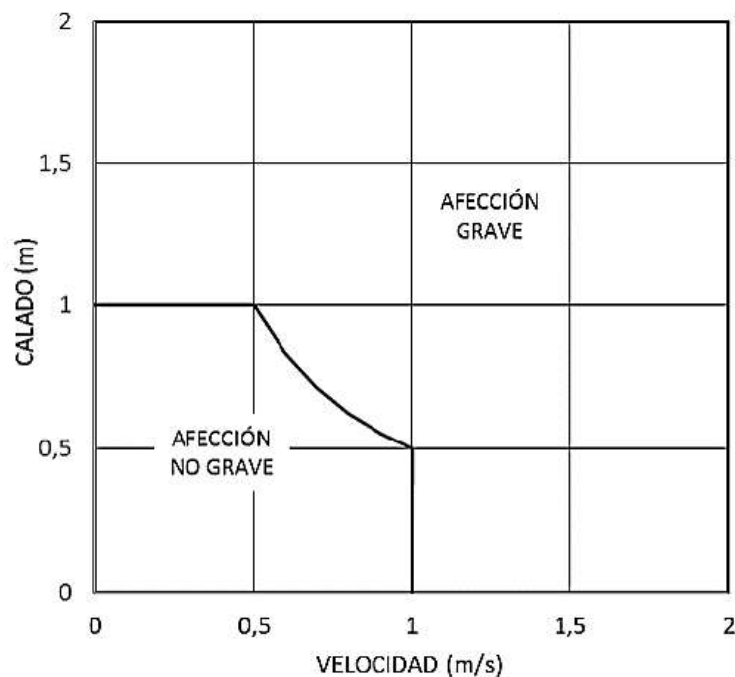


Figura 3.2: Riesgo para vidas humanas en función del calado y la velocidad
Fuente: Guía Técnica de Clasificación de Presas, 2023.

CAPÍTULO IV: ÁREA DE ESTUDIO.

4.1. ANTECEDENTES

La represa El Tranque, ubicada en Culpina, fue construida entre 1936 y 1938 por iniciativa del consorcio del Barón del Estaño, Simón I. Patiño, a través de la Sociedad Agrícola Ganadera Industrial Cinti (SAGIC S.A.). Su objetivo principal fue garantizar el suministro de agua para riego y apoyar la producción del alcohol “TORO”.

La obra fue dirigida por el ingeniero José María Linares y ejecutada por el contratista italiano Andreatta, utilizando materiales como cobre chileno, cemento y piedra chancada. Se construyó como una presa de rockfill con una capacidad inicial de 4,3 Hm³.

Para 1940, ya se comercializaba agua para riego, y en 1991, gracias al apoyo del gobierno nacional y la cooperación alemana, se elevó la presa en 5 metros, incrementando la capacidad a 5 Hm³ y ampliando el área irrigada a unas 3.600 hectáreas. Actualmente, su gestión está a cargo de la Asociación Agropecuaria Integral de Regantes Culpina (AAIRC).

Además de su función agrícola, El Tranque se ha consolidado como un importante atractivo turístico y recreativo, donde se practican actividades como pesca deportiva, kayak, natación, camping y turismo histórico. Por su valor técnico y simbólico, es considerado un patrimonio histórico regional.



Figura 4.1: Fotografía de la represa El Tranque hace décadas
Fuente: Culpina Digital, 2021.

4.1.1. Inventario nacional de presas de Bolivia 2010

Según el Inventario Nacional de Presas (2010), la represa El Tranque tiene una capacidad de almacenamiento de 5 Hm³, una altura aproximada de 40 metros, y una cota de coronamiento de 3026 msnm. Actualmente, aunque la estructura principal no presenta daños visibles, se han identificado filtraciones en la obra de rebose y presencia de sedimentación en el embalse.

Tabla 4.1: Características generales de la represa El Tranque

Tipo de presa	Tierra	Uso	Riego
Área de la cuenca	50,90 km ²	Municipio	Culpina
Altura de la presa	40,00 m	Latitud	20°48'34"
Longitud coronamiento	195 m	Longitud	64°56'48"
Capacidad de embalse	5.000.000 m ³	Cuenca de influencia	Culpina, Las Lagunas
Cota coronamiento	3.026 msnm	Río de la presa	Culpina Mayu

Fuente: Inventario nacional de presas Bolivia, 2010.

4.2. CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.2.1. Cuenca de aporte

Tabla 4.2: Parámetros morfométricos de la cuenca Culpina

PARÁMETROS		UNIDAD	SIMBOLO	VALORES
Área total de la cuenca		km ²	A	51,18
Perímetro		km	P	39,21
UBICACIÓN	Latitud	°	Lat S.	20°48'38,88"
	Longitud	°	Long W.	64°56'52,08"
	Zona de Proyeccion UTM	s/U	Zona	20
	X	m	Coord. X	297.284,07
	Y	m	Coord. X	7.697.566,77
Densidad de drenaje		km/km ²	Dd	0,36
Desnivel de la cuenca		km	Hmáx	947
Longitud del cauce principal.		m.s.n.m.	Lc	16,5
Altura media de la cuenca		m.s.n.m.	S	3327
Pendiente media de la cuenca		%	Sc	35,25
Pendiente media del cauce principal		%	Sc	5,51

Fuente: Elaboración Propia.

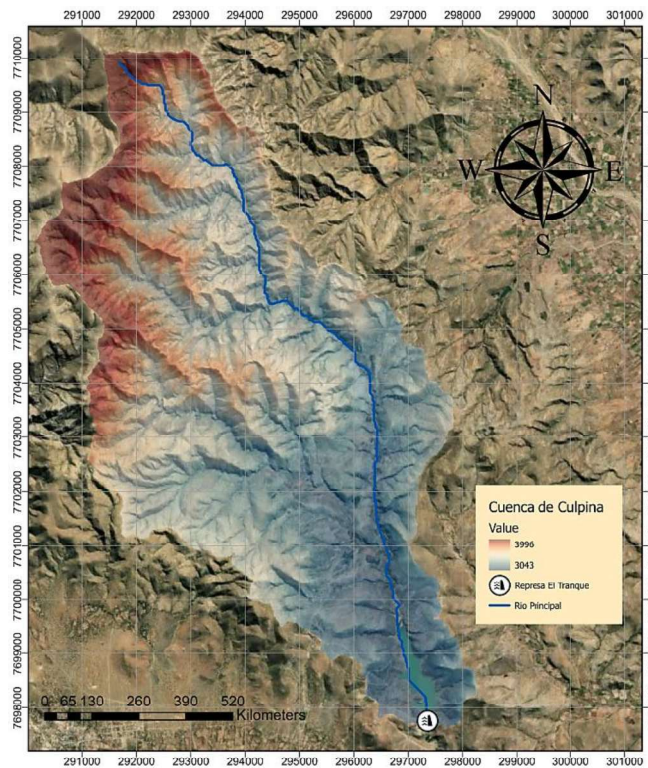


Figura 4.2: Vista satelital de la cuenca de Culpina
Fuente: Elaboración Propia.

4.2.1.1. Clima

El clima en el sector es frío y seco, cuyos datos oscilan entre los siguientes valores:

- Temperatura Promedio: 26 °C.
- Temperatura Máxima: 29 °C.
- Temperatura Mínima: - 4 °C.

4.2.1.2. Altitud

La zona de estudio se encuentra en las inmediaciones de la ciudad de Culpina, en el departamento de Chuquisaca. El embalse El Tranque se ubica a una altitud promedio de 3020 msnm, mientras que la cota del coronamiento de la presa alcanza los 3026 msnm.

4.2.1.3. Relieve topográfico

El área de estudio presenta características propias de la región altiplánica de Chuquisaca, con un relieve accidentado, conformado por elevaciones pronunciadas y depresiones marcadas. La morfología del terreno evidencia una geografía montañosa e irregular.

4.3. CARACTERÍSTICAS E INFORMACIÓN DE LA PRESA Y EMBALSE

4.3.1. Tipo de presa

La presa El Tranque es una estructura de tipo enrocado (rockfill) con pantalla de hormigón, corona ubicada a una cota de 3026 msnm, con una altura máxima de 36,5 metros y una longitud de coronamiento de 145 metros. Su cuerpo está conformado por enrocado compactado, que garantiza estabilidad estructural, y cuenta con una pantalla de hormigón en el paramento aguas arriba, la cual actúa como membrana impermeable para controlar las filtraciones a través del macizo.

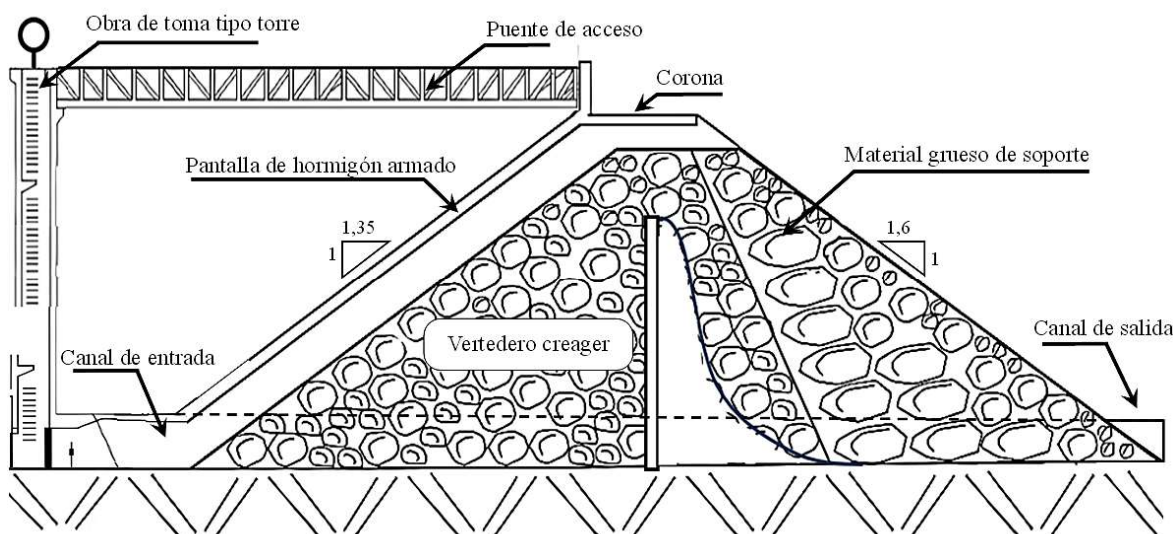


Figura 4.3: Componentes de la represa El tranque

Fuente: Elaboración propia.

Entre sus obras complementarias se incluyen:

- Un vertedero de excedencias tipo Creager, ubicado en el margen izquierdo.
- Una obra de toma con torre y conducto de salida integrada en el cuerpo de la presa.
- Canales de distribución y otras estructuras.

Este tipo de obra de toma consta de un canal de acceso para encauzar el agua a la rejilla, que es la estructura que se coloca a la entrada de la torre y antes de la compuerta de servicio, con el objeto de impedir el paso de cuerpos flotantes a través del conducto.



Figura 4.4: Vista de planta de la represa El Tranque
Fuente: Elaboración propia.

La torre de control, encargada de regular el paso del agua a través del conducto de salida, que está conformado por un canal rectangular de hormigón armado, diseñado para resistir tanto la presión hidráulica como las cargas transmitidas por el material del cuerpo de la presa.

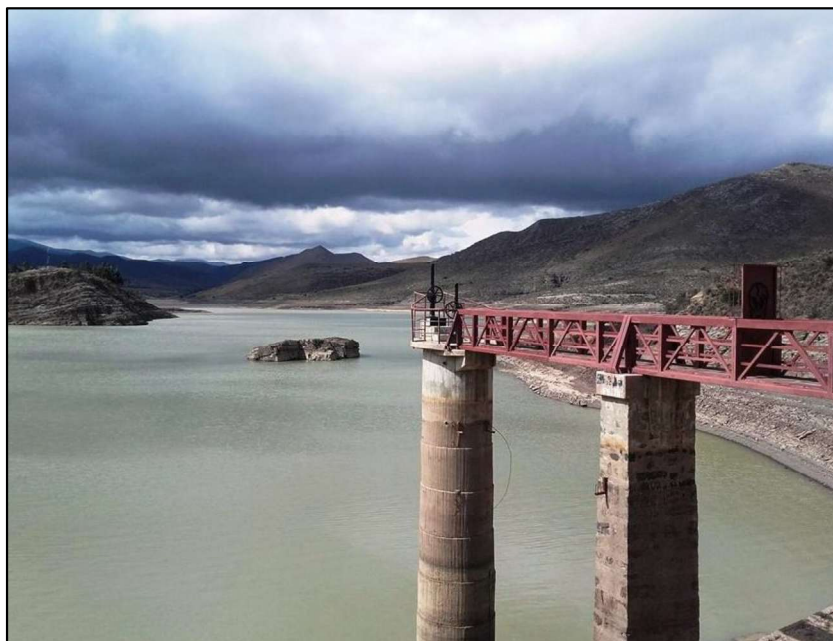


Figura 4.5: Obra de toma de la represa El Tranque
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Ficha técnica

La información proporcionada por la Asociación Agropecuaria Integral de Regantes de Culpina (AAIRC) consistió en la ficha técnica de la geometría de la presa y sus características generales, con datos registrados en el año 2013 que se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 4.3: Ficha técnica de la Presa El Tranque

TIPO DE PRESA:	PRESA DE ENROCADO (ROCKFILL) CON PANTALLA IMPERMEABLE DE H° A°
VOLUMEN DEL CUERPO DE LA PRESA:	158.329 m ³
COTA DE CORONAMIENTO:	3.026 m. s. n. m
DATOS DE CORONAMIENTO:	ANCHO: 5 m. LARGO: 145 m.
TALUD DE PARAMETRO DE AGUAS ARRIBA:	1:1,35
TALUD DE PARAMETRO DE AGUAS ABAJO:	1:1,6
ALTURA MAXIMA DE LA PRESA:	36,5 m.
VERTEDERO DE LA PRESA:	UBICACION: MARGEN IZQUIERO DE LA PRESA TIPO: PERFIL OGEE CREAGER
COTA DE LA CRESTA DEL VERTEDERO:	3.023,15 m. s. n. m
AÑO DE CONSTRUCCION:	1.935 – 1.938
PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO:	7.000 años
VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO APROXIMADO:	5.500.000 m ³

Fuente: Asociación Agropecuaria Integral de Regantes de Culpina, 2013.

4.3.3. Vertedero de excedencias

La presa El Tranque cuenta con un vertedero de cresta libre, donde posee una longitud de 38 metros y su cresta se ubica a una cota de 3023,9 msnm. Presenta un perfil hidráulico tipo Creager, desde donde el agua desciende por la ladera del cerro y desemboca directamente en el río Culpina Mayu.

Fue dimensionado para un periodo de retorno de 7.000 años, garantizando su capacidad de evacuar caudales extremos con un alto nivel de seguridad hidráulica. Su perfil parabólico tipo Creager permite un flujo controlado y eficiente, asegurando el vaciado rápido del embalse durante eventos de avenida.



Figura 4.6: Vertedero de la represa El Tranque
Fuente: Elaboración propia.

Según testimonios locales, cuando el embalse rebalsa sobre la cresta de la presa, el fenómeno genera un atractivo visual que suele convertirse en una gran atracción turística para la población de Culpina y visitantes, especialmente durante la temporada de lluvias.

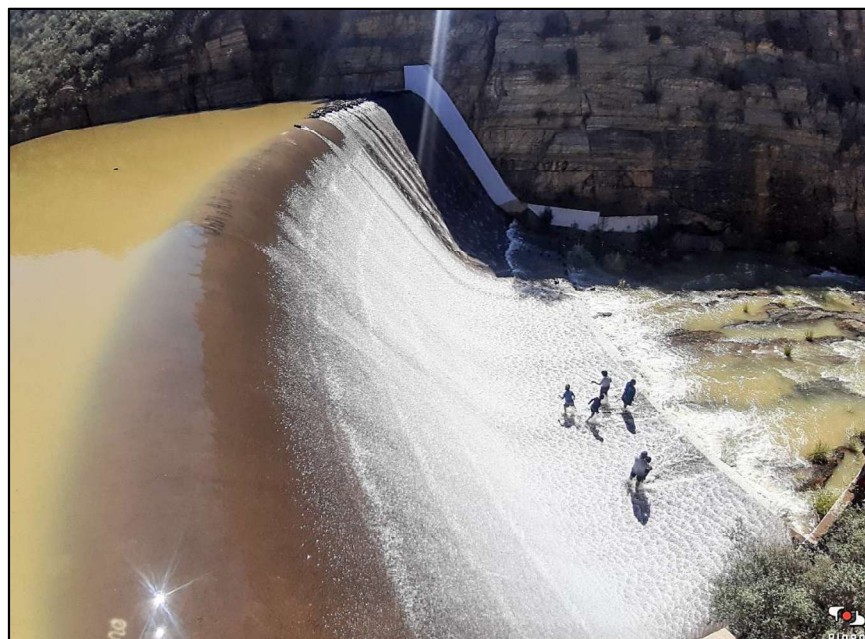


Figura 4.7: El Tranque en rebalse
Fuente: Culpina digital, 2021.

4.3.4. Información topográfica del vaso

4.3.4.1. Topobatimetría embalse El Tranque SENAMHI 2013

En septiembre de 2013, el SENAMHI realizó un levantamiento topo-batimétrico del embalse El Tranque, financiado por el Ministerio de Medio Ambiente y Agua. El estudio determinó que la capacidad útil del embalse se redujo a 5,22 Hm³, acumulando 654.000 m³ de sedimentos en 27 años, lo que representa una tasa de sedimentación de 24.222 m³/año y confirma que la estimación realizada en 1986 fue una aproximación acertada.

Tabla 4.4: Características de la Presa El Tranque batimetría 2013

Capacidad de almacenamiento:	5,22 Hm ³
Volumen muerto:	0,654 Hm ³
Tasa de sedimentación:	24.222,00 m ³
Altura máxima de la presa:	36,50 m
Nivel mínimo medido:	3005,00 msnm
Nivel de aguas normales:	3023,15 msnm

Fuente: Centro de investigación del agua, 2019.

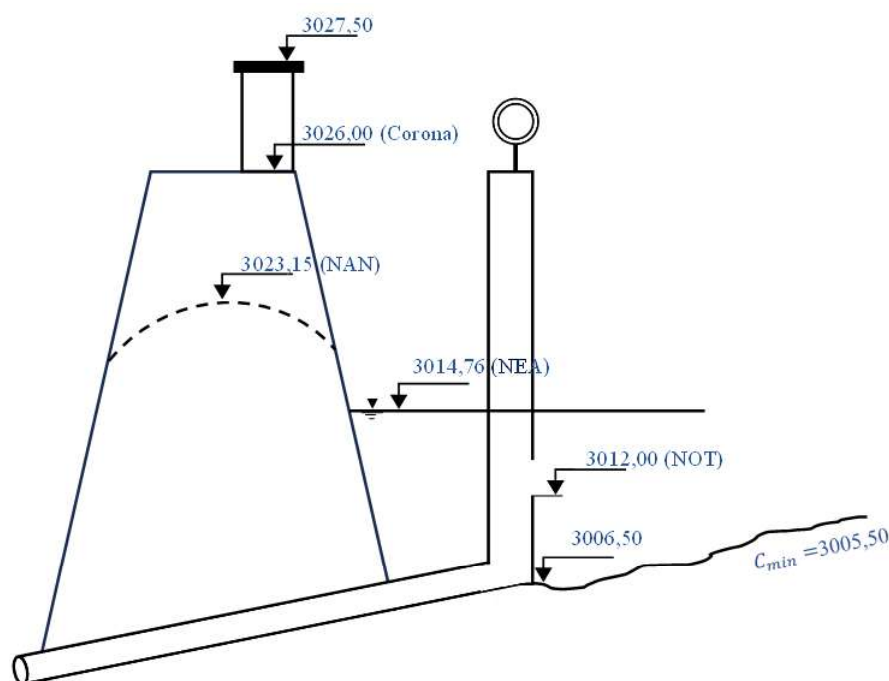


Figura 4.8: Niveles del embalse 2013 SENAMHI

Fuente: Centro de investigación del agua, 2019.

4.3.4.2. Topobatismetría embalse El Tranque CIAGUA 2019

Bajo la ejecución del Centro de Investigación del Agua (CIAGUA), en coordinación con la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, se llevó a cabo un estudio topobatismétrico del embalse El Tranque. A partir del levantamiento realizado en 2013, se efectuó una nueva campaña de medición que permitió comparar ambos modelos y estimar la tasa anual de sedimentación en el embalse, cuyos resultados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.5: Características de la Presa El Tranque batimetría 2019

Volumen a N.A.N. 2013 Nivel de Aguas Normales (3023,15 msnm).	5.430.784,02 m ³
Topobatismetría 2019 Nivel de Aguas Normales (3023,90 msnm).	5.025.685,94 m ³
Diferencia de capacidad de almacenamiento (2013 - 2019):	405.098,08 m ³
Años de operación del embalse:	6 años
Área de la cuenca:	51 km ²
Reducción de la capacidad de almacenamiento del periodo:	7,46 %
Reducción anual de la capacidad de almacenamiento:	1,24 %
Capacidad de retención del embalse:	96,25 %
Degradación específica de la cuenca:	1676,13 ton/(km ² x año)
Proyección de la vida útil del embalse:	71 65 años

Fuente: Centro de investigación del agua, 2019.

4.4. VALLE AGUAS ABAJO

El valle aguas abajo de la represa está recorrido por el río Culpina Mayu, principal receptor natural de las descargas del embalse. Sin embargo, el agua destinada al riego es regulada desde la compuerta de la obra de toma y conducida a través de un conducto integrado en el cuerpo de la presa, que desemboca en un canal principal. Desde allí, el caudal se deriva hacia diferentes canales de distribución que abastecen las áreas de cultivo, sin descargar directamente en el cauce principal del río. Este sistema constituye un elemento fundamental dentro de la red de riego de la región.



Figura 4.9: Canal de obra de toma de la represa El Tranque
Fuente: Elaboración propia.

Cuando el embalse alcanza niveles máximos, el vertedero de demasías evacua el exceso de caudal hacia el cauce natural del río. Estas aguas descienden por la ladera hasta unirse al río Culpina Mayu, el cual fluye en dirección al centro poblado de Culpina.



Figura 4.10: Vertedero de excedencias dirigiendo sus aguas al río Culpina
Fuente: De los Cintis, 2017.



Figura 4.11: Zonas importantes de Culpina

Fuente: Elaboración propia.

Más aguas abajo, el río atraviesa una zona con alta concentración poblacional y áreas de urbanización, donde se ubican viviendas, la nueva terminal de buses, una cancha de fútbol y otros espacios públicos. La presencia de estas infraestructuras y asentamientos a lo largo del cauce refleja la elevada vulnerabilidad del área frente a un posible escenario de rotura del embalse.

4.4.1. Características del río Culpina

El río Culpina Mayu forma parte de una cuenca endorreica, es decir, cerrada y sin salida al mar. En lugar de drenar hacia un océano, sus aguas se acumulan dentro del territorio, desembocando finalmente en el lago Culpina, que actúa como el receptor natural de toda el agua superficial generada en la cuenca.

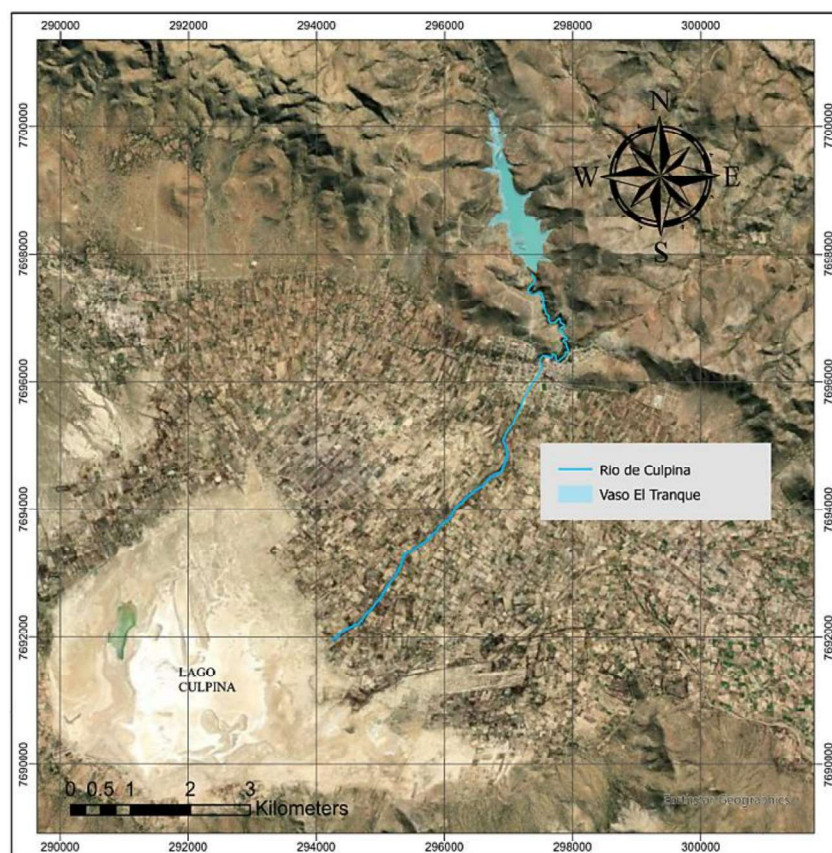


Figura 4.12: Desembocadura del rio Culpina Mayu
Fuente: Elaboración propia.

4.5. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRAÚLICA

4.5.1. Estaciones del municipio de Culpina

Para el análisis hidrológico de la cuenca de Culpina, se identificaron las estaciones hidrometeorológicas más cercanas. Las estaciones identificadas se detallan en la tabla y figura siguiente, donde se incluyen su ubicación, altitud y variables registradas.

Tabla 4.6: Estaciones cercanas de la cuenca de Culpina

RESUMEN DE LAS ESTACIONES							
ESTACIONES	LATITUD	LONGITUD	Z	Provincia	Municipio	Departamento	Nº DATOS
Culpina	-20,81	-64,95	2970	Sur Cinti	Culpina	Chuquisaca	43
Culpina (GPRS)	-20,83	-64,94	2965	Sur Cinti	Culpina	Chuquisaca	0
El Tranque (GPRS)	-20,81	-64,95	3034	Sur Cinti	Culpina	Chuquisaca	0
Kumi Motón	-20,82	-64,93	2970	Sur Cinti	Culpina	Chuquisaca	2
Incahuasi (GPRS)	-20,80	-64,90	2965	Sur Cinti	Culpina	Chuquisaca	7
Incahuasi CHUQ	-20,77	-64,87	2980	Nor Cinti	Incahuasi	Chuquisaca	10
Arpaja Alta	-20,68	-64,95	3061	Nor Cinti	Villa Charcas	Chuquisaca	5

Fuente: Elaboración propia.

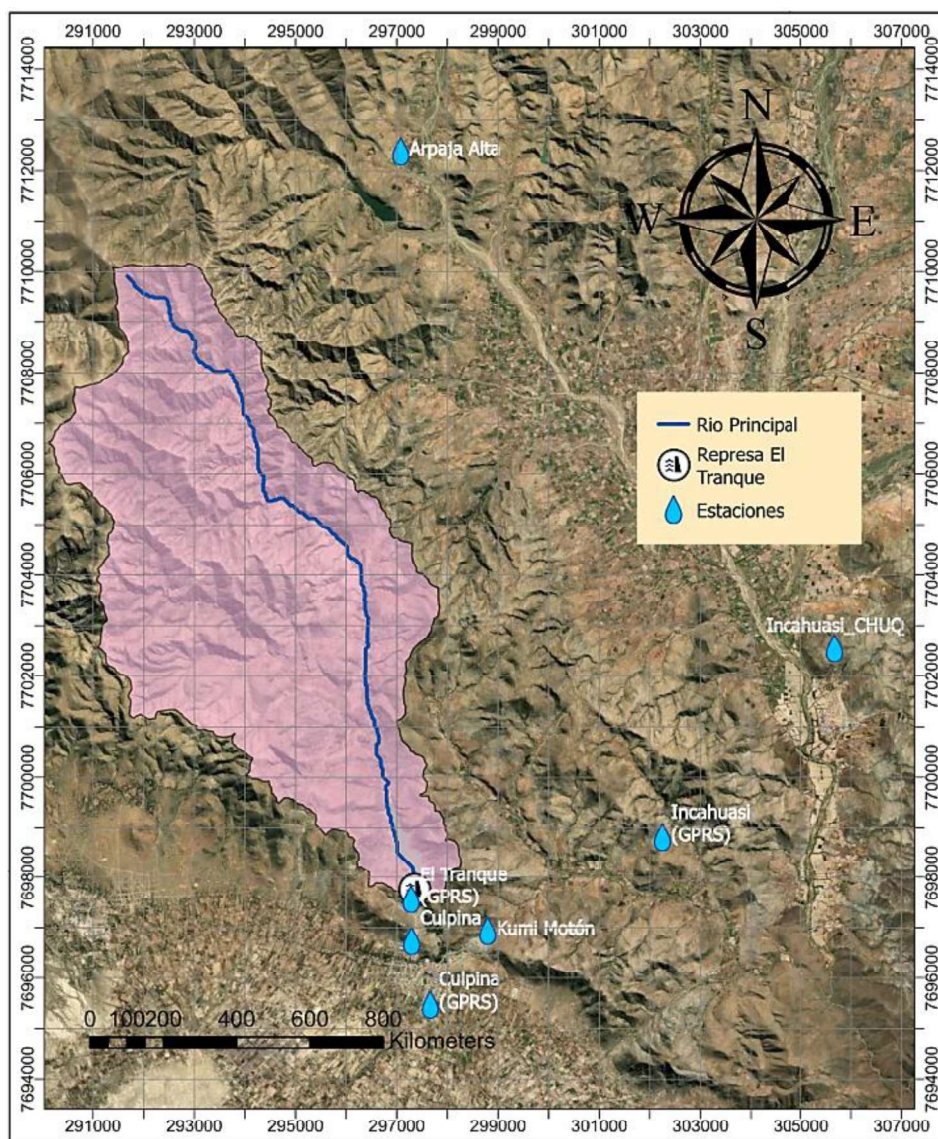


Figura 4.13: Estaciones cercanas de la cuenca de Culpina
Fuente: Elaboración propia.

4.5.2. Precipitaciones máximas diarias

Los registros de precipitación en la zona de Culpina son limitados debido a la escasa presencia de estaciones con series históricas prolongadas. La única estación con información significativa es la estación “Culpina”, que dispone de 43 años de datos de precipitaciones máximas diarias, proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

Tabla 4.7: Precipitaciones máximas anuales en 24 horas

AÑOS	PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES						
	Culpina	Culpina (GPRS)	El Tranque (GPRS)	Kumi Motón	Incahuasi (GPRS)	Incahuasi_CHUQ	Arpaja Alta
1973							
1974	27.10						
1975	29.30						
1976	45.20						
1977	41.00						
1978	28.30						
1979	20.70						
1980	19.60						
1981	23.00						
1982	22.00						
1983	14.30						
1984	25.30						
1985	47.50						
1986							
1987							
1988	50.00						
1989							
1990	25.00					20.90	
1991	24.50					44.70	
1992	29.30					32.50	
1993	27.00					43.60	
1994	23.50			17.00			40.00
1995				9.00		28.50	56.00
1996						31.50	32.00
1997							
1998	18.70					22.50	
1999	41.00					45.40	
2000	29.80					150.20	
2001	17.10						
2002	21.50					52.50	
2003	83.00						82.50
2004	16.50						27.10
2005	25.50						
2006	40.00						
2007	34.20						
2008	24.10						
2009	17.60						
2010	43.20						
2011	16.20						
2012	37.40						
2013	60.50						
2014	34.60						
2015	19.60						
2016	20.10				0.00		
2017	29.70						
2018	52.00	30.40	39.60		0.00		
2019	27.50				0.00		
2020	19.10	15.90	18.30		0.00		
2021	20.00	11.30	28.00		0.00		
2022	43.10		21.90		0.00		
2023	31.50				0.00		
2024	35.00						

Fuente: Elaboración propia.

4.5.3. Cobertura vegetal

La cobertura vegetal desempeña un papel fundamental en la estimación de caudales máximos, al influir directamente en los procesos de infiltración y escorrentía. Para su análisis, se empleó como referencia geoespacial el mapa de Cobertura del Suelo (GCN250).

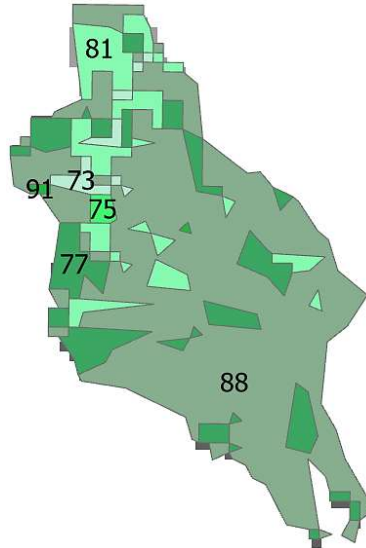


Figura 4.14: Cobertura del suelo de la cuenca de Culpina (GCN250)

Fuente: Elaboración propia

El conjunto de datos GCN250, desarrollado por Hadi, Gloaguen y Foerster (2019), ofrece valores globales de número de curva (CN) a 250 m de resolución. Integra datos de cobertura del suelo (ESA CCI-LC) y grupos hidrológicos (HYSOGs250m), y proporciona CN para condiciones secas, medias y húmedas.

Tabla 4.8: Número de curva con información GCN250

NC	ÁREA (km ²)	Nc x Ai
73	1,02	74,77
75	0,34	25,71
77	7,52	578,85
81	5,35	433,52
88	35,23	3100,23
91	0,13	12,06
Σ=	49,60	4225,13
$NC_P = \frac{\sum NC_i \cdot A_i}{A_T} = 85,19$		

Fuente: Elaboración propia.

4.5.4. Estimación de caudales máximos de crecida

Para estimar los caudales máximos de crecida se emplearon los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas de la estación “Culpina”, que cuenta con 43 años de observaciones. A partir de estos datos, y mediante el método de bloques alternos, se generó la tormenta de proyecto, aplicando factores de desagregación y considerando distintos periodos de retorno.

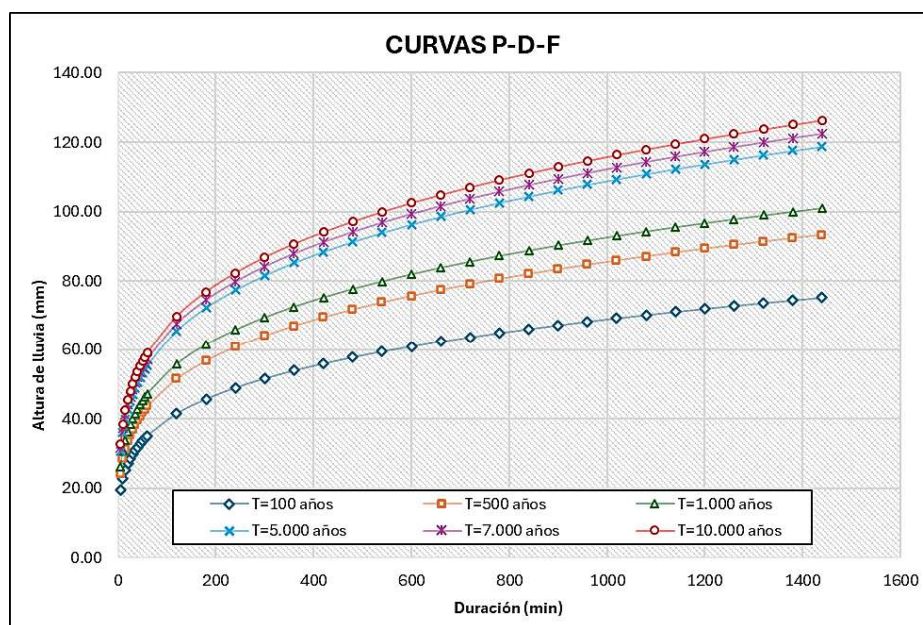


Figura 4.15: Curvas precipitación, duración y frecuencia de la estación Culpina
Fuente: Elaboración propia.

Para la determinación de los caudales máximos se empleó el modelo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), un software de simulación hidrológica de tipo evento, lineal y semidistribuido, diseñado para estimar hidrogramas de salida en una cuenca o en varias subcuencas, incluyendo caudales máximos y tiempos al pico, a partir de condiciones extremas de precipitación. En este estudio se aplicó el método del bloque alterno para la distribución temporal de la tormenta de diseño.

El modelo de pérdidas adoptado fue el Número de Curva (CN) del SCS, mientras que la transformación lluvia–escorrentía se realizó mediante el hidrograma unitario del SCS. El hietograma de diseño se construyó a partir de las precipitaciones máximas diarias registradas en la estación de Culpina. Los detalles completos del cálculo se presentan en el Anexo 2.

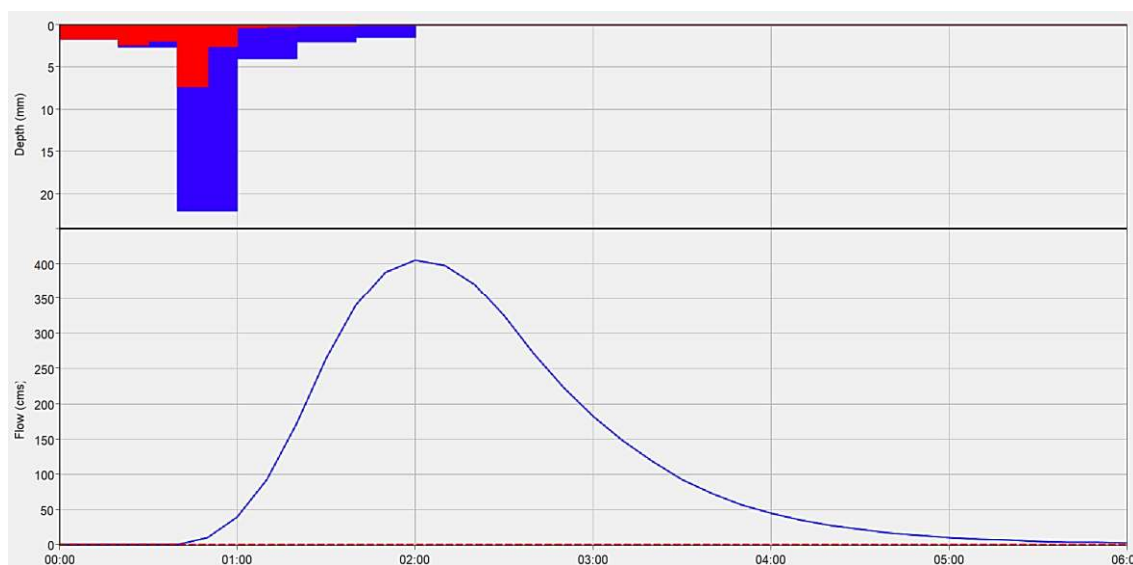


Figura 4.16: Hidrograma de salida para un periodo de retorno de 7.000 años
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para diferentes periodos de retorno:

Tabla 4.9: Resumen de caudales máximos para diferentes periodos de retorno

EL TRANQUE	PERIODO DE RETORNO (años).					
	100	500	1.000	5.000	7.000	10.000
	CAUDALES MAXIMOS (m³/s).					
	204,52	279,97	312,71	389,15	405,20	422,21

Fuente: Elaboración propia.

4.5.5. Laminación de crecidas

Para estimar el volumen en condición de avenida, se realizó el cálculo de laminación mediante el tránsito de la crecida en el modelo hidrológico HEC-HMS.

El objetivo del análisis fue determinar el volumen acumulado durante la avenida para realizar el escenario de rotura, así como evaluar la capacidad de regulación del embalse frente a eventos extremos. Se modelaron escenarios de 1.000, 7.000 y 10.000 años, considerando que el periodo de diseño es de 7.000 años y que, para un periodo de 10.000 años, la presa alcanzaría su cota de coronación, tal como se indica en el punto 3.4.5.

Tabla 4.10: Resultados de laminación

PERIODO DE RETORNO (T)	CAUDAL MÁXIMO		ALTURA SOBRE EL VERTEDERO (H)		VOLUMEN DE SALIDA (Vmax)	
	ENTRADA (I)	SALIDA (O)				
[años]	[m³/s]	[m³/s]	[msnm]	[m]	[m³]	[hm³]
1.000	312,705	143,55	3025,43	1,528	6.103.470,16	6,103
7.000	405,203	196,54	3025,78	1,884	6.367.061,93	6,367
10.000	422,208	206,56	3025,85	1,948	6.414.449,21	6,414

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestran los hidrogramas generados para cada uno de los periodos de retorno analizados:

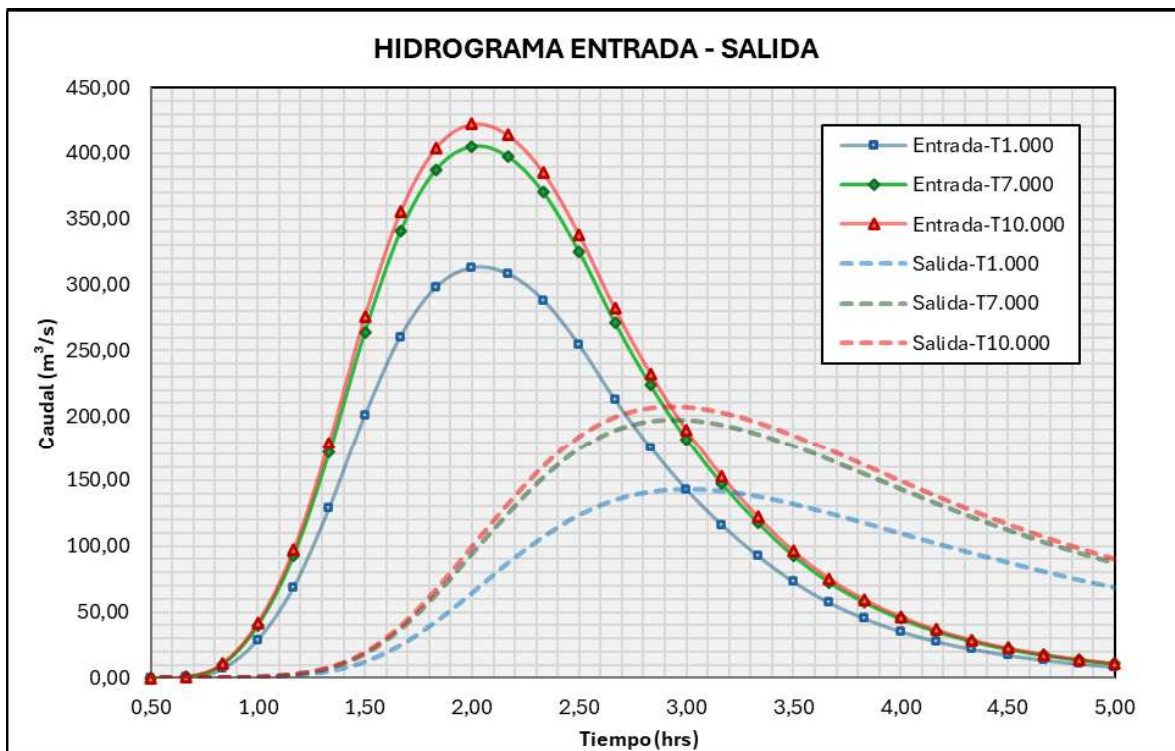


Figura 4.17: Hidrogramas de entrada y salida para diferentes periodos de retorno

Fuente: Elaboración propia.