

CAPÍTULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

Con el avance y el desarrollo de la computación han aparecido muchos programas computacionales que facilitan los cálculos que desde hace años llevaban mucho tiempo de realizar; además, la simulación suele ser utilizada también para ilustrar y facilitar la comprensión de los resultados que se obtienen mediante otros métodos. Es por este motivo y aprovechando los recursos gratuitos disponibles, se tiene la oportunidad de analizar una alternativa que puede ser de una gran ayuda en la modelación hidráulica.

El presente trabajo tiene la finalidad de modelar el comportamiento de los niveles de tirantes de agua del vertedero de excedencias de una presa de tierra (material suelto), y analizar los resultados generados por el modelamiento. La modelación se ejecutará con el programa IBER, un programa que permite hacer la simulación del flujo en dos dimensiones.

Otro punto a considerar es la comparación entre los resultados obtenidos con el IBER y los obtenidos por el método tradicional, además podrán ayudar a ver las diferencias, alcances y limitaciones del programa IBER.

Las presas son de gran interés por dos razones: la primera hace referencia a la función de almacenar y regular el agua para el bienestar de la sociedad, con sus múltiples usos; la segunda razón se refiere a los factores de riesgo de este tipo de infraestructura. Por ambos motivos, estas infraestructuras son consideradas como “estratégicas”.¹

La importancia es aún mayor en un país como Bolivia, donde la topografía accidentada montañosa, la alta demanda social de acceso al agua, y las necesidades de adaptación al cambio climático presentan grandes desafíos.

¹ Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA). (2010). *Inventario Nacional de Presas* (p.1). La Paz, Bolivia

Por otra parte, se ha incrementado la construcción de presas para agua potable, riego, generar energía eléctrica, y regulación ambiental. Los criterios de diseño y el control de calidad durante la construcción han sido muy diferentes y se carece de información sobre los potenciales riesgos que podrían suscitarse en eventos extraordinarios, hecho que genera, así, una gran incertidumbre para la sociedad.²

Por esta razón se plantea una metodología de modelación como una alternativa de solución para poder prever comportamientos futuros y tomar los debidos recaudos.

El diseño y construcción de la Presa Miraflores ubicado en el departamento de Chuquisaca Provincia Nor Cinti fue realizado mediante métodos tradicionales, como ser, utilizando el método de “Piscina nivelada” para la laminación del embalse.

1.2 PROBLEMÁTICA

1.2.1 Planteamiento del problema

En la actualidad el diseño de los elementos en una presa se realiza aún en su mayoría con métodos tradicionales como ser el método de “Piscina nivelada” para la laminación del embalse y la determinación de la altura de carga sobre el vertedero lo que conlleva a una mayor inversión de tiempo en el diseño del vertedero de excedencias y el canal de descarga.

Actualmente no se cuenta con una verificación de los resultados obtenidos por estos métodos si realmente es la altura adecuada que no supondrá un rebalse de agua ante una crecida para la cual fue diseñada. Lo que se plantea utilizando el programa IBER es la modelación de los niveles de agua para su posterior visualización y análisis, generando así un aporte al diseño de elementos de una presa.

² Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA). (2010). *Inventario Nacional de Presas* (p.1). La Paz, Bolivia

Con un método tradicional de piscina nivelada la interpretación de los resultados no es bidimensional, es decir que no se puede visualizar el comportamiento del flujo sino después de la construcción de la presa y los elementos que la componen, si se pudiera ver este comportamiento antes de la construcción de la presa se podrían tomar medidas y criterios de diseño más precisos, como ser el caso de la construcción de la altura de los muros de protección tanto de la cresta del vertedero, como también de los canales de descarga, se podría optimizar el diseño en el caso de que se haya estado sobredimensionando las obras de protección.

El uso de programas computacionales relacionados al diseño de los componentes de una presa está evolucionando, y es por eso que hay una dificultad en manejo y conocimiento de la variedad de programas que van surgiendo en nuestra actualidad, y es de gran importancia para el estudiante y el ingeniero civil el manejo y conocimiento de estos programas computacionales.³

1.2.2 Formulación del problema

¿Existe una metodología que analice el comportamiento del flujo mediante un programa de simulación de flujo libre?

1.2.3 Sistematización del problema

¿Qué diferencia existe entre la aplicación de la metodología tradicional y el uso de un programa de modelación de flujo libre?

¿Qué beneficios tiene el usar un programa de modelación como lo es el IBER?

¿Se puede demostrar que el programa IBER es una herramienta eficaz para poder realizar modelaciones de flujo libre?

¿Qué beneficios tiene el usar simulaciones por computadora en estructuras hidráulicas recién construidas?

³ Me As Engineer. *Ventajas y desventajas de la simulación por computadora*. Recuperado de <http://blog.yassergarcia.com/2018/03/09/ventajas-y-desventajas-de-la-simulacion-por-computadora/> Consultado: 15/09/2018

1.3 JUSTIFICACIÓN

Las razones por las que se plantea el proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1 Justificación académica

El desarrollo del “PROYECTO DE GRADO” tiene como objetivo cumplir con los requisitos para el proceso de titulación, aplicando los conocimientos académicos adquiridos con los cursos propios de la carrera y los elementos conceptuales y técnicos obtenidos con el estudio, logrando de esta manera la culminación de la etapa de preparación académica y obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

1.3.2 Justificación técnica

Se usará el programa IBER para la modelación del vertedero de excedencias, aplicando los conocimientos y criterios de la ingeniería civil logrados en la carrera universitaria, para así verificar si las alturas de muros de protección contra eventos extraordinarios fueron sobredimensionados o sobreestimados; esto ayudará a que, aplicando el programa en proyectos futuros se pueda optimizar costos en cuanto al diseño de las obras de protección en el caso de una sobredimensión, de lo contrario se pueden determinar zonas de la estructura que se encuentren con desbordes debido a que los tirantes superan la altura de los muros.

1.3.3 Justificación social

El desarrollo de la aplicación del programa IBER beneficia a todos los técnicos en la rama de la hidráulica; también a los estudiantes que se inclinen al estudio del diseño de elementos de presas, porque esta metodología ofrece un mayor grado de precisión en los resultados obtenidos con la aplicación del programa.

1.4 ALCANCE

La investigación tiene como finalidad implementar el programa IBER y realizar una guía para su uso en la modelación del flujo de agua en el vertedor de excedencias ante una crecida para un período de retorno de $T=1000$ años.

IBER, es un programa de modelo bidimensional que entre sus capacidades puede simular la variación de los tirantes de agua, donde se produce un movimiento del flujo

bidireccional, permitiendo apreciar el desplazamiento del agua en los elementos de la presa como ser el caso del azud y en el canal de descarga.

Dado que no se ha realizado la simulación de un vertedero de excedencias mediante el uso del programa IBER para el análisis del diseño de los elementos de conducción de la presa, pero sí se han realizado mediante metodologías tradicionales.

Se va a analizar el comportamiento de los tirantes de agua para que de esta manera se pueda optimizar la situación actual.

1.4.1 Metodología

Teniendo en cuenta que se realizaron tanto modelaciones numéricas como valores medidos, se ha propuesto dividir los procedimientos en dos fases.

La fase No. 1 consiste en la modelación y análisis de datos medidos; los cuales fueron medidos por la consultora COINDES a cargo de la supervisión de la construcción de la presa Miraflores; y la fase No. 2, en la modelación matemática del paquete computacional que usa el software IBER 2D, basado tanto en los datos obtenidos en la fase No. 1 como en las variables hidráulicas.

1.4.1.1 Metodología para la fase No. 1

Es necesario aclarar, que la medición del caudal que pasa por la cresta del vertedero corresponde al periodo de lluvias de febrero del 2019 cuando la presa se encontraba llena y antes de su vaciado debido a obras de mantenimiento en la tubería de desfogue. El alcance del presente trabajo de grado utilizó únicamente dicha información para la validación del modelo numérico.

- **Caudales:** Se realiza la medición de las alturas de carga sobre el vertedero para 6 caudales por medio de la escala limnimétrica ubicada al margen derecho del vertedero y con estas alturas de carga se obtiene por medio de la curva de descarga los caudales, cuyos intervalos se encuentran entre 0,47 m³/s y 0,62 m³/s, se tienen alturas de carga entre 0,070 m y 0.085 m.

1.4.1.2 Metodología para la Fase No. 2

Teniendo en cuenta los resultados del análisis de la fase No. 1, se llevó a cabo la modelación numérica en el paquete computacional IBER 2D. Para ello se tomó como base el siguiente procedimiento:

- **Gráfico 2D del modelo:**

A partir de los planos suministrados por la consultora del proyecto de construcción de la presa Miraflores, se elaboró un esquema en AutoCAD, el cual reproducía las características geométricas del vertedero. Cabe anotar que el archivo fue guardado en formato .dxf, extensión que es compatible con el módulo de importación que utiliza IBER 2D.

- **Geometría:**

Teniendo como base el diseño realizado, se realizó la importación a IBER 2D, se realizaron las correcciones correspondientes que garantizaran la idoneidad de los puntos, líneas y planos que describían el espacio computacional. Inmediatamente después, se crearon los polígonos que en su conjunto conformarían la geometría de la estructura.

- **Mallado:**

Partiendo de la geometría elaborada en el paso anterior, se realizó el mallado a lo largo del modelo, utilizando triángulos y cuadriláteros de acuerdo con la adaptación de estas figuras a la geometría del modelo. El número de elementos estuvo determinado por la calidad de la malla requerida.

- **Validación del modelo hidráulico:**

Para la validación del modelo se extrajeron los valores de lámina de agua entre puntos identificados en el software correspondientes a la cresta del vertedero, los cuales se utilizaron para el cálculo del error o variación.

- **Conclusión y análisis de los resultados obtenidos:**

Se llevará a cabo un análisis del comportamiento de las variables hidráulicas como ser la altura de carga para diferentes escenarios modelados.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo general

Determinar la altura de carga sobre el vertedero por métodos tradicionales y por medio de la aplicación del programa IBER.

1.5.2 Objetivos específicos

- Recopilar y procesar la información necesaria para realizar la modelación hidráulica.
- Analizar que los niveles de altura de carga en el vertedero se encuentren en el margen de seguridad según diseño.
- Aplicar el uso de la metodología tradicional que comprenden la laminación para la obtención del caudal máximo de diseño del vertedero de excedencias.
- Realizar la simulación hidráulica en el canal de descarga para verificar los tirantes y las velocidades.
- Verificar que las velocidades del flujo se encuentran dentro del rango permisible de velocidad máxima para evitar la erosión del material del que está revestido el vertedero de excedencias.
- Analizar y comparar los resultados obtenidos por el empleo del IBER como también los obtenidos por el método tradicional.
- Realizar una guía básica del modelamiento del flujo con el programa IBER.
- Validar el modelo numérico del software IBER 2D a partir de la información recolectada.

CAPÍTULO II

MARCO DE REFERENCIA

2.1 UBICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA PRESA

La presa Miraflores está ubicada en el departamento de Chuquisaca, provincia Nor Cinti, perteneciente al municipio de Incahuasi, fue diseñada y construida bajo el Programa PROAR (Programa de Agua y Riego para Bolivia).

Esta obra hidráulica consiste de una cortina de tierra zonificada, con corazón impermeable central y simétrico protegido con geotextil aguas arriba y aguas abajo, seguido de una capa de arena y a continuación el material de los espaldones los cuales son granulares formados de grava, arena y roca. A los espaldones los protege una capa de rip-rap en ambos taludes para protección contra oleaje y erosión.

El talud aguas arriba tiene pendiente 1:2,5 desde la corona hasta el desplante, el talud aguas abajo tiene pendiente 1:2 desde la corona hasta el desplante.

Está provista de dos obras de toma localizadas en la margen derecha, constituida esencialmente por una rejilla circular para disminuir al máximo las pérdidas por dirección de entrada. Desde la captación el agua es conducida por tubería PVC Ø12" revestido de concreto. La toma número 1 inferior, se ubica en la cota 3074,7, la toma número 2 superior, se ubica en la cota 3078,8 a 4,1 m de la primera en elevación; ambas se conectan en la casa de válvulas de la obra de toma, la operación de las dos obras de toma conducen por una sola tubería hasta la caseta de distribución principal donde se deriva a los ramales de la margen izquierda y derecha mediante tuberías de PVC Ø8" a cada ramal controladas por válvulas tipo compuerta para suministrar agua para fines de riego.

La obra de excedencias está localizada en la margen derecha, el vertedero es de cresta libre, con un cimacio cuyo perfil es tipo Creager, localizada en el eje del cierre en la margen derecha y que converge en un canal de descarga de 50 m de largo de H°C° y con una altura de muros de 1 m, fundado en roca, este canal restituye las aguas al río Miraflores, a 80 metros aguas abajo del pie de talud de la presa, para asegurar el no retorno hacia aguas arriba se ha emplazado gaviones canalizadores en el lecho del río.

La cota de la cresta del vertedero es de 3085,25 m.s.n.m. y la cota del pie del azud es de 3083.5 m.s.n.m. haciendo una altura del azud de 1,75 m.

Se ubica en las coordenadas latitud 20°43'25,96" Sur, longitud 64°49'38,64" Oeste y a una altitud de 2980 m.



Figura 2.1. Mapa de Chuquisaca, provincia Nor Cinti

Fuente: Google Earth, 2018



Figura 2.2. Fotografía satelital presa Miraflores

Fuente: Google Earth, 2018

2.2 CONCEPTO DE FLUIDO

El flujo es el movimiento de un fluido y se puede clasificar según varios criterios

2.2.1 Según el tipo de movimiento

El flujo de agua en un conducto puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería. Estas dos clases de flujo son similares en muchos aspectos, pero se diferencian en un aspecto importante.

- **Flujo libre**

El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre. Una superficie libre está sometida a la presión atmosférica. El flujo libre tiene lugar en la naturaleza en ríos y arroyos, y en forma artificial en canales de conducción de líquidos, acueductos, alcantarillados, drenajes, etc.

- **Flujo a presión**

El movimiento del agua se realiza por conductos cerrados sobre los que el fluido ejerce una presión distinta a la atmosférica. El movimiento se debe principalmente a la acción de la presión hidráulica. Un ejemplo, son los sistemas de distribución de agua potable.

2.2.2 Según el espacio

Según el espacio, el flujo puede clasificarse en:

- **Flujo uniforme**

Los parámetros hidráulicos del flujo (velocidad, profundidad del agua) permanecen constantes a lo largo del conducto.

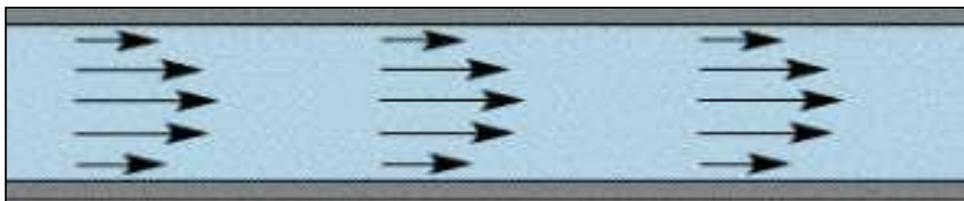


Figura 2.3. Flujo uniforme

Fuente: Villón, 2007, Hidráulica de canales

2.2.3 Según el tiempo

Según el tiempo, el flujo puede clasificarse en:

- **Flujo permanente**

Los parámetros hidráulicos del flujo permanecen constantes en el tiempo o sea que la velocidad de las partículas que ocupan un punto dado es la misma para cada instante.

La mayoría de los problemas prácticos implican condiciones permanentes del flujo, como, por ejemplo, el transporte de líquidos bajo condiciones constantes de altura de carga.

- **Flujo no permanente o inestable**

Los parámetros hidráulicos del flujo varían en el tiempo. Ejemplos son la salida de agua por el orificio de un depósito bajo carga variable y la creciente de un río. (Villón, 2007, p.45).

2.3 LAS PRESAS

Las presas son estructuras diseñadas y construidas para cumplir una doble exigencia:

- Producir una estructura impermeable para almacenar y regular el agua.
- Resistir el empuje del agua y evacuarla cuando sea preciso.

La creación de un volumen puede destinarse a laminación de avenidas o de regulación de aportaciones naturales.

Además, como estructura, la presa debe ser resistente y estable e impermeable, y por su carácter de hidráulica debe estar dotada de los elementos oportunos para controlar el volumen embalsado y evacuar los excedentes que, a veces con gran intensidad y escaso tiempo, acabarán presentándose. Todo ello debe conseguirse evitando dañar no sólo el entorno del embalse, sino las propias instalaciones de la presa.⁴

En cada caso, las características del terreno, la disponibilidad de los materiales y los usos que se le quiera dar al agua, condicionan la elección del tipo de presa más adecuado.

⁴ Escuela técnica EADIC. *Presas: tipologías y características. Aliviaderos y elementos de disipación* (p.4). Madrid.

2.3.1 Presas de materiales sueltos

Las presas de materiales sueltos como su nombre lo indica, son las que se construyen con elementos sin cohesión, o si la tienen ésta es muy reducida comparada con la de otros tipos de presa. Entre los primeros materiales están las arenas, gravas, trozos de roca y algunas tierras; entre los segundos están los limos, las arcillas y mezclas de alguno de ellos.

Son presas de gran volumen que serían inviables si no existieran materiales suficientes en calidad y cantidad en el entorno de la Obra. Aun así, casi siempre es necesario el aporte de material específico como suele suceder con el material filtro en presa de materiales sueltos con núcleo impermeable. (San Cristóbal, 2015).

2.3.2 Elementos de una presa de tierra

Las partes de una presa de tierra se muestran en la Fig.2.4.

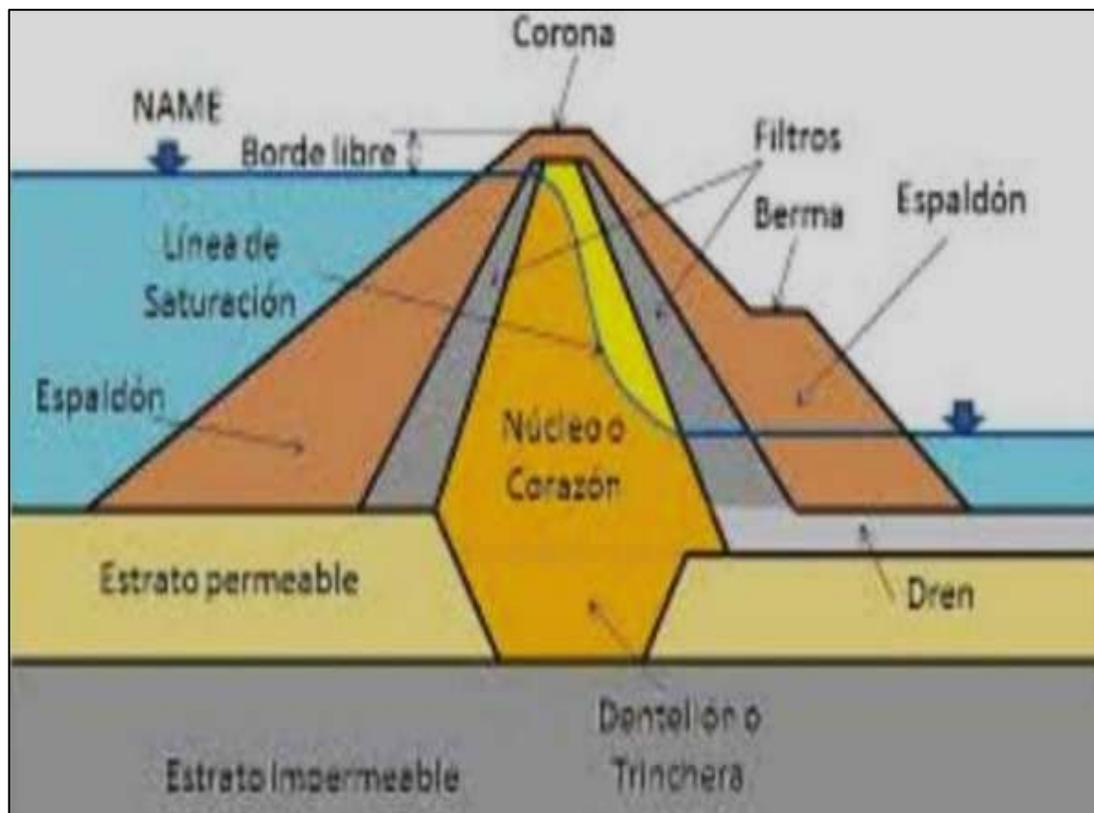


Figura 2.4. Esquema de una presa de tierra

Fuente: Universidad Nacional de San Cristóbal, 2015

Corona: Parte superior en la pared de un vertedero, dique o presa.

Rip-Rap: Se define como el material utilizado para la estabilización de taludes y otras estructuras que están sometidas a la erosión del agua.

Aliviadero o vertedero: Estructura hidráulica por la que rebosa el agua excedentaria cuando la presa está llena.

Vaso: Parte del valle que, inundándose, contiene el agua embalsada.

Espaldón: Barrera para resistir el empuje de las aguas.

Berma: Espacio en el margen de un canal, bancal, zanja o balsa, que los protege y sirve de apoyo para asegurar la estabilidad. A modo de escalón, puede servir, asimismo, para evitar ahogamiento de personas o animales por caída accidental, o como soporte para plantas acuáticas con fines ornamentales o medioambientales.

Dentellón: Diente, parte saliente en la solera que actúa como disipador de energía.

Dren: Conducto perforado, o micro-tunel en suelo a modo de conducto, o zanja rellena de grava, para avenamiento. (San Cristóbal, 2015)

2.3.3 Clasificación de los embalses

La clasificación de los embalses se puede hacer según su función y según su tamaño, de la siguiente manera:

2.3.3.1 Según su función

- Embalses de acumulación: retienen excesos de agua en periodos de alto escurrimiento, para ser usados en épocas de sequía.
- Embalses de distribución: no producen grandes almacenamientos, pero facilitan regularizar el funcionamiento de sistemas de suministro de agua, plantas de tratamiento o estaciones de bombeo.
- Pondajes: pequeños almacenamientos para suplir consumos locales o demandas pico.

2.3.3.2 Según su tamaño

La clasificación de los embalses de acuerdo al tamaño se hace más por razones de tipo estadístico que por interés desde el punto de vista técnico.⁵

Embalses gigantes $V > 100000 \text{ Mm}^3$

Embalses muy grandes $100000 \text{ Mm}^3 > V > 10000 \text{ Mm}^3$

Embalses grandes $10000 \text{ Mm}^3 > V > 1000 \text{ Mm}^3$

Embalses medianos $1000 \text{ Mm}^3 > V > 1 \text{ Mm}^3$

Embalses pequeños o Pondajes $V < 1 \text{ Mm}^3$

V: Volumen del embalse

Mm^3 : millones de metros cúbicos



Figura 2.5. Presa Miraflores

Fuente: Elaboración propia, 2018

⁵ Guevara, M. E., (2013) *Estructuras hidráulicas Embalses* (p.19). Popayán

Las funciones que tienen que cumplir estas presas son su resistencia, su estabilidad y su impermeabilidad. Cada una de ellas se satisface con las características y la colocación adecuada del material natural. Son presas sencillas cuyos componentes tienen un mínimo procesamiento o elaboración.⁶

Existe una gran variedad de tipología en las que el elemento impermeable se confiere a toda la masa, a un núcleo interior o a una pantalla exterior.

Las presas de materiales sueltos son las más antiguas y numerosas.

2.4 VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

Los vertederos son las estructuras diseñadas para permitir la evacuación del agua excedente del embalse en forma segura y controlada. Tienen la función de descargar volúmenes de agua que ingresan al embalse y que superan los aprovechables que este pueda llegar a contener. La mayoría de las veces estos excesos son producto de las crecientes del río. (SEGARPA, 2017).

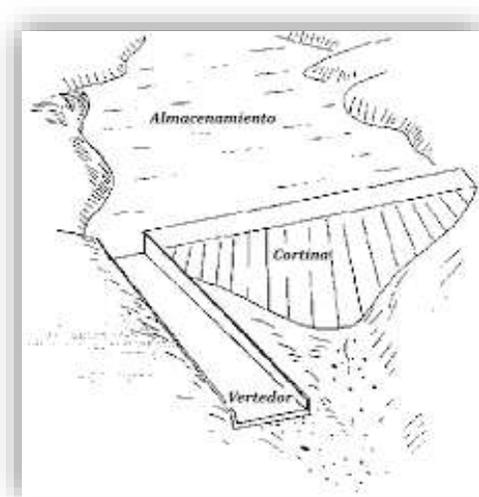


Figura 2.6. Vertedor en presa de tierra

Fuente: Obras complementarias SAGARPA (2017). VERTEDEROS. Disponible en:

<http://www.sagarpa.mx/desarrolloRural/noticias/2012/Julio/Documents/Obras%20complementarias.pdf/>

Consultado: 28/03/2019

⁶ Escuela técnica EADIC. *Presas: tipologías y características. Aliviaderos y elementos de disipación* (p. 41). Madrid.

2.4.1 Tipos de vertederos

Los vertederos normalmente se clasifican de acuerdo con su característica más sobresaliente, ya sea en lo que respecta al control, al canal de descarga, o en alguna otra función. Los vertederos son a menudo denominados “controlados” o “no controlados”, dependiendo de si tienen compuertas o no. Los tipos comúnmente mencionados son: descarga libre, caída libre, canal lateral, laberinto, canal abierto (rápida), túnel, vertedero de pozo, alcantarilla y sifón. (Universidad Andina del Cuzco, 2017).

Los vertederos pueden clasificarse de varias formas:

- Por la forma de llegada del flujo de aproximación:
 - Vertederos frontales
 - Vertederos laterales
- Por su localización en relación con el nivel de agua:
 - Vertederos superficiales
 - Vertederos sumergidos
- Desde el punto de vista de los instrumentos para el control del caudal de vertido:
 - Vertederos libres, sin control
 - Vertederos controlados por compuertas
- Desde el punto de vista de la pared donde se produce el vertimiento:
 - Vertedero de pared delgada
 - Vertedero de pared gruesa
 - Vertedero con perfil hidráulico Tipo Creager
- Desde el punto de vista de la sección por la cual se da el vertido:
 - Rectangulares
 - Trapezoidales
 - Triangulares
- Desde el punto de vista de su funcionamiento, en relación al nivel aguas abajo:
 - Vertedero libre, no influenciado por el nivel aguas abajo
 - Vertedero ahogado



Figura 2.7. Vertedor de caída recta y descarga directa

Fuente: Universidad Andina del Cuzco (2017). CLASIFICACIÓN DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/333940262/Vertedor-de-Excedencias>
/Consultado en 27/03/2019



Figura 2.8. Vertedor de cimacio con canal lateral

Fuente: Universidad Andina del Cuzco (2017). CLASIFICACIÓN DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/333940262/Vertedor-de-Excedencias>
/Consultado en 27/03/2019

2.4.2 La estructura de control

Uno de los componentes de un vertedero es la estructura de control, porque regula y gobierna las descargas del vaso. Este control limita o evita las descargas cuando el nivel del vaso alcanza niveles mayores a los ya fijados. La estructura de control puede consistir en una cresta, vertedero, orificio, boquilla o tubo.

Las estructuras de control pueden tomar varias formas tanto en su posición como en su figura.

2.4.3 Canal de descarga

Los volúmenes descargados por la estructura de control generalmente se conducen al cauce, debajo de la presa, por un canal de descarga. Las excepciones se presentan cuando se hace libremente la descarga de la cresta de una presa del tipo de arco, o cuando se envía directamente por la falda para que forme una cascada en la misma. La estructura de conducción puede ser el parámetro de aguas debajo de una presa, un canal abierto excavado a lo largo de la superficie del terreno, un canal cubierto colocado a través o debajo de la presa, o un túnel excavado en una de las laderas. El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados; la sección trasversal puede variar de rectangular a trapezoidal, circular, o ser cualquier otra forma; y el canal de descarga puede ser ancho o angosto, largo o corto.

Los canales de descarga deben excavarse en material resistente o revestirse con uno que lo sea al efecto erosivo de las grandes velocidades, y que sea estructuralmente adecuado para soportar las fuerzas producidas por rellenos, subpresión, cargas producidas por el peso del agua, etc.⁷

⁷ Universidad Andina del Cuzco (2017). *Canal de descarga*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/333940262/Vertedor-de-Excedencias/> Consultado: 27/03/2019

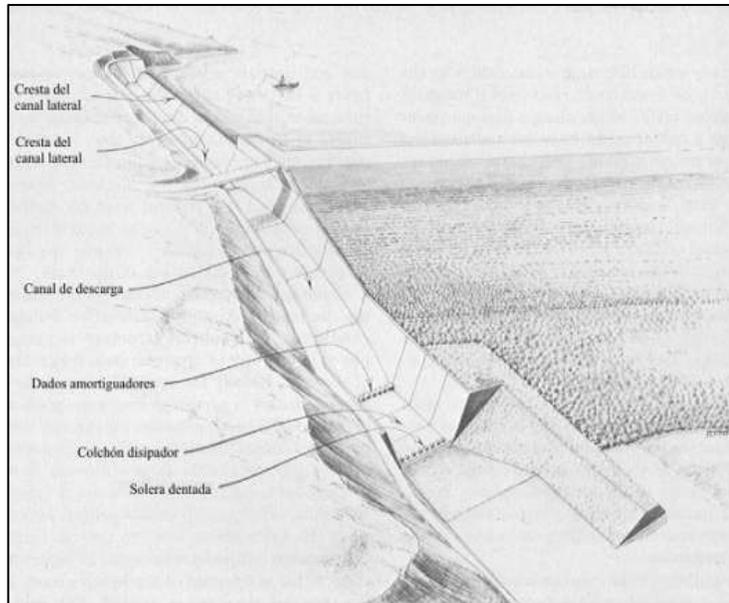


Figura 2.9. Principales características de un canal de descarga

Fuente: Universidad Andina del Cuzco (2017). CANAL DE DESCARGA. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/333940262/Vertedor-de-Excedencias> /Consultado en 27/03/2019

2.4.4 Velocidades

En cuanto a las velocidades, se utiliza una velocidad mínima principalmente para evitar la sedimentación de material transportado y el crecimiento de vegetación en el canal de descarga, por estas razones Sotelo (2002) recomienda una velocidad mayor a 0,5 m/s

La velocidad máxima de operación en canales de fronteras fijas, con o sin recubrimiento de superficie dura, que conducen agua limpia o con material en suspensión, deben limitarse para evitar desgaste y la erosión continua del fondo y paredes por la turbulencia, la abrasión y eventualmente la cavitación. En la Tabla 2.1 y Tabla 2.2 se muestran los valores de la velocidad máxima admisible para distintos materiales en el cuerpo del canal.

Cuando no existe recubrimiento o éste no es de superficie dura, el material que forma el cuerpo del canal se ve expuesto a la acción erosiva del agua, debiendo evitarse que el flujo lo arrastre y modifique la sección.⁸

⁸ Sotelo, G. (2002). Hidráulica de Canales (p.734), México

Según el tipo de hormigón de acuerdo al Código Boliviano del Hormigón se tienen las siguientes velocidades permisibles:

Tabla 2.1. Velocidades permisibles según CBH 1987 en (m/s)

Tipo de revestimiento	Características del material	Tirante de agua (m)	
		0,5	1,0
Revestimiento de hormigón (agua libre de arenas y piedras)	Hormigón H10	12,5	13,8
	Hormigón H15	14,0	15,6
	Hormigón H20	15,6	17,3
	Hormigón H30	19,2	21,2
Revestimiento de piedra (agua libre de arena y piedras)	Hormigón H15	7,4	3,7
	Hormigón H25	6,3	7,4
	Hormigón H10	4,3	5,0
Gaviones 0.5 m y mayor	---	4,7	5,5
Piedras grandes	---	3,0	3,5
Capas de piedra o arcilla (10 a 15 cm)	---	2,4	2,8
Suelo apisonado con piedra	Piedra de 15 – 20 cm	2,6	3,0

Fuente: H. Llanusa y C. Vlamonte

Tabla 2.2. Velocidad máxima admisible en m/s

Material o tipo de recubrimiento	Tirante en m				
	0,4	1,0	2,0	3,0	5,0
Césped recién crecido en área plana	0,6	0,8	0,9	1,0	1,0
Cubierta de ramaje verde con buen crecimiento y distribución	1,8	2,2	2,5	2,7	2,7
Conglomerado, marga, esquisto arcilloso y pizarras	2,1	2,5	2,9	3,1	3,2
Caliza porosa, conglomerado duro, caliza arenosa, caliza dolomítica	2,5	3,0	3,4	3,7	3,8
Arenisca dolomítica dura, arenisca silícea	3,7	4,5	5,2	5,6	5,8
Mármol, granito sienita, porfirita, andesita, diabasa, basalto, cuarzita	21	25	25	25	25
Recubrimiento de madera con acabado burdo	6,0	7,5	8,5	9,0	9,3
Recubrimiento sencillo de piedra	2,9	3,5	4,0	4,3	4,4
Recubrimiento con gaviones	4,2	5,0	5,7	6,2	6,6
Mampostería con mortero de cemento:					
Ladrillo normal	1,6	2,0	2,3	2,5	2,5
Ladrillo con refuerzo de acero	4,6	5,5	6,3	6,9	7,0
Ladrillo refractario	7,1	8,5	9,8	11,0	11,5
Piedra de poca resistencia	2,9	3,5	4,0	4,4	4,5
Piedra de mediana resistencia	5,8	7,0	8,1	8,7	8,8
Concreto simple y reforzado, de acabado irregular	7,5	9,0	10,0	11,0	12,0

Fuente: Sotelo, G. (2002). Hidráulica de canales

2.4.5 Bordo libre

Se denomina a la altura adicional que se da a los canales a fin de absorber los niveles extraordinarios que puedan presentarse por encima del caudal de diseño.

Es necesario prever un libre bordo por encima del nivel de la superficie del agua calculada, con el fin de considerar su variación por efecto de oleaje, estimación defectuosa de rugosidad, arrastre de aire, fallas en la operación, ondas de traslación generadas por maniobras bruscas de rechazo o demanda del gasto en canales de fuerza, por cierre o apertura de compuertas intermedias, o por maniobras defectuosas que puedan provocar el desbordamiento.⁹

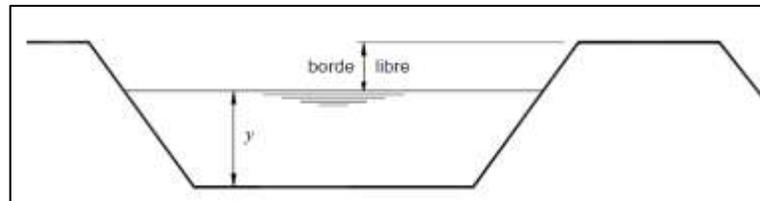


Figura 2.10. Bordo libre

Fuente: Rocha, F. A. 2007. Hidráulica de tuberías y canales. Lima, Perú

Cuando se calcula la sección transversal de un canal hay que suponer un valor para la rugosidad, pero, en el momento de la construcción y por causas que se escapan al ingeniero diseñador puede ser que la superficie tenga una mayor rugosidad. En consecuencia, se requerirá de un tirante mayor para que escurra el mismo caudal.

También puede ocurrir que con el paso de los años el revestimiento del canal se deteriore y tienda a hacerse más rugoso. Si este fenómeno fuera más intenso que el previsto, la diferencia es tomada por el bordo libre.

Una mala operación puede dar lugar a que ingrese al canal un caudal mayor que el de diseño.

Puede ocurrir una obstrucción parcial a lo largo de la conducción. Por ejemplo, caída de un tronco. El bordo libre sirve para absorber los incrementos del tirante que se produzcan como consecuencia de lo anterior.

⁹ Sotelo, G. (2002). Hidráulica de canales (p.734), México

Por una razón u otra puede presentarse una onda en el canal. El bordo libre deber absorber la altura de ola correspondiente.

El bordo libre es, pues, una seguridad que toma el ingeniero diseñador contra fenómenos que tienen una cierta probabilidad de ocurrencia.

Entonces, la magnitud del borde libre depende esencialmente del grado de seguridad que se debe dar al canal como consecuencia de su importancia y de una estimación de la posibilidad que ocurra algún fenómeno extraordinario.

En consecuencia, en la determinación de la magnitud del bordo libre juega un gran papel la naturaleza del terreno en que está construido el canal. Si el canal rebalsa y está en zona arenosa, las consecuencias pueden ser mucho más graves que en otro tipo de suelo. Para dimensionar el bordo libre (entendido como una altura vertical adicional al tirante) debemos tener en cuenta la forma de la sección transversal y esencialmente la curva gasto-tirante.

Ven Te Chow señala que el bordo libre varía entre menos del 5% y más del 30% del tirante.

El Bureau of Reclamation señala que el bordo libre varía entre 1 ft (0,30 m) para canales pequeños y poco profundos, hasta 4 ft (1,20 m) para canales grandes. (Rocha, 2017)

2.4.6 Rugosidad

La rugosidad de un canal depende del cauce y el talud asignado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y por supuesto el trazado del canal, radio hidráulico y posibles obstrucciones en el canal, pero para simplificaciones de diseño, cuando se diseñan canales en suelo natural, se supone que el canal se encuentra recientemente abierto (en consecuencia, limpio) y con un trazado uniforme.

Por otro lado, para canales proyectados con revestimiento, la rugosidad es función del material usado, que puede ser en hormigón, PVC, PRFV, metal, entre otros.

La mayor dificultad está en la determinación del coeficiente de rugosidad n , ya que no existe un método exacto para la selección del valor de n . Con el nivel de conocimiento actual, seleccionar un valor de n significa estimar la resistencia al flujo en un canal

determinado, lo cual realmente es un asunto de intangibles. Para ingenieros veteranos, esto significa utilizar profundos criterios de ingeniería y experiencia; para principiantes, no pasa de ser un proceso de adivinanza, y diferentes individuos obtendrán diferentes resultados.¹⁰

La Tabla 2.3 y la Tabla 2.4 presentan una lista de valores de n para canales de diferentes clases. Para cada tipo de canal se muestran los valores mínimos, normal y máximo de n . Los valores normales para canales artificiales dados en la tabla se recomiendan sólo para canales con un buen mantenimiento.

Tabla 2.3. Coeficiente de rugosidad n para terreno natural

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Chow, V. T. (1994). Hidráulica de canales abiertos, Bogotá: Ed. McGraw Hill.

¹⁰ Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos* (p.99), Bogotá: Ed. McGraw Hill.

Tabla 2.4. Coeficientes de rugosidad n para canales revestidos

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
2. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.500

Fuente: Chow, V. T. (1994). Hidráulica de canales abiertos, Bogotá: Ed. McGraw Hill.

2.5 MODELO BIDIMENSIONAL IBER

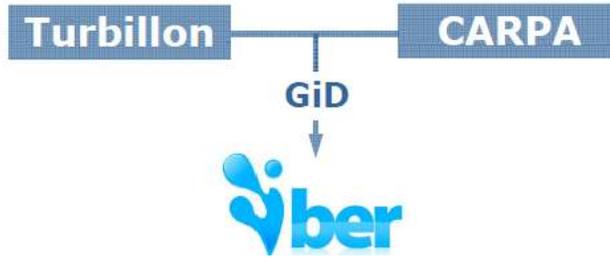
2.5.1 Características

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

El modelo IBER consta actualmente de tres módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, el cual constituye la base de IBER, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad o ecuaciones de Saint Venant. El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas someras con diferente grado de complejidad. El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, calculando a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo.¹¹

Incorpora como esquema numérico el método de alta resolución de volúmenes finitos. Este modelo consiste en la integración de los modelos CARPA (de la Universidad Politécnica de Catalunya) y TURBILLON (de la Universidad de Coruña). Dentro de su rango de aplicación se encuentran la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transportes de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

¹¹ Bladé, E., Cea, L., Corestein., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos". Revista internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol.30(1) pp.1-10



En el esquema de los volúmenes finitos en dos dimensiones, el dominio físico se descompone en polígonos (elementos triangulares o cuadriláteros), que se denominan volúmenes de control o finitos. Cada volumen tiene una superficie formada por los lados del polígono y este viene definido por sus vértices. La distribución de los vértices puede ser irregular y formar una malla no estructurada, o regular y formar una malla estructurada.

Para un análisis en dos dimensiones los volúmenes finitos no forman un volumen sino un área y sus superficies son curvas cerradas. El uso de volúmenes finitos permite considerar soluciones discontinuas de manera inmediata y además la discretización espacial se adapta mejor a dominios con formas arbitrarias. (FLUMEN, 2009).



Figura 2.11. Módulos de cálculo

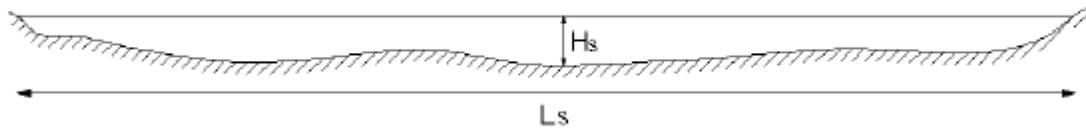
Fuente: Manual de usuario IBER

2.5.2 Módulo hidrodinámico

2.5.2.1 Introducción

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de Saint Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios.

- Distribución de presión hidrostática.
- Velocidad uniforme en profundidad.



Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo. En la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son los más utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y el cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes.

2.5.2.2 Ecuaciones hidrodinámicas

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

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

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

En donde h es el calado, U_x , U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la lámina libre, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de rotación de la tierra, λ es la altitud del punto considerado, τ_{ex} , τ_{ey} , τ_{ez} son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

Se incluyen los siguientes términos fuente en las ecuaciones hidrodinámicas:

- Presión hidrostática
- Pendiente del fondo
- Tensiones tangenciales viscosas y turbulentas
- Rozamiento del fondo
- Rozamiento superficial por viento
- Precipitación
- Infiltración

Se modelan asimismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras.

2.5.2.3 Fricción de fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el fluido que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que, en general, en ingeniería hidráulica la rugosidad del fondo es elevada, como ocurre en ríos y estuarios.

La fricción del fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo. Por un lado, produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media, y, por otro lado, produce turbulencia. Ambos efectos se pueden caracterizar por la velocidad de fricción u_f que no

es más que una forma de expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad:

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$$

Donde τ_b es el módulo de la fuerza de fricción de fondo, y ρ es la densidad del agua.

En los modelos promediados en profundidad no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por lo tanto, es necesario relacionar la velocidad de fricción u_f con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. La tensión de fondo se puede expresar como:

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2$$

En donde C_f es el coeficiente de fricción de fondo. Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción C_f . La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad.

A diferencia de los modelos 1D, en los modelos 2D el radio hidráulico deja de definirse como área de la sección mojada entre perímetro mojado, ya que en 2D no tiene sentido el definir una sección transversal. Tomando una columna de fluido de anchura Δx y calado h , el radio hidráulico se calcula como:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h \Delta x}{\Delta x} = h$$

Por lo tanto, en los modelos 2D es lo mismo hablar de radio hidráulico y de calado.

La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning, la cual utiliza el coeficiente de Manning n como parámetro. La fórmula de Manning utiliza el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}}$$

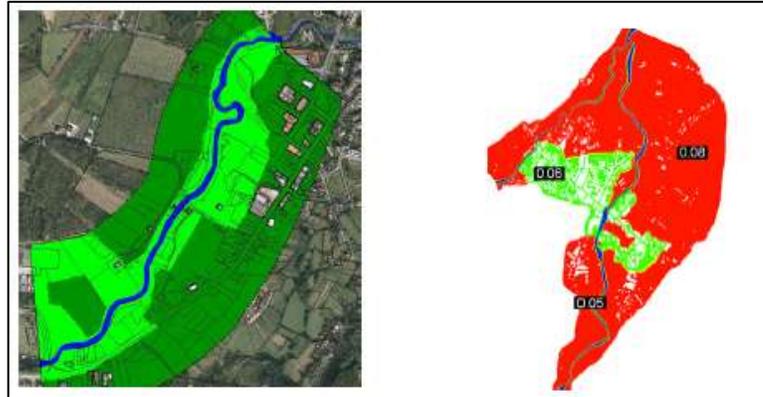


Figura 2.12. Ejemplo de fricción de fondo

2.5.2.4 Rozamiento superficial por viento

La fuerza de rozamiento realizada por el viento sobre la superficie libre se puede calcular a partir de la velocidad del viento a 10 metros de altura y un coeficiente de arrastre, utilizando la ecuación de Van Dorn (1953):

$$\tau_s = \rho C_{vd} V_{10}^2$$

Donde ρ es la densidad del agua, V_{10} la velocidad del viento a 10 metros de altura y C_{vd} es el coeficiente de arrastre superficial. Por defecto se toma un coeficiente de arrastre de $C_{vd} = 2.5 \times 10^{-6}$.

2.5.2.5 Tensiones efectivas

Las tensiones efectivas horizontales que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y los términos de dispersión debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad.

En general, excepto cerca de las paredes, y excepto en flujo laminar, el orden de magnitud de las tensiones viscosas es mucho menor que el resto de los términos que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas.

Las tensiones turbulentas son varios órdenes de magnitud mayores que las tensiones viscosas, especialmente en zonas de recirculación, en donde la producción de turbulencia es elevada. En el caso de las ecuaciones someras bidimensionales las tensiones turbulentas constituyen 3 nuevas incógnitas a calcular, que sumadas al calado y a las velocidades U_x y U_y producen en total de 6 incógnitas.

Esto es lo que se conoce como problema de cierre de la turbulencia, porque es necesario resolver un conjunto de 3 ecuaciones con 6 incógnitas. Debido a ello, es necesario utilizar un modelo de turbulencia que permita calcular dichas tensiones turbulentas. La mayoría de los modelos de turbulencia calculan los términos de difusión turbulenta a partir de la siguiente expresión:

$$-\frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu_t \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right)$$

Donde ν_t es la viscosidad turbulenta, que se calcula mediante el modelo de turbulencia. El problema radica en que no existe un modelo de turbulencia universal, que permita calcular de forma precisa las tensiones turbulentas, por lo que a lo largo del tiempo se han ido desarrollando diferentes modelos de mayor o menor complejidad. La formulación de Boussineq es utilizada por todos los modelos de turbulencia incluidos en IBER.

2.5.3 Esquemas numéricos

Tanto las ecuaciones hidrodinámicas (ecuaciones de aguas someras bidimensionales), como las correspondientes a los modelos de turbulencia y de transporte de sedimentos, se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finitos. El método de volúmenes finitos es uno de los más extendidos y comúnmente utilizados en dinámica de fluidos computacional. En esta sección se describen brevemente los esquemas numéricos utilizados en IBER.

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 de 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).

2.5.4 Volúmenes finitos en IBER

Es una técnica de discretización (extraer elementos de una cantidad infinita), esta técnica permite resolver ecuaciones diferenciales (parabólicas, hiperbólicas o elípticas) aplicables a problemas hidrodinámicos. Además, permitiendo el cálculo en mallas no estructuradas y estructuradas.

Para solucionar las ecuaciones de Saint Venant, IBER utiliza este método de volúmenes finitos. A continuación, se explica este método según lo expuesto por los desarrolladores de IBER (Universidad de la Coruña, Universidad Politécnica de Cataluña y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería).

Se utiliza como ejemplo la ecuación de la conservación de la masa. Dicha ecuación en un caso 1D se escribe como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5.5a)$$

Donde:

h = calado

Q = caudal

Esta ecuación discretizada en un elemento de longitud Δx se escribe de la siguiente manera:

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} [Q_R - Q_L] \quad (5.5b)$$

La ecuación anterior expresa un balance entre el caudal que ingresa y sale de un elemento y la variación de la altura del agua en dicho elemento.

En la Figura 2.13, se señala lo expresado en la ecuación 5.5b.

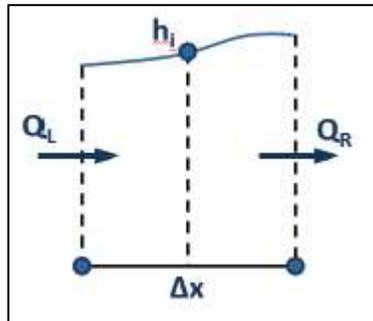


Figura 2.13. Elemento de longitud Δx

Fuente: CIMNE-UdC-UPC

Donde:

Q_L : caudal que ingresa

Q_R : caudal que sale

H_i : calado medio en el elemento

Δt : intervalo de tiempo durante el cual se realiza el balance de masa

Δx : tamaño de elemento en el cual se realiza el balancee de masa

Si el caudal que ingresa en el elemento es mayor al caudal que sale ($Q_L > Q_R$) el calado aumentará $h_{n+1} > h_n$

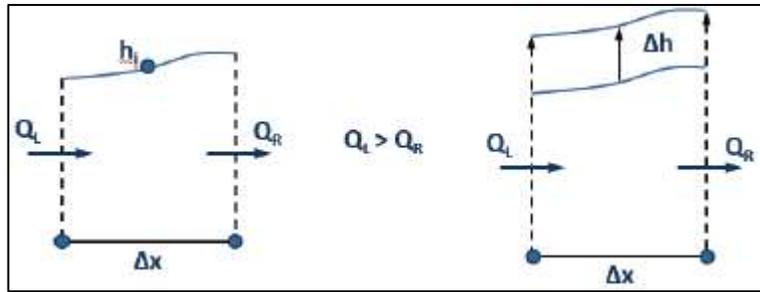


Figura 2.14. Elemento de longitud Δx donde $Q_L > Q_R$

Fuente: CIMNE-UdC-UPC

En el caso que el caudal que entra en el elemento es inferior al caudal que sale del elemento ($Q_L < Q_R$) el calado disminuirá $h_{n+1} < h_n$.

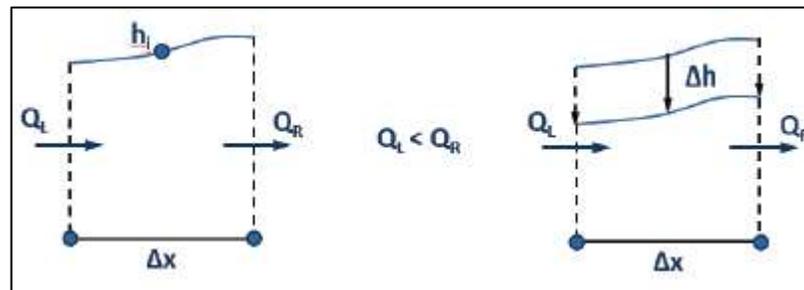


Figura 2.15. Elemento de longitud Δx

Fuente: CIMNE-UdC-UPC

El análisis anterior se ha realizado para la ecuación de conservación de la masa de agua, pero también se puede considerar otros tipos de fluidos.

2.5.5 Condición de Courant-Friedrichs Levy (CFL)

Para proceder con la discretización temporal de las ecuaciones de flujo, el programa utiliza siempre un esquema explícito.

Los esquemas explícitos tienen una limitación principal que es el paso del tiempo de integración temporal está restringida por razones de estabilidad numérica. A esta limitante se la conoce como CFL, que son las iniciales de los apellidos de los matemáticos que la desarrollaron: Courant, Friedrichs y Levy (Flumen, 2003).

Esta condición indica que el máximo valor del transcurso de tiempo que es utilizado para la integración temporal de las ecuaciones de flujo está restringido por la siguiente ecuación:

$$\Delta t_{\text{CFL}} = \text{CFL} \frac{\Delta x}{U + \sqrt{gh}} \quad \text{condición CFL} \leq 1 \quad (5.6)$$

Donde:

Δx = tamaño de la malla de cálculo

U= velocidad del agua

g= aceleración de la gravedad

h= calado

CFL= parámetro que debe ser igual o inferior a 1

La ecuación 5.6, señala que el paso de tiempo de integración temporal Δt será:

- Menor cuanto mayor sea la velocidad U
- Menor cuanto mayor sea el calado h
- Menor cuanto menor sea el tamaño de malla Δx

Cuando el parámetro CFL sea mayor podrían aparecer problemas de convergencia en el transcurso de la resolución de las ecuaciones, pero menor será el tiempo de ejecución del cálculo.

2.5.6 MALLA DE CÁLCULO

Para resolver una ecuación diferencial por el método de volúmenes finitos es necesario realizar previamente una discretización espacial del dominio a estudiar. Para ello se divide el dominio de estudio en celdas de tamaño relativamente pequeño (malla de cálculo). IBER trabaja con mallas no estructuradas formadas por elementos que pueden tener 3 o 4 lados. Se pueden combinar elementos irregulares de 3 y 4 lados dentro de una 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. Esta característica las hace especialmente indicadas para su utilización en hidráulica fluvial.

IBER, incluye métodos de generación de mallas, los cuales se listan a continuación:

- Mallas estructuradas.
- Mallas triangulares irregulares generadas con error cordal.
- RTIN (Rectangular Triangulated Irregular Network) o malla de triángulos rectángulos equiláteros.
- Malla regular con todos los puntos de un Modelo Digital del Terreno (MDT).
- Mallas importadas generadas en formato .2dm.

En la Figura 2.16, se puede ver la representación de un terreno con una malla formada de elementos de 3 y 4 lados.

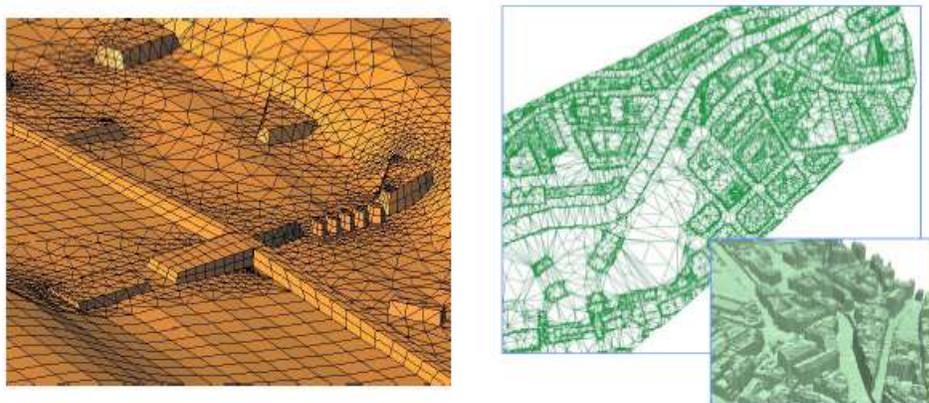


Figura 2.16. Ejemplo de mallas no estructuradas

Fuente: Manual de usuario IBER

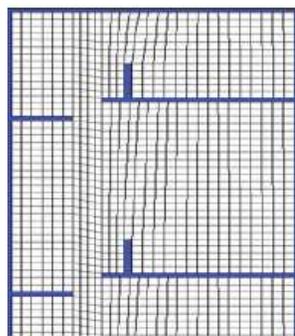


Figura 2.17. Ejemplo de malla estructurada

Fuente: Elaboración propia

Algunas de las ventajas de las mallas no estructuradas frente a mallas estructuradas son que, se adaptan mejor a geometrías irregulares de terreno y son más sencillas de crear. A pesar de lo anterior, las mallas estructuradas también tienen ventajas sobre las no estructuradas, una de las que podemos mencionar es en la programación de los algoritmos (cálculo) para la discretización de las ecuaciones que se resuelven de manera más sencilla y eficiente.

IBER, trabaja bajo la resolución integrada de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones en el plano horizontal (x, y), las mismas que son en base a las leyes físicas de la cantidad de movimiento y la conservación de la masa, además de la primera ley “La energía no se crea ni se destruye, solo se transforma” y la segunda ley de la termodinámica.

También, esto ayuda a visualizar el comportamiento bidimensional de flujo, donde es posible apreciar la velocidad, calado y demás características del flujo.

Se recomienda la utilización de estas mallas cuando el cauce es claramente definido, como en el caso de canales de conducción. Para topografía irregular, se recomienda la malla no estructurada, puesto que se adapta de mejor manera a geometrías irregulares.

En el gráfico siguiente se puede ver una representación de un elemento triangular, en el cual se representa el centro geométrico con un punto de color negro.

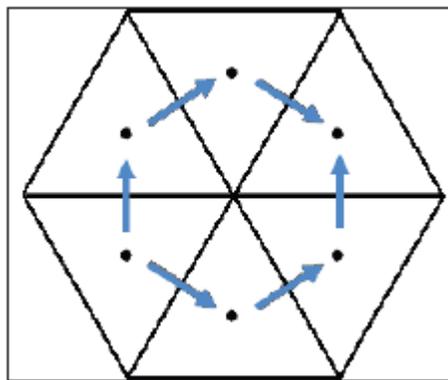


Figura 2.18. Representación de un elemento

Fuente: CIMNE-UdC-UPC

La conservación de la masa en toda la malla de cálculo se debe cumplir y garantizar que el caudal que sale por uno de los lados de un elemento es el mismo que ingresa a otro elemento contiguo.

En el caso del balance de masa, el cual se calcula el caudal que fluye entre los elementos de la malla para poder evaluar el balance que se realiza para cada instante en la modelación.

2.5.6.1 Ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales

Las ecuaciones de Saint-Venant en 2D son un conjunto de ecuaciones diferenciales, que modelan los cambios de caudal y nivel de un líquido a lo largo del espacio bidimensional y el tiempo de manera no permanente como en un canal a superficie libre o abierto.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y} \right)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right)$$

Figura 2.19. Ecuaciones de aguas someras en 2D

Fuente: Manual de usuario IBER

Este conjunto de ecuaciones recibe su nombre en honor al matemático e ingeniero francés del siglo XIX Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant.

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales o ecuaciones del flujo bidimensional en lámina libre son obtenidas, como se dijo anteriormente, en base a las leyes físicas de conservación de la materia y la cantidad de movimiento, junto con la primera y segunda leyes de la termodinámica. De ellas, para un fluido newtoniano; esto quiere decir, que en el fluido las propiedades no cambian con la dirección, se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes, que particularizadas para describir las variables promediadas en un pequeño incremento de tiempo se concretan en las ecuaciones de Reynolds (Bladé, 2005)

Se debe considerar una simplificación en las ecuaciones de Reynolds a dos dimensiones, a través de un promedio vertical que se realiza en las ecuaciones tridimensionales; esto se logra por la poca variación de las variables en una vertical puntual.

Se debe considerar algunas hipótesis para llevar a cabo la simplificación a 2D:

- El calado del agua sea pequeño en comparación de las otras dimensiones.
- Se debe considerar la distribución hidrostática de presiones en la vertical.
- La pendiente de solera deber ser pequeña.

A continuación, se detallan las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales (Blade, 2006)

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0 \quad (5.2a)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu_1) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1^2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_1u_2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_1}(h+z_0) - \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho} + fu_2 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_1}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_1x_2}) \quad (5.2b)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu_2) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1u_2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_2^2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_2}(h+z_0) - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho} + fu_1 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_2}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_2x_2}) \quad (5.2c)$$

Donde:

- $\partial u_1/\partial t$; $\partial u_2/\partial t$ = Aceleración local, estos términos constituyen la variación de la velocidad respecto al tiempo en un sitio puntual.
- $u_1 \partial u_1/\partial x_1$, $u_1 \partial u_2/\partial x_1$, $u_2 \partial u_1/\partial x_2$ y $u_2 \partial u_2/\partial x_2$ = aceleración convectiva, estos términos representan el efecto del transporte con el flujo del gradiente de la velocidad.
- $\partial/\partial x_i (h+z_0)$ = Pendiente de la superficie libre, estos factores multiplicados por la gravedad g representa la acción de la fuerzas gravitacionales.
- u_1 ; u_2 = componentes de la velocidad (media en el sentido de Reynolds) integrada en la profundidad según x_1 y x_2 .
- τ_0 ; τ_s = tensores de tensiones (de segundo orden) contra el fondo y la superficie libre respectivamente.

- f = coeficiente de Coriolis para tener en cuenta la rotación de la tierra.
- z = también se puede identificar como x_3 , es el eje de coordenadas vertical.
- h = profundidad de la lámina de agua.

Se puede realizar una simplificación a las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales. Esto se puede lograr descartando:

- Fuerza de Coriolis, en el caso de ríos no es representativa
- Tensiones efectivas
- Tensiones producto del viento en superficie libre

Por lo cual, las ecuaciones pueden escribirse como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (5.2d)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (5.2e)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hv) + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (5.2f)$$

Se utilizó (x) , (y) para designar las direcciones x_1 y x_2 , como también u y v para u_1 y u_2 .

La Ec. 5.2b, señala si los caudales varían de un punto a otro, además debería cambiar los calados en cada punto fijo en función al tiempo.

Las ecuaciones 5.2e y 5.2f, señalan en función de las fuerzas actuantes (inercia, gravedad, rozamiento y presión) como varían los caudales.

2.5.6.2 Calado en el plano “xy” y calado

Las velocidades en modelos bidimensionales están formadas por dos componentes horizontales. En este modelo se trabaja con las variables definidas. Las componentes de la velocidad (x, y) y el calado. A continuación, se definen estas variables:

$$U_x = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} \bar{u}_x \, dz \quad (5.3a)$$

$$U_y = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} \bar{u}_y \, dz \quad (5.3b)$$

$$h = Z_s - Z_b \quad (5.3c)$$

Donde:

h=calado en cada punto de estudio.

U_x; U_y=componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad.

Z_b=elevación de fondo

Z_s=elevación de la superficie libre

La velocidad promediada para cada uno de los elementos constitutivos de la malla de cálculo y centros geométricos es (U_x, U_y). Como también, h es el calado para cada centro geométrico.

Las velocidades (U_x, U_y) son las componentes de la velocidad promediadas en el plano horizontal (x, y), además se debe indicar que el programa no entrega información sobre distribución vertical de velocidades, ni tampoco de la velocidad en la componente vertical (z).

Las variables antes mencionadas son gobernadas por las ecuaciones de Saint Venant 2D o también llamadas ecuaciones de aguas someras en profundidad.

2.5.7 Pre-proceso

Para poder realizar un cálculo con IBER, se debe realizar los siguientes pasos:

- Crear o importar una geometría
- Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, etc.)
- Asignar condiciones de contorno e iniciales
- Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales)

- Construir una malla de cálculo
- Realizar el cálculo

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros de entrada se pueden asignar tanto sobre la geometría como sobre la malla. Las condiciones asignadas sobre la geometría se traspasan a la malla al crearla, las condiciones asignadas sobre la malla se pierden al remallar. Para generar una malla se debe tener una geometría formada por superficies.

2.5.8 Post-proceso

Una vez finalizado el cálculo, o durante el mismo, se puede acceder al post-proceso para visualizar y analizar los resultados. El cambio entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se realiza mediante los botones correspondientes de la barra de herramientas.

IBER dispone de multitud de opciones para visualizar y analizar los resultados, personalizar los colores, las leyendas, mostrar etiquetas de valores, etc. Los tipos de visualización y extracción de resultados suelen ser las “vistas in-situ” en el modelo, los gráficos y las animaciones.

2.5.9 Limitaciones IBER

La calidad del tipo de malla que se genera (fina o gruesa), es un parámetro que demanda muchos recursos computacionales y de este, dependerá el tiempo de duración del análisis.

Otra limitación que se puede mencionar es la información para generar la malla de proceso, porque de ella dependerán los resultados.

2.5.10 Ventajas de IBER

Al ser un modelo bidimensional que simula de una manera más precisa el flujo en lámina libre, posee algunas ventajas que son importantes de mencionar y que lo diferencia de un modelo unidimensional, entre las que se pueden mencionar se encuentran:

- Posee un esquema de trabajo de alta resolución.
- Presenta una mayor precisión en cambios de régimen.
- Se trabaja con mallas irregulares, que se adaptan mejor a los contornos del terreno a estudiar.

- Permite apreciar con más precisión el riesgo asociado a una inundación de una manera más fiable que en un modelo unidimensional.
- Independencia en la calidad de la visualización y presentación de resultados.
- Se puede conocer las velocidades en las dos componentes horizontales.
- Capacidad de conocer calado y velocidad en cualquier punto del terreno en las coordenadas horizontales.
- Permite agregar zonas de almacenamiento de agua y su posterior circulación del volumen acumulado.
- Interfaz agradable y amigable, permitiendo un fácil manejo.

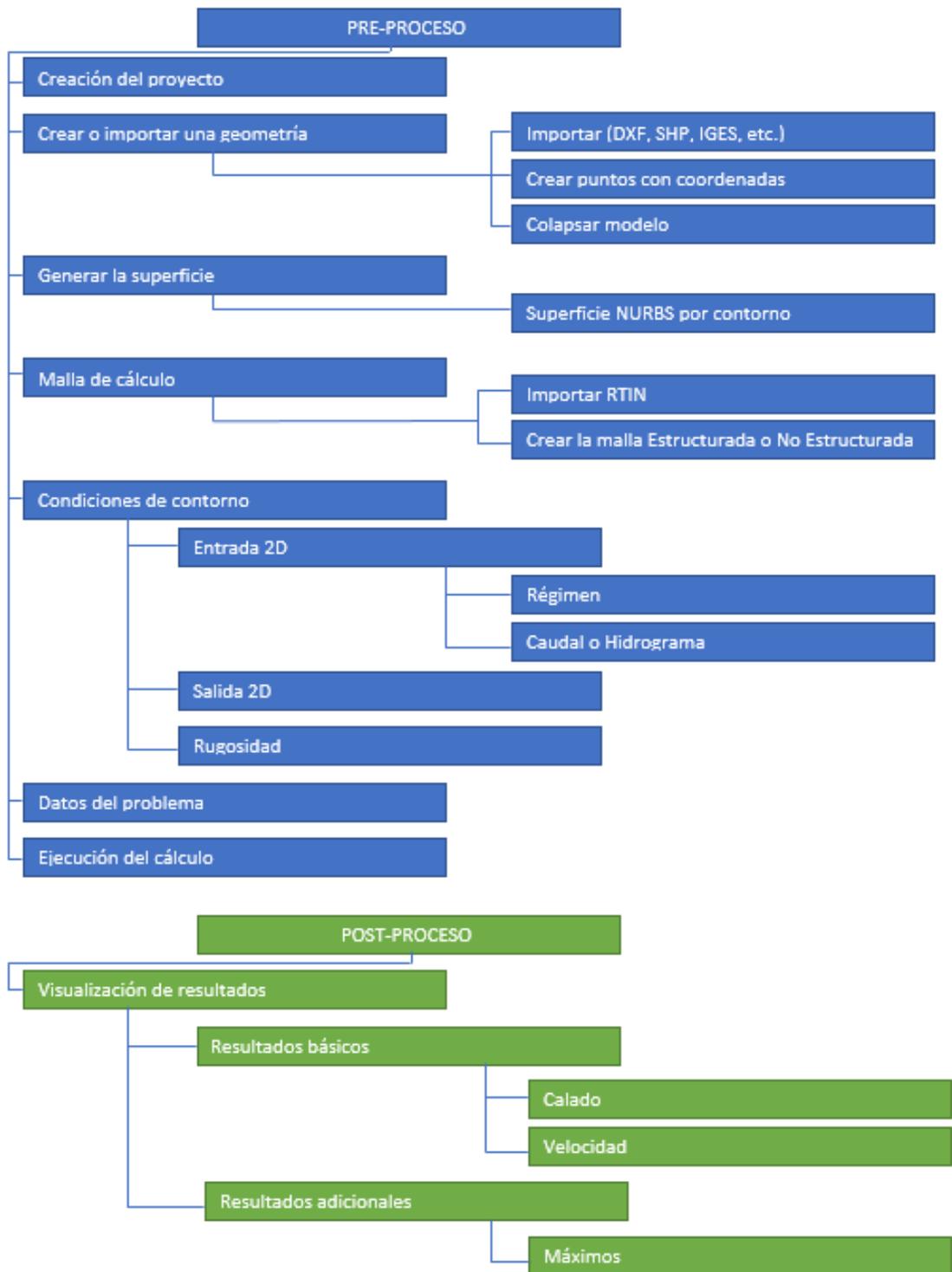


Figura 2.20. Metodología de cálculo con IBER

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

MÉTODO TRADICIONAL

3.1 LAMINACIÓN

Uno de los fines del embalse es asegurar el laminado de las crecidas, a fin de amortiguar los caudales de crecida.

En esta segunda parte se estudia el laminado de la crecida del proyecto, lo que permita fijar la cota de la cresta de la presa tomando en cuenta las dimensiones del vertedero.

El tránsito de crecientes en un embalse es un procedimiento que permite determinar el hidrograma de salida de un embalse, dados el hidrograma de entrada, las características del almacenamiento y de las salidas de agua.

La laminación de una creciente consiste en la disminución del caudal máximo de su hidrograma por medios naturales y artificiales. Por ejemplo, el desplazamiento de una onda de crecida va acompañado de una pérdida natural de energía debida principalmente a la fricción que se produce por la resistencia al flujo que ponen el fondo y las márgenes del río, produciendo una reducción del pico del hidrograma.

Por otra parte, si la onda de crecida encuentra en su camino un embalse con un sistema de evacuación cualquiera, parte del volumen de crecida servirá para llevar el embalse hasta la cota de vertido. A partir de este nivel, la evacuación del agua se hará siguiendo las curvas características del aliviadero y demás salidas del embalse, presentando el hidrograma de salida un pico más pequeño que en el hidrograma de entrada. Para realizar el tránsito de una creciente en un embalse, se debe contar con la siguiente información:

Curva de volumen del embalse en función del nivel del agua $S = f(\text{elevación})$.
Hidrograma de entrada $I = f(t)$. Ecuación de calibración para la estructura de evacuación de aguas de exceso $Q = f(h)$

Existen varios procedimientos para realizar el tránsito de crecientes en un embalse, el que se presenta en este proyecto es:

Método del embalse a nivel y/o piscina nivelada en que el almacenamiento es una función

no lineal del caudal. Método de Runge Kutta en que este procedimiento numérico se usa para resolver la ecuación de continuidad. El método de Muskingum se usa para el tránsito de crecientes en ríos y asume que el almacenamiento es una función lineal del hidrograma de entrada y salida.

El hidrograma de entrada se puede obtener por registros de aforos directos o por evaluaciones de tipo hidrológico. Para resolver la ecuación se requiere de una segunda ecuación que está representada por las características del almacenamiento. El tiempo es tomado en intervalos de duración Δt , indexados con j , de forma que: $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1)\Delta t$. La ecuación de continuidad se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se observa en la Figura 3.8.

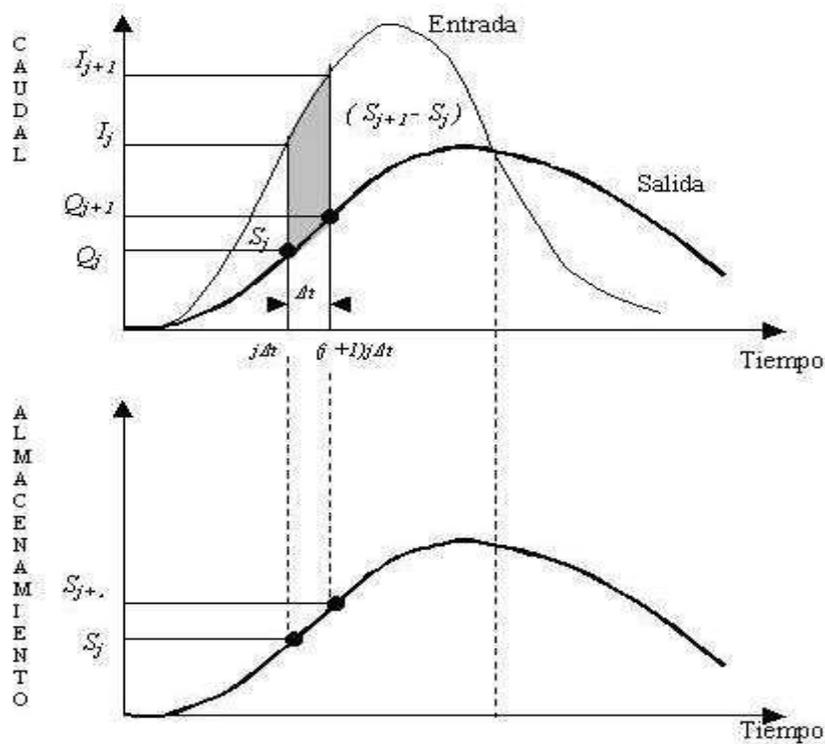


Figura 3.1. Obtención del Hidrograma de entrada

Fuente: Chow, V.T.,1988

Para el intervalo de tiempo, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{I_j}^{I_{j+1}} I(dt) - \int_{Q_j}^{Q_{j+1}} Q(dt)$$

Los valores del caudal de entrada al inicio y al fin del intervalo j^{th} son I_j e I_{j+1} , respectivamente y los correspondientes valores del hidrograma de salida son Q_j y Q_{j+1} . Si la variación de la entrada I y la salida Q sobre el intervalo de tiempo es aproximadamente lineal, el cambio de almacenamiento en el intervalo $S_{j+1} - S_j$, se obtiene al reescribir la ecuación así:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

Los valores de I_j e I_{j+1} son conocidos para todo intervalo de tiempo. Los valores de Q_j y S_j se conocen inicialmente y luego se obtienen del resultado de los cálculos para el intervalo de tiempo j^{th} anterior. Por lo tanto, las dos incógnitas son Q_{j+1} y S_{j+1} que se pueden obtener de la ecuación, multiplicando y reordenando se llega a:

$$(2S_{t+1}/\Delta t) + Q_2^{t+1} = I_1^t + I_1^{t+1} + (2S_t/\Delta t) - Q_2^t$$

El Segundo miembro es siempre conocido en el intervalo $t + 1$, por lo que para poder resolver el primer miembro es necesario definir en forma gráfica, analítica o numérica a partir de la relación conocida $Q_2 = f(S)$ una función del tipo;

$$Q_2 = f(Q_2 + (2S/\Delta t))$$

Para definir en forma gráfica o numérica se parte de la relación altura-volumen del embalse $S = f(h)$ y de la curva de descarga del vertedero $Q_2 = f(h)$ y se las combina, es decir:

h	Q_2	S	$2S/\Delta t$	$2S/\Delta t + Q_2$
---	-------	---	---------------	---------------------

La relación entre el nivel y el almacenamiento se puede ajustar a una función del tipo o de lo contrario se interpola de los datos tabulados.

La ecuación para un vertedero libre es:

$$Q_2 = C * L * H^{3/2}$$

Donde C es el coeficiente de descarga, L la longitud del vertedero y H la energía que puede ser sustituida por h si la velocidad es pequeña; reemplazando, se obtiene:

$$Q_2 = C * L * a^{3/2} * S^{3b/2}$$

Una vez obtenido S_{t+1} para un intervalo de tiempo se calcula Q_2^{t+1}

3.1.1 Parámetros de diseño

3.1.1.1 Tipo de vertedero

La obra de excedencia está localizada en la margen derecha, el vertedero es de cresta libre, con un cimacio cuyo perfil es de tipo Creager cuya cota es de 3085.25 m.s.n.m., localizada en el eje del cierre en la margen derecha y que converge en un canal de descarga de $H^{\circ}C^{\circ}$.

3.1.1.2 Vertedero Creager

El vertedero Creager es el más recomendado en cortinas de concreto, donde la longitud del vertedor puede quedar alojado en el cuerpo de la estructura. Este tipo también es recomendado en cortinas de tierra donde el vertedor puede situarse en uno de los extremos de la boquilla que es el caso de la presa Miraflores.

Los cimacios tipo Creager se recomiendan su uso, respecto a vertedores de pared gruesa, ya que eliminan la turbulencia por carecer de aristas.



Figura 3.2. Construcción del vertedero Creager

Fuente: Elaboración propia, 2017



Figura 3.3. Vertedero de la presa Miraflores

Fuente: Elaboración propia, 2019

3.1.1.3 Coeficiente de descarga

Se tienen los coeficientes de descarga para un vertedero Creager de $C=2.1$ y para un vertedero de cresta ancha de $C=1.45$, la presa Miraflores fue diseñada con un vertedero tipo Creager así que se adoptó un $C=2.1$.

3.1.1.4 Periodo de retorno

La operación de laminación que presenta el embalse ante una crecida corresponde a un periodo de retorno de $T=1000$ años para un evento extraordinario con el que se diseña el vertedero de excedencias correspondiente a su capacidad máxima de desfogue.

3.1.2 Hidrograma unitario adimensional del SCS

El hidrograma de entrada se puede obtener por registros de aforos directos o por evaluaciones de tipo hidrológico.

Se tuvo que estimar el caudal máximo para la obtención del hidrograma de entrada por el método del hidrograma unitario adimensional del SCS

Up = Caudal pico

$$TR = 0.6 * Tc$$

A = Área de la cuenca

$$D = 0.133 * Tc$$

Tc = Tempo de concentración

$$Tp = TR + D/2$$

$$Up = 484 * A / Tp$$

D = Tiempo de duración de lluvia efectiva

h = Altura de lluvia unitaria

Tp = Tiempo al pico

Tb = Tiempo base

TR = Tiempo de retardo

Parámetros geomorfológicos de la cuenca			
PRESA MIRAFLORES			
Area de drenaje	A =	3.616	mi ²
		9.37	km ²
Longitud Cauce principal		12927	ft
		3.940	km
	Tc =	30	(minutos)
	Tc =	0.50	(horas)
	Intervalo de tiempo	$\Delta T = 0.1 * Tc$	
	$\Delta T =$	3.00	(minutos)
	$\Delta T =$	0.05	(horas)

Calculo del Hidrograma unitario del SCS

TR =	0.300	horas
Tc =	0.500	horas
D =	0.067	horas
Tp =	0.333	horas
Up =	5252	ft ³ /s/Pulg
Up =	5.855	m ³ /seg/mm

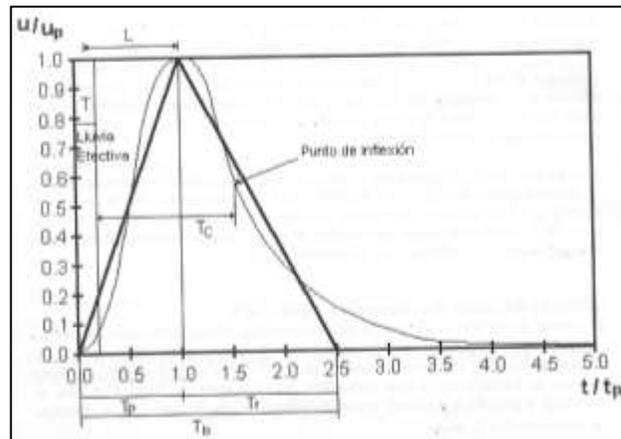


Figura 3.4. Hidrograma Unitario Adimensional del SCS

Hidrogram Unitario Adimensional del SCS		Obtención de las abscisas del Hidrograma del SCS		
Relación de tiempos (t/tp)	Relación de caudales (U/Up)	Tiempo (horas) (t/tp)*tp	U (ft ³ /s/Pulg) (U/Up)*Up	U (m ³ /s/mm)
0	0	0	0.0	0
0.1	0.03	0.033	157.5	0.176
0.2	0.1	0.067	525.2	0.585
0.3	0.19	0.100	997.8	1.112
0.4	0.31	0.133	1628.0	1.815
0.5	0.47	0.167	2468.2	2.752
0.6	0.66	0.200	3466.0	3.864
0.7	0.82	0.233	4306.2	4.801
0.8	0.93	0.267	4883.9	5.445
0.9	0.99	0.300	5199.0	5.796
1	1	0.333	5251.5	5.855
1.1	0.99	0.367	5199.0	5.796
1.2	0.93	0.400	4883.9	5.445
1.3	0.86	0.433	4516.3	5.035
1.4	0.78	0.467	4096.2	4.567
1.5	0.68	0.500	3571.0	3.981
1.6	0.56	0.533	2940.9	3.279
1.7	0.46	0.567	2415.7	2.693
1.8	0.39	0.600	2048.1	2.283
1.9	0.33	0.633	1733.0	1.932
2	0.28	0.667	1470.4	1.639
2.2	0.207	0.733	1087.1	1.212
2.4	0.147	0.800	772.0	0.861
2.6	0.107	0.866	561.9	0.626
2.8	0.077	0.933	404.4	0.451
3	0.055	1.000	288.8	0.322
3.2	0.04	1.066	210.1	0.234
3.4	0.029	1.133	152.3	0.170
3.6	0.021	1.200	110.3	0.123
3.8	0.015	1.266	78.8	0.088
4	0.011	1.333	57.8	0.064
4.5	0.005	1.500	26.3	0.029
5	0	1.666	0.0	0

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.1 Tiempo de concentración

Considerado como el tiempo que una gota tarda en llegar desde el punto más lejano de la cuenca hidrográfica hasta el punto de aforo o desembocadura.

Para su cálculo, se hizo una ponderación de los resultados obtenidos de fórmulas por diferentes autores, como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Tiempo de concentración

Nombre	Área	Cota sup	Cota inf	Dif. Cotas	Long. RIO	Pend. Rio
Cuenca	(km ²)	(msnm)	(msnm)	(m)	(km)	(m/m)
MIRAFLORES	9.37	3671	3058	613	3.94	0.1556

Nombre de la cuenca	Promedio Tc	Vel. media	Métodos tomados en cuenta
	(Hr)	(min)	(m/s)
MIRAFLORES	0.50	30.0	1.82

Fuente: Elaboración propia

En conclusión, el tiempo de concentración es de Tc=0.50 hrs.

3.1.2.2 Tiempo pico

Se define a partir de la siguiente fórmula:

$$T_p = \frac{D}{2} + TL$$

Donde:

D = Duración de la lluvia (hrs)

TL = Tiempo de retardo (hrs)

Se tiene un tiempo al pico de Tp=0.333 hrs

3.1.2.3 Lluvias máximas

Para la obtención de los caudales máximos se tiene que hacer el estudio de las precipitaciones máximas diarias, para un periodo de registro como se muestra en la Tabla 3.2, se toma la precipitación máxima para ese año de registro.

Tabla 3.2. Precipitaciones máximas en 24 hrs. en mm

Años	Pmax	Años	Pmax	Años	Pmax	Años	Pmax
1975	29.3	1987	47.8	1999	74.3	2011	30
1976	45.2	1988	50	2000	150.2	2012	65
1977	52	1989	41.2	2001	34	2013	105.7
1978	66.2	1990	28	2002	53	2014	45
1979	71.1	1991	44.7	2003	103	2015	70.6
1980	23.5	1992	57.3	2004	28	2016	50.2
1981	73.5	1993	49	2005	25.5		
1982	22	1994	40	2006	60.4		
1983	27.1	1995	56	2007	65.1		
1984	63.2	1996	40.2	2008	28.5		
1985	50	1997	27.2	2009	22		
1986	41.5	1998	39.6	2010	59.5		

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

Tabla 3.3. Precipitaciones máximas probables para diferentes periodos de retorno

PERIODO DE RETORNO [años]	Pmax diaria [mm]
500	163.35
1000	176.47
10	88.36
20	101.98
25	106.30
30	109.81
50	119.61
100	132.82

3.1.2.4 Curvas P-D-F

Una vez determinadas las precipitaciones máximas probables por medio del programa Hidroesta2 para diferentes periodos de retorno se procedió a realizar la desagregación de la precipitación para el tiempo de duración de la tormenta, para este efecto se utilizaron los factores de desagregación de estudios realizados en la zona de proyecto.

Tabla 3.4. Precipitaciones según duración y periodo de retorno

		Pmax diaria	163.35	176.47	88.36	101.98	106.30	109.81	119.61	132.82		
Duracion		Valores de precipitación (mm) según duración y periodo de retorno								Coeficiente de desagregación AASANA		
		PERIODO DE RETORNO [años]										
(hr)	(min)	500	1000	10	20	25	30	50	100	Intervalo	Coef.	
0.08	5	33.54	36.24	18.14	20.94	21.83	22.55	24.56	27.27	5 min \ 30 min	0.40	
0.25	15	62.05	67.04	33.57	38.74	40.38	41.72	45.44	50.46	15 min \ 30 min	0.74	
0.50	30	83.86	90.59	45.36	52.35	54.57	56.37	61.40	68.18	30 min \ 1 hr	0.77	
1.00	60	108.90	117.65	58.91	67.99	70.87	73.21	79.74	88.55	1 hr \ 24 hr	0.59	
6.00	360	143.97	155.54	77.88	89.88	93.69	96.79	105.42	117.06	6 hr \ 24 hr	0.780	
24.00	1440	184.58	199.41	99.84	115.23	120.12	124.09	135.15	150.08	24 hr \ 1 día	1.130	

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

Con la desagregación de lluvias máximas horarias a partir de las precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno (T) se puede graficar las curvas Precipitación Duración y Frecuencia (PDF) las cuales ajustan a una ecuación que presente mayor correlación, en este caso la ecuación de mejor ajuste encontrado es del tipo exponencial, a partir de estas leyes se puede estimar las precipitaciones menores a las diarias, además de las precipitaciones máximas menores a 2 hrs.

Las curvas precipitación duración y frecuencia se muestran en la Figura 3.5

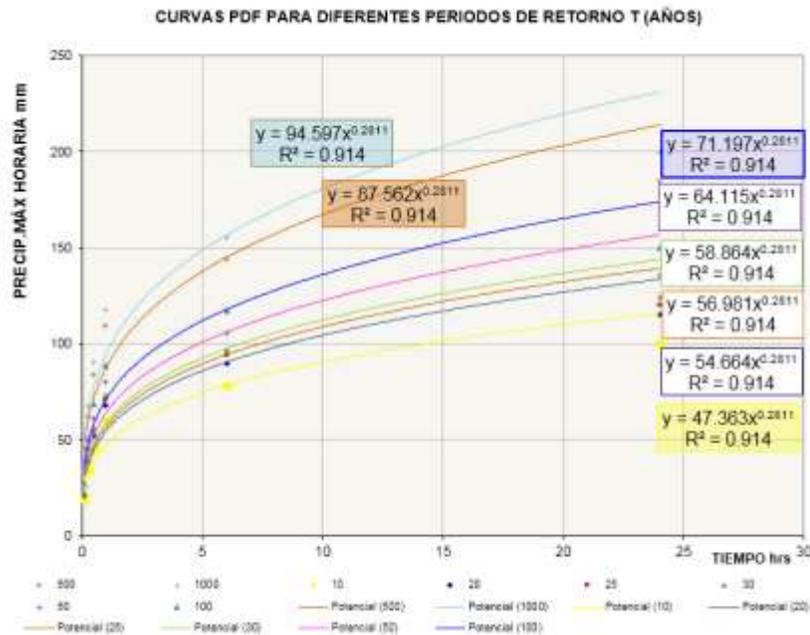


Figura 3.5. Curvas Precipitación-Duración-Frecuencia

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se genera una tormenta de proyecto:

Tabla 3.5. Tormenta de proyecto

Valores de precipitación (mm) según duración y periodo de retorno									
Duración	Duración	Periodo de retorno T [años]							
(h)	(min)	500	1000	10	20	25	30	50	100
0.05	3	37.72	40.75	20.40	23.55	24.55	25.36	27.62	30.67
0.10	6	45.84	49.52	24.79	28.62	29.83	30.81	33.56	37.27
0.15	9	51.37	55.50	27.79	32.07	33.43	34.53	37.61	41.77
0.20	12	55.70	60.17	30.13	34.77	36.24	37.44	40.78	45.29
0.25	15	59.30	64.07	32.08	37.02	38.59	39.87	43.42	48.22
0.30	18	62.42	67.44	33.76	38.97	40.62	41.96	45.71	50.75
0.35	21	65.19	70.42	35.26	40.69	42.42	43.82	47.73	53.00
0.40	24	67.68	73.12	36.61	42.25	44.04	45.50	49.56	55.03
0.45	27	69.96	75.58	37.84	43.67	45.52	47.03	51.22	56.88
0.50	30	72.06	77.85	38.98	44.99	46.89	48.44	52.76	58.59

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

Nota: La última fila es la precipitación máxima para una duración igual al tiempo de concentración de 30 min.

Tabla 3.6. Hietograma de precipitación

Tiempo	Hietograma de lluvia total	Lluvia acum	Abstracciones acumuladas (mm)		Exceso de lluvia (mm)	Hietograma de exceso de lluvia Pe (mm)	Abstracciones (mm)	Tiempo min
(h)	(mm)	(mm)	Ia	Fa	(mm)	(mm)	(mm)	min
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	40.75	40.75	34.42	6.11	0.22	0.22	40.53	3
0.10	8.77	49.52	34.42	13.88	1.22	0.99	7.77	6
0.15	5.98	55.50	34.42	18.78	2.30	1.08	4.90	9
0.20	4.67	60.17	34.42	22.40	3.35	1.05	3.62	12
0.25	3.90	64.07	34.42	25.29	4.36	1.01	2.89	15
0.30	3.37	67.44	34.42	27.70	5.32	0.96	2.41	18
0.35	2.99	70.42	34.42	29.78	6.23	0.91	2.07	21
0.40	2.69	73.12	34.42	31.59	7.11	0.88	1.82	24
0.45	2.46	75.58	34.42	33.22	7.95	0.84	1.62	27
0.50	2.27	77.85	34.42	34.68	8.75	0.81	1.46	30

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

Tabla 3.7. Convolución para un periodo de retorno de 1000 años

CONVOLUCION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE Tr = 1000 años												
Tiempo (min)	0.000	3.000	6.000	9.000	12.000	15.000	18.000	21.000	24.000	27.000	30.000	
Precipitación efectiva	0.000	0.225	0.994	1.082	1.052	1.005	0.958	0.914	0.875	0.840	0.808	
Tiempo (horas)	Hidrograma unitario Q(m³/s/mm)	P1ªHU	P2ªHU	P3ªHU	P4ªHU	P5ªHU	P6ªHU	P7ªHU	P8ªHU	P9ªHU	P10ªHU	Total (m³/s)
0.00	0.00	0.00										0.00
0.05	0.38	0.09	0.00									0.00
0.10	1.11	0.25	0.38	0.00								0.63
0.15	2.28	0.51	1.11	0.41	0.00							2.03
0.20	3.87	0.87	2.27	1.20	0.40	0.00						4.74
0.25	5.12	1.15	3.84	2.47	1.17	0.38	0.00					9.02
0.30	5.80	1.30	5.09	4.18	2.40	1.12	0.36	0.00				14.46
0.35	5.83	1.31	5.76	5.54	4.07	2.30	1.07	0.35	0.00			20.39
0.40	5.44	1.22	5.79	6.27	5.39	3.89	2.19	1.02	0.33	0.00		26.10
0.45	4.80	1.08	5.41	6.30	6.10	5.15	3.70	2.09	0.97	0.32	0.00	31.13
0.50	3.96	0.90	4.77	5.89	6.13	5.83	4.91	3.53	2.00	0.93	0.31	35.19
0.55	2.98	0.67	3.96	5.19	5.73	5.85	5.55	4.69	3.38	1.92	0.90	37.84
0.60	2.28	0.51	2.96	4.31	5.05	5.47	5.58	5.30	4.48	3.25	1.85	38.76
0.65	1.78	0.40	2.27	3.23	4.19	4.82	5.21	5.33	5.07	4.30	3.12	37.95
0.70	1.42	0.32	1.77	2.47	3.14	4.00	4.80	4.98	5.10	4.87	4.14	35.38
0.75	1.12	0.25	1.42	1.93	2.40	3.00	3.81	4.39	4.76	4.89	4.68	31.54
0.80	0.86	0.19	1.12	1.54	1.88	2.29	2.86	3.64	4.20	4.57	4.71	27.00
0.85	0.68	0.15	0.85	1.22	1.50	1.79	2.19	2.73	3.48	4.03	4.40	22.34
0.90	0.54	0.12	0.68	0.93	1.18	1.43	1.71	2.09	2.61	3.34	3.88	17.97
0.95	0.42	0.09	0.53	0.74	0.90	1.13	1.36	1.63	2.00	2.61	3.21	14.12
1.00	0.32	0.07	0.42	0.58	0.72	0.86	1.08	1.30	1.58	1.92	2.41	10.92
1.05	0.25	0.05	0.32	0.45	0.57	0.69	0.82	1.03	1.25	1.50	1.84	8.52
1.10	0.20	0.05	0.25	0.35	0.44	0.54	0.66	0.79	0.98	1.20	1.44	6.69
1.15	0.16	0.04	0.20	0.28	0.34	0.42	0.52	0.63	0.75	0.94	1.15	5.26
1.20	0.12	0.03	0.15	0.22	0.27	0.32	0.40	0.49	0.50	0.72	0.91	4.12
1.25	0.10	0.02	0.12	0.17	0.21	0.25	0.31	0.36	0.47	0.57	0.69	3.21
1.30	0.08	0.02	0.10	0.13	0.17	0.20	0.25	0.29	0.37	0.45	0.55	2.52
1.35	0.06	0.01	0.08	0.10	0.13	0.16	0.19	0.23	0.28	0.35	0.43	1.90
1.40	0.05	0.01	0.08	0.08	0.10	0.12	0.15	0.18	0.22	0.27	0.34	1.55
1.45	0.04	0.01	0.05	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.18	0.21	0.26	1.21
1.50	0.03	0.01	0.04	0.06	0.06	0.06	0.09	0.11	0.14	0.17	0.21	0.90
1.55	0.02	0.00	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.16	0.75
1.60	0.01	0.00	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.10	0.13	0.59
1.65	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.10	0.46
1.70	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.06	0.08	0.35
1.75			0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.26
1.80				0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.19
1.85					0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.13
1.90						0.00	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.09
1.95							0.00	0.00	0.01	0.02	0.02	0.05
2.00								0.00	0.00	0.01	0.02	0.03
2.05									0.00	0.00	0.01	0.01
2.10										0.00	0.00	0.00
2.15											0.00	0.00

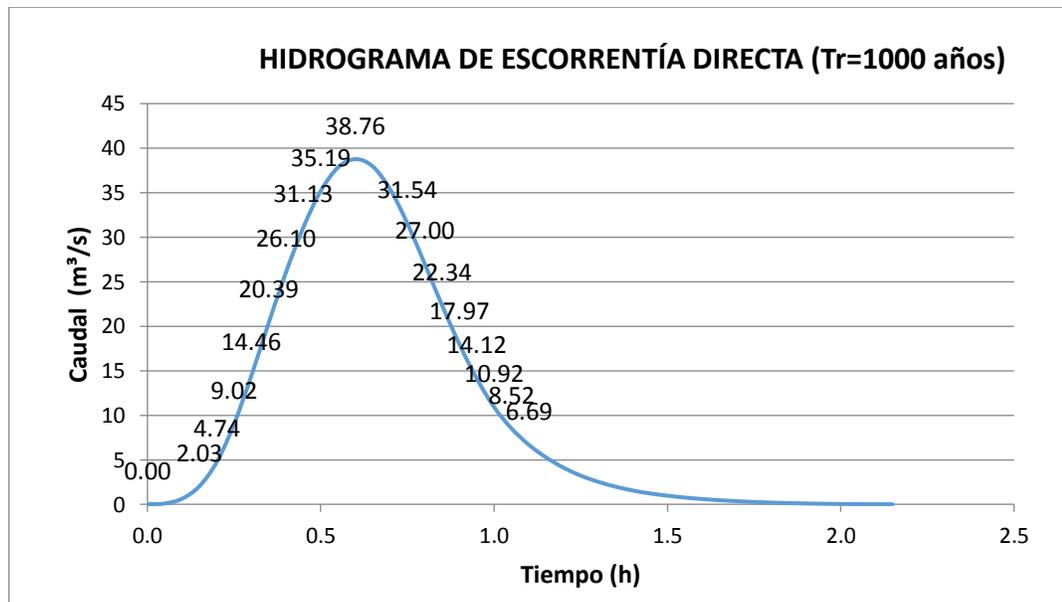


Figura 3.6. Hidrograma de Entrada

3.1.3 Procedimiento de laminación

Para hacer la simulación de crecidas dividimos el hidrograma en intervalos de tiempo como la altura de carga en intervalos de altura.

Se tienen los siguientes datos:

$L = 12 \text{ m}$ Longitud del vertedero de excedencias

$C = 2.1$ Coeficiente de descarga del vertedor

$\Delta h = 0.15 \text{ m}$ Intervalos de altura

$\Delta T = 0.05 \text{ h}$ Intervalos de tiempo

$\Delta T = 3 \text{ min}$

N.A.N. E = 3085.25 m.s.n.m. Cota NANE (Nivel de Aguas Normales Embalsadas)

3.1.4 Curva auxiliar de laminación

Se procede a realizar una curva auxiliar en función de las cotas y los volúmenes obtenidos de la topografía del vaso de almacenamiento.

Tabla 3.8. Curva auxiliar para laminación

COTA m.s.n.m.	ELEVACION c/0.25 H (m)	Alt. Carga (m)	Vol. Embalse (m ³)	Vol. Embalse para laminar (m ³)	Qvert. [m ³ /s] $Q_s = C * L * H^{3/2}$	(m ³) $\frac{2 * V}{\Delta T}$	(m ³) $\frac{2 * V}{\Delta T} + Q_s$
3085.3	17.25	0.00	580,878.79	0.00	0.00	0.00	0.00
3085.4	17.40	0.15	595,060.32	14,181.53	1.39	157.57	158.97
3085.6	17.55	0.30	609,241.85	28,363.06	3.94	315.15	319.09
3085.7	17.70	0.45	623,423.38	42,544.59	7.24	472.72	479.96
3085.9	17.85	0.60	637,604.91	56,726.12	11.15	630.29	641.44
3086.0	18.00	0.75	651,786.44	70,907.65	15.59	787.86	803.45
3086.2	18.15	0.90	667,289.49	86,410.70	20.49	960.12	980.61
3086.3	18.30	1.05	682,792.54	101,913.75	25.82	1132.37	1158.20
3086.5	18.45	1.20	698,295.58	117,416.79	31.55	1304.63	1336.18
3086.6	18.60	1.35	713,798.63	132,919.84	37.65	1476.89	1514.53
3086.8	18.75	1.50	729,301.68	148,422.89	44.09	1649.14	1693.23
3086.9	18.90	1.65	744,804.73	163,925.94	50.87	1821.40	1872.27
3087.1	19.05	1.80	760,523.24	179,644.46	57.96	1996.05	2054.01

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

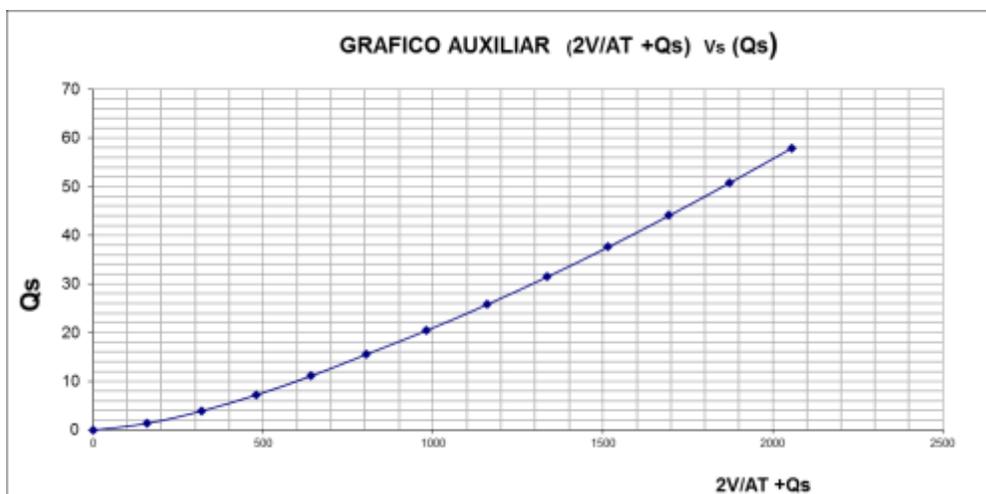


Figura 3.7. Gráfico auxiliar para la laminación

3.1.5 Planilla de laminación

Tabla 3.9. Planilla de laminación

OPERACIÓN DE LAMINACIÓN							
		Hidrograma de Entrada			Hidrograma de Salida		
t (h)	i	QEn	QEn + QE(n+1)	2Vo/Δt - Qso	2Vo+1/Δt+Qso+1	Qs(n+1)	Hi
		(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)
0.00	0	0.00	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	1	0.09	0.71	0.08	0.09	0.00	0.00
0.10	2	0.63	2.66	0.78	0.80	0.01	0.00
0.15	3	2.03	6.78	3.38	3.44	0.03	0.01
0.20	4	4.74	13.76	9.98	10.16	0.09	0.02
0.25	5	9.02	23.48	23.33	23.74	0.21	0.04
0.30	6	14.46	34.86	45.99	46.81	0.41	0.07
0.35	7	20.39	46.49	79.43	80.85	0.71	0.10
0.40	8	26.10	57.23	123.71	125.92	1.10	0.13
0.45	9	31.13	66.32	177.45	180.94	1.74	0.17
0.50	10	35.19	73.03	238.28	243.77	2.74	0.24
0.55	11	37.84	76.60	303.67	311.31	3.82	0.29
0.60	12	38.76	76.71	369.87	380.27	5.20	0.36
0.65	13	37.95	73.33	433.46	446.58	6.56	0.42
0.70	14	35.38	66.92	490.99	506.78	7.89	0.48

0.75	15	31.54	58.53	539.65	557.91	9.13	0.53
0.80	16	27.00	49.33	577.96	598.18	10.11	0.56
0.85	17	22.34	40.31	605.68	627.30	10.81	0.59
0.90	18	17.97	32.09	623.43	645.99	11.28	0.60
0.95	19	14.12	25.04	632.44	655.51	11.54	0.61
1.00	20	10.92	19.44	634.29	657.47	11.59	0.62
1.05	21	8.52	15.21	630.75	653.73	11.49	0.61
1.10	22	6.69	11.95	623.41	645.96	11.28	0.60
1.15	23	5.26	9.38	613.34	635.36	11.01	0.59
1.20	24	4.12	7.33	601.32	622.72	10.70	0.58
1.25	25	3.21	5.74	587.93	608.65	10.36	0.57
1.30	26	2.52	4.50	573.67	593.67	10.00	0.56
1.35	27	1.98	3.52	558.93	578.17	9.62	0.54
1.40	28	1.55	2.76	543.97	562.45	9.24	0.53
1.45	29	1.21	2.17	529.00	546.73	8.86	0.51
1.50	30	0.96	1.71	514.21	531.18	8.48	0.50
1.55	31	0.75	1.34	499.69	515.92	8.12	0.49
1.60	32	0.59	1.05	485.53	501.04	7.76	0.47
1.65	33	0.46	0.80	471.76	486.57	7.40	0.46
1.70	34	0.35	0.60	458.38	472.56	7.09	0.44
1.75	35	0.26	0.44	445.35	458.98	6.81	0.43
1.80	36	0.19	0.32	432.71	445.79	6.54	0.42
1.85	37	0.13	0.22	420.46	433.03	6.28	0.41
1.90	38	0.09	0.14	408.63	420.68	6.03	0.40
1.95	39	0.05	0.08	397.20	408.77	5.78	0.39
2.00	40	0.03	0.04	386.19	397.28	5.55	0.38
2.05	41	0.01	0.01	375.58	386.23	5.32	0.37
2.10	42	0.00	0.00	365.39	375.60	5.10	0.36
2.15	43	0.00	0.00	355.61	365.39	4.89	0.35
2.20	44	0.00	0.00	346.22	355.61	4.69	0.34
2.25	45	0.00	0.00	337.22	346.22	4.50	0.33
2.30	46	0.00	0.00	328.59	337.22	4.32	0.32
2.35	47	0.00	0.00	320.31	328.59	4.14	0.31
2.40	48	0.00	0.00	312.37	320.31	3.97	0.30
2.45	49	0.00	0.00	304.70	312.37	3.84	0.29
2.50	50	0.00	0.00	297.27	304.70	3.71	0.29

2.55	51	0.00	0.00	290.08	297.27	3.60	0.28
2.60	52	0.00	0.00	283.12	290.08	3.48	0.28
2.65	53	0.00	0.00	276.37	283.12	3.37	0.27
2.70	54	0.00	0.00	269.85	276.37	3.26	0.26
2.75	55	0.00	0.00	263.53	269.85	3.16	0.26
2.80	56	0.00	0.00	257.41	263.53	3.06	0.25
2.85	57	0.00	0.00	251.49	257.41	2.96	0.25
2.90	58	0.00	0.00	245.75	251.49	2.87	0.24
2.95	59	0.00	0.00	240.20	245.75	2.78	0.24
3.00	60	0.00	0.00	234.82	240.20	2.69	0.23
3.05	61	0.00	0.00	229.62	234.82	2.60	0.23
3.10	62	0.00	0.00	224.58	229.62	2.52	0.22
3.15	63	0.00	0.00	219.70	224.58	2.44	0.22
3.20	64	0.00	0.00	214.98	219.70	2.36	0.21
Qmax entrada:		38.76	m3/s			máx.=	0.62 m

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

3.1.6 Longitud del vertedero

Como dato de entrada se tienen que la longitud del vertedero de excedencias es de 12 metros; esta dimensión se asume para su primer cálculo y se verifica que esta longitud es la óptima para su construcción.

3.1.7 Hidrograma de entrada e hidrograma de salida



Figura 3.8. Operación de laminación de crecidas

Fuente: Proyecto Construcción presa Miraflores

3.1.8 Caudal máximo de salida

En la Figura 3.8 se puede observar que en la operación de laminación para un periodo de retorno de 1000 años se presenta en el embalse un caudal máximo de entrada de 38,76 m³/s, y un caudal máximo de salida o laminado de 11,59 m³/s, se observa un buen amortiguamiento de las crecidas en aproximadamente 27,2 m³/s. representando el 70% del caudal de ingreso al embalse.

3.1.9 Altura máxima sobre el vertedero

En la siguiente tabla se presenta el caudal máximo de entrada para periodo de retorno de 1000 años y el caudal de salida (Qlaminado).

Tabla 3.10. Altura de diseño del vertedero de excedencias

T [años]	Q _{máx} [m ³ /s]	Longitud de vertido	Q diseño vertedor [m ³ /s]	Ho	Cota NAME
1000	38,76	12,00	11,59	0,62	3085,87

Fuente: Elaboración propia

La altura de carga sobre el vertedero de excedencias por el método tradicional dio como resultado 0,62 m, en la presa Miraflores se construyeron muros laterales de 1 metro.

3.2 CANAL DE DESCARGA

La metodología empleada para la construcción del canal de descarga del vertedero de excedencias se lo realizó considerando cinco tramos por el método de Tramos fijos en curvas superficiales para flujo gradualmente variado; se diseña tomando en cuenta un canal de descarga capaz de evacuar el caudal para un periodo de retorno de 1000 años. El canal de descarga mide 50 metros por lo que se dividió en 5 tramos de 10 metros cada uno y considerando la variación de la sección transversal a lo largo de su recorrido. El canal de descarga cuenta con una pendiente baja, se tiene una pendiente hidráulica del canal de descarga del orden del 1,5%.

3.2.1 Parámetros de diseño

Por las características topográficas se plantean los parámetros de diseño que corresponden a lo siguiente:

- Se debe partir con un tirante inicial correspondiente al tirante crítico al inicio del canal, este tirante está en función del caudal que pasa y de la base para esa sección inicial.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 * g}}$$

- El caudal a evacuar es el caudal máximo laminado del hidrograma de salida.
- La rugosidad del material del que está compuesto el canal revestido corresponde a hormigón, con un coeficiente de Manning de $n = 0,018$.
- La pendiente del canal de descarga es de 1,5%

3.2.2 Diseño del canal de descarga

3.2.2.1 Cálculo del tirante crítico

El tirante de agua se calculó utilizando las fórmulas anteriormente mencionadas, con los datos se tienen los siguientes resultados:

Datos:

$$Q = 11.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 12 \text{ m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 * g}} = 0,4564 \text{ m}$$

Se tiene un tirante de $y_c = 0,4564 \text{ m}$ para una base de 12 m que corresponde a la longitud del vertedero.

3.2.2.2 Cálculo de los tirantes en el canal

En el tramo correspondiente a la parte central del canal de descarga se tiene sección compuesta cuyos parámetros ya están definidos con anterioridad.

Se utiliza el método de los tramos fijos para flujo gradualmente variado, en el cual se tienen las siguientes ecuaciones a considerar:

$$S_0 \cdot \Delta x + E_1 = E_2 + S_E \cdot \Delta x$$

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \cdot A^2}$$

$$S_E = \frac{S_{E1} + S_{E2}}{2}$$

$$S_E = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{A \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3}} \right)^2 = Q^2 \cdot n^2 \left(\frac{P^2}{A^5} \right)^{2/3}$$

Donde:

Q = Caudal m³/s

b = Ancho de la base del canal m

V = Velocidad m/s

A = Área hidráulica m²

P = Perímetro mojado m

R = Radio hidráulico

S_0 = Pendiente del tramo inclinado m/m

S_E = Pendiente de la línea de energía

n = Coeficiente de Manning

Tabla 3.11. Planilla de tramos fijos

TRAMO	X	Δx	$S\Delta x$	Y	A	P	R	$R^{2/3}$	V	$V^2/2g$	E	$S\Delta x + E$	Se	\hat{S}_e	$\hat{S}_e \Delta x$	$E + \hat{S}_e \Delta x$
0	0	10 m	0.15	0.456	5.477	12.913	0.424	0.565	2.116	0.228	0.685	0.835	0.005			
1	10 m	10 m	0.15	0.466	4.657	10.931	0.426	0.566	2.489	0.316	0.781	0.931	0.006	0.005	0.054	0.835
2	20 m	10 m	0.15	0.460	4.136	9.919	0.417	0.558	2.802	0.400	0.860	1.010	0.008	0.007	0.072	0.932
3	30 m	10 m	0.15	0.499	3.991	8.998	0.444	0.582	2.904	0.430	0.929	1.079	0.008	0.008	0.081	1.010
4	40 m	10 m	0.15	0.804	4.822	7.607	0.634	0.738	2.403	0.294	1.098	1.248	0.003	0.006	0.058	1.079
5	50 m	10 m	0.15	0.808	4.038	6.615	0.610	0.720	2.870	0.420	1.227	1.377	0.005	0.004	0.043	1.250

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.3 Cálculo del bordo libre

Se denomina a la altura adicional que se da a los canales a fin de absorber los niveles extraordinarios que puedan presentarse por encima del caudal de diseño.

Entonces la magnitud del bordo libre depende esencialmente del grado de seguridad que se debe dar al canal.

Ven Te Chow señala que el bordo libre varía entre menos del 5% y más del 30% del tirante. Siguiendo este criterio se tienen los siguientes bordos libres en el canal de descarga considerando aumentar un 30 % a los tirantes obtenidos con anterioridad:

$$y_{L1} = 1,3 * 0,456 \text{ m} = 0,593 \text{ m}$$

$$y_{L2} = 1,3 * 0,466 \text{ m} = 0,606 \text{ m}$$

$$y_{L3} = 1,3 * 0,460 \text{ m} = 0,598 \text{ m}$$

$$y_{L4} = 1,3 * 0,499 \text{ m} = 0,649 \text{ m}$$

$$y_{L5} = 1,3 * 0,804 \text{ m} = 1,045 \text{ m}$$

$$y_{L6} = 1,3 * 0,808 \text{ m} = 1,050 \text{ m}$$

Para fines constructivos se optó por uniformizar la altura de los muros del canal de descarga a muros de 1 metro, garantizándose así una seguridad ante algún fenómeno con una probabilidad de ocurrencia.

Tabla 3.12. Altura de las paredes del canal

Tirante	Velocidad	Borde libre	Altura de las paredes
m	m/s	m	m
0,456	2,11	0,137	0,593
0,466	2,48	0,140	0,606
0,460	2,80	0,138	0,598
0,499	2,90	0,150	0,649
0,804	2,40	0,241	1,045
0,808	2,87	0,242	1,05

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

MODELACIÓN BIDIMENSIONAL CON IBER

4.1 GENERALIDADES. VERTEDERO DE EXCEDENCIAS

En el departamento de Chuquisaca, municipio de Incahuasi se construyó la presa Miraflores y las obras complementarias que forman parte del Proyecto cuya ejecución fue promovida por el PROAR.

El vertedero de excedencias y el canal de descarga de aguas excedentarias fue culminado el 18 de mayo del 2018, sin embargo, desde la fecha no ha alcanzado su capacidad máxima de desfogue, cuenta con muros en el canal de descarga los cuales no han sido verificados ante una la crecida para un periodo de retorno de 1000 años.

Se encuentra en el margen derecho del eje de la presa y tiene una altura de azud de 1,75 m.



Figura 4.1. Construcción del vertedero de excedencias

Fuente: Elaboración propia, 2017



Figura 4.2. Construcción del vertedero tipo Creager

Fuente: Elaboración propia, 2017



Figura 4.3. Vista satelital del Vertedero de excedencias

Fuente: Google Earth, 2017

4.2 DATOS PARA LA MODELACIÓN

4.2.1 Procesamiento de la información topográfica

Para trabajar en IBER y poder hacer la visualización de las condiciones topográficas del área de modelación, se trabajó con la estructura del vertedero en formato CAD, que tiene las dimensiones y alturas del vertedero de excedencias y el canal de descarga ya construidos.

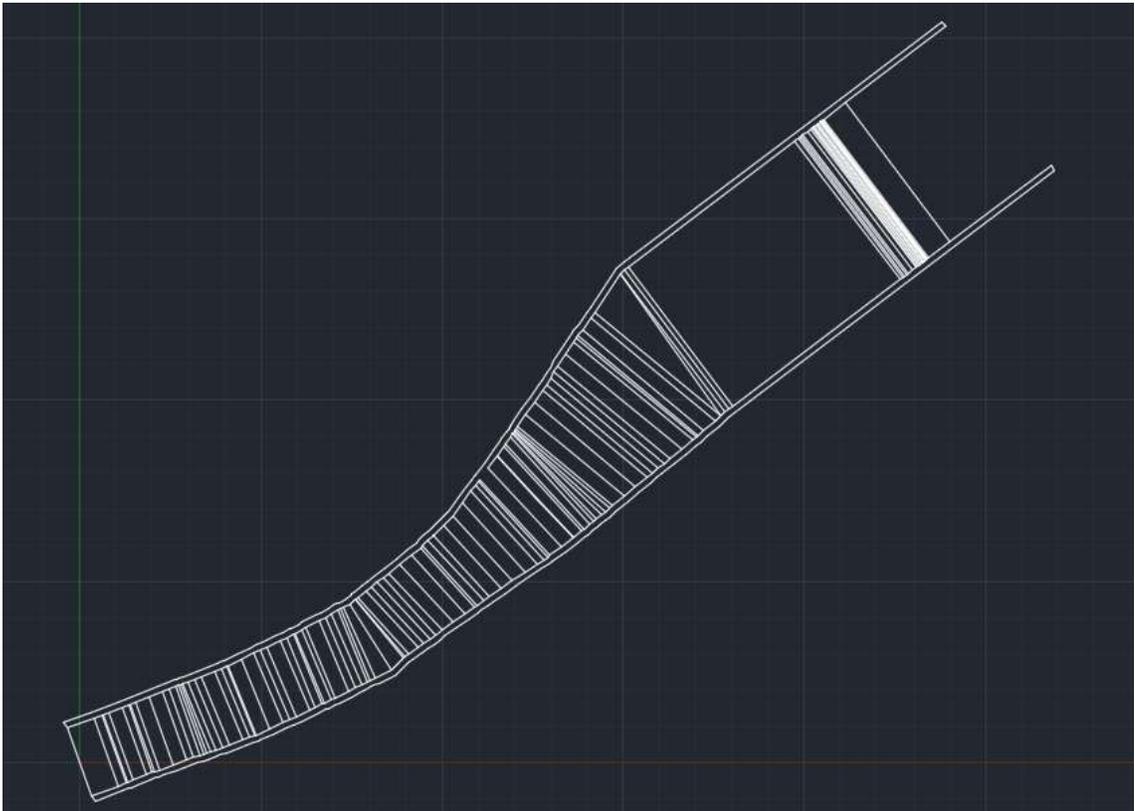


Figura 4.4. Vertedero de excedencias y canal de descarga en formato CAD

Fuente: Elaboración propia

Se debe tomar en cuenta que la estructura debe estar ubicada en el eje de coordenadas (0,0,0) para poder ser importado por el IBER, de lo contrario ocurre un fallo en el procedimiento.

Desde IBER, se puede proceder de diferentes maneras en función a la disponibilidad de datos con los que se cuenta.

Una manera consiste en importar un DEM (Modelo Digital de Elevación) para generar un RTIN (red irregular de triángulos y rectángulos). La malla son elementos planos que se obtienen de la discretización de la geometría, de tal manera que las ecuaciones hidráulicas se resuelvan en cada uno de los elementos de la malla.

En este caso, para la modelación hidráulica solo se necesita crear la geometría del vertedero y el canal de descarga, definir la malla discretizada en una red estructurada de rectángulos no necesariamente de todo el embalse, ya que el estudio se enfoca en el vertedero de excedencias solamente.

Se debe tomar en cuenta en la simulación de la crecida, la parte del canal de descarga constituida por suelo rocoso (cuarzita) hasta la salida en donde se disipa la energía del flujo. Por lo que se debe agregar esta sección del tramo mostrado en la Figura 4.5.

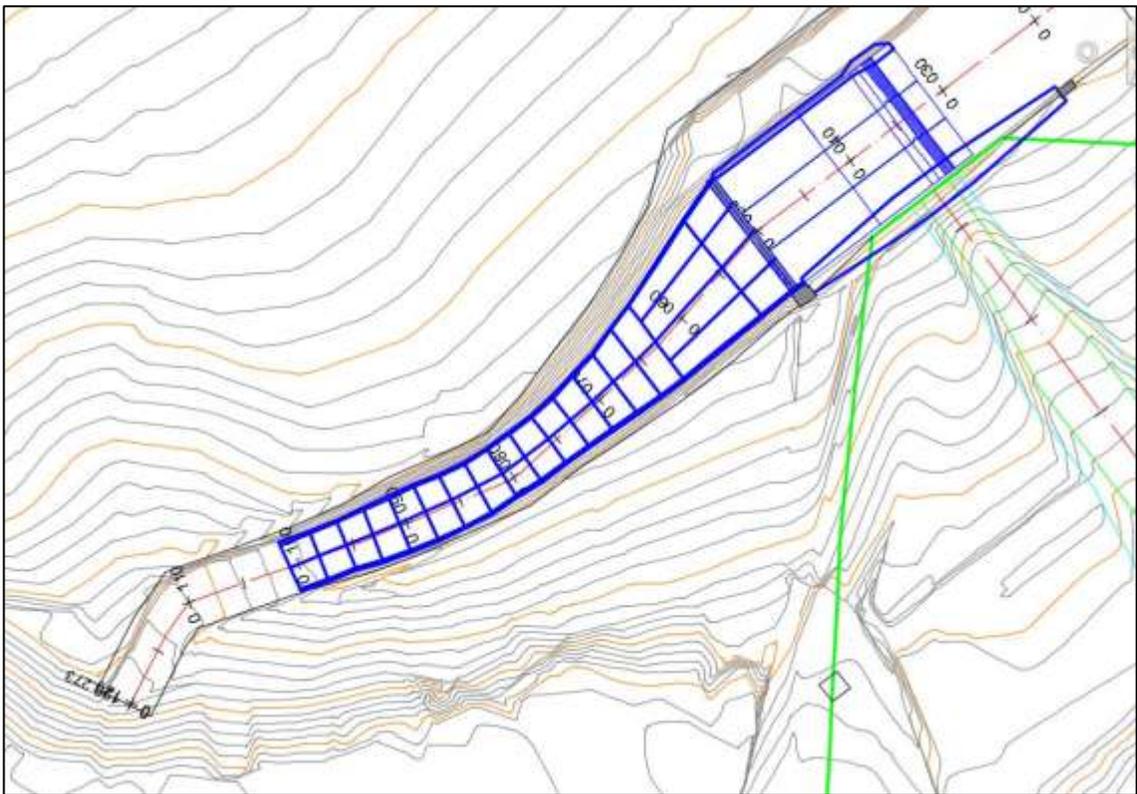


Figura 4.5. Vista en planta vertedero de excedencias

Fuente: Planos As Built Presa Miraflores

También, para una mejor apreciación del vertedero, se tienen las siguientes vistas longitudinal del perfil del vertedero y del canal de descarga, con estas mediciones reales

de la estructura se debe ingresar al programa para simular la altura de carga que transitará por ella.

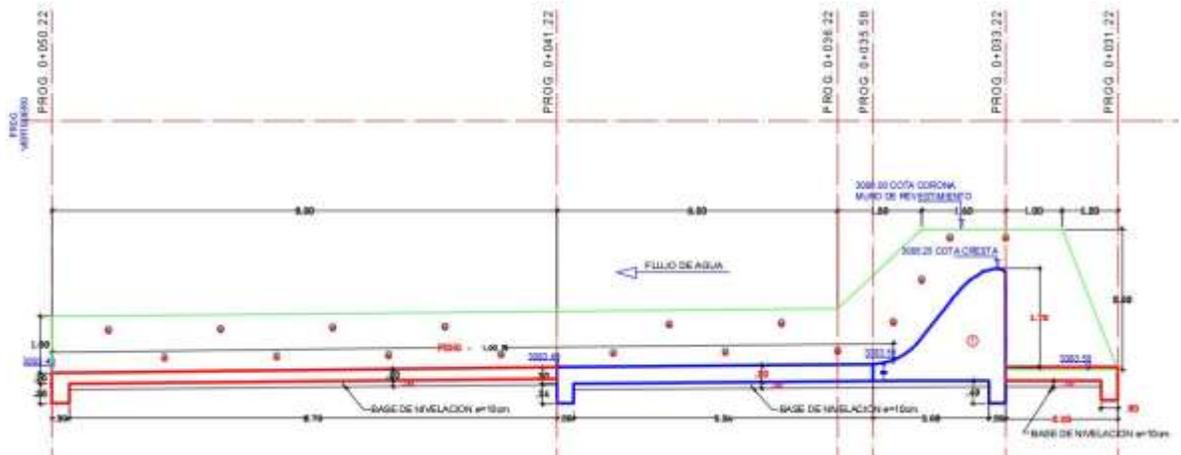


Figura 4.6. Perfil longitudinal del vertedero

Fuente: Planos As Built Presa Miraflores

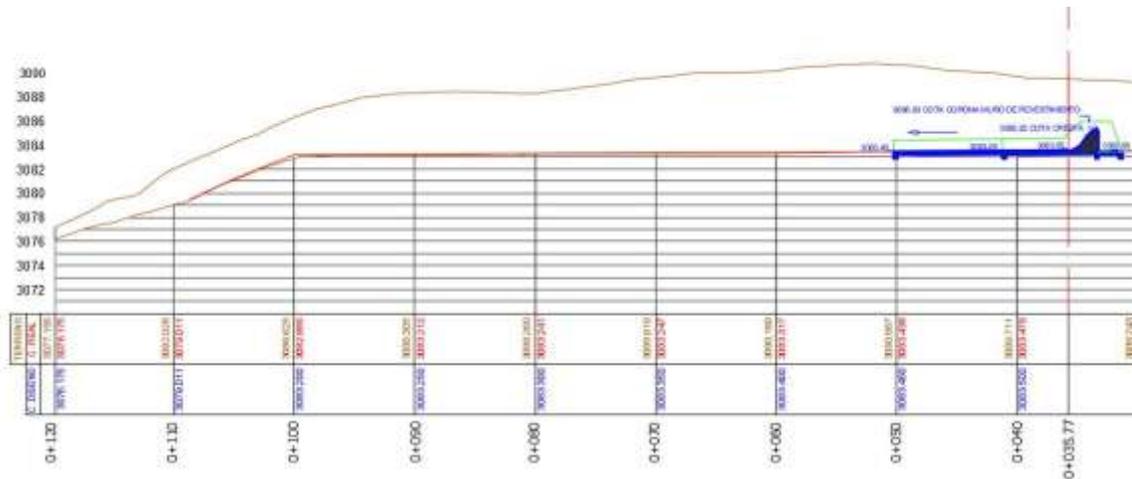


Figura 4.7. Perfil longitudinal del canal de descarga

Fuente: Planos As Built Presa Miraflores

4.3 METODOLOGÍA

El procedimiento para la modelación hidráulica se divide en dos partes: Pre-proceso y Post-proceso, donde se trata de mostrar a grandes rasgos y en forma elemental las diversas opciones que cuenta el modelo IBER, es un programa con un amplio menú de opciones.

Se exponen los procedimientos básicos para la creación de un proyecto, asignación de las características para ejecutar los cálculos y posterior visualización de los resultados.

4.3.1 Creación del proyecto

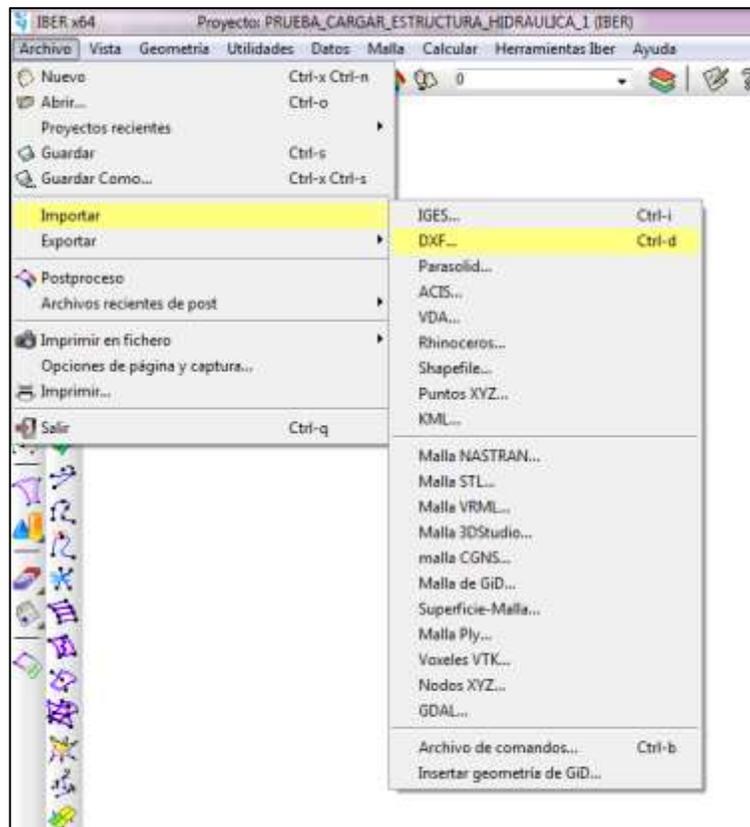
Una vez abierto IBER, lo primero es grabar el proyecto, Menú → Archivo → Guardar como (Nombre del proyecto). El proyecto se guarda en una carpeta con extensión “gid”.

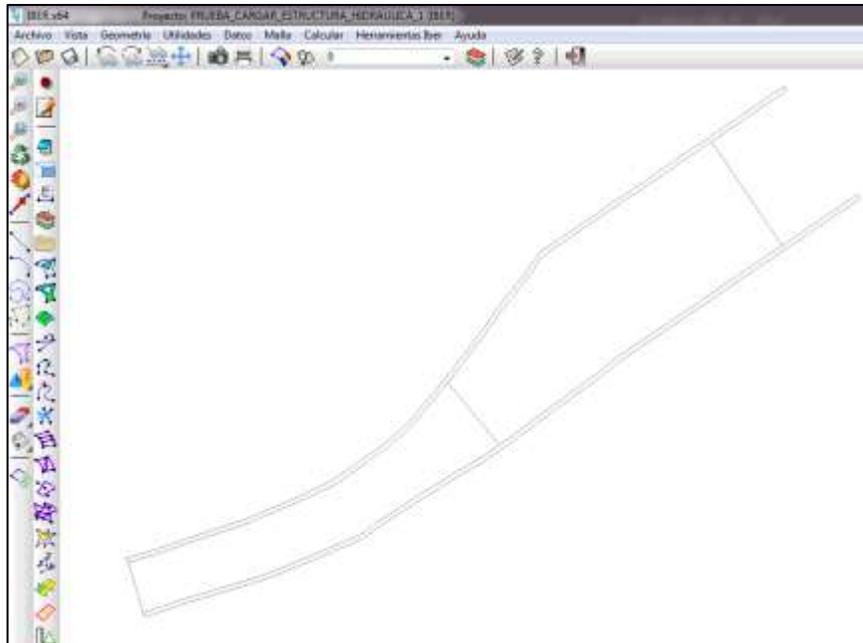
Cabe resaltar que no se le debe cambiar el nombre a la carpeta debido a que ocasiona errores en la apertura del archivo.

Se puede importar o crear la superficie incluyendo el vertedero y el canal de descarga lo cual viene a ser un proceso moroso si no se cuenta con datos topográficos.

Se procede a importar la geometría. Ésta puede estar en extensión DXF, IGES, SHP, etc., siempre que se importe una geometría se debe colapsar la misma, esto debido a que cuando se realiza un trabajo en AutoCAD se generan puntos dobles en una misma ubicación; para evitar esta duplicidad, es necesario colapsar la geometría.

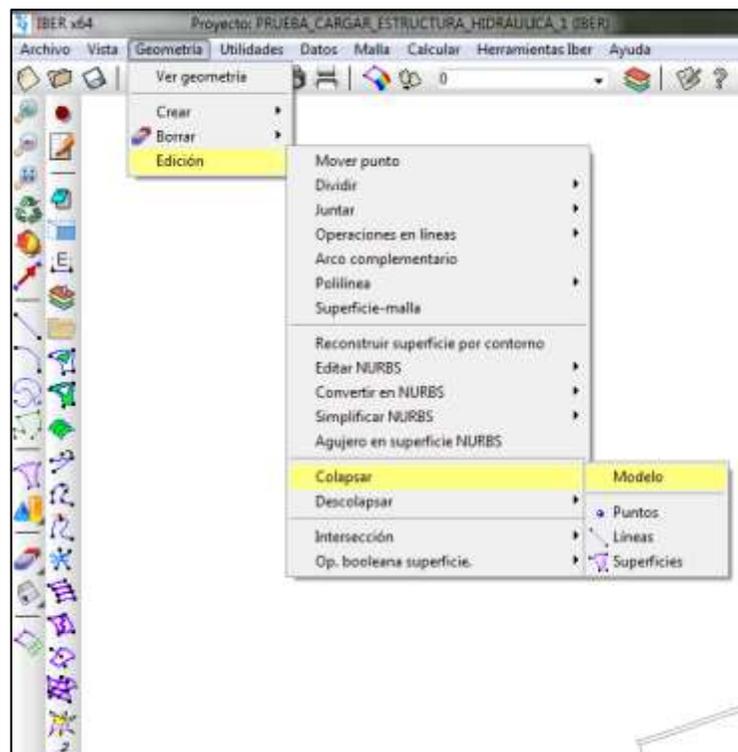
- Importación de la geometría.



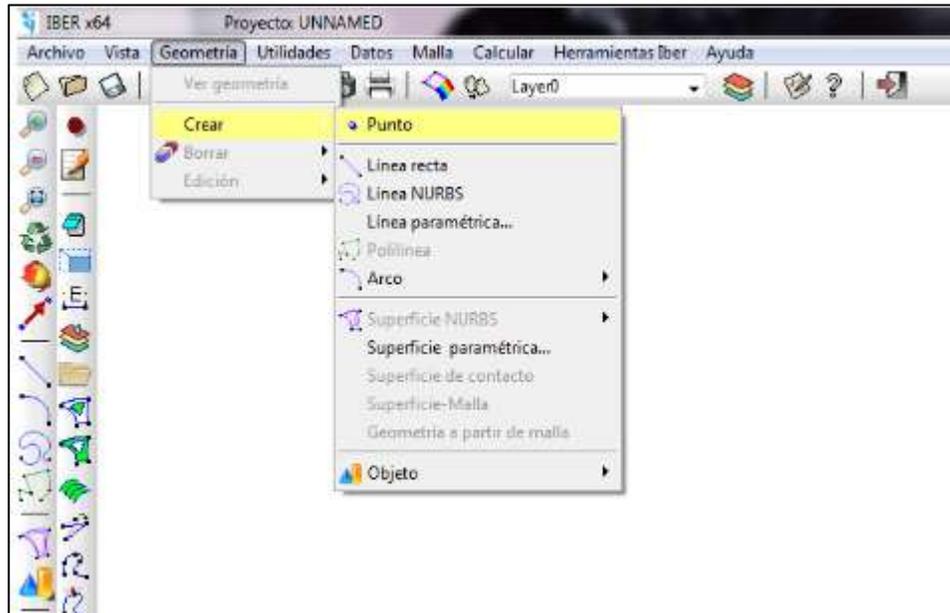


Colapsar la geometría, aparece un cuadro, y se acepta para que empiece el proceso que dura unos segundos. El término colapsar, se refiere a la eliminación de elementos duplicados, lo que implicaría problemas en la modelación.

Para colapsar se tiene que ir a Menú → Geometría→Edición →Colapsar →Modelo



Para introducir nuevos puntos con sus respectivas coordenadas (x,y,z) se va a:

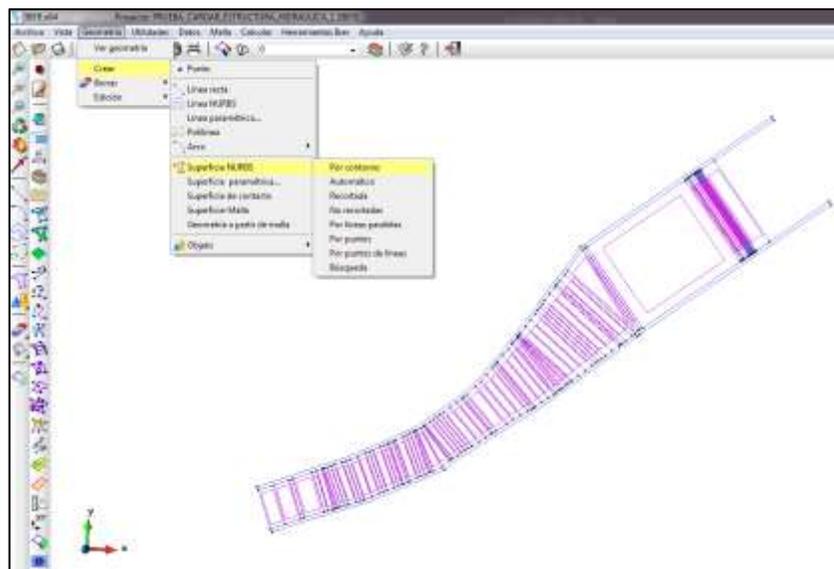


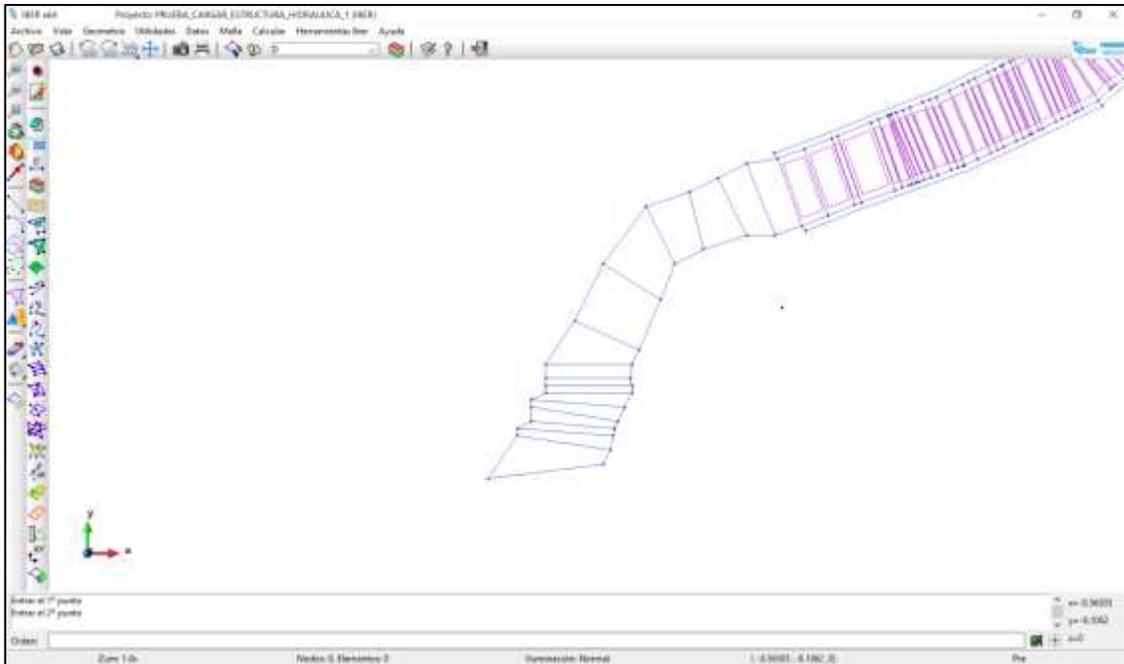
Se realiza la creación de nuevos puntos que corresponden a la salida del canal de descarga hasta la disipación en la caída sobre suelo rocoso.

4.3.2 Generar la superficie

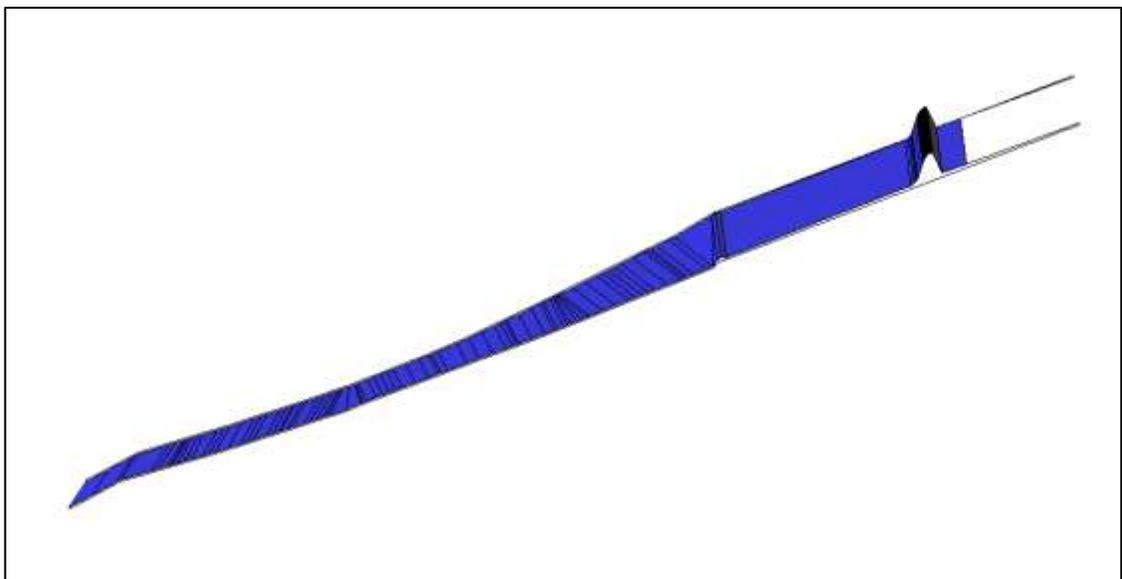
Una vez importada la geometría, se procede a crear las superficies, tomando en cuenta cada polígono de la geometría.

Para crear una superficie se va a Geometría → Crear → Superficie NURBS → Por contorno





También se complementa la estructura de disipación al canal de descarga y se le asigna una superficie.



De esta manera se crean las superficies para cada polígono, seleccionando como mínimo cuatro líneas para definir el contorno del polígono, tanto del vertedero de excedencias

como del canal de descarga, en los cuales se realizará el modelamiento y se apreciarán los resultados de la visualización.

4.3.3 Discretización espacial o malla de cálculo

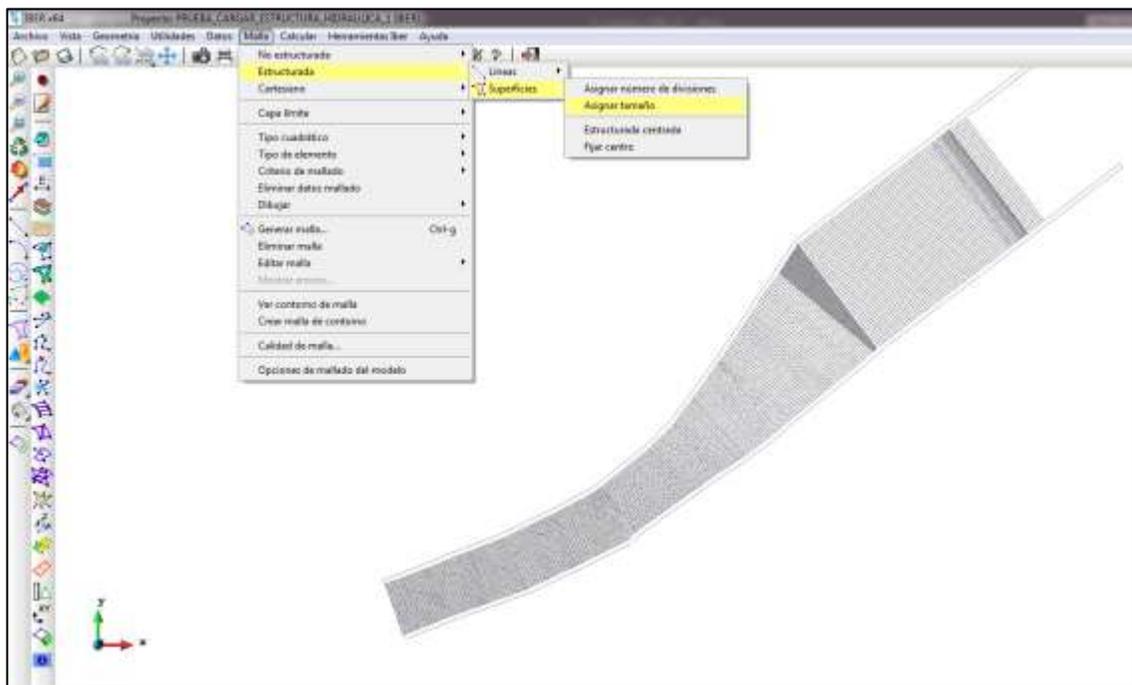
Para discretizar o dividir la superficie a una malla de cálculo, se puede hacer esto de dos maneras: Se puede importar una malla RTIN ya definida o bien se puede asignar el tamaño de la malla que viene a ser las dimensiones de los triángulos o rectángulos de la malla de cálculo.

Para el vertedero tipo Creager y el canal de descarga se utilizará una malla estructurada de 0.3, se utiliza la malla no estructurada comúnmente para el terreno, pero al enfocarse el proyecto en el vertedero, se utilizó una malla estructurada, ya que las superficies son regulares.

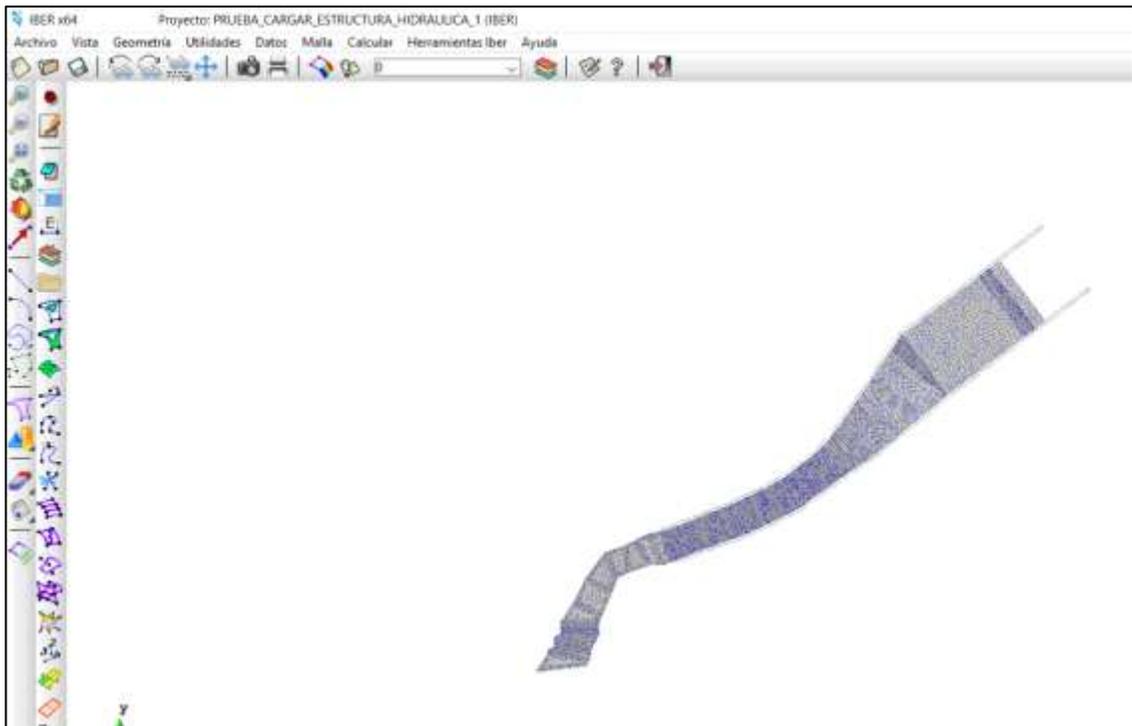
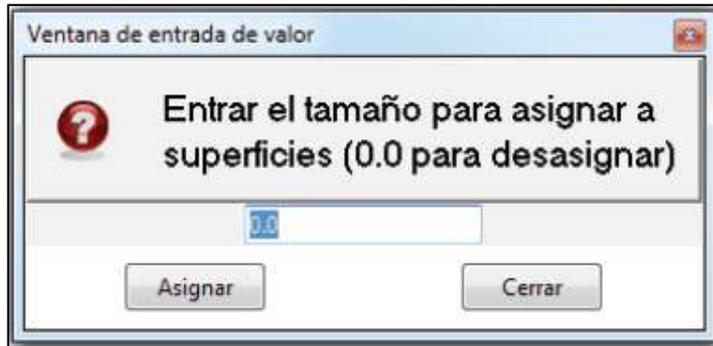
Se define como malla estructurada, a la malla donde sus elementos siguen un orden determinado de filas y columnas.

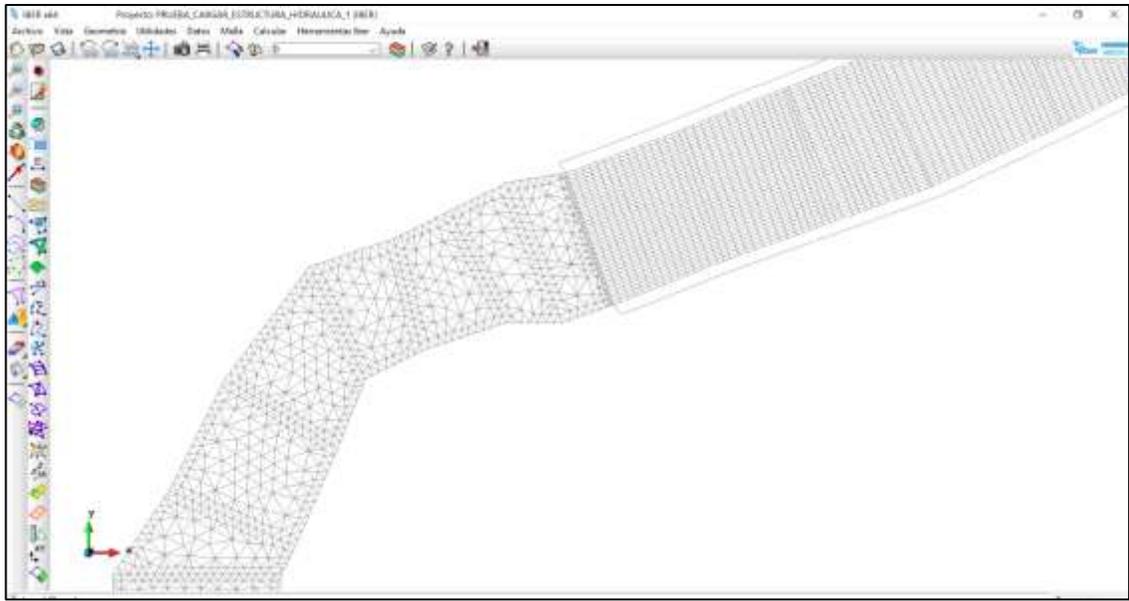
Para generar la malla se va a Malla → Estructurada → Superficies → Asignar tamaño → 0.3

Y se selecciona a todas las superficies



El tamaño de la malla es de mucha importancia, dado que de esto depende el tiempo de análisis, a menor tamaño mayor será el tiempo.





4.3.4 Validación del modelo

El objetivo de la validación del modelo es reproducir el comportamiento del flujo que ingresa por la cresta del vertedero. Por eso, antes de iniciar se estableció como requisito disponer del caudal medido como base de comparación para la validación del modelo; pues pensando en esa directriz se definió la geometría; las condiciones iniciales, las de contorno, entre otros parámetros definidos en el programa.

Sin embargo, debido a la dificultad en la toma de datos, se optó por tener en cuenta únicamente las profundidades de lámina de agua como los parámetros de calibración, enfocados en que una vez se tuvieran los errores dentro de los márgenes permisibles, se analizarían las demás variables.

Así, se ingresaron todos los datos del Pre-proceso y se dio inicio a las modelaciones correspondientes teniendo en cuenta como foco de atención los resultados en términos de altura de carga o calado.

- **Medición de los caudales**

Para la medición de los caudales se realiza a cargo de la consultora del proyecto de construcción de la presa Miraflores, correspondiente al informe comprendido entre los meses de enero y febrero antes del vaciado de la presa.

- **Medición de las alturas de carga**

La medición de las alturas de carga sobre el vertedero se las realiza por medio de lecturas en la regla limnimétrica ubicada al margen derecho de la cresta del vertedero.

El rango de los caudales medidos corresponde a los caudales de vertidos, que van desde los 0.47 m³/s a 0.62 m³/s.

Las alturas de carga en los diferentes puntos de medición establecidos en el modelo se calculan como la diferencia de la lectura del nivel de lámina de agua y la altura del parante del vertedero de 1,75 m.

Estas mediciones se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Mediciones de caudal y alturas de carga

Lectura	Fecha de medición	Caudal m³/s	Altura de carga m
1	28/01/2019 10:06:36	0,47	0,070
2	08/02/2019 11:06:08	0,51	0,074
3	10/02/2019 10:15:07	0,52	0,075
4	15/02/2019 14:34:07	0,55	0,078
5	18/02/2019 15:33:44	0,59	0,082
6	20/02/2019 14:13:20	0,62	0,085

Tabla 4.2. Comparación altura de carga medida - Altura de carga modelada

Lectura	H1	H2	H3	H4	H5	H6
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Modelo físico	7,00	7,40	7,50	7,80	8,20	8,50
Modelo IBER	7,23	7,62	7,55	8,12	8,66	10,00
Diferencia (cm)	-0,23	-0,23	-0,05	-0,32	-0,46	-1,50
Error (%)	-3.3	-3.1	-0,7	-4,1	-5,6	-17,6

Una vez se dispusieron de los datos del postproceso se compararon los puntos correspondientes a la altura de carga sobre el vertedero como parámetro inicial a partir del cual se aceptaría o descartaría la validación del modelo. Tan pronto como se empezaron a comparar puntos homólogos se encontró que, sin variar las condiciones iniciales, el

modelo presentaba variaciones de 1.5 cm para el valor máximo entre el valor medido y el modelado, también se alcanzaron valores inferiores de 0,7 % los cuales podrían ser admisibles y permitirían considerar que el modelo estaría validado.

En seguida se decidió utilizar el modelo en el cual se hizo que se incluyeran diferentes escenarios para periodos de retorno diferentes y comparando con métodos tradicionales con lo que se tuvo variaciones menores al 9 %, número con el cual se dio por sentado la validación del modelo.

Figura 4.8. Mediciones del caudal sobre la cresta del vertedero



Figura 4.9. Curva de calibración

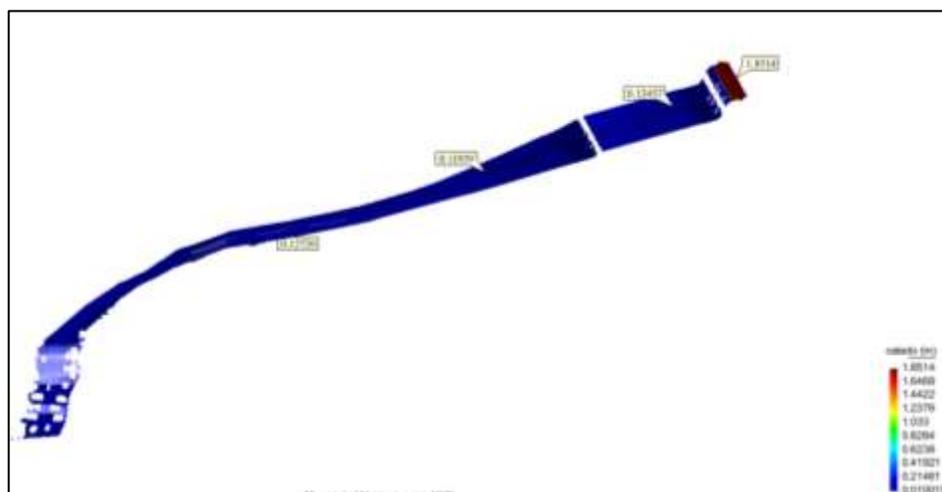


Fuente: Elaboración propia

Por medio de métodos de aforo para una altura de 0,085 m correspondiente a la cota 3085,34 m se tiene un caudal de 0,62 m³/s.

Se realizó las simulaciones en el IBER introduciendo los datos de caudal para así tener resultados de altura de carga, con esos resultados se procede a comparar con los datos de altura de carga medidos; para así validar el modelo.

Figura 4.10. Modelación para el caudal medido



Fuente: Elaboración propia

Se obtiene un calado de 1.85 m, descontando los 1.75 m del parante del vertedero, queda una altura de carga de 0.1 m con la simulación; y con la medición física se tiene 0.085 m habiendo una diferencia entre métodos de 1.5 cm.

Además, es importante destacar que incluso donde la turbulencia es considerable y se dificultan las lecturas de lámina de agua, los resultados mostrados por el software son bastante acordes a la realidad.

El modelo se corrió durante un lapso de 4500 segundos, los cuales fueron suficientes para que este lograra estabilizarse y los resultados obtenidos en un mismo nodo al cabo del tiempo no variaran.

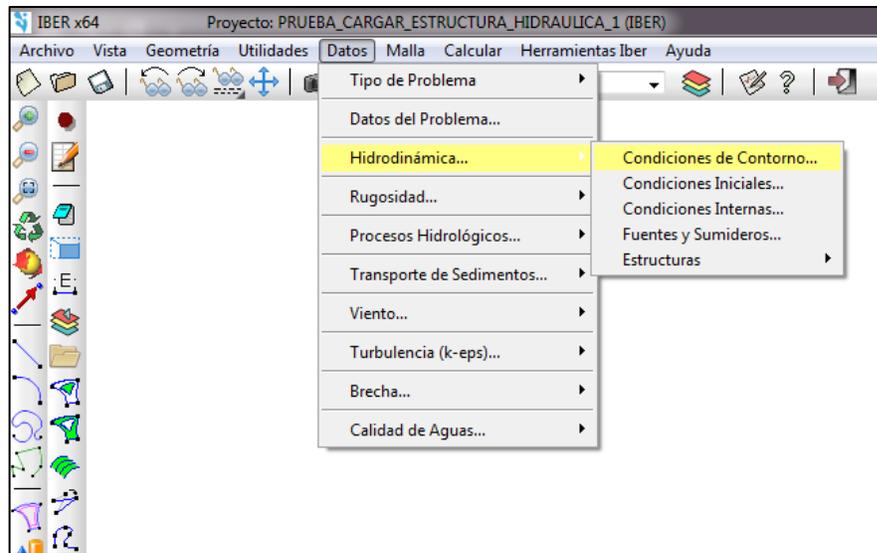
La validación de un modelo computacional es un proceso para formular y documentar la aplicabilidad de los resultados del modelo en relación con el sistema natural que se requiere presentar. Su propósito es confirmar que el modelo corresponda con la realidad física que se requiere modelar, es decir, que las predicciones realizadas sean lo suficientemente confiables para ser usadas en la toma de decisiones. Se establece que durante la etapa de validación de un modelo deben ser realizadas simulaciones de largo periodo para validar el modelo con respecto a los niveles de agua. Producto de esta recomendación, el modelo numérico se corrió en un periodo de 4500 segundos.

Una vez el modelo se encontró validado, se procede a su utilización para la evaluación de la altura de carga para diferentes periodos de retorno.

4.3.5 Condiciones de contorno

Son las condiciones asignadas a los contornos de la superficie creada. Pueden ser condiciones de entrada en el caso de que ingrese caudal lo cual es nuestro caso, o condiciones de salida. Esto también se refiere a asignar el sentido del flujo.

Para darle condiciones de contorno se va a Menú→Datos →Hidrodinámica→Condiciones de contorno



a. Condiciones de contorno de entrada

Como en el punto anterior: Menú → Datos → Hidrodinámica → Condiciones de contorno.

Aparecerá una ventana donde se selecciona la opción Entrada 2D, dado que se trata del estudio de un vertedero y un canal de descarga, el régimen es de crítico.

En la opción de caudal se introduce el hidrograma de salida de la Tabla 4.3 que se obtuvo de la laminación del embalse de la presa Miraflores para un periodo de retorno de 1000 años, también se realizó una simulación para el periodo de retorno de 10000 años.

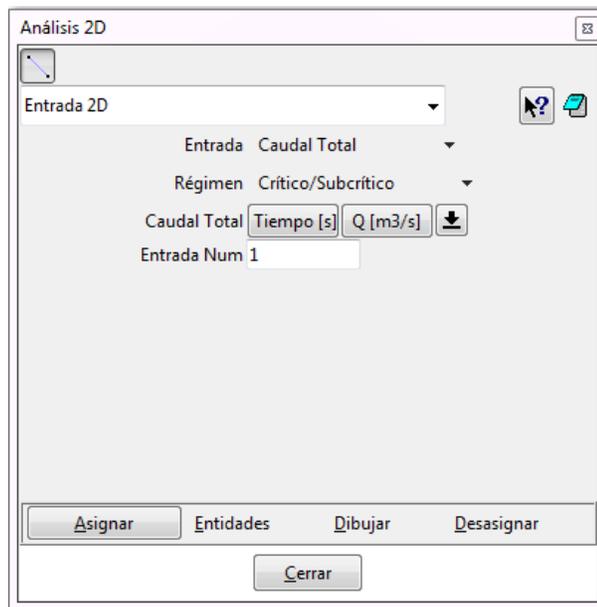


Tabla 4.3. Hidrogramas de salida

HIDROGRAMA DE SALIDA T=1000 años			HIDROGRAMA DE SALIDA T=10000 años		
Tiempo		Caudal (m ³ /s)	Tiempo		Caudal (m ³ /s)
(h)	(s)		(h)	(s)	
0	0	0.00	0	0	0
0.05	180	0.00	0.05	180	0
0.1	360	0.01	0.1	360	0.03
0.15	540	0.03	0.15	540	0.11
0.2	720	0.09	0.2	720	0.29
0.25	900	0.21	0.25	900	0.63
0.3	1080	0.41	0.3	1080	1.14
0.35	1260	0.71	0.35	1260	2.21
0.4	1440	1.10	0.4	1440	3.79
0.45	1620	1.74	0.45	1620	6.08
0.5	1800	2.74	0.5	1800	8.82
0.55	1980	3.82	0.55	1980	11.92
0.6	2160	5.20	0.6	2160	15.2
0.65	2340	6.56	0.65	2340	18.25
0.7	2520	7.89	0.7	2520	20.92
0.75	2700	9.13	0.75	2700	23.23
0.8	2880	10.11	0.8	2880	24.93
0.85	3060	10.81	0.85	3060	26.04
0.9	3240	11.28	0.9	3240	26.62
0.95	3420	11.54	0.95	3420	26.71
1	3600	11.59	1	3600	26.39
1.05	3780	11.49	1.05	3780	25.79
1.1	3960	11.28	1.1	3960	25.04
1.15	4140	11.01	1.15	4140	24.16
1.2	4320	10.70	1.2	4320	23.2
1.25	4500	10.36	1.25	4500	22.19
1.3	4680	10.00	1.3	4680	21.16

Fuente: Elaboración propia

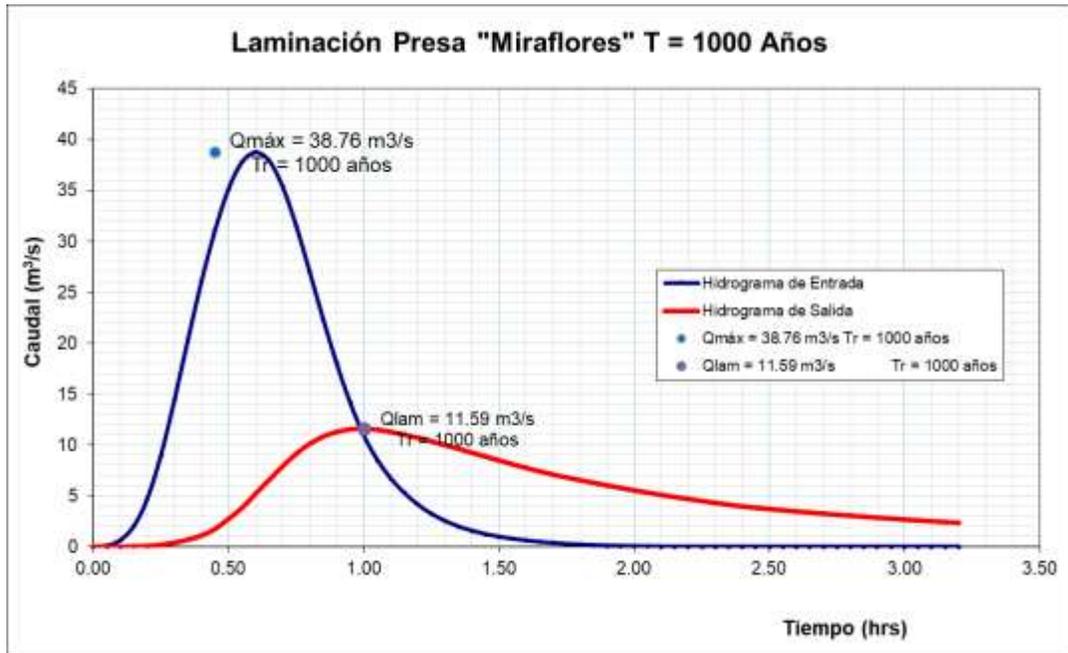
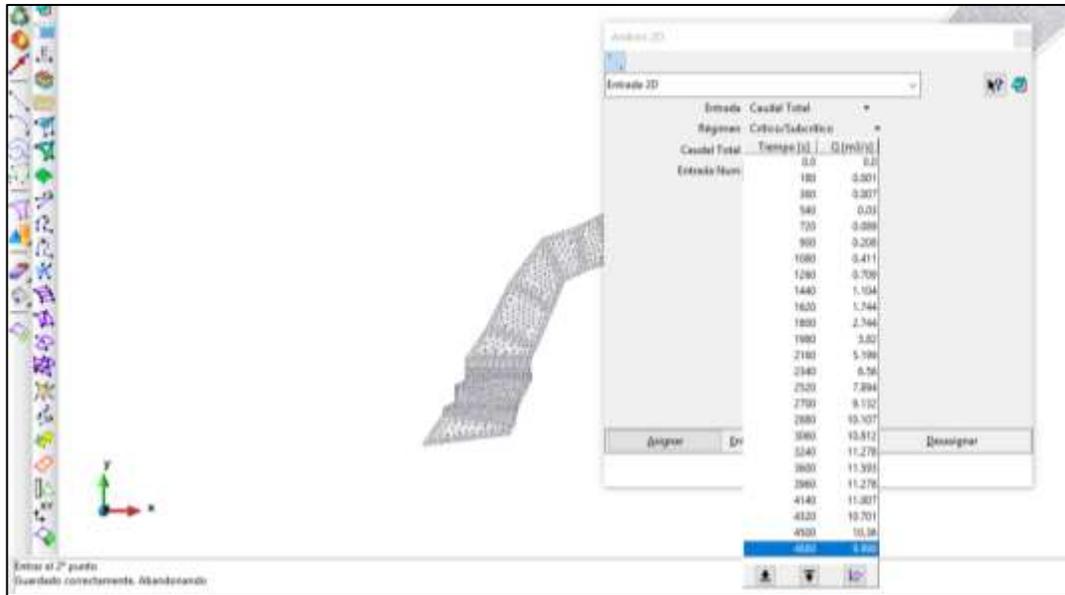


Figura 4.11. Hidrogramas de Salida T = 1000 años

Fuente: Elaboración propia

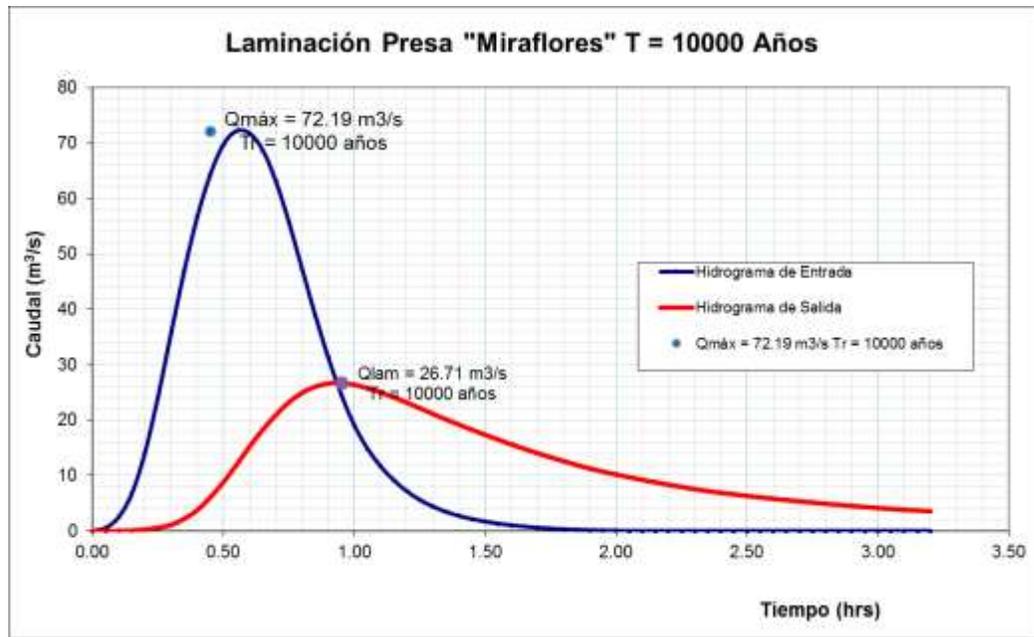
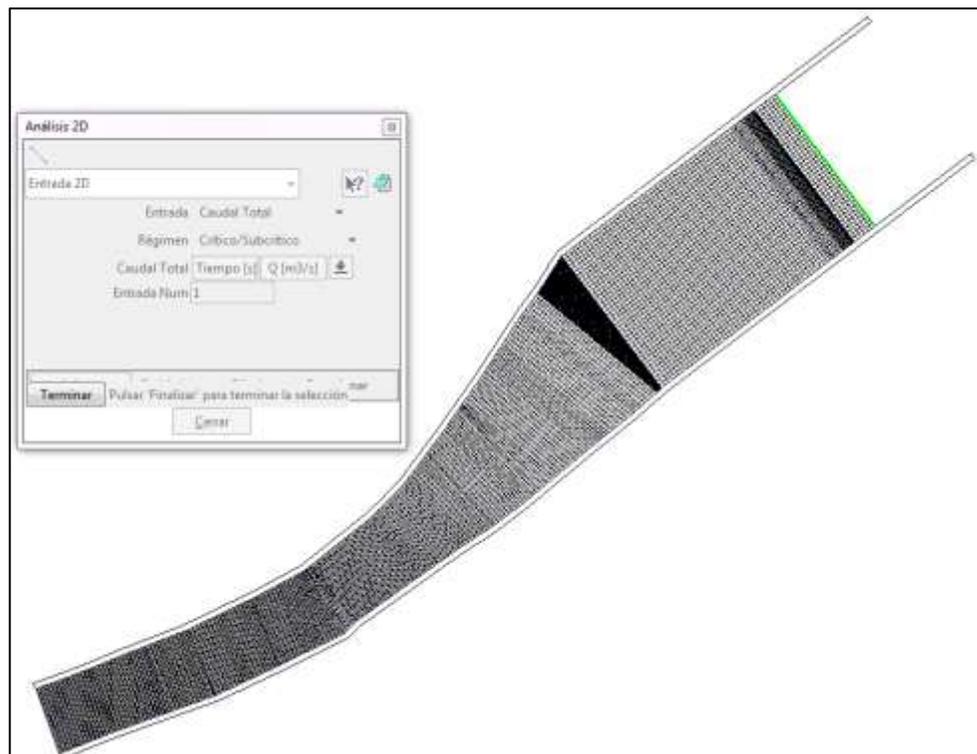


Figura 4.12. Hidrograma de salida T = 10000 años

Fuente: Elaboración propia

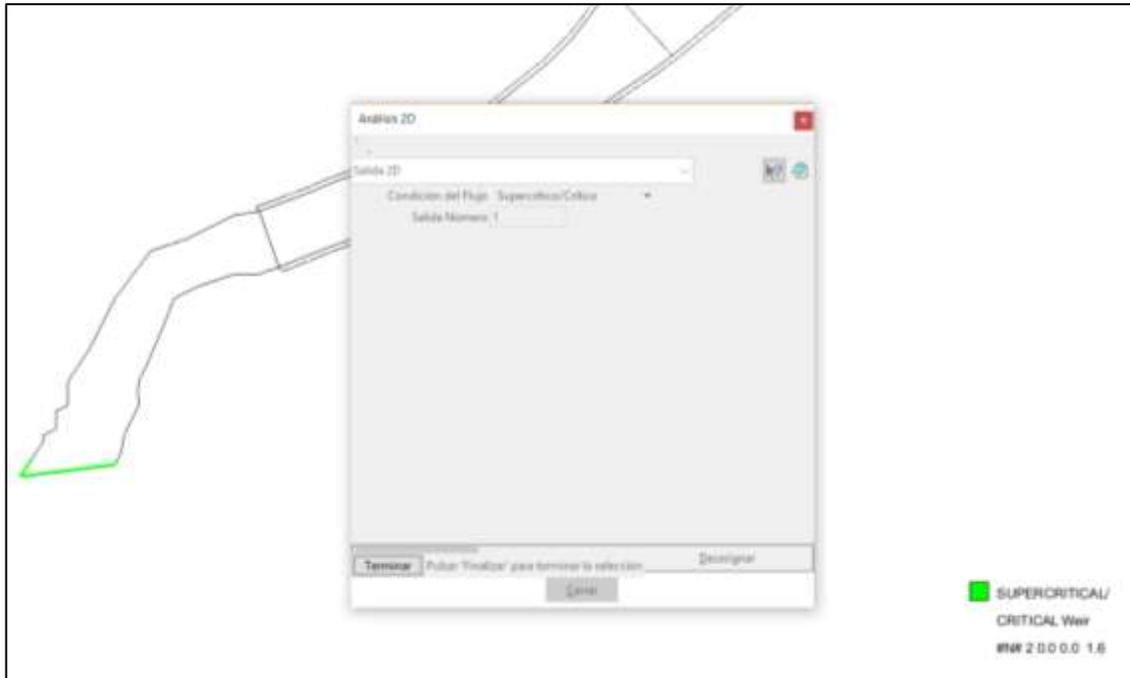
Luego de introducir los valores correspondientes al caudal laminado con sus respectivas unidades, se procede a designar la zona por donde comienza el flujo, para esto se debe seleccionar Asignar y se selecciona el inicio del vertedero.



b. Condiciones de contorno de salida

Aparecerá una ventana donde se selecciona la opción Salida 2D, dado que la salida es hacia el río al tratarse de un vertedero de excedencias; entonces, el régimen es supercrítico.

Se le asigna a la salida del canal de descarga.

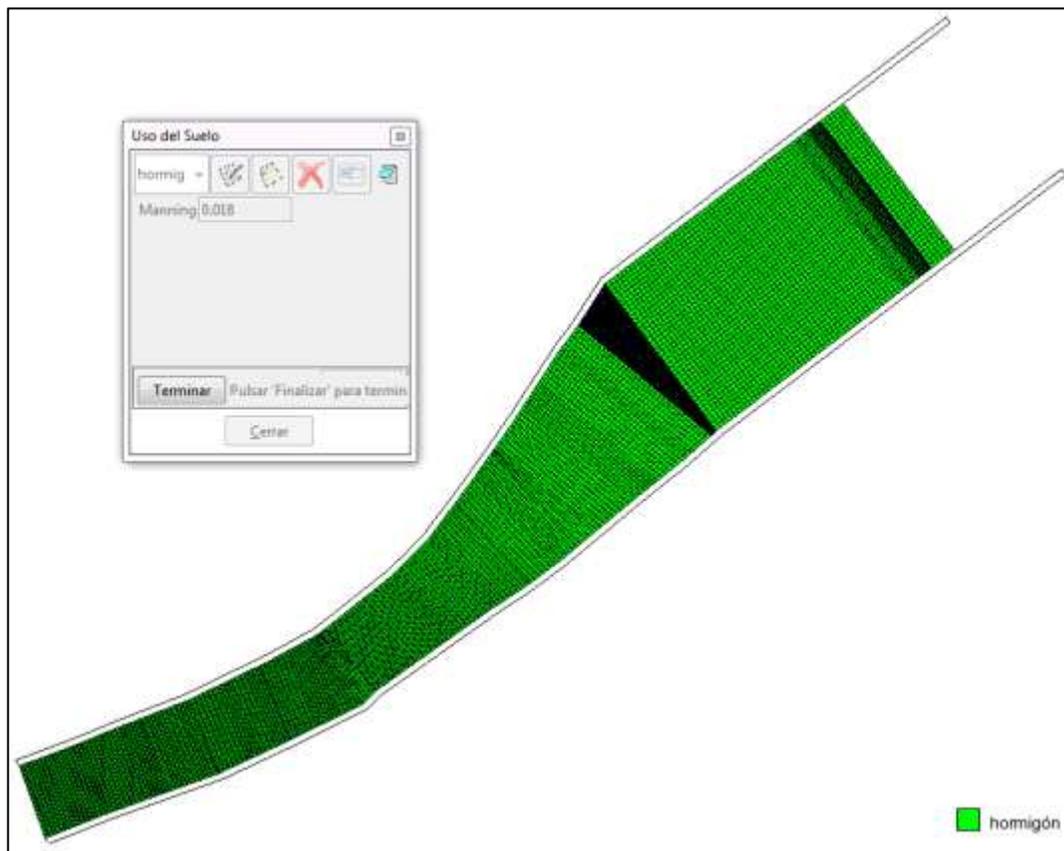
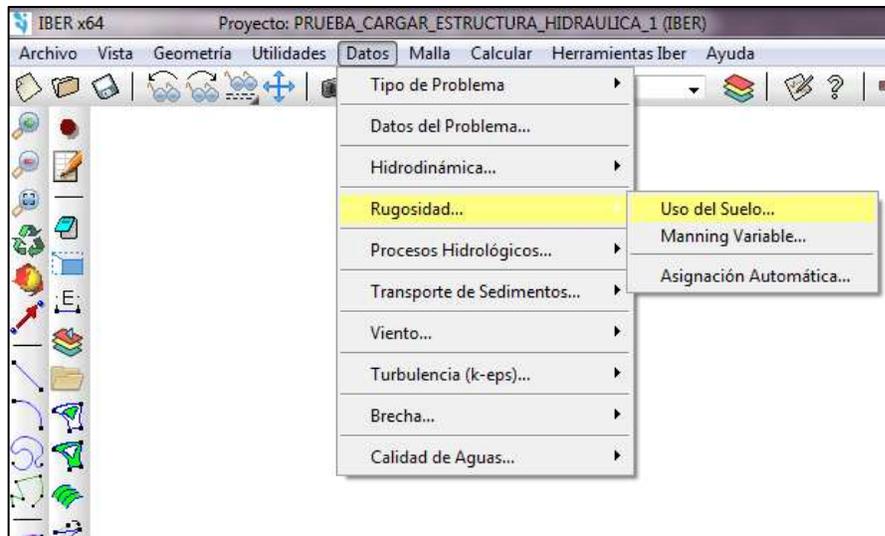


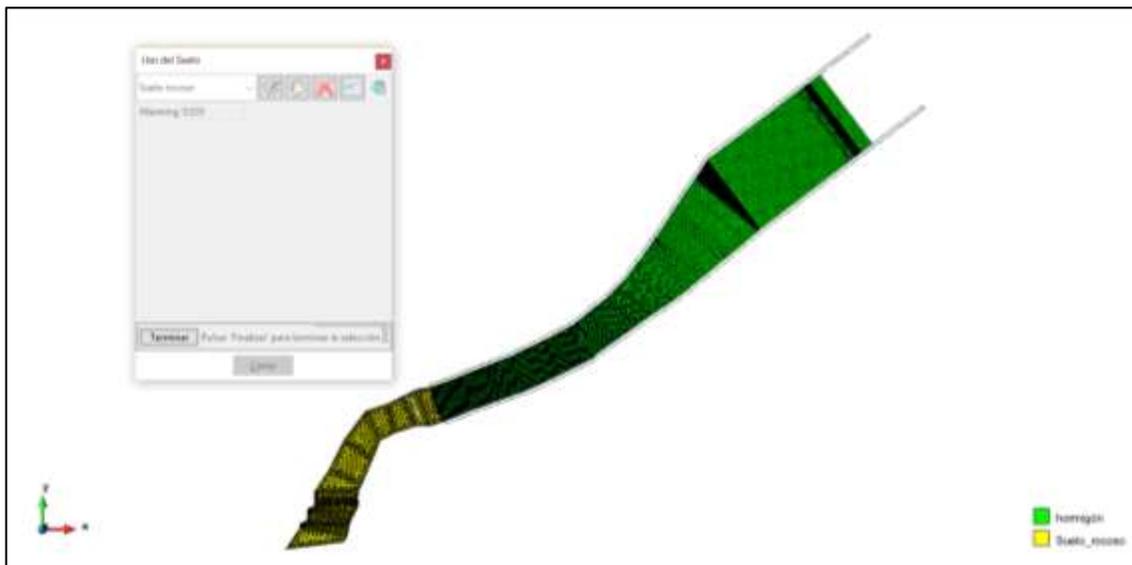
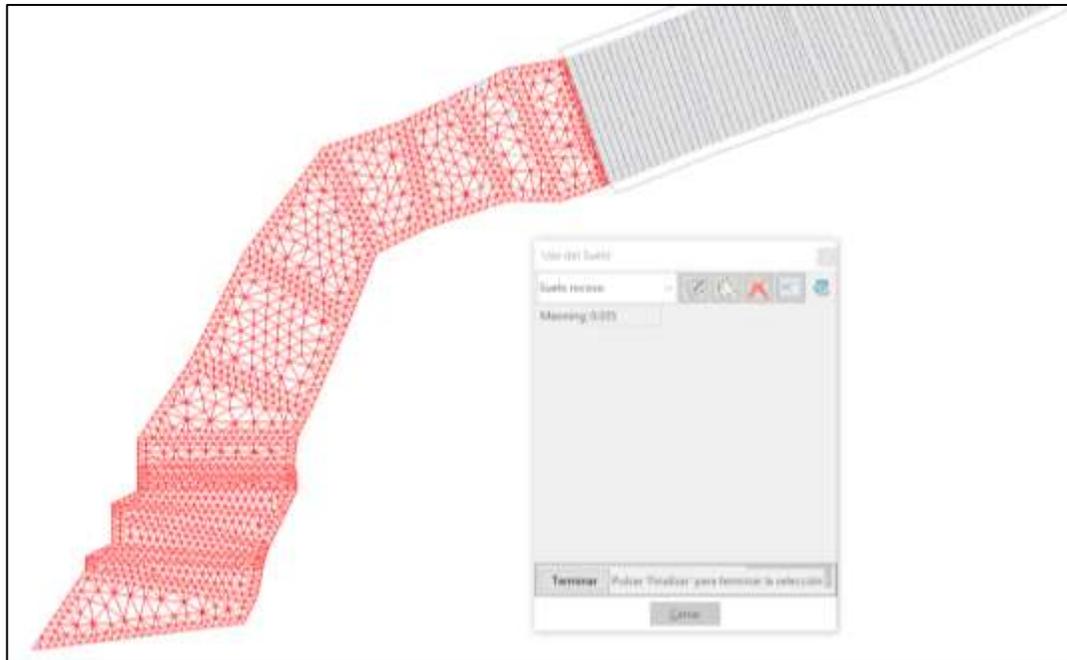
De esa manera ya se tiene establecido el sentido del flujo y el caudal que pasará por la estructura.

4.3.6 Rugosidad

IBER, permite asignar un coeficiente de Manning según el tipo de material que se tenga, para esta estructura se tomó un Coeficiente de Manning de 0.018 para hormigón y de 0.035 para la parte del canal conformado por roca dura (cuarzita).

La asignación se lleva a cabo de igual manera que las condiciones de contorno, añadiendo a las zonas de interés. Menú→ Datos → Rugosidad → Uso del suelo, donde aparecerá la siguiente ventana:





4.3.7 Datos del problema

Aquí se ingresan los parámetros para el cálculo. En este caso se ve tres pestañas necesarias para la modelación de los tirantes en el vertedero de excedencias.

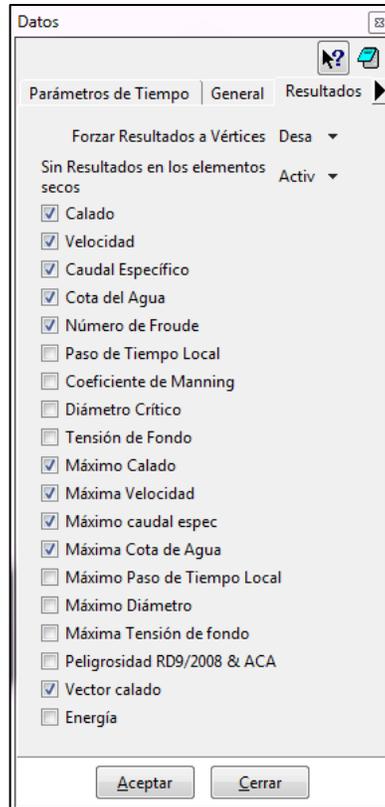
Vamos a Menú → Datos → Datos del problema

- **Pestaña Parámetros de tiempo:** ingresamos los parámetros de tiempo para la modelación.
 - a. **Simulación:** podemos elegir entre una simulación nueva o continuar una existente.
 - b. **Incremento de tiempo máximo:** es posible establecer un incremento en el tiempo de cálculo máximo.
 - c. **Instante inicial:** tiempo de inicio de cálculo.
Para la modelación se colocará un tiempo inicial de 0 para poder visualizar el modelamiento desde el comienzo del hidrograma laminado.
 - d. **Tiempo máximo de simulación:** tiempo estimado de cálculo.
Como el tiempo base del hidrograma de salida es mayor a 10800 s (3 h) esto haría un proceso lento, y debido a que nos interesa analizar los tirantes máximos, entonces solo es necesario el tiempo correspondiente para el caudal pico del hidrograma correspondiente a 1 h así que se opta un tiempo de simulación mayor a una hora, se analiza para una simulación de 4560 s.
 - e. **Intervalo de resultados:** incremento de tiempo en el que se desea ver el avance de los resultados.
Se toma un intervalo de tiempo cada 30 s.



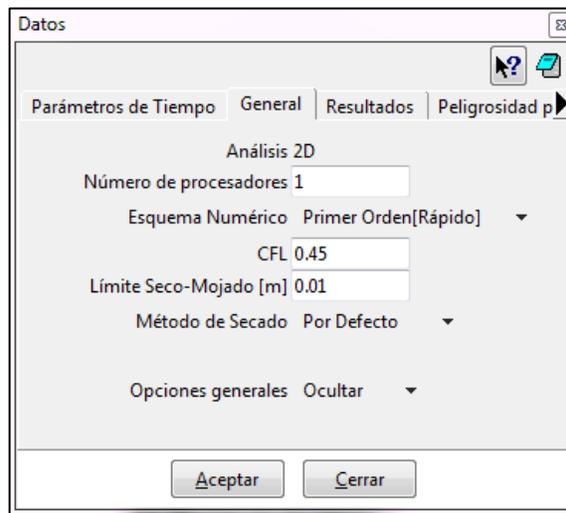
Todos los valores de tiempo se ingresan en segundos.

- **Pestaña Resultados:** aquí se seleccionan los resultados que se desean conocer. Es recomendable dejar los valores asignados por defecto, además de activar el vector calado.



Para analizar los resultados es de gran importancia que esté habilitada la opción calado para analizar los tirantes, y la velocidad para comprobar los rangos permisibles del hormigón.

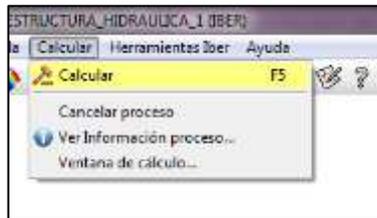
- **Pestaña General:** aquí se ingresan datos en función del hardware del equipo.



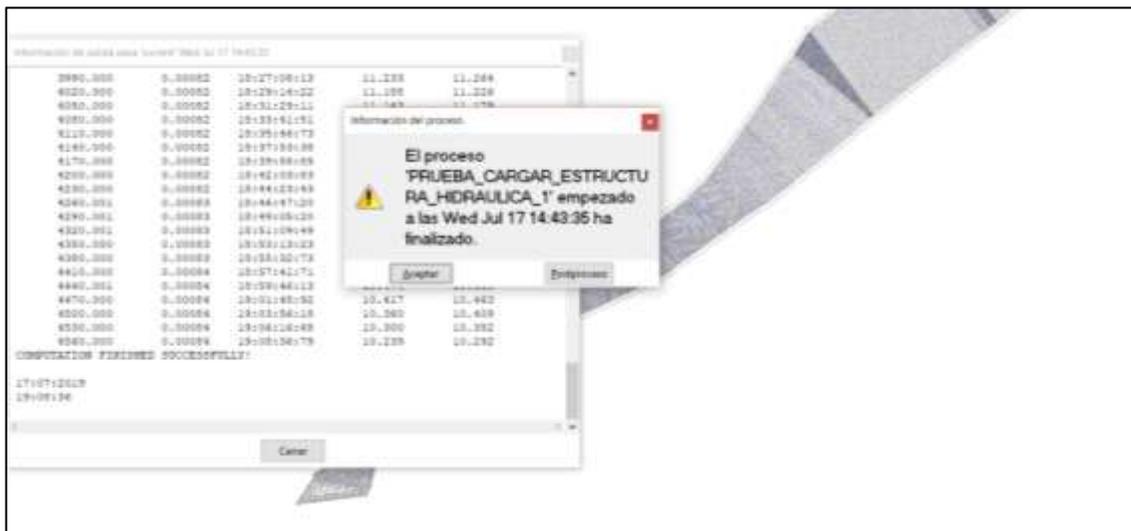
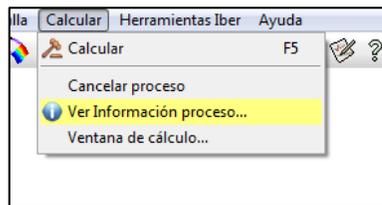
Depende de las características de la computadora; si la computadora es buena, se puede optar por seleccionar un número mayor de procesadores, esto influye en el tiempo de cálculo.

4.3.8 Ejecución del cálculo

Con la geometría, las condiciones hidrodinámicas, rugosidad, generada la malla y los datos para la modelación se proceden a la ejecución: Menú → Calcular → Calcular



Podemos también abrir la ventana de cálculo, para visualizar el proceso y ver el desarrollo del cálculo.



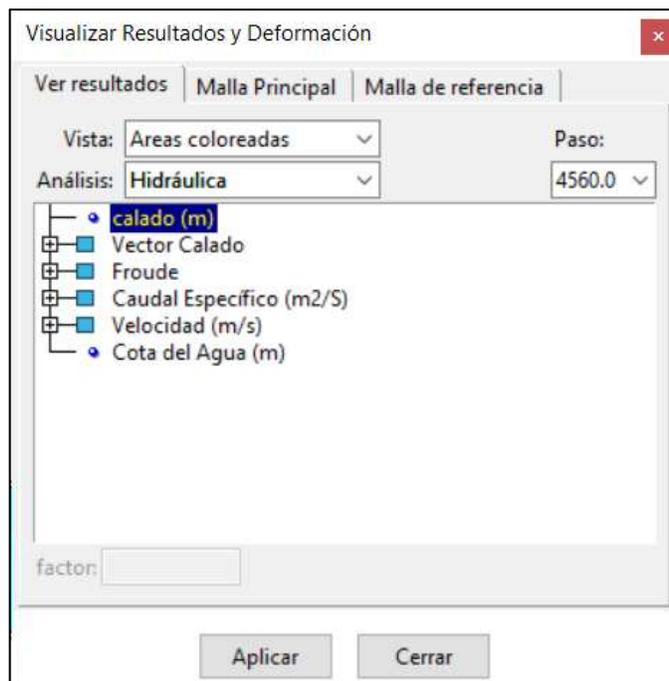
Cuando haya finalizado el cálculo aparecerá una ventana, en la cual se escoge la opción de postproceso, que permite visualizar los resultados.

4.3.9 Visualización de resultados

El menú principal cambia y se agregan más opciones. Para observar los resultados y la deformación de la malla, vamos a Menú → Ventana → Ver resultados

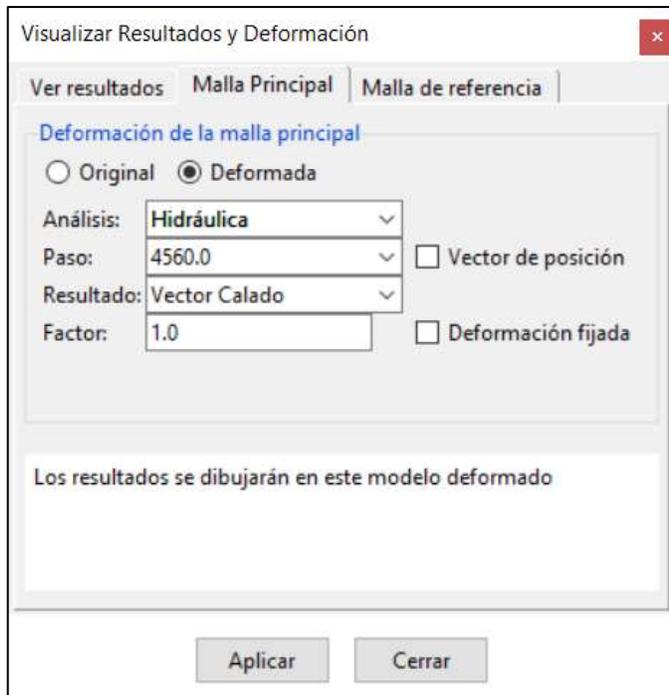
- **Pestaña Ver Resultados**

En Vista, se selecciona la opción Áreas coloreadas, en análisis se elige Hidráulica. En la opción Paso se refiere al instante de tiempo al cual se desea ver los resultados, siempre es recomendable seleccionar el instante final. Luego se le da click a la opción que interese ver (calado, velocidad, caudal específico, cota del agua), estos resultados se visualizan tanto en la malla como en la barra en el extremo inferior derecho.



- **Pestaña Malla Principal**

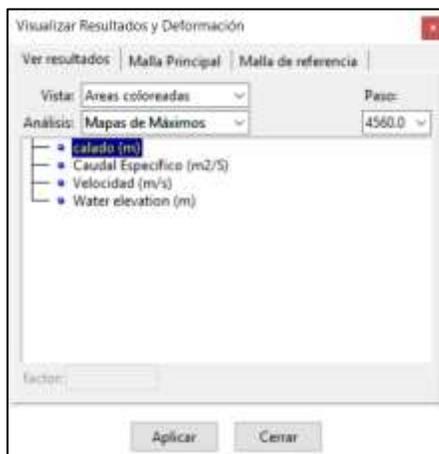
En esta pestaña se elige la opción Deformada, luego en Análisis escogemos Hidráulica. En la opción Pasos, ya se describió anteriormente, en Resultado debe estar Vector calado y en la opción Factor debe estar el valor de 1, para finalizar se da click en Aplicar.



4.3.9.1 Visualizar resultados máximos. Calado y velocidad

Para saber el calado máximo o velocidad máxima se necesita saber la envolvente de máximos, ósea en cada uno de los triángulos cual ha sido el valor máximo que ha tenido durante cualquier instante de tiempo.

Para esto se va a: Visualizar resultados, en Vista se pone Áreas coloreadas, en Análisis se elige Mapas de máximos, en Paso se selecciona el máximo paso de tiempo (4560 s), se hace click en Calado para ver el calado máximo o en Velocidad para ver las velocidades máximas.



En las Figuras 4.13 y 4.14 observamos los tirantes de agua en la cresta del vertedero de excedencias y en el canal de descarga.

El tirante en la cresta del vertedero de excedencias para un periodo de retorno de 1000 años corresponde a 2.42 m, como el azud es de 1.75 m entonces la diferencia es la altura de carga sobre el vertedero igual a 0.67 m.

El tirante en la cresta del vertedero de excedencias para un periodo de retorno de 10000 años corresponde a 2.9 m, como el azud tiene un parante de 1.75 m entonces la diferencia es la altura de carga sobre el vertedero igual a 1.15 m

Cabe resaltar que la altura del muro en el vertedero es de 0.75 m con lo la capacidad máxima de desfogue del vertedero es de 11.59 m³/s correspondiente al periodo de retorno de 1000 años.

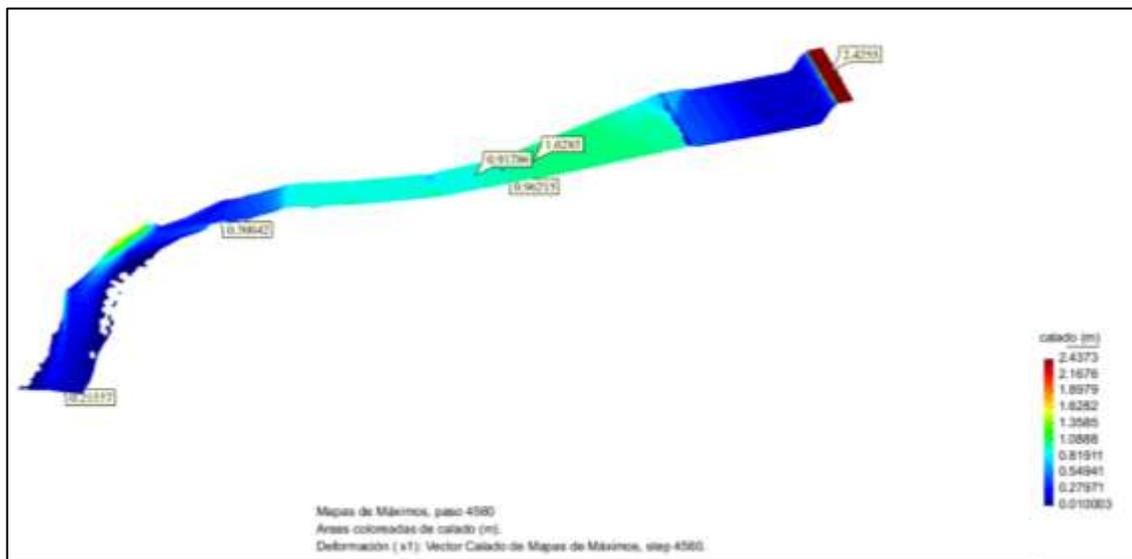


Figura 4.13. Tirante máximo T=1000 años

Fuente: Elaboración propia

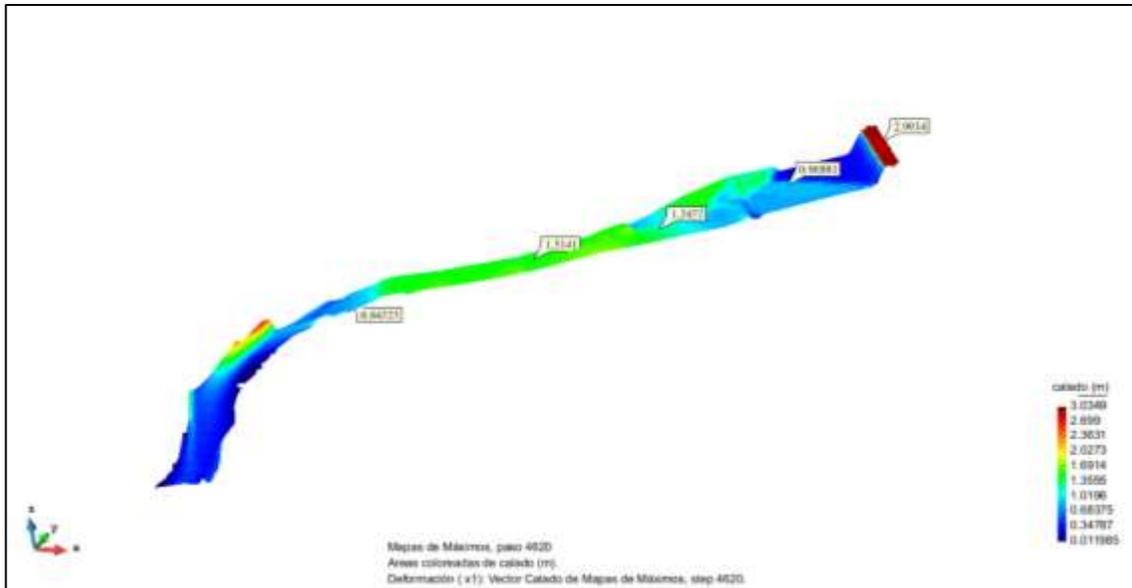
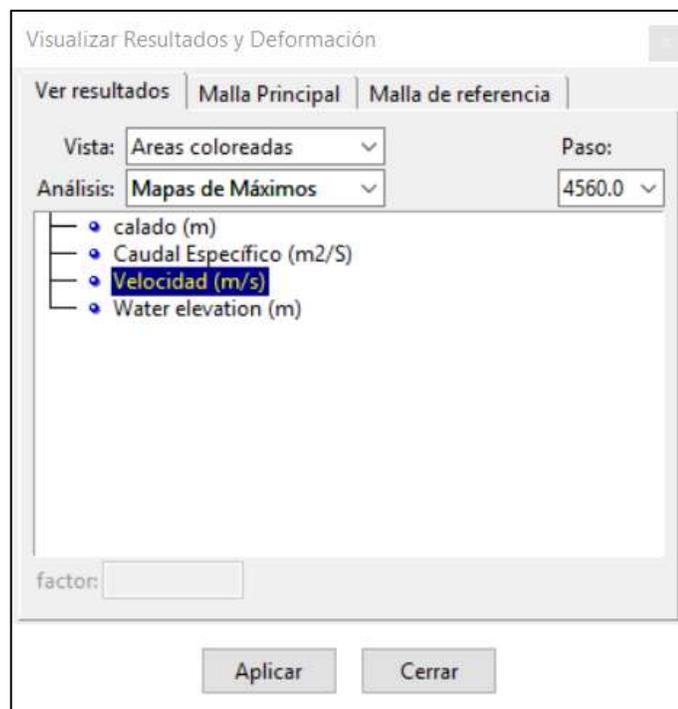


Figura 4.14. Tirante máximo T=10000 años

Fuente: Elaboración propia

Para poder visualizar las velocidades máximas tanto en la cresta del vertedero como en el canal de descarga se cambia la opción en el análisis del mapa de máximos y se selecciona la opción velocidad.



En la Figura 4.15 y 4.16 podemos observar las velocidades en toda la estructura las cuales están en el rango permisible según la Tabla 2.2 de velocidades admisibles según el tipo de material con el que esta recubierta la estructura y también para la parte del canal de descarga en suelo rocoso hasta la disipación.

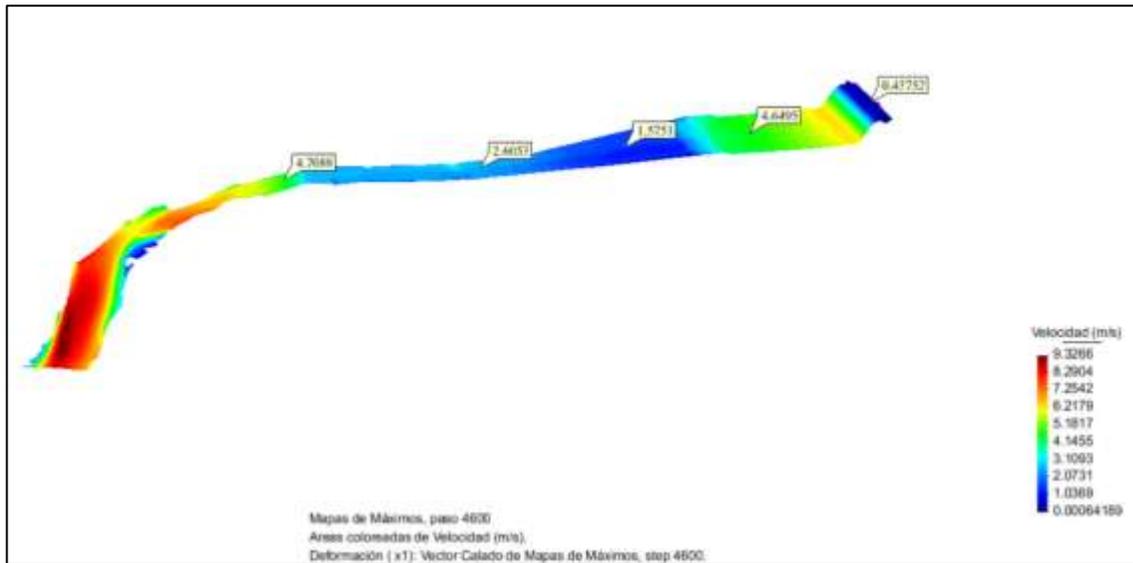


Figura 4.15. Velocidad máxima T=1000 años

Fuente: Elaboración propia

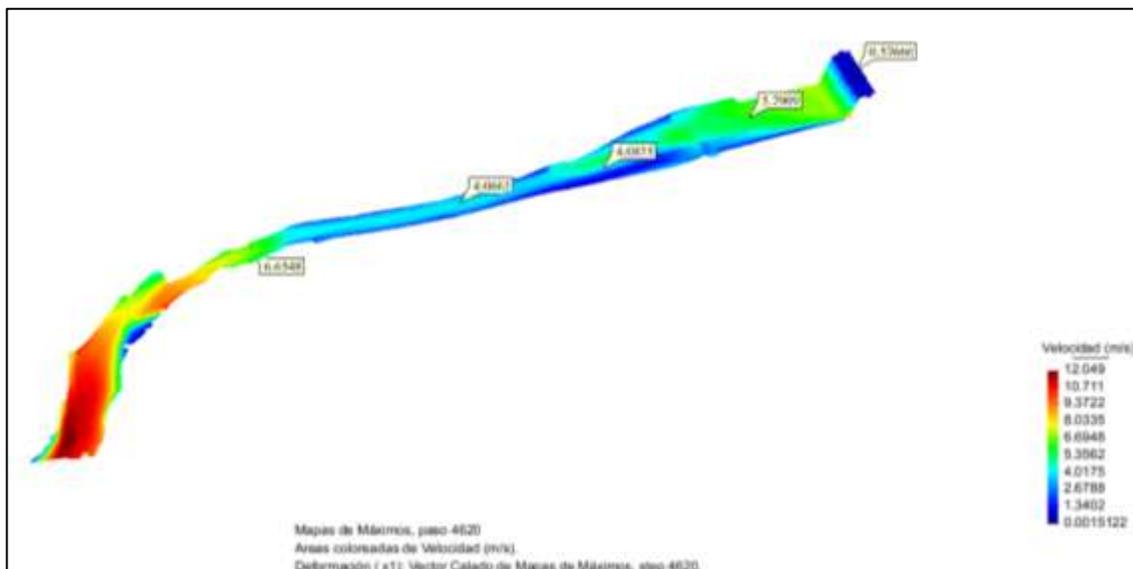


Figura 4.16. Velocidad máxima T=10000 años

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Al realizar la simulación hidráulica en el vertedero de excedencias y el canal de descarga, se pudo verificar que los tirantes en la cresta del vertedero no sobrepasaban la altura de 1 m con la cual estaba ya construida. Se tiene una altura de carga de 0.67 m en la cresta ante una crecida para un periodo de retorno de $T=1000$ años quedando en el margen de seguridad según diseño.

Sin embargo, en el canal de descarga se puede ver en la Figura 4.13 un tirante de 1.04 m, quedando 4 cm por encima del canal de descarga, esto debido a que en el canal existe estrechamiento de la sección, un excedente que no es muy significativo ya que la altura de los muros es de 1 m, tirantes mayores ocasionarían erosión hídrica y daño a la estructura.

- La simulación de la crecida máxima para verificar velocidades máximas en el vertedero de excedencias y el canal de descarga se obtuvieron velocidades de 6.31 m/s en el pie del azud y a la salida del canal de descarga debido a que ahí se presenta un régimen de flujo supercrítico, aun así se respalda el uso de $H^{\circ}C^{\circ}$ ya que está por debajo de los valores de velocidad permisible según la Tabla 4.2 en función a sus correspondientes tirantes y el tipo de revestimiento.
- Se puede observar que con el método tradicional en los resultados obtenidos por la laminación se tiene una altura de carga de 0.62 m y con la aplicación de la modelación con el IBER se tiene una altura de carga de 0.67 m, presentando una variación mínima del 5 cm entre ambos métodos. La gran diferencia radica en la variedad de resultados que podemos obtener con la aplicación del IBER.

En la comparación entre los resultados de la modelación con IBER y el método tradicional se puede observar que los valores de IBER son mayores en calado y velocidad en comparación con los del método racional, que no muestra todos los tirantes a lo largo de la estructura. Esto se puede explicar al considerar que IBER representa un punto que refleja los valores máximos.

- En flujos bidimensionales, el uso de programas bidimensionales es el que mejor se ajusta a este tipo de flujo en comparación con uno unidireccional. IBER, por su método de análisis, que se realiza sobre volúmenes finitos, permitiendo que el agua fluya en función de la superficie de estudio (malla), que se encuentra interconectada, permitiendo tener una mejor apreciación del fenómeno bidireccional que se produce en la modelación del flujo.

IBER, considera las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Estas variaciones son la velocidad y el calado. Además, los resultados de IBER, permiten delimitar con más precisión las zonas de la estructura donde se presenten riesgos de excedencia de agua para poder establecer un plan de contingencia con la finalidad de resguardar la estructura hidráulica.

- En este sentido, IBER realiza su análisis en cada nodo, que se encuentra conectada a otros nodos por medio de la malla, permitiendo obtener valores independientes (calados y velocidades) en cada nodo y para cada instante de tiempo.
- Los datos de topografía y cálculo de los caudales máximos como así de la laminación fueron extraídos del estudio que se realizó.
- El estudio se enmarcó dentro de las mediciones realizadas por lo tanto no tiene una precisión recomendada, es necesario tener mayor información de mediciones de campo que complementen el presente estudio.

5.2 RECOMENDACIONES

- Las limitaciones del IBER se relacionan a la información topográfica a utilizar y al tiempo de cálculo. La topografía es fundamental en la modelación, puesto que los resultados estarán una función a ese dato por lo que se recomienda tener los datos correspondientes a la estructura, lo más ajustado posible a lo real.
- En cuanto al tiempo de cálculo que está estrictamente ligado a la discretización de la malla de cálculo, si la malla es fina se requiere más tiempo de cálculo por lo que se debe trabajar con una computadora con cuatro procesadores mínimo para que el tiempo de cálculo no sea muy alto.
- Previo a la construcción del vertedero de excedencias o de cualquier otra obra hidráulica se tiene que llevar a cabo una modelación del flujo ante crecidas extraordinarias, para así verificar las dimensiones de tales estructuras, pues una falla puede ocasionar daños de gran magnitud.
- Se recomienda usar IBER porque es un software gratuito, que se encuentra en un proceso constante de actualización lo que permite introducir nuevas mejoras y que poco a poco se vaya generalizando su uso en el estudio del impacto que pueden representar sobre la dinámica de los cauces en cualquier tipo de actuación.
- El uso de este programa se recomienda para cálculos en ríos, definición de las zonas inundables, evaluar zonas de riesgo y delimitar las vías de intenso desagüe, simular el paso del agua bajo puentes, compuertas y vertederos incluyendo incluso el efecto del viento y permite simular la rotura de presas.
- Se recomienda tener un nivel básico en el manejo de programas alternos al IBER como ser ArcGIS, Global Mapper, Google Earth, Civil3D, Office entre otros. Para ser idóneos en el manejo del programa IBER.

- Debido a la escasez de datos medidos ya que solo se contaban con los datos para el periodo de lluvias a principios del 2019, entonces se recomienda realizar más mediciones para así validar el modelo y contar con un mayor rango de confiabilidad en la aplicación del programa IBER para realizar simulaciones.
- Se recomienda colocar un medidor de caudales automático, de tipo flotador, caudalímetro o mediciones en la escala limnimétrica constantes en época de crecidas para contar con un registro de datos extenso.
- Se recomienda el uso de modelos bidimensionales como el IBER para la simulación del flujo en lámina libre, ya que el uso de estos modelos está empujado por la creciente capacidad de los ordenadores actuales, es cada vez mayor debido a su gran capacidad de representación de los fenómenos reales frente a las limitaciones de los modelos unidimensionales.
- Es recomendable en la entrada de datos de las condiciones iniciales, colocar el hidrograma de salida sólo hasta el tiempo en el que se presenta el caudal máximo laminado, ya que como nos interesa la altura de carga máxima entonces no es de mucha importancia simular todo el hidrograma de salida, ya que tiempos mayores de simulación requieran tiempos mayores de cálculo.

El presente trabajo se realiza a partir de datos hidrológicos obtenidos de la consultora COINDES a cargo de la supervisión de la construcción de la presa Miraflores. La hidrología del proyecto contempla algunas incongruencias en lo referente a las aportaciones mensuales al embalse y el periodo hidrológico, aun así, el trabajo hace uso del dato en lo referente al nivel de aguas normales de la presa ya construida, las características de la estructura correspondiente al vertedero de excedencias; que ya se encuentran definidas y construidas.

Para el proceso de modelación con el programa IBER en el que el parámetro a considerar es la entrada de los caudales provenientes del estudio de la laminación del embalse de la presa Miraflores, la estructura y la malla de cálculo ya se encuentran definidas obtenidos de los planos As Built.

Así mismo cabe mencionar que para una mejor representación del trabajo hidrológico se recomienda contar con las previsiones necesarias para poder identificar este tipo de incongruencias en el estudio hidrológico para así evitar percances en modelaciones futuras. Es por eso que también el Tribunal Calificador del presente Trabajo, no se solidariza con la forma, modos y expresiones vertidas en el mismo, siendo la misma responsabilidad del autor.