



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

INVESTIGACIÓN HIDRÁULICA UTILIZANDO UN MODELO NUMÉRICO 3D DE LA PRESA TABLONES ALTO – CHINECAS

César Barreto-Escobedo

Piura, enero de 2015

FACULTAD DE INGENIERÍA

Programa Académico de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA



**“Investigación hidráulica utilizando un modelo numérico 3D de la presa Tablones
Alto - Chinecas”**

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

César David Barreto Escobedo

Asesor: Dr. Ing. Jorge Reyes Salazar

Piura, Enero 2014

A Dios, por ser el verdadero camino en la vida

A mi abuelita Brinelda, por su incondicional apoyo.

A mis padres César y Marleny, por su gran ejemplo,
amor y confianza

A mis hermanos Marycé y Alejandro, por su alegría
y cariño

Prólogo

El Proyecto Especial Chinecas comprende un proyecto hidroenergético y de irrigación, el cual busca aprovechar los recursos hídricos superficiales y subterráneos que se encuentran en el departamento de Ancash e implementar nuevas tierras de cultivo abasteciéndose de las cuencas de los ríos Santa, Nepeña, Casma y Sechín. Una de las estructuras de captación más importantes, la bocatoma Tablones Alto, se encuentran en el Río Santa y es precisamente la obra hidráulica escogida para el estudio de la presente tesis.

El Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura a finales del 2013 realizó la investigación en modelación numérica de la presa Tablones Alto, donde se comprobó el diseño, la captación y operación mediante resultados obtenidos a través de la implementación de programas de la Dinámica de fluidos computacional (CFD) aplicados a la hidráulica.

El presente estudio nace como iniciativa de investigar el comportamiento hidráulico de la presa derivadora Tablones Alto del Proyecto Chinecas; de tal manera, mediante un modelo numérico poder simular tridimensionalmente los parámetros en la zona de las estructuras. Como parte del estudio, se optó por emplear el programa SSIIM, con este se ha podido evaluar los factores relacionados al flujo, como niveles, velocidades, y esfuerzos cortantes. Todo esto es importante porque permitirá determinar y evidenciar el comportamiento del patrón de flujo durante la operación de compuertas. Así también como proponer alternativas para mejorar los problemas identificados en la estructura evaluada.

Mi agradecimiento a profesores, personas ligadas al IHHS y compañeros de investigación por la motivación brindada durante el desarrollo de la presente tesis. De manera especial agradezco al Dr. Ing. Jorge Reyes Salazar, Director del Instituto de Hidrología, Hidráulica e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura, por sus valiosas enseñanzas, certero asesoramiento académico y confianza en la materia de investigación. Asimismo al Ing. Leo Guerrero Asmad quien tuvo a cargo el estudio de modelación numérica, por su presencia desde mis inicios en la modelación hidráulica mientras realizaba mis primeras prácticas en el IHHS. Mención personal merece el Ing. José Ordinola Enríquez, de quien recibí significativos criterios y conceptos aplicados al modelo numérico SSIIM. También agradezco al Proyecto Chinecas por el acceso a la información proporcionada en el expediente técnico del Proyecto de Adecuación Chinecas. Finalmente a la Universidad de Piura, mi casa de estudios, por la correcta formación académica y personal.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1.....	3
Las Obras de Irrigación.....	3
1.1. Obras de Irrigación: Definiciones y Conceptos	3
1.1.1. Captación de agua	4
1.1.2. Conducción.....	5
1.1.3. Zona de distribución.....	9
1.1.4. Zona de riego.....	10
1.2. La Irrigación en el Perú.....	10
1.2.1. Problemática de la distribución del agua en el Perú.....	11
1.2.2. Problemática estacional: avenidas, sequías, Fenómeno de El Niño	14
1.2.3. Necesidad de proyectos de irrigación en el Perú.....	15
1.2.4. Principales proyectos por regiones.....	16
CAPÍTULO 2.....	21
Estructuras de Captación en un río.....	21
2.1. Presas de almacenamiento.....	21
2.1.1. Generalidades	21
2.1.2. Principales tipos de presa	23
2.1.3. Las presas de almacenamiento en el Perú	31
2.2. Presas de derivación	32
2.2.1. Principales tipos de Bocatomas.....	33
2.2.2. Estructuras principales de una Bocatoma.....	35
2.2.3. Rol de las presas derivadoras en el Perú	38
2.3. Derivación directa	39
2.4. Verificación y optimización de las estructuras.....	41
CAPÍTULO 3.....	43
Los Modelos Numéricos	43
3.1. Dinámica de fluidos computacional – CFD	43
3.2. Tipos de Modelos Numéricos	44
3.2.1. Dimensionalidad.....	45
3.2.2. Régimenes de flujo.....	47
3.2.3. Variaciones en el tiempo	48
3.2.4. Contornos del cauce	48
3.3. Mallas computacionales	49
3.3.1. Mallas estructuradas y no-estructuradas.....	49
3.3.2. Mallas ortogonales y no-ortogonales	50
3.3.3. Mallas multi-bloque	51
3.3.4. Mallas adaptativas	51
3.3.5. Cualidades de las mallas	52
3.4. Programas CFD avanzados para la Ingeniería Hidráulica.....	53
3.4.1. Ansys FLUENT.....	53
3.4.2. FIDAP	53
3.4.3. STAR-CD.....	54
3.4.4. TELEMAR-2D.....	54
3.4.5. SSIIM	54
3.4.6. FLOW-3D	55
3.4.7. PHOENICS	55
3.4.8. CFX.....	55
3.4.9. OPEN FOAM.....	56

3.5.	Elección del programa a utilizar – SSIIM	56
3.5.1.	Generalidades y Características.....	57
3.5.2.	Capacidades y limitaciones	58
3.5.3.	Cálculos de la velocidad y turbulencia.....	59
3.6.	Etapas de la modelación CFD	63
3.6.1.	Pre – procesamiento	63
3.6.2.	Procesamiento	64
3.6.3.	Post - procesamiento	64
CAPÍTULO 4		65
Proyecto Chincas: Presa de derivación Tablones Alto		65
4.1.	El Río Santa.....	65
4.1.1.	Cuenca del río Santa.....	66
4.1.2.	Hidrología del río Santa.....	67
4.2.	Proyecto Chincas	72
4.2.1.	Alcances y Objetivos del Proyecto.....	73
4.2.2.	Ubicación.....	73
4.2.3.	Descripción de las Obras.	75
4.3.	Presa de derivación Tablones Alto	76
4.3.1.	Antecedentes	76
4.3.2.	Ubicación.....	76
4.3.3.	Objetivos y funciones.....	77
4.3.4.	Descripción general de la Estructura.....	77
4.4.	Planeamiento de la Modelación numérica de la presa Tablones Alto	82
4.4.1.	Propuesta de Modelación	83
4.5.	Resultados de la modelación unidimensional y bidimensional	84
4.5.1.	Ensayos sin estructuras.....	84
4.5.2.	Ensayos con estructuras.....	91
CAPÍTULO 5		101
Simulación numérica tridimensional de la presa de derivación Tablones Alto.....	101	
5.1.	Generación de la malla computacional.....	101
5.1.1.	Dominio de espacio	102
5.1.2.	Forma en planta	103
5.1.3.	Batimetría	105
5.1.4.	Volúmenes bloqueados.....	106
5.1.5.	Secciones de entrada y salida de agua.....	107
5.2.	Escritura del archivo control	108
5.2.1.	Rugosidad.....	109
5.2.2.	Algoritmos empleados en la simulación.....	110
5.3.	Capacidad de descarga en las compuertas radiales	111
5.4.	Condiciones de borde para la simulación numérica	116
5.4.1.	Condiciones hidráulicas.....	117
5.5.	Convergencia.....	118
5.6.	Resultados y análisis	119
5.6.1.	Simulación del comportamiento hidráulico.....	119
5.6.2.	Esfuerzos de corte en el fondo.....	140
5.6.3.	Determinación de las condiciones a la salida de las compuertas.....	143
5.6.4.	Estimación del transporte de sedimentos en el canal de limpia.....	147
5.7.	Información relevante del modelo físico para la tesis.	150
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		153
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		159
ANEXO A	163	
ANEXO B	189	

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la ingeniería en estructuras hidráulicas a lo largo del tiempo ha ido en continuo crecimiento, generando nuevas tecnologías y avances de gran utilidad para la mejora en diseños y proyectos. Este progreso de la tecnología se ha dado sobretudo en la computación y programas especializados, creándose *softwares* modernos con gran potencial computacional capaz de calcular múltiples ecuaciones. La mecánica de fluidos computacional es una de las ramas que mayor desarrollo ha presentado.

En el primer capítulo, se busca dar una visión global de lo que comprenden las obras de irrigación y analizar el panorama actual de la irrigación en el Perú, junto a su problemática e importancia de los proyectos. En el segundo capítulo se explican los diversos tipos de estructuras de captación en un río, dando los conceptos, características generales y criterios a tener en cuenta en las presas de almacenamiento y de derivación. Estos dos primeros capítulos son importantes para situar al lector dentro del contexto de la tesis, debido a que el proyecto en el cual se basa el estudio, se trata de una estructura de captación (presa derivadora) de un proyecto de irrigación en la costa peruana, como lo es el Proyecto Especial Chinecas, localizado en el departamento de Ancash, y siendo el río Santa, la principal fuente de abastecimiento natural.

Las herramientas más empleadas para el estudio de estructuras hidráulicas son los modelos físicos y los modelos numéricos. Ambos poseen una gran rango de fidelidad con la realidad en sus resultados, por ello es que son complementarios y su aporte es relevante, pues permite conocer a priori el comportamiento hidráulico a desarrollarse. En la presente tesis se utiliza la herramienta de la modelación numérica para simular una estructura como la presa derivadora de Tablones Alto. Es por esta razón fundamental desarrollar en el capítulo tres los principales conceptos y tipos de modelos numéricos. En este capítulo se imparten criterios e información característica de la modelación matemática. Así mismo se indica la elección del programa a utilizar, las razones y virtudes del software escogido. En el capítulo cuatro, se da paso al proyecto en sí, pues se basa en describir al Proyecto Chinecas y a la Bocatoma Tablones Alto, que es la estructura en estudio. En el mismo capítulo se da a conocer el planteamiento de modelación desarrollado, acompañado por algunos resultados.

Finalmente en el capítulo quinto, se explica todo el proceso desarrollado para la realización de la simulación numérica tridimensional, dando una guía para la correcta elaboración. Del mismo modo se representan los resultados obtenidos, al igual que los cálculos teóricos estimados que justifican gran parte del análisis mostrado.

CAPÍTULO 1

Las Obras de Irrigación

A lo largo de la historia, nuestros ancestros han dejado vestigios de grandes obras de ingeniería, siendo las obras de irrigación las principales para su supervivencia y establecimiento. No es por ello casualidad que las grandes civilizaciones giraron siempre en torno a un río, del cual se abastecieron, y utilizaron para la agricultura y otras actividades económicas. El manejo del agua y el valor de este recurso para la alimentación de una población son piezas fundamentales en el crecimiento de una comunidad.

Sin ir muy lejos, los Incas demostraron un conjunto de técnicas y saberes para cultivar la tierra aprovechando al máximo el suelo. Los conocimientos hidráulicos en canales y bocatomas, permitieron la irrigación y el cultivo en diversas zonas del imperio. El desarrollo agrícola inca y las técnicas usadas fueron tan efectivos que despiertan el interés de numerosos estudios por parte de expertos¹.

Con el paso del tiempo, los avances de la tecnología nos han permitido desarrollar diversas técnicas para el aprovechamiento del agua. El riego por goteo es un claro ejemplo de la optimización de este recurso. La desalinización del agua de mar es otra de las fuentes que viene desarrollándose. Sin embargo, siguen siendo las obras de irrigación un gran pilar para los países agrícolas como lo es el Perú.

1.1. Obras de Irrigación: Definiciones y Conceptos

Según O. W. Israelsen, Irrigación es la aplicación artificial del agua en el suelo con el propósito de suplir a ésta de la humedad esencial para el crecimiento de las plantas.²

También podemos definir la irrigación como el aporte a los terrenos de cultivo de un volumen controlado y oportuno de agua para lograr el desarrollo de los cultivos hasta la maduración de sus frutos. Así mismo se define como Irrigación: toda acción, efecto o técnica para regar y desarrollar la agricultura.

Entonces, habiendo definido ya lo que es la irrigación podemos decir que, las Obras de Irrigación son un conjunto de canales, estructuras y trabajos de acondicionamiento realizados por el hombre con la finalidad de poder suministrar a la tierra de cultivo el agua en la cantidad y en el tiempo que los cultivos lo requieran.

¹ Enciclopedia Temática: Incas. Rostworowski, María (2004)

² Irrigation Principles and Practices, Orson W. Israelsen

Considerando esto, se puede decir que una obra de riego en general consta de cuatro partes fundamentales: Captación, Conducción, Distribución y Zona de riego.

1.1.1. Captación de agua

La parte inicial de cualquier proyecto u obra de irrigación es la Captación, pues para empezar a utilizar el agua, se necesita primero disponer de ella. La captación consiste en recolectar y almacenar agua proveniente de diversas fuentes para su uso benéfico. La fuente de abastecimiento puede ser de tres tipos:

1.1.1.1. Superficial:

El deshielo de los glaciares y parte de la lluvia fluye superficialmente por canales naturales de drenaje. Esta agua de escorrentía eventualmente llega a los ríos y lagos. Antes de su evaporación, el agua puede ser represada y derivada para su uso posterior.

Entonces, cuando nos referimos a captación superficial, nos estamos refiriendo a la captación en ríos principalmente. La infraestructura de captación superficial lo constituyen obras de cabecera, en inglés denominado *headworks*, como una presa de almacenamiento (embalses o reservorios), presa de derivación (bocatoma) o derivación directa.

Más adelante, en el próximo capítulo se verá con más detalle este tipo de estructuras hidráulicas. Dichas obras se caracterizan no solo por su importancia, sino también por la envergadura que representan.

1.1.1.2. Subterránea:

El agua subterránea tiene su origen en el almacenamiento que se produce en el subsuelo, como consecuencia de la permeabilidad del terreno y la existencia de capas impermeables que permiten retenerla. El agua subterránea, procedente de la filtración del agua superficial a través del terreno, va a almacenarse tanto en el interior de las cavidades existentes en éste, como en el espacio intergranular presente entre las partículas que lo constituyen.

El agua subterránea puede estar dispersada entre las partículas del suelo sin poderse aprovechar. Sin embargo, el agua puede alcanzar capas porosas saturadas con agua conocidas como acuíferos. De acuerdo con lo anterior, se entiende como acuífero, aquél estrato o formación geológica que permite la circulación del agua por sus porosas grietas, permitiendo su aprovechamiento. Es importante mencionar que existen tipos de terreno más favorables para la transmisión del agua en su interior, tales como los porosos y detríticos, así como los kársticos y fisurados.³

Conocida la existencia de un acuífero, su aprovechamiento pasa por la realización de una obra que permita captar el agua existente. De entre las distintas construcciones que se pueden realizar destacan los pozos profundos, pozos a cielo abierto o perforaciones de pequeño diámetro; siendo así estas las obras de cabecera junto con la estación de bombeo. No obstante, éste no es el único tipo de obra posible. Además de los pozos tenemos las galerías, las zanjas, los drenes y los pozos excavados.

³ Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua. Cabrera, Espert, García-Serra, Martínez

Un dato relevante a tener en cuenta es la presencia de la capa superior de saturación denominada manto freático. Los pozos deben excavar hasta ésta capa para poder extraer el agua del acuífero.

Desde el punto de vista físico-químico, las aguas subterráneas se caracterizan por lo siguiente: turbiedad baja; contaminación débil; contaminación bacteriana débil; temperatura constante; composición química, en función del terreno por el que fluye.

1.1.1.3. Subálvea:

Subálvea hace mención a su término en sí, subálveo que corresponde al agua subterránea bajo la corriente de un río, riachuelo, quebradas o arroyo que se va acumulando con el largo paso del tiempo.

En ocasiones las precipitaciones desiguales así como la orografía del terreno desaconsejan la creación de embalses por lo que también se utilizan galerías filtrantes para la obtención de agua. La galería filtrante o galería de captación es construida para alcanzar un acuífero cuya estructura permeable está diseñada con la finalidad de captar las aguas subterráneas. A diferencia de los pozos, que se construyen con la misma finalidad, la galería filtrante es aproximadamente horizontal. La galería puede terminar en una cámara de captación donde generalmente se instalan las bombas hidráulicas para extraer el agua acumulada. En otros casos la galería puede tener una finalidad mixta de captación y conducción prolongándose hasta el lugar donde se va a aprovechar el agua.

Figura 1.1. Galería filtrante



Fuente: Internet⁴

1.1.2. Conducción

Después de haberse captado el agua a través de las obras de cabecera, las cuales garantizan la disponibilidad de este recurso. La conducción tiene como principal función transportar el agua desde la zona de captación hasta la zona de distribución. Por lo general, la obra fundamental es un canal de conducción principal, donde debe procurarse en lo posible que su longitud sea mínima.

Los sistemas de conducción y distribución de agua en los proyectos de riego pueden estar conformados por conductos abiertos que fluyen bajo la acción de la gravedad, a los que se

⁴ <http://www.turismoruta40.com.ar/chilecito.html>

les denominan canales, o por conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos como los túneles.

Las estructuras hidráulicas que constituyen las obras de conducción son:

1.1.2.1. Desarenador

Cuando se capta agua de un río, inevitablemente estaremos captando también sedimentos en suspensión y de arrastre. Un desarenador es una estructura que permite eliminar ciertas partículas que se encuentran en suspensión en el agua y posteriormente arrojarlas mediante una adecuada operación.

Un desarenador funciona basándose en la decantación de partículas cuando la velocidad del flujo es lo suficientemente baja, por ello esta estructura requiere de una expansión de la sección transversal para disminuir la velocidad del flujo (menor e igual a 0.5 m/s). Un desarenador típico puede dividirse en varios canales o naves. Una vez que una nave está llena de arena, una compuerta en el fondo se abre y un flujo con alta velocidad purga el sedimento de vuelta al río.

Los desarenadores, en ocasiones, también se emplean aguas arriba de las centrales hidroeléctricas. Pues, eliminando ciertas partículas en suspensión se logra una menor erosión en las turbinas brindando así mayor tiempo de vida a las mismas.

Figura 1.2. Desarenador CHAVIMOCHIC



Fuente: Proyecto Chavimochic

1.1.2.2. Canales de Conducción

Los canales son obras de orden longitudinal y se caracterizan por su gran recorrido. Su labor está plenamente destinada al transporte del agua, donde el flujo es abierto en la mayoría de los tramos; trabajan por la acción de la gravedad y sin ninguna presión dado que la superficie libre del fluido está en contacto con la atmósfera. Son obras de ingeniería importantes, que deben ser cuidadosamente pensadas para no provocar daños al ambiente, y para que se gaste la menor cantidad de agua posible. Esto se logra utilizando la sección de máxima eficiencia hidráulica en el caso que el canal sea de concreto.

Las dimensiones de los canales son muy variadas, pueden ser grandes canales para transportar varias decenas de m^3/s , conocidos como canales principales o secundarios, y

también pequeños canales con capacidad para unos pocos l/s, los llamados canales distributarios o de campo. Por lo general los canales principales se encuentran revestidos por concreto armado, mientras que los canales de campo pueden ser canales de tierra.

Figura 1.3. Sección típica de una canal en ladera



Fuente: Proyecto Caracha

Como podemos apreciar en la Figura 1.3, un canal de conducción siempre va acompañado de un camino afirmado, el cual no sólo es útil para la etapa de construcción sino también para el mantenimiento posterior y limpieza del mismo. Por lo general la sección de canal más empleada es la trapezoidal, pues es la que más se acerca a la mayor eficiencia.

1.1.2.3. Obras de Arte

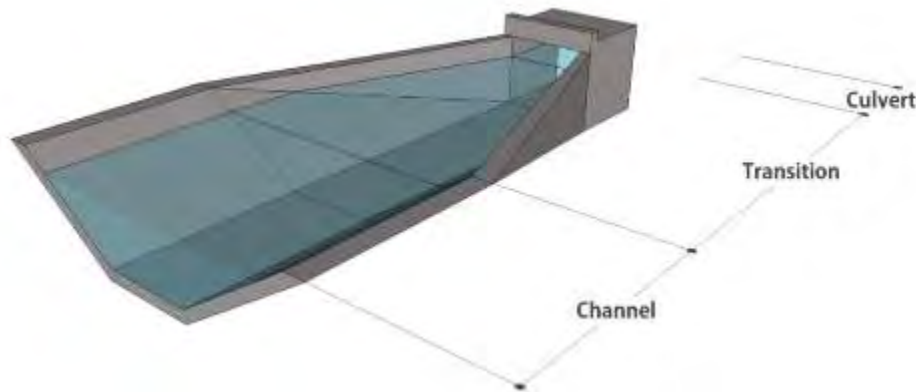
Debido a la amplia extensión que pueden llegar a alcanzar los canales de conducción; y teniendo en cuenta, que se ven influenciados en gran medida por las características del terreno, los canales en su recorrido pueden encontrar diversos accidentes y obstáculos como son: depresiones del terreno, debido a quebradas secas, fallas o cursos de agua y en otros la necesidad de cruzar vías de comunicación (carreteras, otro canal). Por ello requieren de ciertas Obras de Arte para lidiar estas situaciones. Las obras de arte permiten que el canal no se vea afectado en su continuidad.

Podemos clasificar las Obras de Arte en los siguientes tipos de estructuras:

- **Estructuras de Cruce:** Muchas veces el trazo de un canal tendrá que cruzar por construcciones existentes o ríos, ello plantea la necesidad de usar estructuras que permitan seguir conduciendo el agua a través de ellas. Tales como sifones, alcantarillas y acueductos, utilizados en función de su mejor adaptabilidad a los accidentes topográficos y a las condiciones hidráulicas pertinentes.
- **Estructuras de Protección:** Deben hacerse las previsiones del caso para proteger externamente a los canales, ubicados sobre laderas de cerros, contra la posible afluencia de aguas de lluvias, e internamente protegido el canal contra el aumento inesperado del volumen de agua, producto de las lluvias que entran al canal o por la mala operación del sistema o encausamiento superficial (canoas y alcantarillas) y estructuras evacuadoras (aliviaderos).

- Estructuras a Desnivel: En ocasiones es necesario emplear estructuras a desnivel para amoldar el canal a los accidentes topográficos que encuentra en su recorrido. De acuerdo a la altura de la caída y el caudal podrán usarse caídas verticales, caídas inclinadas o rápidas.
- Estructuras de Transición: La unión entre el canal y alguna otra estructura se hará por elementos de transición, tanto en la entrada como en la salida. Su función es reducir las pérdidas de carga debido al cambio brusco de sección o pendiente en los canales. Se utilizan diferentes tipos de transiciones de concreto, siendo la más conocida y empleada la *broken back*.

Figura 1.4. Dibujo isométrico de la transición *broken back*



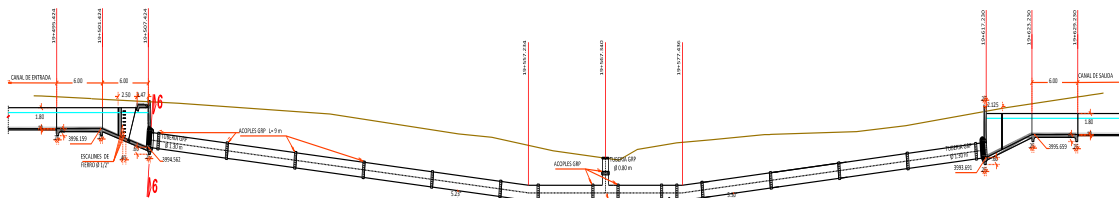
Fuente: Internet⁵

Para ejemplificar mejor las obras de arte supondremos situaciones puntuales:

- Cuando se requiere cruzar un río con un canal, se tienen dos opciones. Se puede recurrir a un acueducto o a un sifón. El acueducto es un puente en el cual sólo va a pasar el canal. Mientras que, el sifón es una estructura que va a permitir el paso del flujo por debajo del cauce del río.

En este ejemplo hemos supuesto como obstáculo un río, pero también puede ser una fuerte depresión o una carretera inclusive.

Figura 1.5. Perfil de un sifón



Fuente: Proyecto Caracha

⁵ <http://hyd.uod.ac/transitions-shapes/>

Figura 1.6. Acueducto



Acueducto de Capillo de Deleitosa, Extremadura

Fuente: Internet⁶

- Cuando el canal en medio de su recorrido se encuentra con una quebrada que puede activarse ante una precipitación. Podemos decir que existen algunas opciones para evitar que dicha quebrada no interrumpa el flujo normal del canal, estas sería mediante una alcantarilla, una canoa o un conducto cubierto.

1.1.3. Zona de distribución

Después de haber captado con eficacia las aguas provenientes de una fuente, y luego de haberlas conducido hacia la zona donde se quiere contar con este recurso. Entramos a la zona de distribución, que viene a ser el conjunto de estructuras, regaderas, canales secundarios y terciarios que llevan el agua hasta los puntos de donde se aplicará a la tierra. La zona de distribución viene a comprender toda esa red que alimenta a la zona de riego, se caracteriza por su ramificación en diversos sectores para cubrir de manera completa toda el área a irrigar.

La infraestructura que lo constituya son las tomas laterales, dispositivos de riego tecnificado y los canales de drenaje.

Tomas laterales

A lo largo del canal se suelen proyectar tomas laterales, que corresponden a estructuras que permitirán derivar el caudal requerido por los usuarios del sistema, a través de los canales laterales para su posterior entrega a los terrenos de cultivo.

La estructura, por lo general, puede constar básicamente de una caja de sección rectangular abierta en el talud del canal principal, una compuerta de regulación con su losa de operación y un conducto cerrado (tubo de concreto) para atravesar el camino de servicio. La transición de salida sería definida en función de la estructura de conexión con la infraestructura secundaria de riego.

⁶ <http://extremosdelduero.blogspot.com/2012/01/acueducto-de-campillo-de-deleitosa.html>

1.1.4. Zona de riego

Las zonas de riego vienen a ser el destino final del agua, el objetivo de todo proyecto de irrigación. Es la superficie de tierras por regar, son las llamadas zonas de cultivo que se miden en hectáreas (ha).

Cuando se desarrolla unas obras de irrigación siempre se contempla la cantidad de hectáreas que van a ser regadas, ésta es una importante característica de todo proyecto; y no sólo determina su magnitud, sino también su rentabilidad. Dado que la inversión total se divide entre el área estimada por irrigar, y esto determina el costo promedio por hectárea que tiene cada proyecto. De ahí, se puede concluir cual proyecto es más o menos rentable que otro. Lógicamente que esto es sólo un parámetro a evaluar, porque siempre todo análisis implica varios factores.

Por otro lado, uno de los problemas que se debe tener presente es la eficiencia del uso del agua. Pues, existen pérdidas entre el agua captada inicialmente y el agua que se emplea para regar. Estas pérdidas no solo comprenden pérdidas por evaporación e infiltración, sino también implican una mala operación y desperdicio del agua. Por ello, se han ido desarrollando técnicas para aprovechar al máximo este recurso.

Es en el área de riego donde se desarrollan los diversos sistemas de riego, siendo entre los más empleados los siguientes:

- Riego por gravedad: cuando el agua se distribuye a los cultivos mediante acequias, canales y el agua fluye por acción del desnivel o pendiente.
- Riego por anegamiento: cuando los terrenos de cultivo son sumergidos en una columna de agua, caso del riego del arroz en los valles de la costa.
- Subirrigación: se denomina cuando el agua no fluye superficialmente sino que se distribuye debajo del nivel del terreno, para alimentar directamente la napa freática y el agua llega a las raíces por capilaridad.
- Riego por aspersión: cuando el riego se efectúa por sistemas similares a la lluvia.
- Irrigación por infiltración: cuando una regadera, o canal puede humedecer en toda su longitud una profundidad de terreno para permitir el humedecimiento de las raíces.
- Riego por goteo: mediante esta técnica se lleva el agua hasta la proximidad de las raíces de cada una de las plantas y se provee de la humedad suficiente al suelo, de acuerdo con los requerimientos de los cultivos.

1.2. La Irrigación en el Perú

Las culturas pre-hispánicas que habitaron el territorio del moderno Perú, nos han legado, realmente, las más variadas enseñanzas del empleo racional del agua y la tierra.⁷ Como ejemplo de ello tenemos el canal colector de aguas pluviales de Cumbe Mayo, que permite el trasvase de las aguas de río Jequetepeque al río Cajamarca; así también las Galerías filtrantes de Nazca, que continúan en uso para el riego. La invención del andén, plataforma o terraza de cultivo que significó un cambio revolucionario en la agronomía peruana.⁸ Con

⁷ La Irrigación en el Perú, Soldi Le Bihan

⁸ Geografía Económica del Perú, Emilio Romero

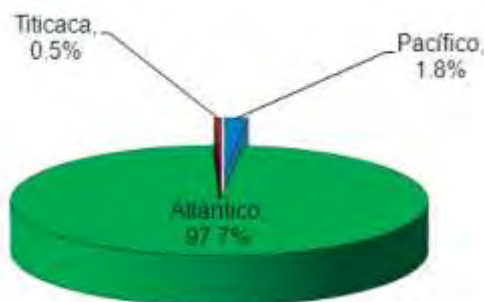
las barras de piedras y sistemas de drenaje la tierra agrícola era retenida evitándose la acción erosiva, eliminando además la posibilidad de deslizamiento de la montaña. (Andenes de Pisac y Chincheros en el Cusco). En la costa peruana el Inca construyó importantes canales como los llamados Raca Rumi y Cucureque en el valle de Chancay. Sin vastas áreas fértiles, los incas fueron los más grandes agricultores de la América antigua, a través del buen manejo del agua desde las cumbres hasta los valles. Durante el Virreinato se redujo la agricultura, dada la predominante preocupación española por la minería y el oro. En la República, muy lentamente se ha venido recuperando el área agrícola y expandiendo la frontera verde mediante costosas obras de irrigación ejecutadas principalmente en la Costa.

1.2.1. Problemática de la distribución del agua en el Perú

Nuestro país es uno de los países con mayor diversidad de especies, de recursos genéticos, y de ecosistemas. Actualmente se encuentra entre los países más megadiversos del planeta. Toda esta riqueza de biodiversidad no fuera posible si no contáramos con los diferentes climas y altitudes, los diversos suelos y regiones; pero sobre todo, no fuera posible sin agua, el recurso más valioso sobre la tierra para que exista vida.

El Perú se ubica en zona tropical, su geografía se ve en gran parte influenciada por la cordillera de Los Andes y posee territorios amazónicos. En nuestro país se origina el río más caudaloso y grande del mundo. Estos son datos suficientes para dar una clara idea de la riqueza y las razones por las cuales poseemos gran cantidad de recursos hídricos. Sin embargo, la ubicación de los principales focos de crecimiento poblacional no se ubican precisamente donde se dispone la mayor cantidad de agua. Esto genera una problemática, la cual se comentará revisando algunas cifras.

Figura 1.7. Disponibilidad hídrica por región hidrográfica



Fuente: Autoridad Nacional del Agua (ANA - OSNIRH)

El Perú tiene una extensión de 1 285 215,60 Km², comprendida en tres regiones hidrográficas: Pacífico, Amazonas y Titicaca. Los recursos hídricos en el país, se encuentran distribuidos en 106 cuencas hidrográficas; 53 en el pacífico, 44 en el atlántico y 9 en el Titicaca⁹. Se cuenta con cerca de 12 200 lagunas en la Sierra y con más de 1007 ríos que tienen una disponibilidad que asciende a 2 046 287 Hm³, de los cuales 1.82% provienen de la vertiente del pacífico, 97.68% del atlántico y apenas el 0.50% del Titicaca (ver Tabla 1.1).

Tabla 1.1. Distribución de la disponibilidad hídrica

⁹ Boletín Técnico: Recursos Hídricos del Perú en cifras. ANA (2010).

REGION HIDROGRAFICA	SUPERFICIE (Km2)	POBLACION		DISPONIBILIDAD HIDRICA (Hm3)			
		HABITANTES	(%)	SUPERFICIAL	SUBTERRANEA	TOTAL	(%)
Pacífico	279 700	18 315 276	64.9	34 624	2739	37 363	1.8
Amazonas	958 500	8 579 112	30.4	1 998 752		1 998 752	97.7
Titicaca	47 000	1 326 376	4.7	10 172		10 172	0.5
TOTAL	1 285 200	28 220 764	100	2 043 548	2739	2 046 287	100

Fuente: Política y Estrategia de Recursos Hídricos del Perú - 2009

En el Perú, nuestra población no se encuentra proporcionalmente distribuida en relación a nuestros recursos hídricos; pues en la región hidrográfica del Pacífico, que constituye la franja de los valles de la costa, se encuentra el 65% de la población nacional. Esta región dispone de muy poca cantidad de agua en comparación con la vertiente del Amazonas, donde se encuentran la mayor parte de nuestros ríos y vive tan solo el 30% de los habitantes.

Figura 1.8. Disponibilidad de agua en el Perú



Fuente: Elaboración propia

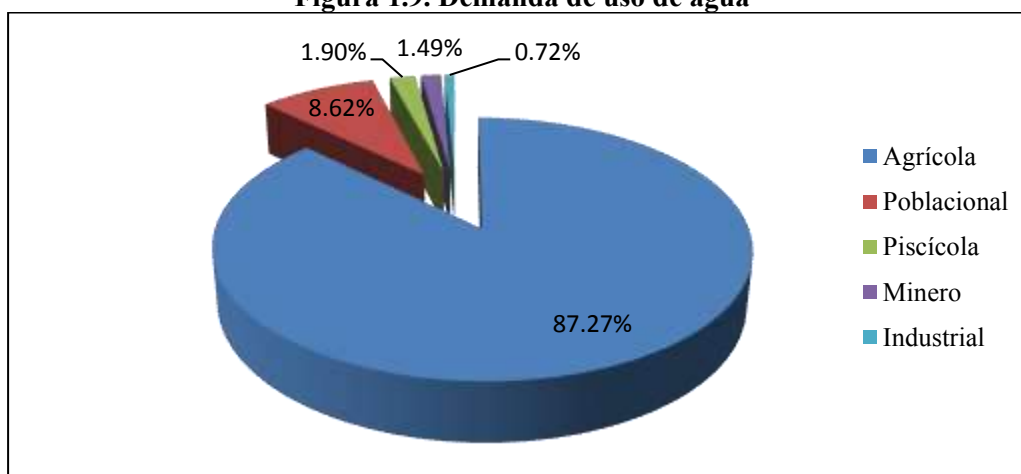
Para hacer frente a estas cifras, desde el año 1962, el Estado Peruano ha invertido grandes cantidades de dinero para incrementar la oferta de agua en la costa, con la finalidad de atender principalmente las necesidades del sector agrícola, que consume más del 80% de agua en el país. Los resultados no han sido los esperados, pues la eficiencia de riego alcanza el 35% y los problemas de salinización de los suelos van en aumento.

Demanda de Uso de Agua

Según el último boletín técnico (2010) *Recursos Hídricos del Perú en Cifras* de la ANA, la demanda de uso de agua en el país obedece al siguiente orden. El sector agrícola utiliza más del 85% de los recursos hídricos, el uso poblacional cerca del 9%, el uso piscícola 1.90%, el uso industrial 0.72% y el uso minero 1.49%.

Teniendo presente estas cifras podemos darnos cuenta de la trascendencia que tiene el sector agrícola en el uso de agua del país. Por ello los Proyectos de Irrigación en Perú, no solo buscan ampliar la producción y terrenos agrícolas, sino sobre todo buscan aprovechar mejor y de manera muy eficiente el uso del agua.

Figura 1.9. Demanda de uso de agua



Fuente: ANA

Como podemos apreciar, el agua no se encuentra distribuida equitativamente en el país, tampoco se dispone de las mismas cantidades año tras año, y muchas veces no se dispone de la cantidad de agua en el momento oportuno (periodos de estiaje).

Estrés Hídrico

La especialista sueca en hidrología Malin Falkenmark, ha señalado que en los casos en que la disponibilidad anual de agua dulce llegue a menos de 1700 m³/ persona/año, el país en cuestión registrara estrés periódico por falta de agua y a menos de 1000 m³/persona/año, la escasez será crónica. En el Perú, ya existen cuencas con estrés hídrico, como podemos apreciar en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Población por cuencas y disponibilidad de agua en m³-hab./año

Cuenca	Cantidad Habitantes	Disponibilidad (m ³ -hab/año)	Estrés hídrico
1. Rímac	6 383 877	148.6	Escasez crónica
2. Chillón	1 127 378	202.2	Escasez crónica
3. Moche	809 586	319.4	Escasez crónica
4. Chili	845 487	581.9	Escasez crónica
5. Chancay Lambayeque	932 669	1 055.0	Estrés periódica
6. Piura	930 789	1 181.8	Estrés periódica

Fuente: INRENA, 2005

1.2.2. Problemática estacional: avenidas, sequías, Fenómeno de El Niño

El territorio geográfico del Perú no constituye una unidad geomorfológica; por el contrario existen ocho regiones fisiográficas basadas en diferentes altitudes, orografía, geomorfología, clima, fauna, flora, etc. Como si no fuera suficiente, la presencia de un relieve tan extremadamente heterogéneo y la consiguiente diversidad de unidades geomorfológicas a lo largo y ancho del territorio peruano, se agrega una corriente marina de agua fría que corre en el Océano Pacífico de Sur a Norte paralelamente a nuestro litoral. La cual se denomina Corriente Peruana o de Humboldt y que constituye un factor preponderante en la determinación de un microclima muy peculiar en la costa peruana, ubicada en el trópico y que, por consiguiente, debería disfrutar de un clima cálido y abundantes lluvias.

Los Andes y la corriente de Humboldt determinan así un clima subtropical y marítimo a lo largo de la Costa, relativamente suave y uniforme con variaciones de 15°C entre los extremos de frío y calor, ausencia casi completa de lluvias aunque con elevada humedad, típicamente desértico y sin vegetación alguna con excepción de las áreas ribereñas de los ríos que bajan de la Cordillera Andina.

Los ríos de la vertiente del Pacífico nacen entre 5000 y 6000 m.s.n.m. y cuentan con un recorrido corto con un promedio de 100 a 200 km hasta su desembocadura. Ello se traduce en una fuerte inclinación o pendiente del terreno lo que los hace torrentosos y no navegables. Debido a su corto recorrido son también muy irregulares en su caudal con crecidas notorias en los meses de verano cuando las lluvias y deshielos se incrementan. Por otro lado en los meses de estiaje estos ríos llegan casi a secarse.

Pasando a la Sierra, cuyas características se determinan por la influencia del gran espino de la Cordillera de Los Andes, que hace que la temperatura sea fría o templada según la altura, con gran sequedad higrométrica a diferencia de la Costa, y con una temporada anual de lluvias muy variable que usualmente no pasa de cuatro meses al año.

Fenómeno de El Niño (FEN)

El Niño/Oscilación Sur (ENOS) es una interacción océano – atmósfera que se presenta en la región del océano Pacífico tropical. El Niño corresponde a la componente oceánica y la Oscilación Sur a la componente atmosférica.

Según antecedentes, el Fenómeno de El Niño ha tenido gran influencia sobre la vertiente del Océano Pacífico variando de Norte a Sur. La influencia del ENOS se manifiesta por un aumento en las temperaturas del aire y del océano, lo que provoca variaciones de los recursos biológicos, del nivel del mar, modificación de los vientos y de las corrientes marinas; y generalmente se manifiestan por un crecimiento considerable de las precipitaciones en las zonas bajas y medias.

La aparición de estas aguas cálidas fue identificada por los pescadores peruanos siglos atrás, quienes le dieron el nombre de El Niño, porque se observaba a finales de diciembre, cerca de Navidad. Este evento que se presenta periódicamente, se caracteriza porque la superficie del mar y la atmósfera sobre él, presentan una condición anormal durante un período que va de doce a dieciocho meses.

Los efectos del fenómeno de El Niño en el territorio peruano se manifiestan alterando el régimen de los caudales de los ríos, incrementando significativamente unos y generando fuertes déficit en otros.

El comportamiento hidrológico de las cuencas del Pacífico durante los ENOS ha sido muy variable, que han dependido de su intensidad. Los Niños Extraordinarios del 82/83 y 97/98 sí tuvieron un impacto generalizado en toda la vertiente, creando condiciones de excesos hídricos que provocaron desastres, y siendo éstos más acentuados en la zona norte. Durante los ENOS no extraordinarios las condiciones de escurrimiento fueron muy variables, alcanzando condiciones cuasi normales o de humedad moderada.¹⁰

La literatura especializada presenta diversas cronologías de los Eventos El Niño (Quinn, 1992). En los últimos quinientos años se han registrado 67 eventos de intensidad moderada, 45 de intensidad fuerte y 10 de intensidad muy fuerte, siendo los niños fuertes los registrados en 1578–79, 1720, 1728, 1791, 1828, 1877–78, 1891, 1925 –26, 1982–83, y 1997–98.

1.2.3. Necesidad de proyectos de irrigación en el Perú

La región de la costa es una faja, que se extiende frente al Océano Pacífico hasta una altitud aproximada de 2000 msnm. En esta región la precipitación media anual varía de 20 a 50 mm, lo que no hace posible ningún tipo de cultivo, lo cual permite definir a la costa como un inmenso desierto separado de tramo en tramo por reducidos valles fértiles. No obstante, las temperaturas medias en el año varían entre los 14 y 28°C lo cual hace posible todo tipo de agricultura, pero la escasez de los recursos hídricos hace que la costa requiera en todos sus valles de proyectos de Irrigación.

A partir de los 2000 msnm se inicia un proceso de elevación que cruza el territorio peruano entres cordilleras denominadas Occidental, Central y Oriental respectivamente, a esa región se la conoce como Sierra. En esta región la precipitación aumenta relativamente desde 550 mm a 800 mm, pero es irregular y se presenta mayormente en los meses de Diciembre a Marzo, por lo cual también requiere de proyectos de riego, dado que la mayor parte de sus áreas son exclusivamente de secano¹¹.

Una característica principal de los Andes es que todas las cordilleras tienen un declive hacia el Oriente y desde el flanco central todos los ríos convergen al Amazonas y esta región constituye el Oriente peruano o Selva. Esta región se caracteriza por una mayor precipitación, varía entre los 900 y 3300 mm anuales y las lluvias son mucho más intensas. En la selva existen partes altas donde se asientan los pueblos, mientras que en las depresiones y las zonas inundables no es posible cultivar.

El riego en el Perú ha sido y sigue siendo un factor determinante en el incremento de la seguridad alimentaria, el crecimiento agrícola y productivo, y el desarrollo humano en las zonas rurales del país. Los recursos hídricos y la infraestructura hidráulica para riego están distribuidos de manera desigual por el país, lo que crea realidades muy diferentes.

¹⁰ Evaluación del Comportamiento Hídrico de la Vertiente de Océano Pacífico durante los eventos ENOS, SENAMHI – Artículos Hidrológicos.

¹¹La agricultura de secano es aquella en la que el ser humano no contribuye con agua, sino que utiliza únicamente la que proviene de la lluvia.

El desabastecimiento de productos agrícolas por falta de incremento de áreas de cultivo en relación al crecimiento poblacional es cada vez mayor, por lo cual es necesario un plan a mediano y largo plazo.

Finalmente en resumen, como hemos visto anteriormente, el Perú se encuentra con un escenario muy particular. La ubicación de la población en la costa y la gran cantidad de agua al lado opuesto, nos dan una idea de la distribución de los recursos hídricos en el país, teniendo así la necesidad de planificar proyectos de trasvase para traer aguas de la vertiente del Atlántico al Pacífico. Además, las precipitaciones anuales no son constantes, pues existen periodos de estiaje, sequías y grandes avenidas, las cuales pueden ocasionar graves daños a la misma población. Sin dejar de tener presente la implicancia que puede llegar a desarrollar periódicamente el Fenómeno del Niño en la Costa del Perú, alterando seriamente los caudales de los principales ríos y amenazando peligrosamente nuestras ciudades y principales obras, como reservorios, carreteras y ciudades.

Habiendo mencionado diversos factores, es entonces una necesidad para el Perú contar con proyectos de Irrigación y sistemas de riego eficientes que permitan desarrollar aún más la agricultura nacional haciendo un mejor aprovechamiento y control de nuestros recursos hídricos. A su vez estos proyectos pueden incorporar generación hidroeléctrica, piscicultura, y plantas de tratamiento de aguas para el abastecimiento de los poblados.

1.2.4. Principales proyectos por regiones¹²

El Gobierno Peruano está llevando a cabo varios programas que tienen como objetivo hacer frente a los desafíos clave del sector riego, incluyendo: el deterioro de la calidad del agua, poca eficiencia de los sistemas de riego y drenaje, cambio climático, incluidas condiciones climáticas extremas y retroceso de los glaciares.

Las inversiones en los principales proyectos de irrigación tienen básicamente tres componentes:

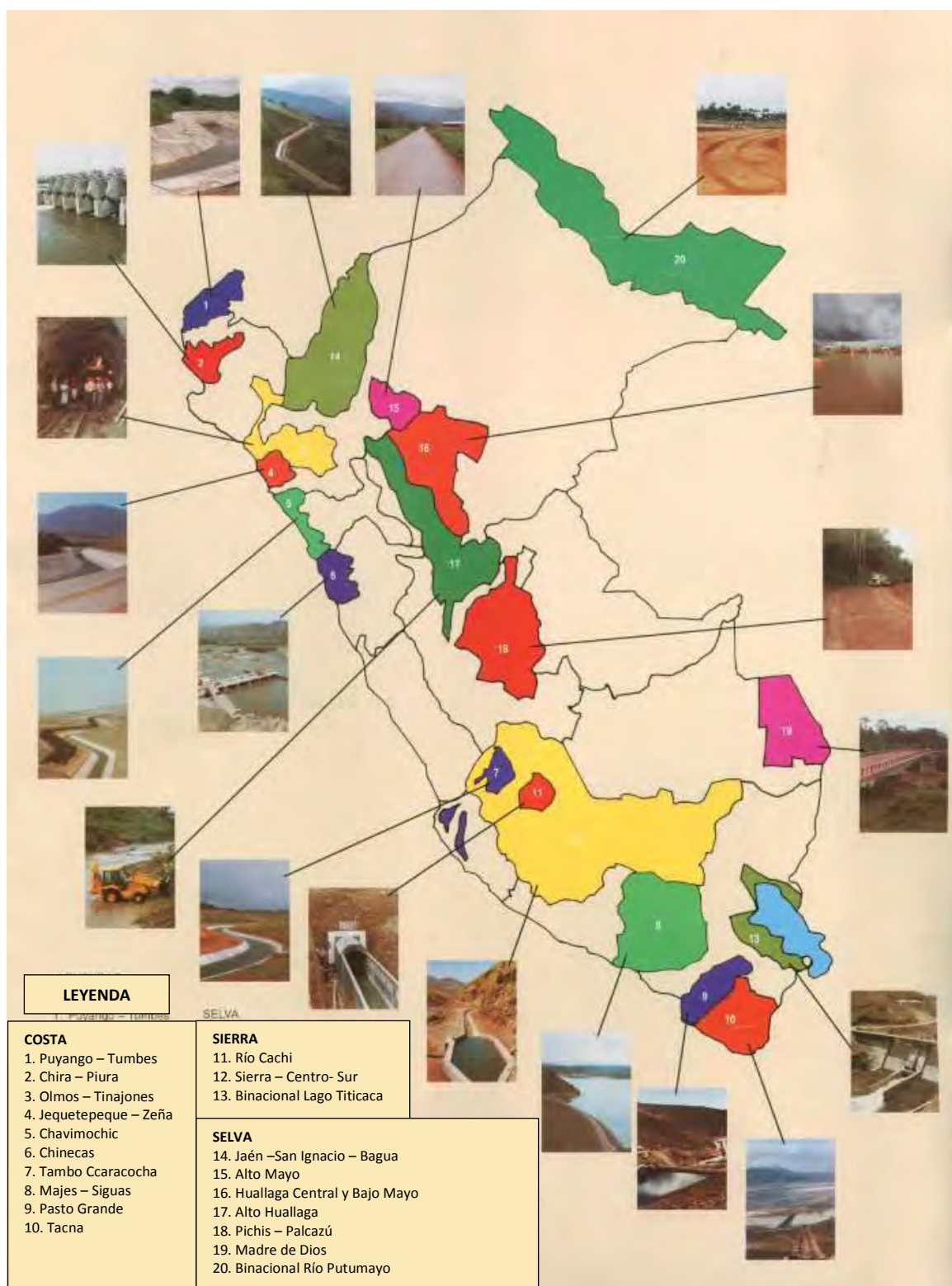
- las inversiones relacionadas a la incorporación de tierras agrícolas.
- las inversiones relacionadas al mejoramiento del riego.
- las inversiones relacionadas a la generación de energía eléctrica.

Con estos proyectos de irrigación, se logran regar terrenos que son capaces de ser rentables y sostenibles en la actividad agraria, involucrando aspectos sociales, políticos y económicos. Los sistemas de riego en estos proyectos son la infraestructura que hace que grandes áreas peruanas puedan ser cultivadas con la aplicación del agua necesaria.

Cerca de veinte son los principales proyectos que se vienen desarrollando en el Perú. La inversión total por proyecto varía desde los \$ 140 millones hasta los \$ 2474 millones, y tres proyectos sobrepasan los mil millones de dólares: Majes-Siguas (\$ 2474 millones), Chavimochic (\$2134 millones) y Olmos (\$ 1180 millones). El total de la inversión comprometida alcanza los 9 mil millones y medio de US\$.

¹² Proyectos de Irrigación en el Perú: Situación, Análisis y Políticas. Consejo Latinoamericano de Ciencias Sociales. Tealdo Alberti (1995)

Figura 1.10. Los proyectos de irrigación en el Perú



Fuente: INADE, construyendo el futuro del Perú. Lima (1994)

Tabla 1.3. Proyectos de irrigación en el Perú

Costa	Sierra	Selva
Puyango - Tumbes	Río Cachi	Jaén – San Ignacio – Bagua
Chira – Piura	Sierra – Centro - Sur	Alto Mayo
Olmos - Tinajones	Binacional Lago Titicaca	Huallaga Central y Bajo Mayo
Jequetepeque – Zeña		Alto Huallaga
Chavimochic		Pichis - Palcazú
Chinecas		Madre de Dios
Tambo – Ccaracocha		Binacional Río Putumayo
Majes – Siguan		
Pasto Grande		
Tacna		

La mayoría de los grandes proyectos de irrigación se desarrollan por etapas, es decir, debido al gran alcance y costo que presentan estos proyectos, es conveniente ejecutarlos paso a paso, asegurándose así un avance y crecimiento para los próximos años. Muchos de los proyectos en la costa del Perú, ya se encuentran en su última etapa. La inversión que el país ha puesto en ellos ha sido considerable, pero los resultados aún no son los esperados pues en algunos valles el uso excesivo del agua y su mal manejo son de gran preocupación para el Estado.

En el siguiente cuadro podemos apreciar las inversiones efectuadas en los proyectos de la costa durante el período 1962 – 1998.

Tabla 1.4. Inversiones efectuadas en los principales Proyectos hidráulicos de la Costa 1962-1998

Proyecto	Inversión Mi.US \$
1. Puyando – Tumbes	41.96
2. Chira – Piura	1702.25
3. Olmos	197.01
4. Tinajones	563.01
5. Jequetepeque	404.37
6. Chavimochic	1021.46
7. Chinecas	142.90
8. Tambo Ccaracora	17.05
9. Majes	1653.23
10. Pasto Grande	162.51
11. Tacna	171.31
TOTAL	6077.07

Fuente: INADE

Algunos parámetros globales de los principales proyectos hidráulicos de la costa, INADE (1998), el total de familias beneficiadas fueron 233 000 a un costo promedio por hectárea de \$ 9 700.

Tabla 1.5. Parámetros globales de los principales proyectos hidráulicos de la Costa

Proyecto	Área total (Ha.)	Familias Beneficiadas	Costo por Ha.(US \$)
1. Puyango - Tumbes	48 000	25 000	15 600
2. Chira - Piura	115 600	33 000	5 600
3. Alto Piura	42 000	18 000	7 900
4. Olmos	112 000	25 000	14 700
5. Tinajones	100 000	30 000	5 350
6. Jequetepeque - Zaña	66 000	20 000	4 800
7. Chavimochic	132 000	50 000	6 150
8. Chinecas	52 000	10 000	7 550
9. Majes	57 000	12 000	24 400
10. Tacna - Moquegua	42 200	10 000	14 350
	766 800	233 000	9 700
	(TOTAL)	(TOTAL)	(PROM.)

Fuente: INADE

Una de las causas por las que muchas obras de irrigación adolecen es la deficiente elaboración de proyectos. Pues en ocasiones no se contemplan inversiones para su reparación o rehabilitación y esto origina el alargamiento del periodo de ejecución y mayores costos al Gobierno.

Gestión de la Oferta y la Demanda: Caso de los Proyectos Especiales en la Costa del Perú

En el Perú, el problema de la agricultura está ligado al problema del riego y éste a su vez, con el problema del mal manejo del agua. Se pensaba que el problema de la escasez del agua quedaba solucionado con el incremento de grandes volúmenes de agua a través de la construcción de proyectos de irrigación. Sin embargo, con el paso de los años, se ha visto que los resultados han sido poco favorables. Un caso típico es el que afronta actualmente el Proyecto Tinajones, donde el arroz y la caña de azúcar (exigentes en agua) se siembran en grandes extensiones, lo que origina problemas de mal drenaje y salinización de los suelos en gran parte del valle.

La oferta adicional de agua lograda con los proyectos de irrigación, no ha sido bien aprovechada especialmente en el sector agrícola, el que consume más del 80% de la oferta de agua con una eficiencia de 35% en promedio. Hay un uso desmedido del agua, en algunos valles. Por lo tanto, de nada sirve mejorar la oferta de agua, si se va a continuar utilizando módulos de riego elevados, sembrando cultivos exigentes en agua y con serias deficiencias en el manejo del recurso. Si bien es cierto que con la construcción de los proyectos especiales se atiende con agua a mucha gente pobre, no se puede continuar desarrollando proyectos para desperdiciar el 60 ó 70% del agua ofertada si es posible aprovecharla.

Una adecuada Gestión de los Recursos Hídricos debe tratarse en dos fases inseparables: La gestión de la oferta y la gestión de la demanda, pero hoy se deben centrar más en la segunda de estas fases. Un adecuado manejo, debe estar acompañado de planes de gestión de la demanda, que permitan aprovechar mejor el agua, reducir las pérdidas, conservar y mejorar la calidad del agua.

CAPÍTULO 2

Estructuras de Captación en un río

En el presente capítulo nos centraremos en aquellas estructuras de captación que se originan en un río, las cuales son las más empleadas como fuente superficial. A este tipo de obras se les conoce como bocatomas o estructuras de captación de cabecera. En la bibliografía inglesa se les denomina *headworks* o *intakes*.

Podemos clasificar la infraestructura de captación en un río en tres grupos: las presas de almacenamiento, la presas de derivación y la derivación directa de los ríos. Este orden obedece a una secuencia de mayor importancia a menor magnitud de la cantidad de agua a almacenar y disponer.

2.1. Presas de almacenamiento

2.1.1. Generalidades

Embalses, almacenamientos, pondajes o reservorios son los vasos que se cierran mediante una presa con el objeto de recoger las aguas de la cuenca durante la estación lluviosa y almacenarlas, para luego soltarla en la época de estiaje. Este tipo de presas se denominan presas de almacenamiento, las cuales se caracterizan por contener grandes masas de agua en su interior y contar con una importante infraestructura, la cual para su diseño y construcción requiere de múltiples estudios en diversas ramas de la ingeniería.

El almacenamiento de aguas de avenidas puede inclusive reducir el daño de inundaciones, en ciertos casos se construyen represas con el fin exclusivo de laminar las avenidas derivando las aguas a su cauce natural sin ocasionar graves daños en algunas poblaciones.

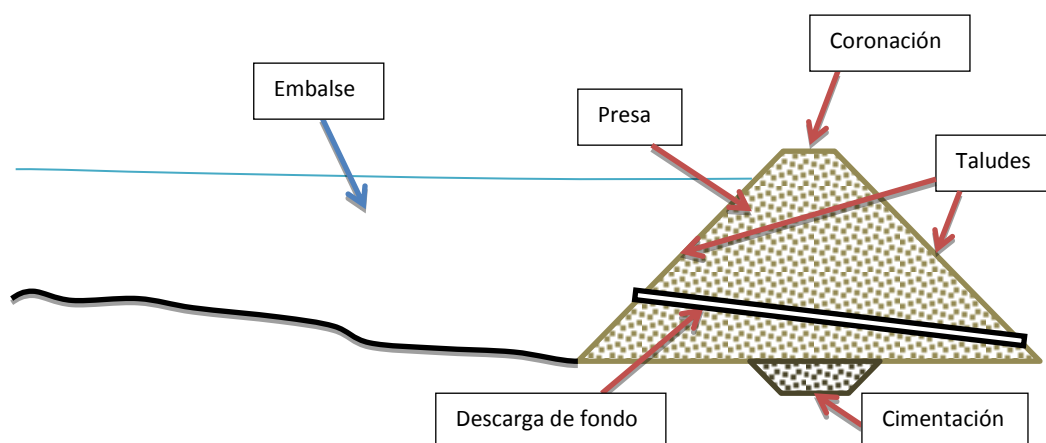
La construcción de grandes presas de almacenamiento no sólo tiene como objetivo la dotación de agua para la producción agrícola, sino también se puede aprovechar para la creación de una altura de agua con el objeto de ubicar a pie de presa una central hidroeléctrica. Así mismo, se puede aprovechar para plantas de abastecimiento de agua potable y en ocasiones, los embalses pueden también utilizarse para uso recreativo y turístico.

En el Perú existe la necesidad de construir múltiples presas de almacenamiento con objeto de regular las masas hídricas de la mayor parte de las cuencas, en especial en la costa y en la zona oriental, donde se puede trasvasar aguas del Atlántico al Pacífico.

2.1.1.1. Términos técnicos empleados en presas

Antes de pasar a desarrollar el tema, es conveniente tener claro algunas definiciones y conceptos de términos que se ven en lo referente a presas.

- Embalse: es el volumen de agua que queda retenido por la presa. Esta acumulación de agua producida por la obstrucción del curso natural de un río lo describe la curva de remanso. Entonces, cuando se refiere a embalse, se trata específicamente del cuerpo de agua almacenado.
- Vaso: es la parte del valle o superficie que, inundándose, contiene el agua embalsada.
- Cerrada o boquilla: es el punto específico del terreno donde se construye la presa.
- Dique: es un terraplén natural o artificial, por lo general de tierra, paralelo al curso de un río.
- Presa, represa o cortina: estructura que tiene como objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río. Las presas deben garantizar estabilidad soportando el empuje hidrostático del agua retenida y no permitir la filtración de la misma. A su vez, en la presa se distingue:
 - Paramentos o taludes: son las dos superficies principales que limitan el cuerpo de la presa, el interior o de aguas arriba, que está en contacto con el agua, y el exterior o de aguas abajo.
 - Coronación o cresta: es la superficie superior de la presa. En ciertos casos, puede tener un camino que sirva de acceso a otras estructuras.
 - Estribos o empotramientos: son las partes extremas del muro, que están en contacto con la cerrada en la cual se apoya.
 - Cimentación: es la base de la estructura de la presa a través de la cual se transmiten las cargas al terreno.
 - Aliviadero o vertedero: es la estructura hidráulica por la que rebosa el agua excedente cuando la presa se encuentra llena.
 - Las compuertas: son los dispositivos electromecánicos destinados a regular el caudal de agua a través de la presa.
 - Descarga de fondo: permite mantener el caudal ecológico aguas abajo de la presa y vaciar la presa en caso de ser necesario.
 - Tomas: son utilizadas para extraer agua de la presa para ciertos usos, como la irrigación, el abastecimiento a ciudades o generación de energía hidroeléctrica.
- NAME: Abreviación del nivel de agua máximo extraordinario, es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena, funcionando el vertedero a su máxima capacidad. La diferencia entre el nivel de la cresta y el NAME es el borde libre.
- NAMO: Nivel de agua medio de operación.

Figura 2.1. Elementos de una presa

Fuente: Elaboración propia

2.1.2. Principales tipos de presa

Según el *Bureau of Reclamation* las presas se pueden clasificar en distintas categorías, dependiendo del objetivo. Las presas son ordenadas según su utilización, diseño hidráulico y materiales empleados en su construcción.¹³

De acuerdo con su uso o función a la cual están destinadas, las presas se clasifican en: presas de embalse, derivación o retención. Esta clasificación se asemeja al orden que hemos querido seguir en el presente capítulo, siendo las presas de embalse conocidas como las de almacenamiento. Las presas de retención se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto de avenidas. No se profundiza en este tipo de presas porque es una función que a la par realizan todas las presas, pues se diseñan para responder ante épocas de avenidas, con la diferencia que en ocasiones se construyen presas con este único propósito.

Según por sus características hidráulicas las presas pueden clasificarse como presa vertedero o no vertedero. Se denominan presas vertedero las que pueden verter por la coronación, y las presas no vertedero son aquellas que han sido proyectadas para que no viertan por su cresta. Por lo general se combinan estos dos tipos para dar lugar a una estructura compuesta formada, por ejemplo, con una parte de presa de gravedad con aliviadero y otra parte con presa de tierra.

La clasificación más comúnmente empleada se basa en los materiales que se van a utilizar en su construcción. En este tipo de presas nos referimos principalmente en este apartado, como las conocidas presas de tierra, escollera y de concreto.

¹³ Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation (2007).

Tabla 2.1. Clasificación de las presas – Bureau of Reclamation

Clasificación de las Presas		
Según su Uso	Presas de Embalse	
	Presas de Derivación	
	Presas de Retención	
Según sus Características Hidráulicas	Presas Vertedero	
	Presas No Vertedero	
Según los Materiales empleados	Presas de Tierra	Presas Homogéneas Presas Heterogéneas Presas de Pantalla
	Presas de Escollera	Presas de Pantalla exterior Presas de núcleo vertical Presas de núcleo inclinado
	Presas de Concreto	Presas de Gravedad Presas de Arco Presas de Contrafuertes

Fuente: Bureau of Reclamation

2.1.2.1. Presas de Tierra¹⁴

Las presas de tierra son el tipo más común, debido básicamente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural con un proceso mínimo. La mayor parte del volumen de relleno o la totalidad está constituida de suelos finos, materiales que pueden tener como máximo gravas. La ventaja de estas presas es que se adaptan fácilmente a la cimentación del terreno natural; además, los requisitos de cimentación para este tipo de presas son menos rigurosos que en otros.

Los materiales utilizados en los rellenos deben satisfacer las condiciones siguientes:

- Tener una fuerte resistencia al corte o cizallamiento.
- Contar con suficiente impermeabilidad.
- No contener materiales solubles como sales y calizas.
- No tener materiales orgánicos
- El material al secarse no debe presentar fisuras que faciliten las filtraciones.

El talud mojado de la presa puede variar de 2,25:1 a 4:1, mientras que el talud aguas abajo varía de 2:1 a 3:1, dependiendo de las condiciones del terreno de cimentación y de los materiales disponibles en cantera. El talud mojado a su vez suele protegerse con enrocado para mermar la erosión que pueda ocasionar el oleaje.

La estabilidad de una presa de tierra, se efectúa mediante el método del Círculo de Falla, que se basa en representar el posible deslizamiento de una masa de suelo simulando una superficie cilíndrica en una sección del talud de la presa.

Las presas de tierra suelen tener un núcleo impermeable ubicado en el centro de la sección, como una pared interna. Este núcleo tiene como objeto evitar filtraciones, pues estas pueden generar pérdida de agua y falla por sifonamiento de la propia presa.

¹⁴ Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation (2007)

Figura 2.2. Sección de una presa de tierra



Fuente: Internet

El gran avance conseguido en la maquinaria de excavación, arrastre y compactación ha hecho económico el tipo de capas apisonadas. Actualmente esta es la metodología más utilizada en la construcción de presas de tierra.

Las presas de tierra requieren aliviaderos separados de la presa porque el principal problema de una presa de tierra consiste en que puede sufrir daños graves, e incluso ser destruida por la erosión producida en el caso de un vertido por su coronación. Por ello se debe de prever suficiente capacidad para el aliviadero.

Las presas de tierra compactada pueden ser de tres tipos: Homogéneas, Heterogéneas y de Pantalla.

- Una presa de tipo homogéneo puro se compone de material de una sola clase, excluyendo la protección de los taludes. El material que forma la presa debe ser suficientemente impermeable para proporcionar una estanqueidad adecuada. Aunque es inevitable que se dé la filtración a lo largo del tiempo. Esta sección completamente homogénea puede variar por una sección modificada donde se emplea pequeñas cantidades de materiales permeables que controlan la acción de la filtración, evacuando el agua del interior de la presa por unos filtros.
- Una presa de tipo heterogéneo o de zonas es la sección más común de las presas de tierra compactada. Tiene un núcleo central impermeable, cubierto por zonas de materiales más permeables. Se considera heterogénea si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto, es igual o mayor que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa.
- En el tipo de pantalla, el terraplén¹⁵ se construye con material permeable, estableciéndose una pantalla fina de material impermeable que constituye una pared que impide el paso del agua. La pantalla puede ser de tierra, concreto o material bituminoso.

¹⁵ El término terraplén se emplea usualmente como sinónimo de una presa de tierra

Figura 2.3. Presa Gallito Ciego

Nota: La Presa Gallito Ciego se ubica en el departamento de Cajamarca, es una presa de tierra.

2.1.2.2. Presas de Escollera

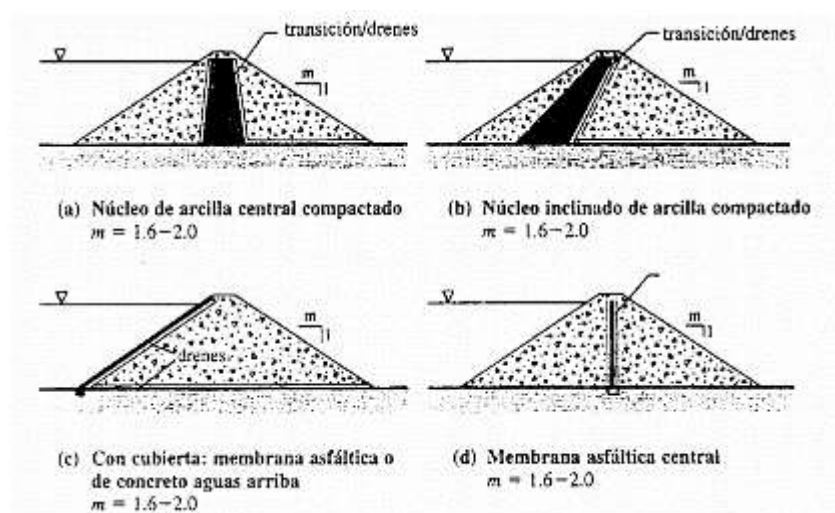
Las presas de escollera o de enrocamiento se han definido como una presa cuya mayor parte de la estructura está compuesta de piedras volcadas o en capas. Se denominan así, cuando el cuerpo de la misma, está constituido en más de un 50% de materiales procedentes de rocas y gravas, o por materiales que como máximo contienen un 10% de materiales finos. Los materiales mencionados son acumulados, distribuidos y compactados en el cuerpo de la presa.

Las presas de escollera se construyen con rocas de todos los tamaños, que aseguran la estabilidad, y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La ubicación y disposición de dicha pantalla distingue a las presas de enrocamiento en tres clases: de pantalla exterior, de núcleo vertical o de núcleo inclinado. En la figura 2.4 podemos apreciar estas clases de presa.

La pantalla puede ser una capa de tierras impermeable como núcleo, o puede ubicarse en el paramento de aguas arriba (de pantalla exterior) como una losa de concreto, una lámina de concreto asfáltico o planchas metálicas. Sin embargo las presas de pantalla exterior con losas de concreto no se recomiendan en grandes alturas de presa.

Las presas de escollera, igual que las de tierra, pueden dañarse debido al desbordamiento por coronación, por lo que debe construirse un aliviadero para prevenir su vertido.

Figura 2.4. Principales variantes de presas de enrocado



Fuente: P. Novak y otros, 2001

El tipo de presa de escollera es adecuado en lugares remotos donde no se cuenta con la posibilidad de obtener una buena roca, no se disponga de un suelo apropiado o se tengan largos tiempos de lluvias que vuelvan los periodos estacionales de construcción muy cortos. También es recomendable donde la construcción de una presa de concreto sea excesivamente costosa, o donde se disponga de una gran cantidad de piedras procedentes de excavaciones propias del proyecto como un aliviadero o túnel.

Figura 2.5. Presa Nurek

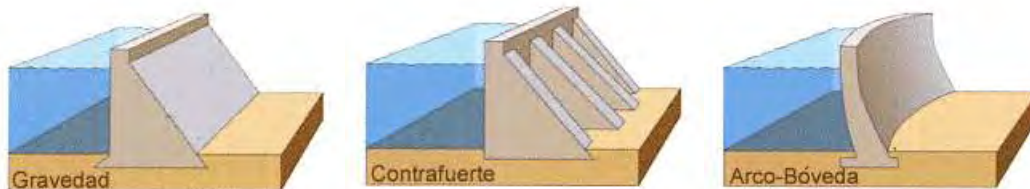


Nota: La Presa Nurek (Rusia), es una presa de escollera con una altura de 317 m, es la más alta del mundo en la actualidad

2.1.2.3. Presas de Concreto

Uno de los materiales más empleados en la construcción de obras hidráulicas, entre ellas las presas, es el concreto. Pues, su alta resistencia y gran versatilidad para adquirir diversas formas, hacen que se desarrollen muchos proyectos con esta clase de presas. Dependiendo del diseño que se efectuó se pueden encontrar tres variantes de presas de concreto: las presas de gravedad, de arco y de contrafuertes.

Figura 2.6. Tipos de presa de concreto



Fuente: Internet

- Presas de Gravedad

Una presa de gravedad es una estructura sólida construida de concreto ciclópeo. Este tipo de presa se diseña para que su propio peso proporcione una resistencia mayor que las fuerza actuantes ejercidas sobre ella, siendo la más importante el empuje hidrostático. Se adapta a cualquier ubicación, pero su costo de mantenimiento es mayor que el de las presas de tierra. Si el cimiento es adecuado, y la presa se diseña y se construye correctamente, la presa de concreto será una estructura duradera.

La sección es triangular y en su coronación es plana, pues se emplea como paso de peatones y vehículos. La pared mojada suele ser casi vertical, con una ligera inclinación de 0,05 y el talud posterior aguas abajo puede ser inclinado o curvo, variando su inclinación entre 0,7 y 0,8.

Figura 2.7. Presa Grand Coulee



Nota: Presa Grand Coulee, ubicada en el río Columbia (Washington, E.E.U.U.) cuenta con una altura de 140 m.

Las presas de gravedad son la mejor solución en puntos en los que exista una cimentación en roca suficientemente buena. Normalmente este tipo de presa se utiliza en aliviaderos de coronación debido a que el concreto permite este comportamiento de vertedero sin ocasionar erosión en la presa, a diferencia de una presa de tierra o escollera donde es un peligro superar la cota de coronación.

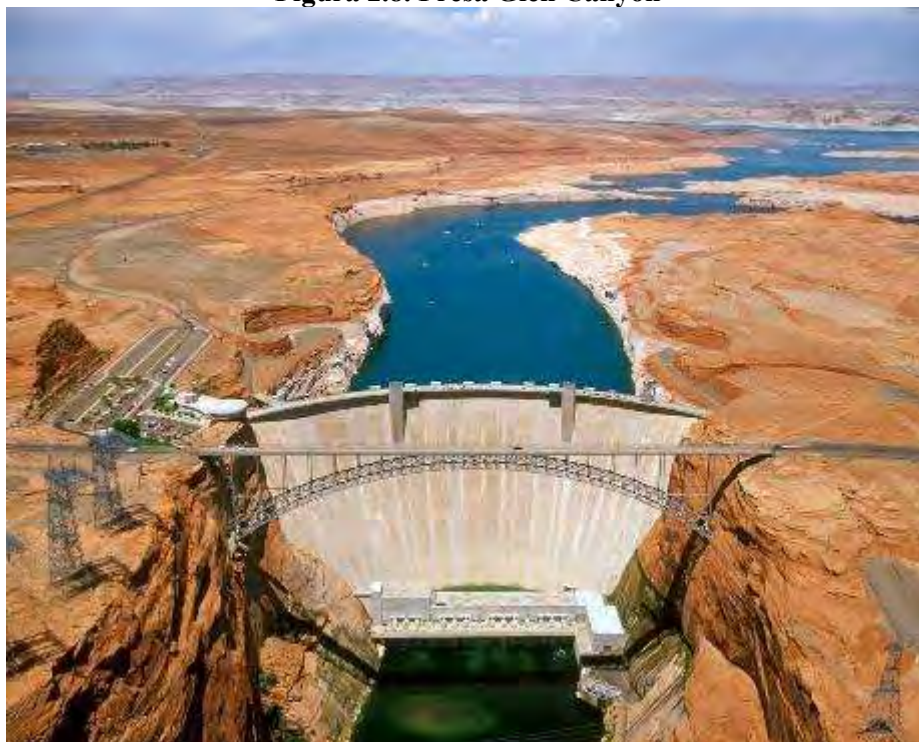
- Presas de Arco

Las presas de arco reciben ese nombre debido a la forma que presenta la estructura, siendo ésta el tipo de presa más arquitectónica. Una presa de arco es la indicada en lugares donde la relación del ancho entre estribos respecto a la altura, no sea grande y donde los estribos se apoyen en roca capaz de resistir el empuje de los arcos.

Las presas de arco pueden ser de dos formas, de arco simple y de múltiples arcos. La presa de arco simple se desarrolla a lo largo de un cañón como una estructura única y normalmente se limita a un ratio entre la longitud de cresta y la altura de 10:1.¹⁶ La de arco múltiple puede estar formada por varias presas de arco simples apoyadas en contrafuertes separados.

El diseño de la presa de arco es muy especializado. Pues, se caracteriza por su modo original de resistencia, ya que la presión del agua no transmite de forma total a la cimentación, sino que parte de ella se distribuye a los estribos por la acción propia de los arcos. Esto a su vez hace que su cálculo sea hiperestático, por los efectos de placa y de empotramiento en la fundación, lo cual hace más complejo su cálculo.

Figura 2.8. Presa Glen Canyon



Nota: Presa "Glen Canyon" ubicada en el río Colorado. Tiene una altura de 216 m y su capacidad es de 63 000 Hm³.

¹⁶ Design of Arch Dams, Bureau of Reclamation

Básicamente todos los elementos estructurales de una presa de arco se encuentran sometidos a compresión, siendo justamente esta una de las ventajas de la presa de Arco, el aprovechamiento de la resistencia a la compresión que tiene el concreto. Por lo cual puede representarse una economía en el volumen de la presa. Pero por otro lado, la desventaja principalmente es que la fundación y los estribos deben ser resistentes y de roca sana, lo cual demanda mayores estudios en geología y otras ciencias para asegurar su estabilidad.

- Presas de Contrafuertes

Las presas de contrafuerte trabajan de una manera muy similar a los muros de contención con contrafuertes que se utilizan en la estabilización de taludes. Sólo que al tratarse de contener a un embalse, el diseño cambia porque el empuje hidrostático es diferente al empuje del terreno.

Este tipo de presas se caracterizan por tener como apoyo vertical placas triangulares llamadas contrafuertes, que tienen secciones horizontales en forma de T. Estas son las estructuras que reciben la compresión y lo transmiten a la cimentación.

Existen dos variantes principalmente, pueden ser de pantalla con losas planas o de arcos múltiples. La primera, de losas planas se apoya en los contrafuertes cada cierto espacio como especie de vigas. La segunda, que tienen placas curvas de forma de arcos, permite mayor espaciamiento de los contrafuertes. Las zapatas del contrafuerte deben ser amplias para disminuir y distribuir la carga sobre el terreno.

Estas clases de presas requieren 60% menos de concreto que las presas de gravedad, pero el incremento de encofrado y las armaduras sobrepasan en ocasiones el ahorro del concreto. El proyecto de presas de contrafuertes se basa únicamente en los conocimientos y criterios obtenidos por la experiencia, por ello no se profundiza más en este tema.

Figura 2.9. Presas de contrafuertes



Nota: A la izquierda la presa de contrafuertes Roselend (Francia). A la derecha la presa Daniel-Johnson (Quebec, Canada), la cual también podría considerarse como una presa de arcos múltiples.

2.1.3. Las presas de almacenamiento en el Perú

En nuestro país existen varias presas de almacenamiento, siendo las principales las que tiene como fin la irrigación y generación hidroeléctrica. También se suman algunas que son para fines mineros, las cuales almacenan gran cantidad de agua contaminada que debe ser tratada para poderla emplear en algún uso. Normalmente las presas de proyectos hidroeléctricos y de irrigación, contemplan un porcentaje de sus aguas para el abastecimiento de ciudades y poblados.

En la Figura 2.10 se presentan algunas de las principales presas del Perú.

Figura 2.10. Principales presas de almacenamiento del Perú



Fuente: Boletín Técnico: Recursos Hídricos del Perú en cifras. ANA(2010)

Actualmente la presa de almacenamiento más importante del Perú es Poechos, la principal obra de la primera etapa del Proyecto Especial Chira-Piura. Este reservorio en un inicio contaba con cerca 885 Hm³ de capacidad útil, sin embargo con el paso de los años debido a la sedimentación ha ido perdiendo su capacidad hasta verse reducida casi a la mitad. Los fenómenos de El Niño de 1983 y 1998 fueron los actores principales para acelerar el proceso de sedimentación, ya que durante estos periodos el arrastre de materiales sólidos y pérdida de suelo en la cuenca fue muy alta.

La importancia de una presa no sólo se debe medir por la cantidad de agua embalsada en su vaso, sino también por su buena operación y finalidad. Con esto se hace hincapié a que de nada sirve tener un gran reservorio de agua si en los próximos años se va a perder dicha capacidad. Asimismo, una presa pueda ser muy importante para un país sin tener que ser la más grande necesariamente. Por ejemplo, la presa Tablachaca del proyecto hidroeléctrico

de Mantaro, da pie a la central más importante del país, la cual genera 1008 MW, poco más del 10% de la potencia instalada en el Perú.

En la Tabla 2.2 aparecen las diez presas con mayor capacidad útil, dejando de lado la presa de Upamayo en el lago Junín con una capacidad total de 556 Hm³ dado que la minería ha contaminado completamente estas aguas.

Tabla 2.2. Listado de las diez presas con mayor capacidad útil en el Perú

N°	IDENTIFICACIÓN		UBICACIÓN			PRESA			EMBALSE	
	NOMBRE	AÑO	RIO	LUGAR	DPTO	TIPO	ALTURA (m)	LONGITUD (m)	CAPACIDAD UTIL (Hm3)	ESPEJO (km2)
1	Lagunillas	1995	Ramis	Cabanillas	Puno	Gravedad	16	101	500	62,00
2	Poechos	1975	Chira	Sullana	Piura	Tierra	48	13 000	490	63,10
3	Gallito Ciego	1987	Jequetepeque	Tembladera	Cajamarca	Escollera	112	75	392	15,00
4	Tinajones	1968	Chancay	Chongoyape	Lambayeque	Tierra	40	2 440	320	18,12
5	Condoroma	1985	Colca	Chivay	Arequipa	Escollera	92	503	260	11,40
6	San Lorenzo	1958	Chipillico	Las Lomas	Piura	Tierra	57	780	200	
7	Pasto Grande			Mariscal Nieto	Moquegua		10	80	185	46,38
8	Choclococha	1960	Pampas	Castrovirreyna	Huancavelica	Tierra	12	280	170	
9	El Frayle	1961	Blanco	Arequipa	Arequipa	Arco	74	90	130	
10	Sibinacocha	1997	Sibina	Canchas	Cusco	Homogenea	12	356	110	28,55
11	Tablachaca	1968	Mantaro	Tayacaja	Huancavelica	Arco	77	180	8	

Fuente: ANA-OSNIRH

2.2. Presas de derivación

Otra de las formas de captación mediante el cierre del cauce del río son las denominadas presas de derivación, también conocidas como toma, bocatoma o azud; son estructuras que se construyen para levantar el tirante natural de agua de un río, contando así con una altura de carga que les permita derivar parte de su caudal llevando agua a través de acequias, canales o cualquier otro sistema, hasta el lugar donde se va utilizar. Este tipo de presas se dan en proyectos de irrigación, de trasvase de agua, de abastecimiento, o de generación de energía hidroeléctrica; aunque normalmente se trata de conseguir dos o más fines a la vez.

La construcción de una toma en el curso del río representa la alteración de las condiciones naturales del flujo, por lo cual pueden producirse erosiones como consecuencia de las socavaciones o rellenos debido a la alteración del transporte de los materiales de fondo y sedimentos. Especialmente en el caso de implantar una presa derivadora en aquellos cauces denominados de lecho móvil. Sin embargo, su alteración es menor cuando se trata de lechos acorazados con un fondo más estable.

La toma es una de las principales estructuras de un proyecto hidráulico, por lo cual debe diseñarse con toda seguridad, y no adaptando soluciones de otras presas derivadoras, dado que cada proyecto tiene condiciones diferentes. Los estudios de ubicación y los de la hidrología de la cuenca superior son muy importantes. Las superficies de todos los elementos de la estructura deben tener una apariencia terminada y exenta de irregularidades, y antes de definir los diseños conviene efectuar modelos hidráulicos físicos y numéricos.

2.2.1. Principales tipos de Bocatomas

Las Bocatomas con presa derivadora se caracterizan, como se mencionó anteriormente, por la captación de las aguas de río mediante el cierre del cauce con una presa, que asegura una captación regular de las aguas, debido al remanso producido.

Existen varios factores que definen el tipo de bocatoma, entre los cuales podemos citar: el régimen del río, las características del río, el caudal de captación, el transporte de los sólidos, entre otros. Estas tomas pueden presentar variantes, en lo referente se puede clasificar en cuatro:

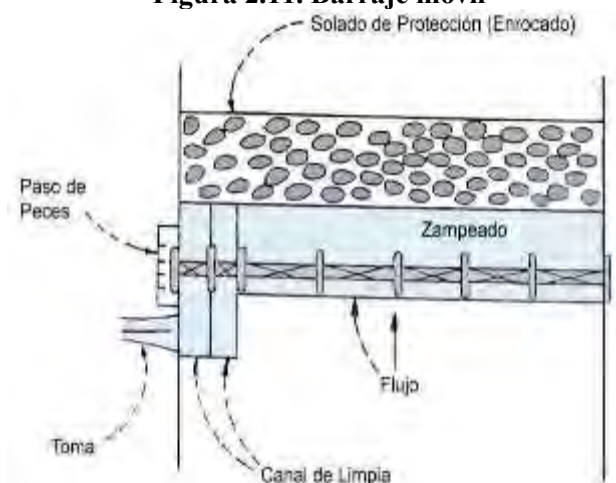
2.2.1.1. Bocatoma de barraje fijo

Se caracterizan por contar con una presa derivadora compuesta por un elemento rígido, generalmente de concreto. A este elemento rígido se le denomina barraje fijo, dando a entender que permanecerá como un obstáculo permanente. Las aguas del río rebosarán por encima de la zona de alivio de este barraje fijo, y su captación se dará de forma lateral aguas arriba de la presa. En ocasiones, se estila emplear esta clase de barraje en ríos caudalosos y torrentosos, donde el volumen por derivar es menor al caudal medio del río.

2.2.1.2. Bocatoma de barraje móvil

Se denomina barraje móvil porque la cortina que cierra el curso natural del agua está conformado por pilares y compuertas, las cuales elevan el nivel para derivar parte del caudal. Son tomas que por la variación de niveles en forma muy marcada entre la época de estiaje y avenida, necesitan disponer de un barraje relativamente bajo, pero que para poder captar el caudal deseado necesitan de compuertas que le den la cota a nivel de agua adecuado. Su principal ventaja justamente es la versatilidad que ofrecen las compuertas, ya que permiten a su vez controlar el tirante y eliminar los sólidos que pueden encontrarse dentro del embalse. El barraje móvil debe permitir el paso del caudal máximo de avenida a través de ellos y saber regular durante otros periodos. Por ello la operación de compuertas es muy importante en el manejo del agua.

Figura 2.11. Barraje móvil



Fuente: Diseño de Bocatomas, UNI –FIC.

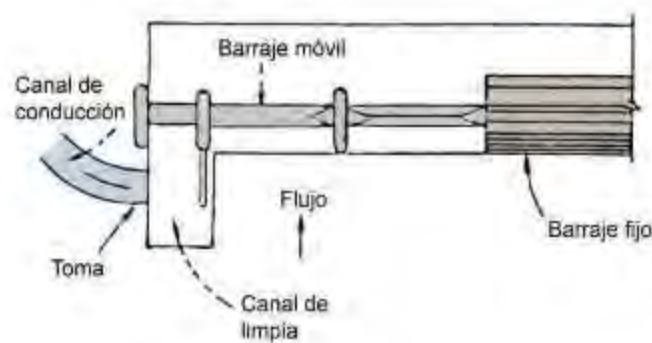
2.2.1.3. Barraje mixto

Es la suma de los dos anteriores, es decir, cuando se tiene una parte del cauce cerrado con un elemento fijo y otra parte con una estructura móvil. En el Perú gran cantidad de los ríos de la costa tienen este tipo de presa derivadora; pues en época de crecidas arrastran gran cantidad de sedimentos, razón por la cual contar con una zona móvil de compuertas es necesario, y en los periodos de estiaje disminuyen fuertemente sus gastos. Los ríos presentan un ancho de cauce muy variable durante estas dos épocas, por ello se extiende el barraje fijo hasta cubrir todo el cauce complementando al barraje móvil.

La limpieza de los sedimentos está asociada al uso de compuertas. Debido a la anchura del cauce, no siempre es posible utilizar las compuertas en toda la sección. Por ello siempre se destina una parte al barraje fijo. Además, obviamente no es económico contar con toda la sección móvil. Pues, sólo se diseña hasta un número de compuertas que tengan la capacidad de evacuar todo el caudal ante una gran avenida.

La captación en ese tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana en uno de los márgenes del río que puede funcionar como orificio o vertedero dependiendo del tirante y el diseño.

Figura 2.12. Barraje mixto



Fuente: Diseño de Bocatomas, UNI-FIC.

2.2.1.4. Toma Tirolesa o Sumergida

Otra de las formas de toma es la sumergida o también llamada Tirolesa. Las estructuras de captación se encuentran dentro del azud en un espacio dejado en él, en una cavidad protegida por rejillas que impiden el ingreso de materiales gruesos. Estas tomas no son recomendable en ríos donde el arrastre de sedimentos es intenso porque podrían causar una rápida obstrucción de las rejillas. Es preferible desarrollar este tipo de tomas, en las nacientes de los ríos, en zonas altas de montaña, donde las aguas son limpias. La gran mayoría de ríos del Perú son muy jóvenes y arrastran gran cantidad de sedimentos en épocas de crecidas, por lo que la construcción de este tipo de tomas debe ser donde las condiciones lo favorezcan.

Para concluir, el tipo de bocatoma más recomendable para realizar la captación de un caudal determinado previamente, depende de la altura del vertedero, de las condiciones de la cimentación, del flujo en el río, remanso aguas arriba, de la disponibilidad de los materiales de construcción y del monto del dinero asignado para la ejecución de la obra.

2.2.2. Estructuras principales de una Bocatoma¹⁷

2.2.2.1. Muros y diques de encauzamiento

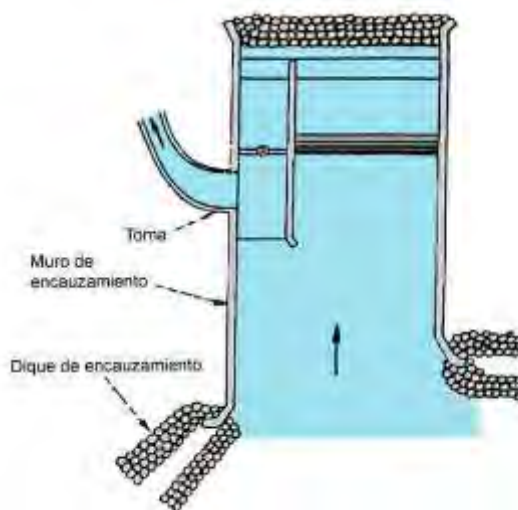
El objeto principal es encauzar el curso del río y proteger ambas márgenes ribereñas aguas arriba de la toma evitando desbordamientos, protegiendo así a las estructuras de captación. Para ello se cuentan con elementos que van a desempeñar dicha función: los muros de encauzamiento y los diques de encauzamiento. En ocasiones estas estructuras también se construyen aguas abajo del eje de la presa.

Los muros de encauzamiento, son estructuras de concreto simple o armado que permiten encauzar el flujo del río entre límites con el fin de tomar las condiciones de diseño establecidas (ancho, tirante, remanso). Su dimensionamiento está basado en controlar el posible desborde del máximo nivel del agua y evitar también que la socavación afecte las estructuras de captación y derivación.

Por otro lado los diques de encauzamiento vienen a ser estructuras predominantemente tipo presa de tierra o enrocado con un talud apropiado. Pues, al generarse el remanso por la presencia de la presa existen zonas en los márgenes del río que pueden causar inundaciones y graves daños, para esto se construyen los diques.

Para fijar la altura de estos muros y diques es conveniente calcular la curva de remanso que generará el barraje ubicado en el río, y conocer así el tirante que tendrá ante una gran avenida con el caudal máximo de diseño. Para el borde libre se tiene en cuenta el oleaje que pueda darse producto del viento, por lo general se le da 0,50 m.

Figura 2.13. Muros y diques de encauzamiento



Fuente: Diseño de Bocatomas, UNI –FIC.

2.2.2.2. Presa derivadora

Denominada también cortina, azud o barraje. Esta estructura es la presa construida transversalmente al río con el objetivo de levantar el tirante y facilitar el ingreso de agua al

¹⁷ Diseño de Bocatomas, Mansen Valderrama. UNI-FIC

bocal de toma. Como vimos previamente pueden comprender un barraje fijo, móvil o mixto. En esta zona se ubican las compuertas.

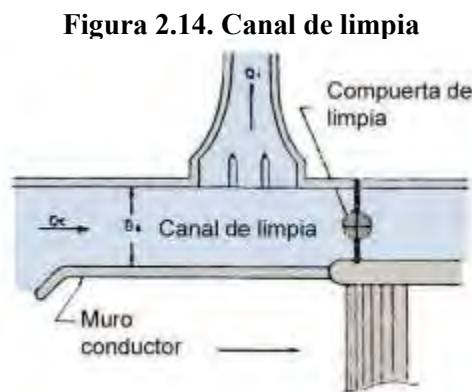
2.2.2.3. Disipadores de energía

Aguas abajo de una presa derivadora se requiere de ciertos elementos disipadores de energía que permitan incorporar el agua al cauce del río sin ocasionar daños erosivos. Entre los más conocidos se encuentran las pozas disipadoras y los dados de disipación. Las pozas disipadoras por lo general se ubican inmediatamente después de la salida de las compuertas, buscando que la propia agua acumulada en dicha poza sirva de colchón disipador absorbiendo gran parte de la energía cinética del agua. También se emplean los dados disipadores aguas abajo de un vertedero o aliviadero en el caso de un barraje fijo.

También existen otros disipadores de energía como los saltos de esquí, pero estos se emplean cuando la caída es de una altura mayor, que normalmente no se dan en presas de derivación, sino en grandes presas de almacenamiento.

2.2.2.4. Canal de Limpia

Esta estructura cumple con la función de eliminar los sólidos que se depositen delante de las ventanas o vertedero de captación. Normalmente el canal de limpia se encuentra completamente cerrado cuando se da la captación y/o cuando trabajan las compuertas del barraje móvil. Al momento de hacer limpieza con la energía del agua a través del canal de limpia, se cierran las demás compuertas, junto con la toma de captación, permitiendo así un máximo arrastre de los sedimentos depositados cerca a la bocatoma.



Fuente: Diseño de Bocatomas, UNI –FIC.

2.2.2.5. Bocal de toma, bocatoma o toma

Esta estructura se ubica en uno de los márgenes del río, aguas arriba de la presa derivadora y tiene como objeto captar las aguas; comprende un vertedero u orificio de captación y para su operación se instalan después compuertas de protección y regulación, al igual que en ocasiones se cuenta con un canal desripador.

Entonces, para precisar con más detalle, la bocatoma propiamente dicha implica algunos otros elementos que hacen posible un buen funcionamiento, teniendo siempre como propósito captar en las mejores condiciones el agua. Es decir, agua sin muchos sedimentos y con una velocidad de entrada que no produzca erosión y turbulencia. Entre las principales partes o elementos que componen una toma se encuentran:

- Las ventanas o vertedero de captación

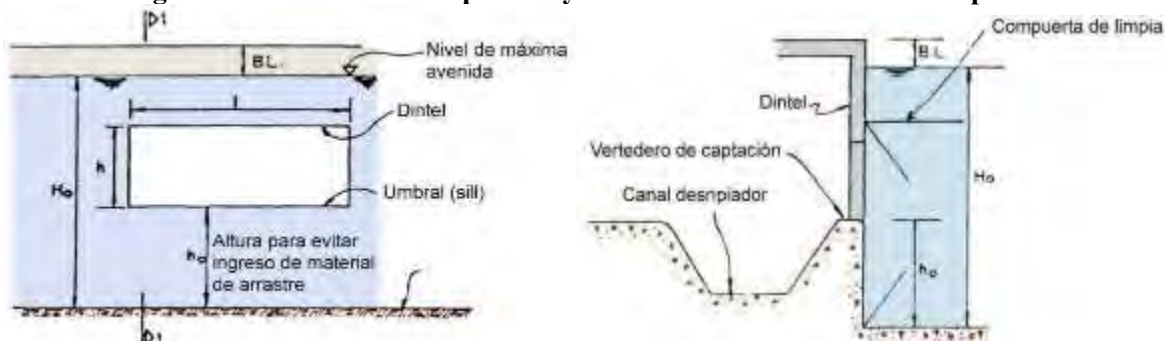
Son las entradas de agua de la toma que mayormente están instaladas en un paramento de concreto totalmente protegido. El vertedero o ventanas de captación según sea el diseño, deben estar a una cierta altura del fondo del canal de limpia, la cual permita que no ingresen los sedimentos de fondo y de arrastre, sino tan sólo los de suspensión.

Existe una diferencia entre la captación con ventanas y la captación con vertedero. Pues en las ventanas el flujo ingresa con presión; mientras que en el vertedero el flujo es de característica libre, es decir, tan sólo cuenta con la presión atmosférica, ya que está en contacto con la superficie libre. Esto lleva a tener dos tipos de comportamiento, pero la finalidad es siempre la misma, tener un caudal de captación para ser derivada hacia otro lugar.

- Canal desrpiador

Después del vertedero de captación se proyecta una canal transversal al flujo de captación o paralelo al flujo del río, con el propósito de decantar los materiales sólidos que ingresan al bocal de toma y luego ser eliminados aguas abajo del barraje. Esta estructura realiza la decantación y el aquietamiento del agua antes de que ingrese a la zona de compuertas de regulación. Este canal debe contar con una fuerte pendiente para poder eliminar las gravas. Por ello es recomendable una pendiente mayor al 2%, similar a la que se emplea en un desarenador.

Figura 2.15. Ventana de captación y vista en corte de un canal desrpiador



Fuente: Diseño de Bocatomas, UNI –FIC.

- Compuertas de regulación

Son aquellas compuertas que regulan y controlan el ingreso del caudal de derivación hacia el canal principal o de derivación. La capacidad máxima de captación del conjunto de compuertas instaladas debe ser similar a la capacidad del canal de derivación. Por lo general, el área total de las compuertas es igual al área del canal aguas abajo. Las compuertas pueden ser radiales o rectangulares.

Figura 2.16. Presa derivadora Los Ejidos

Presa derivadora Los Ejidos, ubicada en nuestra localidad de Piura.

2.2.3. Rol de las presas derivadoras en el Perú

Definitivamente es clara la diferencia entre una presa de almacenamiento que da pie a un gran embalse de agua y una presa derivadora, donde su principal fin no es almacenar agua, sino derivar parte del caudal de un río elevando el nivel de agua para luego ser captada para diversos fines benéficos.

Cuando se estudia la hidrología de una cuenca se debe buscar siempre conocer de cuánta agua se dispone y saber de cuánta agua hay que cuidarse. Es decir, se debe tener presente no sólo el caudal que se puede contar en gran parte del año, sino se debe estimar con buena precisión el caudal máximo que puede llegar a darse ante una eventual avenida o fenómeno de El Niño por ejemplo.¹⁸ Entonces, al desarrollar una obra hidráulica como una presa derivadora, el estudio hidrológico es clave no sólo para determinar la captación del agua de río, sino para dimensionar correctamente la estructura y evitar futuros daños. Por ello en nuestro país las presas de derivación también cumplen una función reguladora, pues además de controlar los caudales de los principales ríos, también están como protección contra el control de crecidas. Esta labor es muy importante, pues como conocemos en la costa del Perú los ríos tienen un régimen muy irregular, durante el verano traen mucha agua y el resto del año prácticamente son secos. Por esta razón la presencia de este tipo de estructuras debe de ser estratégicamente planificada y contar con una adecuada gestión para manejar mejor y optimizar los recursos hídricos de nuestras cuencas. Sin embargo, se requieren de una mayor cantidad de presas derivadoras y presas que estén destinadas a la retención de las aguas ante una gran avenida. En la Costa, existen ríos con peligro de

¹⁸ Apuntes de clase: Hidrología. Universidad de Piura

desbordarse e inundar ciudades; del mismo modo en la Sierra la presencia de huaycos que destruyen poblados es una constante cada año durante el tiempo de lluvias.

Centrándose un poco en la región Piura se puede destacar dos presas de derivación muy importantes del Proyecto Chira-Piura. Estas son la presa derivadora Los Ejidos y la presa derivadora Sullana. La primera está ubicada en el río Piura y la segunda en el río Chira. Ambas presas cumplen una función de captación de agua para uso principalmente agrícola, y derivan sus aguas hacia canales importantes que irrigan los valles del medio y bajo Piura, y los valles del Chira.

Tabla 2.3. Presas derivadoras del Proyecto Chira-Piura

PRESA	Provincia	Q captación (m ³ /s)	Tipo	Longitud Barraje móvil (m)	Longitud Barraje Fijo (m)	N° Compuertas
Los Ejidos	Piura	60,00	Barraje mixto	90,00	120,00	7
Sullana	Sullana	32,50	Barraje mixto	93,00	289,00	8

Fuente: Elaboración propia

Figura 2.17. Presa derivadora Sullana



2.3. Derivación directa

El tipo de captación más rústica es la derivación directa, pues ésta consiste simplemente en zanjaz practicadas a orillas del río. Se trata de una toma que capta el agua directamente mediante un canal lateral, que por lo general es un brazo fijo del río que permite discurrir un caudal mayor que el que se va a captar. Las bocatomas directas, como también se las conoce, son posibles de diseñar cuando no se quiere tener una estructura costosa, siendo su principal ventaja el no necesitar construir un barraje o azud. Sin embargo, tiene la desventaja de tener una disminución de la captación en las épocas de estiaje y ser destruida en parte durante épocas de crecidas. Además, el tema de la sedimentación en una toma directa es crítico. Esta clase de captación puede tener dos variantes según su ubicación y alineamiento respecto al río.

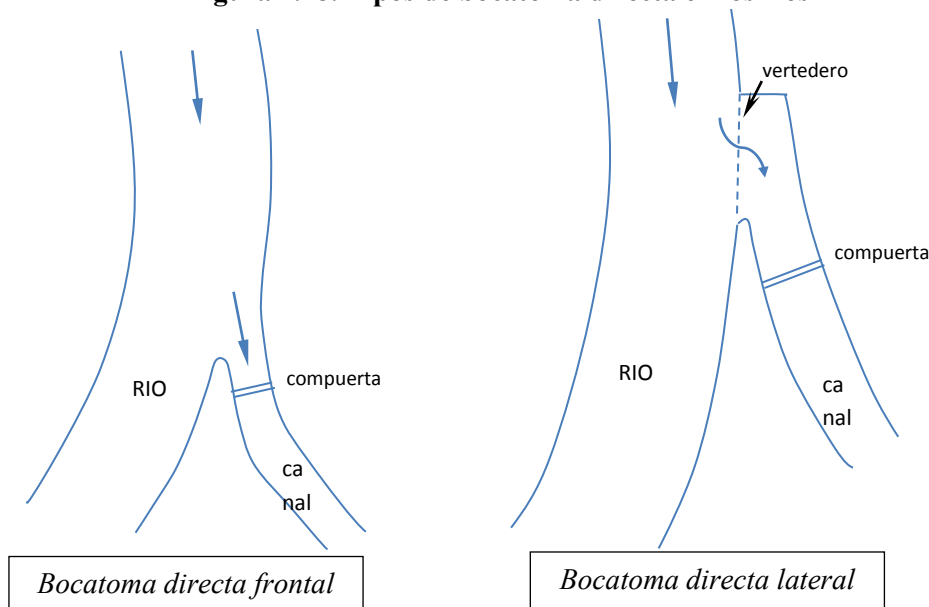
2.3.1. Toma directa frontal

Como su nombre lo indica, busca tener una captación normal a la dirección del flujo, lo cual crea continuas erosiones en las paredes del canal de toma. Esta clase de tomas para conseguir ese alineamiento, por lo general se encuentran en tramos curvos del río.

2.3.2. Toma directa lateral

Tiene la captación en la margen del río mediante una abertura ejecutada en la misma y se controla el ingreso de agua en forma transversal al flujo del río mediante compuertas, buscando evitar el ingreso de sólidos. En la toma directa lateral se procura que la orilla donde se ubique la toma tenga un tirante constante. A diferencia de la toma directa frontal, las tomas directas laterales pueden ubicarse también en tramos rectos del río.

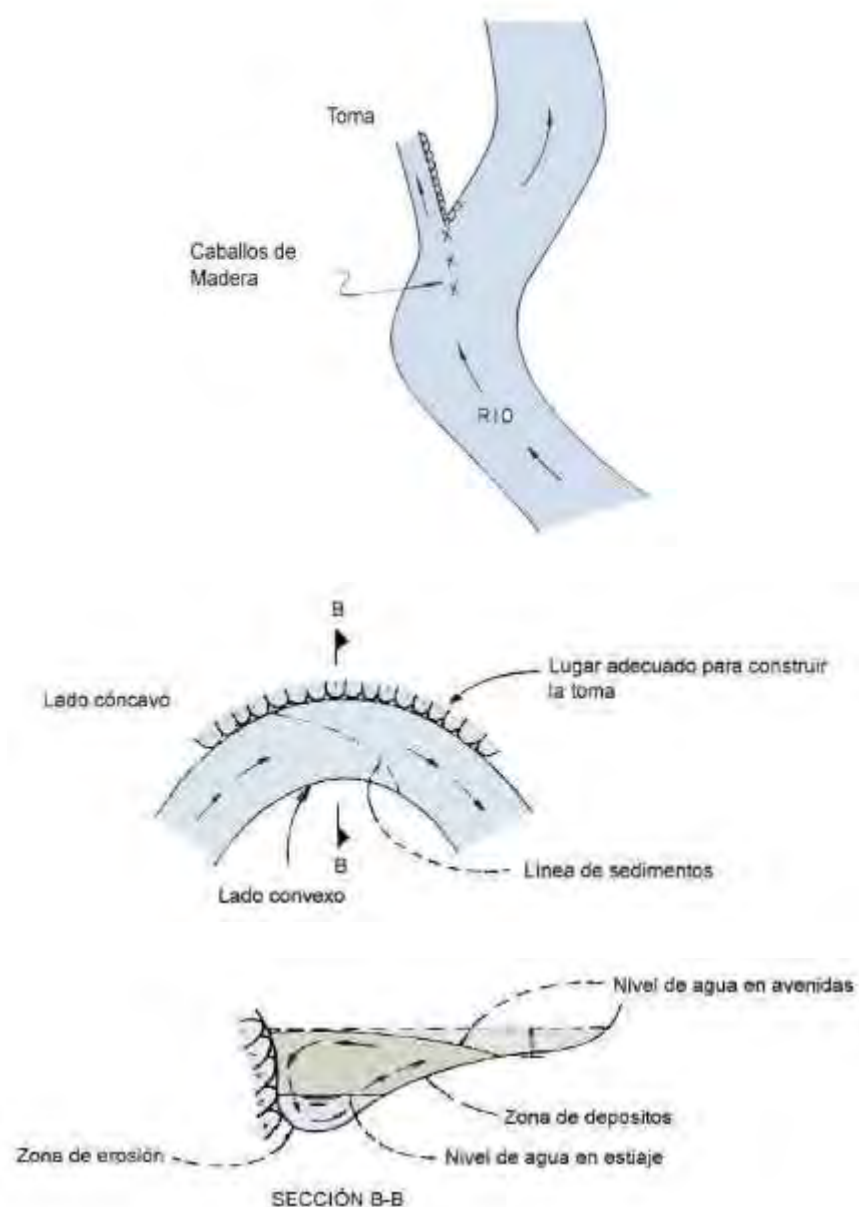
Figura 2.18. Tipos de bocatoma directa en los ríos



La derivación directa se emplea mucho en las zonas rurales, pero la desventaja es que este tipo de obras no garantizan la disponibilidad de agua todo el año. De darse una gran avenida pueden llegar a ser arrastradas y colapsar, por más que se construyen tratando de darle la mayor resistencia al efecto erosivo del propio río.

A pesar de ello, es bueno saber que la ubicación de esta clase de tomas es de suma importancia, ya que si bien no se recomienda optar por estas estructuras rústicas y de poco diseño, sí se puede sugerir una óptima ubicación que permita una buena captación del agua y con pocos sedimentos, dentro de lo posible. La ubicación más apropiada es la margen cóncava durante un tramo curvo del río, la cual permite una mejor captación por efecto de la aceleración del movimiento (Ley de Coriolis). La ubicación de la toma es inclusive más favorable aguas abajo del centro de la parte cóncava, pues es en esta zona donde la presencia de sedimentos es menor.

Figura 2.19. Ubicación de una toma directa



Fuente: Diseño de bocatomas, UNI-FIC

2.4. Verificación y optimización de las estructuras

Los diferentes tipos de estructuras de captación localizadas principalmente sobre el cauce de los ríos, como las desarrolladas en el presente capítulo, y otras clases de obras hidráulicas, como los desarenadores o inclusive las alcantarillas, requieren de un estudio para su diseño. Esto debido a que se dan diferentes procesos y fenómenos físicos que hacen que exista una mayor complejidad. Por ello, antes de llevarse a cabo la construcción de un proyecto de esta índole, se recurren a los modelos físicos y a los modelos numéricos para poder determinar de forma preliminar el comportamiento hidráulico y sedimentológico en estas estructuras. Esto permitirá poder simular los diseños realizados, y sacar conclusiones valiosas para alguna mejora o modificación en el propio diseño.

Los modelos físicos y numéricos son complementarios, cada uno tiene consigo un rango de mayor aproximación a la realidad. En el caso de los modelos físicos, éstos son muy utilizados para los fenómenos hidráulicos y sedimentológicos locales, es decir, modela la estructura en sí y un tramo relativamente corto del cauce. Por su parte, los modelos numéricos permiten representar toda la curva de influencia de las estructuras aunque sean grandes longitudes de cauce y alimentan con las condiciones de borde al modelo físico.

La presente tesis busca desarrollar una modelación numérica de una presa derivadora de uno de los proyectos especiales de irrigación de la costa peruana, la bocatoma Tablones Alto del Proyecto Chincas, teniendo como objetivo central conocer el comportamiento hidráulico que se dará en la operación de compuertas de la presa.

Para ello ha sido necesario estudiar los modelos numéricos y alguno de los programas que permiten desarrollar dicha modelación en estructuras hidráulicas. En el próximo capítulo nos enfocaremos específicamente en los modelos numéricos y los criterios generales para entender su aplicación en este tema.

CAPÍTULO 3

Los Modelos Numéricos

La Ingeniería al servirse de las ciencias aplicadas pone en práctica no sólo conceptos y fundamentos técnicos, sino que está en constante actualización con las nuevas tecnologías y estudios que se puedan generar en diversos temas. Del mismo modo la ingeniería hidráulica tiene como base la Física y las Matemáticas. Estas dos ciencias, una natural y otra formal, se relacionan, pues a través del comportamiento físico que se da en la naturaleza se buscan encontrar fórmulas matemáticas que puedan describir dichos fenómenos, y partiendo de ello se pueda estudiar a fondo y conocer mejor los diversos elementos, materiales, cuerpos, fenómenos y sistemas que nos rodean.

Esta aproximación a la realidad, que permite representarse e idealizarse de manera numérica o matemática, es aplicable hoy en día de forma muy potente debido a la mayor capacidad computacional y al avance en los algoritmos¹⁹ que resuelven ecuaciones que gobiernan un flujo. Actualmente se puede hallar solución de las ecuaciones de la dinámica de fluidos en computadoras, creándose así un nuevo campo denominado la Dinámica de fluidos Computacional.

Los modelos numéricos se desarrollan a partir de los métodos numéricos, es decir, para llevar a cabo una modelación numérica los programas o *softwares* emplean métodos numéricos que les permiten calcular los diversos parámetros a conocer dentro del modelo discretizado²⁰. Los modelos numéricos y su simulación son una herramienta relativamente nueva y de gran utilidad, que complementan a la modelación física.

En la segunda parte del capítulo se presenta el programa de simulación numérica escogido, SSIIM, desarrollado en la Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología para aplicarse en la ingeniería hidráulica y sedimentología. Este programa ha sido utilizado en la presente tesis para modelar la presa de derivación Tablones Alto, donde en los últimos capítulos se desarrolla dicha simulación y se expone sus resultados.

3.1. Dinámica de fluidos computacional – CFD

La Dinámica de Fluidos Computacional o también llamado CFD (*Computational Fluid Dynamics*) es una rama de la Mecánica de Fluidos que empleando métodos numéricos y

¹⁹ Conjunto ordenado y finito de operaciones con una secuencia de pasos a seguir que permite hallar la solución de un problema.

²⁰ Idea de Discretización: Transformar una ecuación diferencial parcial en una nueva ecuación diferencial donde la variable de una celda está en función de las variables de las celdas vecinas.

algoritmos calcula el flujo de los fluidos y variables relativas usando una computadora. Pues, consiste en el empleo de computadores y de técnicas numéricas para resolver todos aquellos problemas físicos que están relacionados con el movimiento de los fluidos y, en ocasiones, de otros fenómenos asociados como la transferencia de calor, las reacciones químicas, el arrastre de sólidos, etc.

En general, el CFD comprende un amplio abanico de disciplinas científicas, entre las que cabe destacar a las matemáticas, la programación, las ciencias físicas y la ingeniería, que deben asociarse para dar lugar al desarrollo de un código que sea capaz de resolver las ecuaciones del flujo de manera satisfactoria. Por tanto, el objetivo final es la creación de un *software* (programa numérico) que proporcione el cálculo detallado del movimiento de los fluidos por medio de la computadora (capaz de ejecutar una gran cantidad de cálculos por unidad de tiempo) para la resolución de las ecuaciones matemáticas que expresan las leyes por las que se rigen los fluidos.²¹

Tiene como base de su estudio la resolución numérica de las ecuaciones fundamentales de la conservación de la masa, de la energía y de la cantidad de movimiento. Usualmente la zona del volumen de control del flujo es dividida en celdas o elementos formándose una malla. Luego ecuaciones para variables desconocidas son resueltas para cada celda. Como resultado se obtienen los valores de todas las variables características del sistema (velocidad, presión temperatura, concentración, etc.) en cada punto de la malla de cálculo. Esto requiere de una buena capacidad y potencia de la computadora para su resolución. Por ello, esta ciencia no ha progresado a una fase de práctica aplicada hasta tiempos recientes con el desarrollo tecnológico de las computadoras. En los últimos años, CFD incremento su uso en la ingeniería hidráulica y sedimentológica.

Problemas relativos a la ingeniería hidráulica y de sedimentos han sido a menudo resueltos por los modelos físicos. En ocasiones los modelos físicos pueden llegar a ser más caros y demandar más tiempo. Los modelos numéricos por su parte son un buen complemento a los modelos físicos. Un particular problema que se presenta en los estudios de modelos físicos ha sido la simulación de sedimentos suspendidos. El cálculo de la eficiencia de atrape en desarenadores es una de las primeras áreas donde los métodos numéricos se han utilizado en lugar de los modelos físicos. Desde entonces, los modelos CFD se han ampliado para incluir el transporte de sedimentos con lecho móvil en función del tiempo, la eficiencia de atrape, el depósito de sedimentos, la erosión, socavación local, corrientes de densidad (turbidez), ondas de avenida, aliviaderos y la pérdida de carga en los canales y túneles.²²

3.2. Tipos de Modelos Numéricos

En un inicio los modelos numéricos se desarrollaron exclusivamente para resolver un problema particular, generalmente del flujo de agua. Actualmente los modelos son de propósito general con capacidad de resolver una gama de condiciones de flujo similares, con módulos adicionales para resolver otros fenómenos como el transporte de sedimentos, dispersión de contaminantes, calidad del agua e incluso hábitat de peces.

²¹ Técnicas numéricas en ingeniería de fluidos: introducción a la mecánica de fluidos computacional (CFD) por el método de volúmenes finitos. Fernandez Oro, Jesús. (2012)

²² Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering. Olsen, Nils. (1999) Notas de clase.

Existen diversas maneras de clasificar los modelos numéricos, se podría dividir de acuerdo a:

- Qué es computado o busca calcularse con la simulación
- Cuantas dimensiones son empleadas en dicho cálculo
- La aplicación de métodos numéricos particulares.

Sin embargo, puede ser muy compleja dicha clasificación dado que esta ciencia está en continuo cambio y actualización. Por ello se recomienda seguir una clasificación más general. A continuación se mencionarán algunos criterios establecidos por José Vásquez (2003) para la clasificación de los diferentes modelos numéricos.

3.2.1. Dimensionalidad

El número de dimensiones tenidas en cuenta en una modelación es clave para determinar qué tan complejo puede llegar a ser el modelo a estudiar. Existen modelos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales.

Figura 3.1. Modelos 1D, 2D y 3D

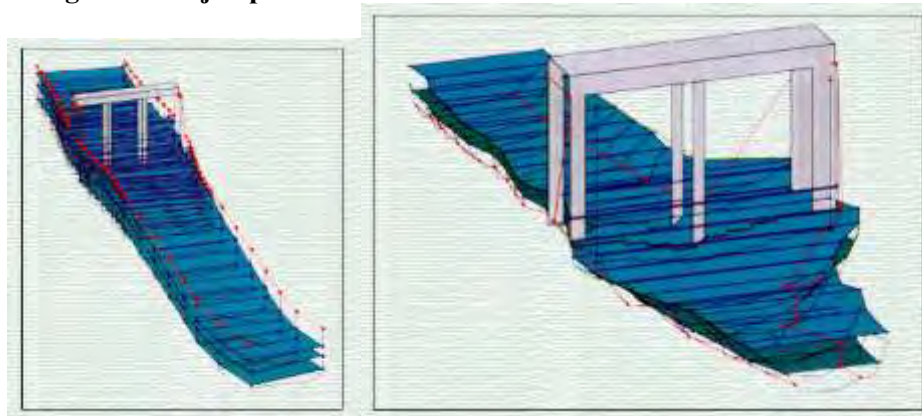


Fuente: Vásquez Ojeda, José (2003). Modelación numérica en hidráulica

3.2.1.1. Modelos unidimensionales (1D)

En los modelos unidimensionales se asume que una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos. Esta dimensión es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal, dado que es la más importante en tamaño y se orienta de manera más aproximada al flujo normal. La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, en las cuales luego se calculan el tirante y la velocidad promedio en toda la sección. Es decir, no muestra un perfil de velocidades tanto horizontalmente como verticalmente, sino un valor único medio de velocidad. Una de las limitaciones de estos modelos es que asumen por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal. Estos modelos son aplicables en tramos de ríos, quebradas y canales muy largos, generalmente mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca principalmente determinar el máximo nivel de agua (para diseño de diques o tablero de puentes por mencionar algunos ejemplos).

Uno de los programas más conocidos que realiza modelación numérica unidimensional es el HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*). Este programa trabaja con flujos unidimensionales impermanentes, sin transporte de sedimentos y con capacidad de trabajar con flujos mixtos subcríticos y supercrítico. Fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (*U.S. Army Corps of Engineers*).

Figura 3.2. Ejemplos de simulaciones unidimensionales en HEC-RAS

Fuente: Internet

Puede modelar estructuras fluviales como diques, puentes, alcantarillas (Brunner 2001). En el Instituto de Hidráulica, Hidrología y Saneamiento (IHHS) de la Universidad de Piura se ha empleado para cálculos de largos tramos encauzados del río Piura para determinar niveles de agua. Este modelo es muy simple de aprender debido a su gran rapidez y es de uso corriente en diseños de estructuras menores como alcantarillas. Sin embargo, sus principales limitaciones son asumir lecho rígido y un flujo unidireccional, por lo que debe ser aplicado con cautela en ríos aluviales muy erosionables o muy meándricos. Por ello, actualmente el HEC-RAS es una herramienta que se utiliza de forma previa a una modelación, para conocer niveles de agua o curvas de remanso, mas no para conocer el comportamiento de un río o estructura. Este programa está disponible en forma gratuita en la página web del USACE²³

3.2.1.2. Modelos bidimensionales (2D)

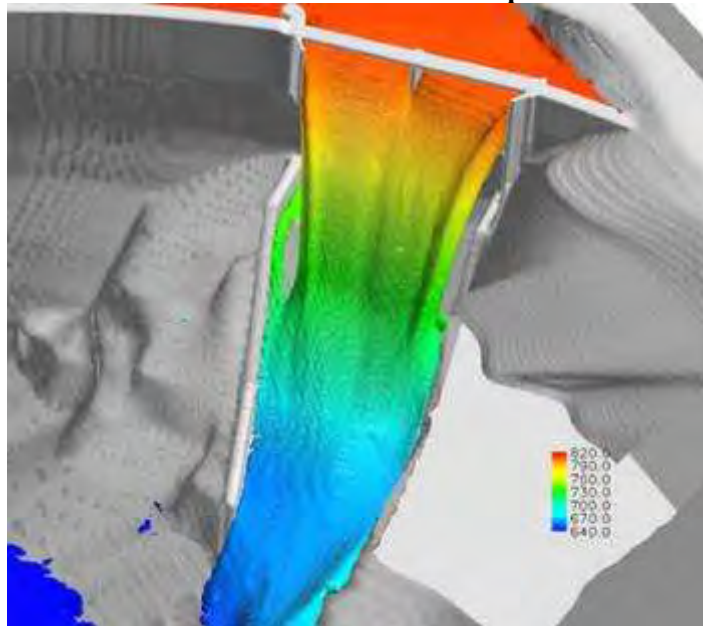
Los modelos bidimensionales consideran las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Las variaciones de la velocidad u otra magnitud de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor. Estos modelos son especialmente útiles en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, o embalse tipo lago) donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. Estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciable, como por ejemplo el flujo sobre un vertedero o a través de un orificio sumergido; sin embargo mediante uso de expresiones empíricas o similares pueden incorporar estas singularidades dentro de la modelación.

3.2.1.3. Modelos tridimensionales (3D)

Los modelos tridimensionales representan el estado más avanzado de la modelación. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad, y por tanto aplicables a cualquier caso práctico. Al tratarse de modelos tridimensional se entiende también que comprenderá mayor información y más datos, por ello estos modelos son lo que requieren de mejores computadoras o incluso estaciones de trabajo (*workstations*) para realizar a cabalidad las simulaciones. Más adelante veremos algunos programas de este orden.

²³ <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

Figura 3.3. Simulación del aliviadero de una presa en FLOW-3D²⁴



3.2.2. Régimenes de flujo

Según la Hidráulica, el régimen de flujo está definido por la combinación del efecto de gravedad y del efecto de viscosidad en relación con las fuerzas inerciales del flujo.²⁵ Un flujo puede ser subcrítico o supercrítico, y laminar o turbulento. Existen cuatro regímenes de flujo si combinamos cada una de estas opciones. Para poder diferenciar esta clase de flujos se recurre a los números adimensionales de Froude (Fr) y de Reynolds (Re).

$$Re = \frac{V L}{\nu}$$

Dónde:

- V : Velocidad del flujo
- L : Longitud característica, la cual se considera el radio hidráulico o diámetro de tubería.
- ν : Viscosidad cinemática del agua.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Dónde:

- V : Velocidad del flujo
- L : Longitud característica, se considera la profundidad hidráulica
- g : Aceleración de la gravedad.

Un flujo es laminar cuando $Re \leq 2000$, y es turbulento cuando sobrepasa el valor de 3000. El flujo laminar normalmente no se da en la naturaleza, tan sólo en naves de desarenadores, tuberías y canales de poca velocidad; por ello es necesario estudiar el fenómeno de la turbulencia en los fluidos. Existen diversos modelos de turbulencia que

²⁴ http://www.xceng.com/en_en/hydraulics.shtml#.UwZHwv15OUI

²⁵ Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow

representa su comportamiento en los fluidos para aplicarse en los modelos numéricos según sean las condiciones.

Cuando se hace referencia al régimen de flujo para la clasificación de un modelo numérico, se trata principalmente del flujo subcrítico y supercrítico, porque se da por descontado que en un modelo numérico siempre podrá simular un flujo laminar y tendrá en cuenta modelos de turbulencia para representar tramos con esta característica, ya sea en menor o mayor grado de aproximación. El flujo subcrítico (Números de Froude $Fr < 1$) es simple y todos los programas tienen capacidad para modelarlo. Sin embargo, el flujo supercrítico (Número de Froude $Fr > 1$) resulta más complejo para muchos modelos numéricos, por la posibilidad de que se formen ondas de choque o resaltos hidráulicos en los cambios a régimen subcrítico, lo cual da lugar a un flujo rápidamente variado de difícil modelación.

Además, en rigor el flujo supercrítico en tramos largos sólo se produce en canales artificiales revestidos; ya que en la naturaleza los ríos aluviales ajustan su pendiente para evitar la aparición del flujo supercrítico en tramos muy largos, pues en el fondo se producen escalonamientos que forman una sucesión de pozas y rápidos con una mezcla de flujos subcrítico y supercrítico alternados, que los programas numéricos difícilmente pueden modelar con precisión.

3.2.3. Variaciones en el tiempo

Volviendo otra vez a la base de los conceptos, en hidráulica existen tipos de flujo que tienen el tiempo como criterio: los flujos permanentes e impermanentes. Los modelos numéricos por su parte siguen también este orden, pues existen programas para modelar una o ambas condiciones mencionadas.

En el flujo permanente se asume que todas las magnitudes hidráulicas son constantes en el tiempo. Esta es la opción por defecto de todos los modelos numéricos. En el flujo impermanente o transitorio las magnitudes como velocidades, tirantes y niveles de fondo pueden cambiar con el tiempo, como en el caso del tránsito de una onda de avenidas a través de un río. Algunos programas tienen capacidad para modelación en régimen impermanente, siendo especialmente útiles para estudios de transporte de sedimentos, pues la erosión y deposición modifican gradualmente la sección hidráulica.

3.2.4. Contornos del cauce

Las expresiones clásicas de la hidráulica consideran los contornos o fronteras del canal como lecho rígido indeformable, lo cual es cierto para muchas estructuras artificiales; pero no para cauces aluviales, en los cuales se presenta lecho móvil. La modelación de ríos aluviales, especialmente los de lecho fino, requieren casi siempre capacidades de modelación en lecho móvil y flujo impermanente para lograr reproducir los cambios reales del fondo. La deformación del cauce durante una avenida es un fenómeno extremadamente complejo, y a pesar que no existen métodos universalmente aceptados para el transporte de sedimentos, si existen modelos numéricos con opciones para calcular erosión y sedimentación, ya sea general o local, aunque casi siempre requieren ser calibrados con datos medidos en campo, lo cual limita mucho su aplicación práctica.²⁶ Entonces, en cuanto a un modelo numérico, se puede decir que existen dos tipos según los contorno del

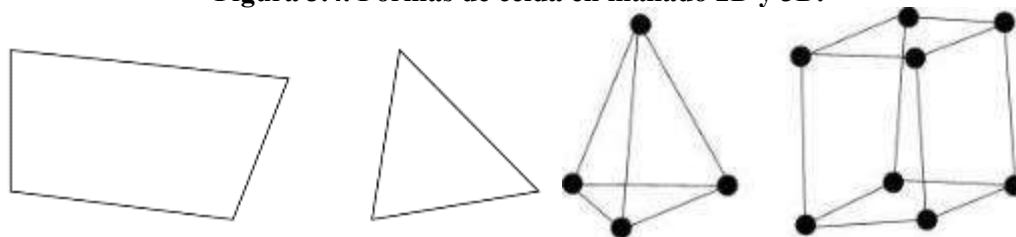
²⁶ Modelación Numérica en Hidráulica. Vásquez Ojeda, José (2003)

cauce: modelos de lecho fijo y modelos de lecho móvil, siendo este último el más complejo y con más mayor acercamiento a la realidad.

3.3. Mallas computacionales

Uno de los conceptos básicos en CFD es el dividir la geometría del fluido en celdas pequeñas, para luego resolver en cada una de las celdas ecuaciones de velocidad, turbulencia, concentración de sedimentos, etc. Las celdas se obtienen dividiendo todo el cuerpo de agua (en el caso de la hidráulica) en una malla computacional. La composición y calidad del mallado es muy importante para la estabilidad y precisión de la solución de las ecuaciones.

Figura 3.4. Formas de celda en mallado 2D y 3D.



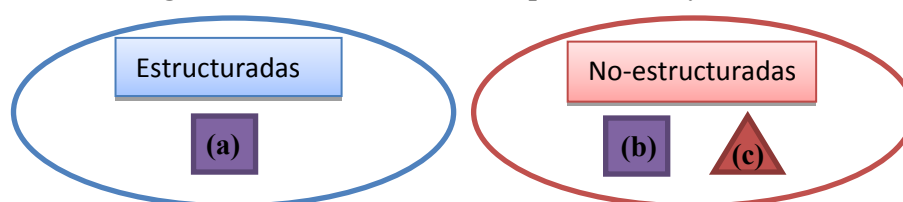
Fuente: Internet

Las celdas usualmente pueden ser triangulares o cuadrangulares en 2D, y en 3D tetraédricas (cuatro lados) o hexaédricas (seis lados). Las mallas pueden presentar diversas características, como se verá a continuación.

3.3.1. Mallas estructuradas y no-estructuradas

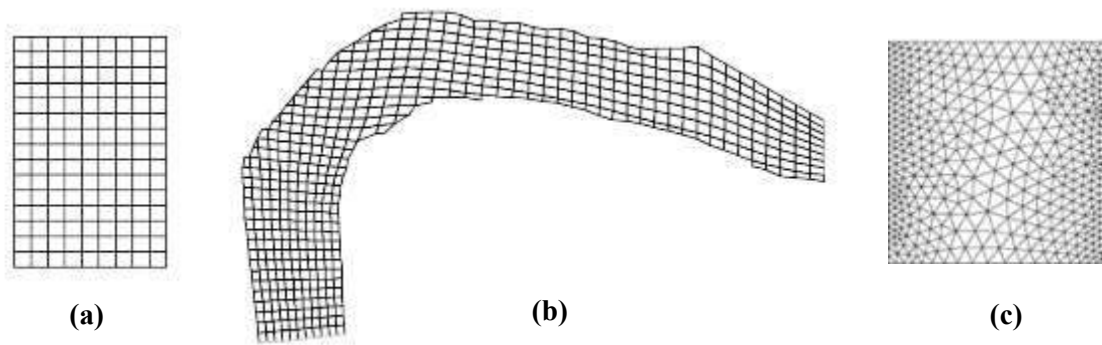
Las mallas pueden ser estructuradas y no-estructuradas. Usualmente una malla estructurada se utiliza con los métodos de volúmenes finitos y las no-estructuras se emplean en los métodos de elementos finitos. Sin embargo, esto no siempre es el caso.

Figura 3.5. Relación entre los tipos de celda y las mallas



Fuente: Elaboración propia

Si observamos la figura 3.5, podemos mencionar dos claras premisas. La primera es que todas las mallas estructuradas están compuestas por celdas rectangulares. La segunda, que las mallas que emplean celdas triangulares son no-estructuradas. Estas dos afirmaciones se dan en la gran mayoría de modelos numéricos, y es importante conocerlas para identificar rápidamente un tipo de malla. Sin embargo, esto no quiere decir que todas las mallas no-estructuradas se componen necesariamente de celdas triangulares, pues también pueden estar formadas por celdas rectangulares.

Figura 3.6. Malla estructurada (a) y mallas no-estructuradas (b, c)

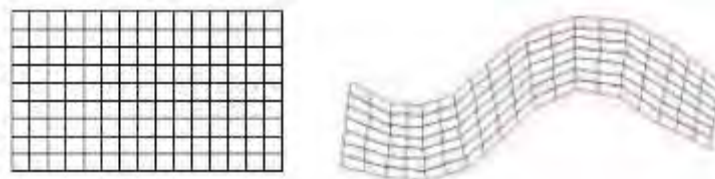
En las mallas estructuradas es posible hacer una matriz bidimensional con índices conocidos en todas las celdas de la cuadrícula; por ello, todas estas mallas emplean celdas rectangulares para conseguir dicho orden. Las mallas que no cuentan con este sistema de fácil ubicación de celdas vienen a ser las no-estructuradas. Las mallas estructuradas son hechas mediante nodos. Cada nodo normalmente lleva una nomenclatura simple (i, j, k, x, y, z). Dado cualquier nodo, conocemos inmediatamente qué nodos están alrededor. Esto hace al algoritmo muy simple y eficiente.

Por lo general, las mallas estructuradas están separadas ortogonalmente siendo así simples y rápidas, pero resulta difícil encajar las mallas estructuradas en geometrías complejas. Es por ello que la realización de una malla estructurada puede tomar tiempo según la geometría del cuerpo a modelar. Por ejemplo, si se busca modelar un río, empleando bordes curvos suaves el mallado llega a acomodarse bastante bien, siempre que el ancho se mantenga dentro de un rango de poca variación. Pero un pequeño problema que puede darse es la presencia de islas en el centro del cauce o bruscos cambios en los márgenes. Para ello se pueden emplear los bloques congelando algunas celdas, también los *dry nodes*²⁷ en el caso de algunos algoritmos o una simplificación de la propia geometría de la malla. Es importante mencionar que el tamaño de las celdas no debe variar mucho entre celdas vecinas, esto con la finalidad de lograr mejor resolución en los cálculos.

Las mallas no-estructuradas, por su parte, usualmente son rápidas en dibujar, pues su realización no demanda mucho tiempo, es automática por parte de cada programa, sólo se deben indicar la densidad del mallado y algunas características propias de cada *software*.

3.3.2. Mallas ortogonales y no-ortogonales²⁸

La ortogonalidad de una malla se determina mediante el ángulo que se forma en un nodo al cruzarse dos líneas del mallado. Si el ángulo es 90° la malla es ortogonal, de lo contrario es no-ortogonal.

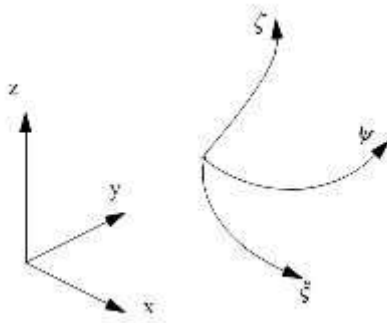
Figura 3.7. Malla ortogonal (izquierda) y malla no-ortogonal (derecha)

²⁷ Se entiende por aquellas celdas y/o nodos que no se encuentran sumergidos por el fluido.

²⁸ Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering (1999). Nils Reidar B. Olsen

Para mallas no-ortogonales, un sistema de coordenadas no-ortogonales es usualmente utilizado para derivar términos en ecuaciones. Las coordenadas siguen después las líneas de malla de una malla estructurada. Las tres líneas de coordenadas no-ortogonales normalmente se les llama (ξ , ψ , ζ) correspondiendo a los ejes (x , y , z) del sistema de coordenadas ortogonales.

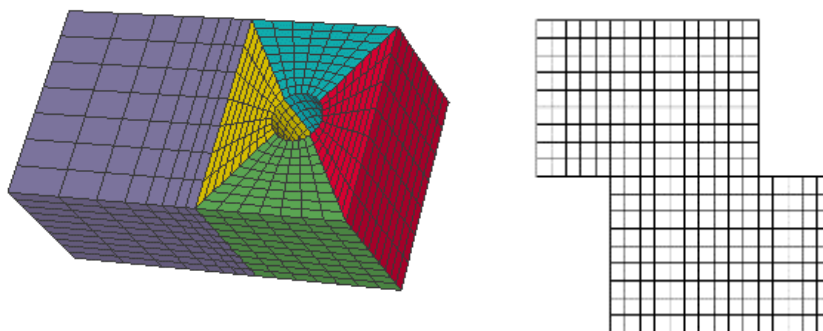
Figura 3.8. Sistema de coordenadas no-ortogonal siguiendo las líneas de malla



3.3.3. Mallas multi-bloque

En un inicio las mallas se conformaban por un solo bloque, ya sea estructural o no-estructural. Después se incorporó la opción de crear mallas multi-bloque. Una malla multi-bloque, como su nombre lo dice, está conformada por varios bloques, pero estos bloques vienen a ser mallas estructuradas independientes que conectándose nodo a nodo pueden ir formando la geometría a modelar.

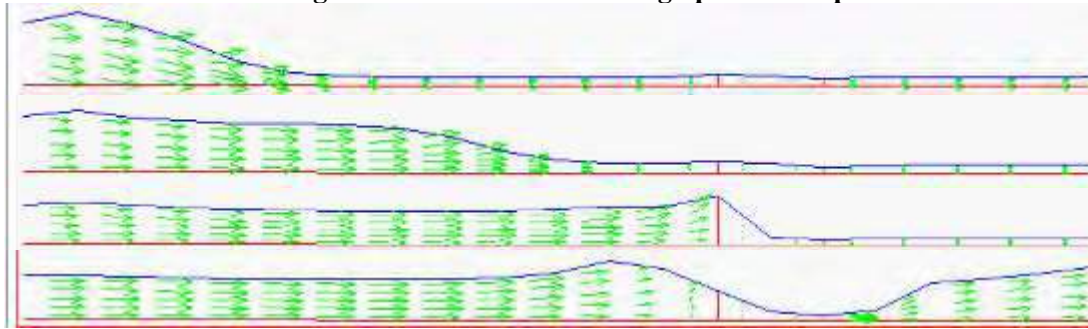
Figura 3.9. Mallas multi-bloque



3.3.4. Mallas adaptativas

Una malla adaptativa se mueve acorde cómo se calcula el campo de flujo o la física del problema. Cuando la superficie del agua o fondo del río se mueve durante un paso de tiempo, es posible hacer una malla que se mueva conforme a esas variaciones para calcular la situación para las nuevas geometrías formadas. Gracias a ello se pueden realizar cálculos tiempo-dependientes de los niveles de agua y de los cambios en el lecho.

Una malla adaptativa se utiliza para modelar los cambios de fondo, por ejemplo cuando se depositan sedimentos, lavado de fondo o erosión local. También son útiles para modelar cambios en la superficie libre, como por ejemplo el cálculo de una onda de crecida o descarga en un vertedero.

Figura 3.10. Onda de crecida golpeando un pilar

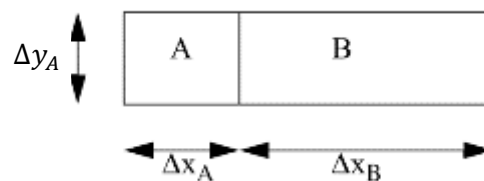
3.3.5. Cualidades de las mallas

La precisión y convergencia en los cálculos de volúmenes finitos dependen en gran parte de la calidad del mallado. Existen tres características importantes a tener en cuenta:

- No-ortogonalidad
- Relación de aspecto o *aspect ratio*
- Relación de expansión o *expansion ratio*

La no-ortogonalidad de las intersecciones de las líneas de malla se da cuando se desvían de los 90° . Normalmente las mallas estructuradas tienden a ser no-ortogonales dado que con la misma cuadrícula bidimensional debe ir dando forma a toda la geometría. Si los ángulos que forman las intersecciones de las líneas están por debajo de 45° o sobre los 135° , la malla se encontraría en un rango bastante no-ortogonal. Estas condiciones deben evitarse en lo posible. Mientras menos no-ortogonales sean las mallas se logrará mayor rapidez en la convergencia, y en algunos casos inclusive mayor precisión.²⁹

La relación de aspecto y expansión se describe en la figura 3.11. La figura muestra dos celdas, A y B. La longitud de las celdas son las indicadas en ambos ejes.

Figura 3.11. Relación de aspecto y expansión

La relación de expansión de la malla con esas celdas se expresa como $\Delta x_A / \Delta x_B$.

La relación de aspecto de la malla en la celda A es $\Delta x_A / \Delta y_A$.

Estas dos cualidades de la malla, tanto la relación de aspecto como la relación de expansión no deben ser muy grandes para evitar problemas en la convergencia de resultados. La relación de aspecto no trae problemas cuando se encuentra alrededor de 2-3, siempre que la dimensión más larga de la celda sea paralela a la dirección del flujo. La relación de expansión se recomienda que esté por debajo de 1,2 para no tener problemas en

²⁹ Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering. Olsen, Nils. (1999) notas de clase.

la solución. Alejándose mucho de estos parámetros se puede llegar a resultados físicamente imposibles en el cálculo del flujo.

Como se puede apreciar, la calidad de una buena malla depende de la correcta disposición de sus nodos y de la proporción en tamaño que se da en una misma celda, y ésta para con sus celdas vecinas. En una malla no-estructurada se dan otras características, pero siempre siguiendo estos criterios básicos establecidos.

3.4. Programas CFD avanzados para la Ingeniería Hidráulica

La evolución que han tenido los programas CFD se ha dado muy rápidamente. La información que se brinda a continuación son de algunos programas empleados en las últimas dos décadas tomando como fuente la Internet. Pero, esta información puede cambiar en unos años con el desarrollo y los nuevos programas que vayan apareciendo.

Los programas que se citarán se aplican en modelación 2D y 3D, y cuenta con disponibilidad en el mercado para uso profesional y académico. Algunos de los modelos también cuentan con modelos cuasi-3D. Esto indica que la presión hidrostática es asumida. Los programas CFD que se comentarán son de ordena avanzado.

El precio que puede llegar a tener un programa se puede relacionar con el costo de la computadora a utilizar. Los programas relativamente más caros están en el rango de tener que emplear para su operación estaciones de trabajo o *Workstations*, las cuales son computadores especializadas para trabajo de modelación y cuentan con gran capacidad para el cálculo numérico, acelerando el procesamiento y el tiempo para la simulación.

3.4.1. Ansys FLUENT

Es un programa de volúmenes finitos de propósito general por Fluent Inc. El programa original es basado en una malla 3D estructurada no-ortogonal, pero las más recientes versiones también tienen mallas 3D no-estructuradas.

Fluent ha sido usado para pérdida de carga en túneles de entradas a centrales hidroeléctricas (Olsen y Oldervik, 1995).

FLUENT corre en estaciones de trabajo o *workstations* y es relativamente caro.

3.4.2. FIDAP

FIDAP (*Fluid Dynamics Analysis Package*) es un programa de elementos finitos de propósito general en 3D, actualmente el propietario es Fluent Inc. Fue originalmente hecho para el análisis de estructuras, pero ha sido expandido para modelar flujos. El programa puede usar dos tipos de mallado estructurado y no-estructurado.

FIDAP ha sido utilizado para modelar la liberación de agua al salir de una central de energía hidroeléctrica hacia el mar, y también para modelar la pérdida de carga en el túnel de entrada de la central hidroeléctrica (Olsen y Oldervik, 1995).

FIDAP corre en *workstations* y es relativamente caro.

3.4.3. STAR-CD

Es un programa 3D comercial de propósito general hecho por Computational Dynamics Inc. Puede usar mallas estructuradas y no-estructuradas, con combinaciones de celdas tetrahédricas y hexahédricas. La malla puede ser usada no-ortogonal y anidada. Como dato interesante para la ingeniería hidráulica este programa puede modelar la cavitación. STAR-CD ha sido empleada para calcular el coeficiente de descarga de aliviaderos (Yang, 1998).

STAR-CD corre en Windows NT, en una PC y en *workstations*. Es relativamente caro por la licencia comercial, pero es menos caro para uso académico.

3.4.4. TELEMAC-2D

Es un programa de elementos finitos hecho para flujos 2D y cuasi 3D en ingeniería hidráulica. Este programa fue desarrollado por el *Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement* (LNHE) en Francia. La suposición de presión hidrostática es utilizada para cálculos en 3D.

TELEMAC-2D es un conjunto de códigos que resuelve la ecuación de flujo a superficie libre considerando un tirante promedio, la cual fue derivada por Barré de Saunt-Venant en 1871. Los principales resultados de cada nodo de la malla computacional son el tirante o profundidad del agua y el promedio de la velocidad en la vertical. La principal aplicación del TELEMAC es en superficies de aguas marinas o ríos; además el modelo es capaz de resolver fenómenos como fricción en el fondo, flujo subcrítico y crítico, turbulencia, efecto de la fuerza de Coriolis y diferenciar zonas secas de aquellas con agua.

En aplicaciones en ríos, el modelo puede estudiar el impacto del río respecto a las estructuras, rompimientos de presas, inundaciones y transporte de sustancias. Por ejemplo el TELEMAC ha sido empleado en numerosos estudios de ríos. También ha sido utilizada para el cálculo del comportamiento de una ola desde la rotura de la presa Malpasset, con buenas comparaciones con los valores observados (Hervouet et. Al., 1993).

TELEMAC-2D corre en computadoras normales y también en *workstations*. No presenta ningún mayor costo, es gratuito y se utiliza mucho para fines profesionales y académicos.

3.4.5. SSIIM

SSIIM es el acrónimo en inglés de *Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option*. Este programa fue desarrollado en la Universidad Noruega de Ciencias y Tecnología (NTNU) y está hecho para el uso en la ingeniería de ramas como la hidráulica y la sedimentología. Se basa en un volumen de control aproximado con una malla estructurada no-ortogonal 3D, aunque también presenta mallas no-estructuradas y multi-bloque.

Este programa ha sido usado en varios estudios acerca del flujo del agua y el transporte de sedimentos en ríos y en la ingeniería hidroeléctrica. Esto incluye la eficiencia de atrape de sedimentos en desarenadores, reservorios de centrales hidroeléctricas, corrientes de densidad, erosión y socavación local, grandes avenidas, pérdidas de carga y aliviaderos.

SSIIM sólo corre en computadoras y es un *software* gratuito, pues es de libre acceso para estudiantes y académicos en la materia. Debido a que este programa es de una institución

académica, no cuenta con la posibilidad de dar soporte a todos los usuarios del programa, por ello este programa no es comercial, sino básicamente académico.

3.4.6. FLOW-3D

Es el *software* CFD líder del mercado para sistemas tridimensionales. Es un programa de volúmenes finitos de propósito general hecho por Flow Science Inc. El programa utiliza una malla 3D ortogonal. Existen múltiples opciones y posibilidades de bloquear celdas o parte de ellas. El programa tiene una muy buena opción multifase, por lo que es particularmente adecuada para el cálculo de flujo tiempo-dependiente con superficie libre.

El programa ha sido empleado para el cálculo de aliviaderos, flujos de olas en embalses y resaltos hidráulicos (Richardson, 1997).

FLOW-3D corre en *workstations* preferentemente y es relativamente caro.

3.4.7. PHOENICS

El programa PHOENICS (*Parabolic Hyperbolic Or Elliptic Numerical Integration Code Series*) es hecho por Corporación Cham. Fue el primer programa CFD de propósito general, entrando al mercado en 1981, fue considerado un hito por ser el primer paquete comercial de CFD pensado para modelar cualquier tipo de flujo, dentro de las limitaciones hasta esa época. Es un programa de volúmenes finitos, usando una malla estructurada no-ortogonal, y una disposición de variable escalonada.

El programa ha sido utilizado para calcular el derrame de petróleo en los ríos del norte de Rusia, patrón de flujo en ríos (Oesterberg y Johansson, 1992), el flujo en un canal (Toro et. al., 1989) y el flujo en tanques de sedimentación (Dahl et. al., 1994).

La más reciente versión del programa corre en *workstations* y en computadoras. Muchas versiones existen con precios desde relativamente accesibles hasta relativamente caros. La versión más antigua del programa está disponible como shareware y se puede descargar desde internet.

3.4.8. CFX

Es un programa CFD de propósito general perteneciente a AEA Technology plc. Es un programa de volúmenes finitos. Existen dos versiones, CFX4 usa malla estructurada no-ortogonal con opción multibloque y CFX5 emplea malla no estructurada no-ortogonal.

CFX anteriormente fue llamado como CFDS-FLOW 3D. CFX ha sido previamente utilizado para estudios de patrón de flujo en ríos, junto con expansión de contaminación. También ha sido usado por el Instituto de Tecnología Federal de Lausanne (Suiza) para calcular la corriente de turbidez en un lago. El programa CFX corre en *workstations* y es relativamente caro.

3.4.9. OPEN FOAM

El OPEN FOAM (*Open Field Operation and Manipulation*) es un programa CFD gratuito, de código abierto que ofrece un paquete de software CFD con diversos usos en la ramas de ingeniería y ciencias, tanto para temas comerciales como académicos.

Open FOAM cuenta con una amplia gama de características para resolver los diversos tipos de flujos en los fluidos, incluyendo también la turbulencia, transferencia de calor, las reacciones químicas y dinámica de los sólidos. Incluye herramientas para el mallado, especialmente el *snappyHexMesh*, un generador de mallas para geometrías complejas, y para pre-procesamiento y post-procesamiento. El programa corre en paralelo, lo que permite al usuario sacar el máximo provecho la capacidad de la computadora a disposición.

OpenFOAM cuenta con diversas librerías para diversos análisis, entre ellas también está la aplicación general en la hidráulica y al flujo de fluidos en canales y tuberías. Su versatilidad permite representar fenómenos como la mezcla de efluentes con aguas de ríos y reservorios, las plumas de emisiones en aire, descarga de emisores submarinos, cálculos de erosión de ríos entre otros.

El programa ha sido empleado para la modelación hidrodinámica y sedimentológica frente del Delta del Paraná (Badano, Sabarots, Re, Menéndez, 2011).

3.5. Elección del programa a utilizar – SSIIM

Los programas CFD para modelación numérica con aplicaciones a la hidráulica son varios, como hemos podido revisar, los hay con diversas características, métodos, alcances, fines, etc. Debido a que en la presente tesis el fin es únicamente el estudio e investigación en este ámbito, se ha optado por emplear el código CFD de SSIIM como un programa numérico para este estudio.

Una de las razones más fuertes para su elección es que se trata de un modelo tridimensional y cuenta con una disponibilidad totalmente gratuita. Además se tiene como antecedentes la utilización de SSIIM en la Universidad de Piura en las tesis:

- “Aplicación del método numérico SSIIM para simular el patrón de flujo en el desarenador Quiroz” (2003) del Ing. Juan Carlos Atoche
- “Simulación numérica tridimensional del comportamiento hidráulico del embalse limón – Proyecto Olmos” (2009) del Ing. José Ordinola.

El hecho de ser gratis el programa facilita más el estudio y no implica un gasto para la tesis. Lo cual no desmerece para nada al programa y no indica que los resultados no sean confiables, pues este programa se ha utilizado en numerosos estudios. Además otra de las razones significativas para apoyarse en este *software* es que SSIIM es un programa para uso netamente en la ingeniería hidráulica, de ríos, sedimentológica y ambiental, donde el único fluido a modelar es precisamente el agua. A diferencia de muchos otros programas de propósito general donde se puede modelar cualquier fluido con distintas características.

Se optó por escoger un modelo tridimensional porque se buscó simular la operación de compuertas en una presa, y dado que la descarga a través de una compuerta genera un perfil de velocidades en la vertical, y además tratándose de una compuerta radial, se pensó

idóneo intentar modelar lo más real posible dicho comportamiento. Los modelos 3D son los más complejos y su aplicación en estructuras hidráulicas brinda un análisis más completo de los fenómenos que se presentan.

El contar con antecedentes tan cercanos ha sido también importante para no empezar el estudio desde cero, y tener un gran soporte y ayuda. El continuar y retomar temas ya vistos es fundamental para la investigación.

Para desarrollar una modelación empleando el programa SSIIM basta con contar con un computadora de escritorio o portátil. La demanda de la capacidad de la máquina y el tiempo de la simulación depende en gran parte de la cantidad de nodos que presenta la malla computacional. Lógicamente, el contar con una computadora más potente permitirá obtener resultados en menor tiempo y poder calcular sin problemas mallas más grandes.

3.5.1. Generalidades y Características

Como se mencionó anteriormente SSIIM (*Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option*), que traducido al español significa “Simulación de sedimentos en estructuras de captación con opción multi-bloque”, es un programa de simulación tridimensional desarrollado por el Dr. Nils Reidar B. Olsen en la Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología – NTNU a inicios de la década de los 90.

El programa está diseñado para ser empleado en la enseñanza y en investigaciones de la ingeniería hidráulica y de sedimentos, por lo que ha sido usado en estudios relacionado al flujo de agua y al transporte de sedimentos en ríos y estructuras hidráulicas.

SSIIM usa el método de volumen-finito como esquema de discretización. Con el fin de calcular el movimiento del agua para un flujo turbulento, las ecuaciones de Navier-Stokes Reynolds-promedio son resueltas en tres dimensiones acompañadas de la ecuación de continuidad. La turbulencia es prevista en SSIIM por el modelo $k-\epsilon$ estándar con valores empíricos constantes por Launder & Spalding (1972). La presión es calculada basada en el método SIMPLE (Patankar 1980). También resuelve la ecuación convección-difusión para el transporte de sedimentos, según la fórmula de van Rijn de capa límite. Además incluye un módulo de calidad del agua y la superficie libre es modelada por un algoritmo acorde con la simulación del campo de presiones.

Es importante recalcar que el programa no está hecho para el medio marino, y no se puede calcular los efectos de la estratificación debido a los gradientes de salinidad. Por ello su utilización más destaca en ríos, lagos y estructuras hidráulicas.

El programa cuenta con un editor de malla gráfica interactiva creando una cuadrícula estructurada. El post-procesador incluye gráficos vectoriales, mapas de contorno, perfiles, entre otros, que se pueden ejecutar simultáneamente con el programa de solución permitiendo ver los resultados parciales intermedios.

Hay dos versiones del programa: SSIIM 1 que utiliza una malla estructurada no-ortogonal y SSIIM 2 que trabaja con mallas no-estructuradas y adaptables. SSIIM 1 es más fácil de usar y la malla es más simple. Se recomienda comenzar por esta versión. Si los niveles de agua son muy variables y existen zonas secas-húmedas que se desea modelar, se recomienda utilizar el SSIIM2. Estas dos versiones de SSIIM se encuentran disponibles de

forma gratuita y pueden ser descargados directamente desde la página web <http://folk.ntnu.no/nilsol/ssiiim/>, donde se encuentran los manuales y todos los ejecutables para las diferentes características del sistema operativo de las computadoras, ya sean Windows, Linux, de 32-bits o 64-bits. Así mismo se pueden encontrar algunos ejemplos y tutoriales.

3.5.2. Capacidades y limitaciones

Como se explicó con anterioridad, SSIIM es un programa para uso especialmente en la ingeniería hidráulica, fluvial, de sedimentos y ambiental. Donde la principal capacidad del *software* radica en la simulación del transporte de sedimentos en ríos con lecho móvil, incluyendo diversos tamaños de partículas, arrastre de fondo y sólidos suspendidos. Además permite representar geometrías muy complejas a través de opciones de mallas estructuradas y no-estructuradas con opción multi-bloque.

SSIIM es capaz de modelar diversos tipos de flujo en estructuras hidráulicas, como en aliviaderos, túneles, canales, tomas, hasta corrientes de densidad en reservorios. Así mismo en los últimos años ha incorporado módulos medioambientales, como hábitat de peces y calidad del agua para aplicación en el comportamiento de lagos, lagunas y embalses.

SSIIM posee una serie de alternativas para realizar el cálculo computacional de la malla, dependiendo qué es lo que se quiere modelar y bajo qué condiciones, estas opciones se indican en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Opciones de simulación del flujo en SSIIM

Opción	Flujo de agua	Superficie de agua	Lecho	con sedimentos	Zonas secas/húmedas
1	permanente	fija	fijo		
2	estacionario	fija	fijo	✓	
3	estacionario	desconocida	fijo		
4	impermanente	móvil	móvil		
5	impermanente	fija	móvil	✓	
6	impermanente	móvil	móvil	✓	
7	impermanente	móvil	fijo		✓
8	impermanente	móvil	móvil		✓

Fuente: Elaboración propia

En general, este programa con el paso de los años ha ido mejorando e incrementando sus capacidades apoyándose de varios estudios e investigaciones realizadas. Sin embargo presenta algunas restricciones técnicas las cuales son importantes de mencionar para tenerlas en cuenta. El programa presenta las siguientes limitaciones:

- El programa no admite términos de difusión no-ortogonales.
- Las líneas de la malla en la dirección vertical (coordenada z) tienen que ser exactamente verticales.

- La viscosidad cinemática del fluido es la equivalente a la del agua a una temperatura de 20°C. Esto es propio del código del programa y no es posible cambiar.
- El programa no está hecho para el medio marino porque no toma en cuenta los efectos de los gradientes de densidad causado por las diferencias de salinidad.

A pesar de que el programa aún no es comercial debido a que se continúan realizando pruebas en algunos módulos de aplicación y mejorándose continuamente, sí cuenta con las capacidades suficientes para su utilización, inclusive está difundido internacionalmente y es muy conocido en el ámbito académico.

3.5.3. Cálculos de la velocidad y turbulencia

Como se ha visto las opciones y capacidades con las que cuenta SSIIM son bastantes. La presente tesis, sin embargo, sólo se centra en simular el comportamiento del flujo del agua que se dará durante la operación de compuertas en la presa derivadora Tablones Alto. Para entender mejor y conocer las ecuaciones a tener presente, se mostrará acerca del cálculo de la velocidad del agua y el modelo de turbulencia que se da en el programa. El tema de sedimentos es un poco más profundo y requiere de un mayor conocimiento en la rama de CFD, pues requiere adentrarse más en las ecuaciones y algoritmos de diversos autores, siendo algunos más convenientes para cada situación, lo cual conlleva a contar de mayor experiencia en el tema. Por ello, las fórmulas que se tiene en cuenta en el transporte de sedimentos no se desarrollarán, pero se citará la bibliografía a consultar. Además si se quiere en un futuro realizar una simulación con sedimentos en SSIIM, siempre se toma como punto de partida los resultados de la simulación del flujo de agua.

A continuación se enunciarán las ecuaciones de Navier-Stokes, la cual calcula la velocidad del agua en sus tres dimensiones, y posteriormente el modelo k-épsilon de turbulencia, con el cual se llega a simular la turbulencia que se da en el flujo. Estas son las más importantes para la modelación numérica del comportamiento hidráulico.

- **Ecuación general del Transporte de Reynolds**

En la Mecánica de Fluidos, la ecuación que dio pie a muchas otras ecuaciones que demuestran la variación de las propiedades que se dan en los fluidos, es precisamente la ecuación de volumen de control de Reynolds:

$$\frac{dN}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \eta dV + \int_{SC} \eta \rho \mathbf{V} \cdot d\mathbf{A} \quad (3.0)$$

Dónde:

- | | |
|--|---|
| $\frac{dN}{dt}$ | Rapidez total con que cambia cualquier propiedad extensiva N del sistema. |
| $\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \eta dV$ | Rapidez con que cambia cualquier propiedad extensiva N dentro del volumen de control. |
| η | Propiedad intensiva correspondiente a N. (N x unidad de masa). |
| ρdV | Elemento de masa contenido en el volumen de control |

$\int_{VC} \rho \eta dV$	Cantidad total de la propiedad extensiva N contenida en el volumen de control.
$\int_{SC} \eta \rho \mathbf{V} \cdot d\mathbf{A}$	Flujo neto de la propiedad extensiva N que pasa a través de la superficie de control.
$\rho \mathbf{V} \cdot d\mathbf{A}$	Flujo de masa a través del elemento de área por unidad de tiempo.
$\eta \rho \mathbf{V} \cdot d\mathbf{A}$	Flujo de la propiedad extensiva N que pasa a través del área dA .

De esta ecuación general se desprenden la ecuación de conservación de la masa, la conservación de energía, y de la cantidad de movimiento. De dónde posteriormente parte la ecuación de Navier-Stokes.

- **La ecuación de Navier-Stokes**

Las ecuaciones de Navier-Stokes describe la velocidad del agua. Las ecuaciones se derivan teniendo como base el equilibrio de las fuerzas en un pequeño volumen de agua en flujo laminar.

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(-P \delta_{ij} + \rho \nu \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \right) \quad (3.1)$$

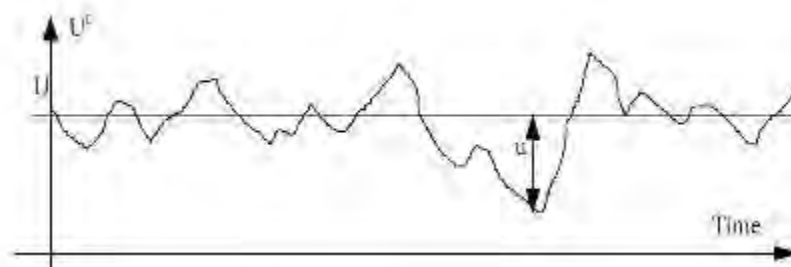
Dónde:

- U = velocidad
- ρ = densidad del agua
- ν = viscosidad del agua
- P = presión dinámica
- δ_{ij} = delta Kronecker

Para un flujo turbulento, usualmente se usa las ecuaciones de Navier-Stokes Reynolds promedio. Primero se describirá Reynolds promedio.

Si vemos unas series de tiempo de la velocidad como la que se da en un flujo turbulento:

Figura 3.12. Serie de tiempo de la fluctuación de la velocidad del agua.



Fuente: Nils Olsen (1999)

La velocidad, U_t es dividida en un valor promedio (U), y el valor de fluctuación (u). Ambos valores son insertados en la ecuación de Navier-Stokes para un flujo

laminar, y luego de algunos arreglos y simplificaciones se llega a la ecuación de Navier-Stockes para flujo turbulento:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \rho \overline{u_i u_j}) \quad (3.2)$$

Dónde:
 U = velocidad promedio en el tiempo t
 u = velocidad fluctuante en el tiempo
 $\rho \overline{u_i u_j}$ = término de esfuerzo de Reynolds
 ρ = densidad del agua
 P = presión dinámica
 δ_{ij} = delta Kronecker

El término de esfuerzo de Reynolds normalmente es modelado con la aproximación de Boussinesq:

$$-\rho \overline{u_i u_j} = \rho \nu_T \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} \quad (3.3)$$

Dónde:
 k = energía cinética en turbulencia
 ν_T = viscosidad turbulenta

Insertando la ecuación 3.3 en la ecuación 3.2 y reagrupando las variables tenemos:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left[- \left(P + \frac{2}{3} k \right) \delta_{ij} + \nu_T \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \nu_T \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.4)$$

Son básicamente cinco términos: un término transitorio y un término convectivo en la parte izquierda de la ecuación; del lado derecho de la ecuación tenemos un término de presión/energía cinética, otro término difusivo y el término de esfuerzo.

El término convectivo y el término difusivo son resueltos de forma similar al método convección-difusión del transporte de sedimentos, con la diferencia que la concentración se reemplaza por la velocidad. El término de esfuerzo a veces se desprecia, debido a que tiene muy poca influencia en la solución para varios casos. El término presión/energía cinética es resuelto como un término de presión. La energía cinética usualmente es muy pequeña a comparación de la presión.

La diferencia entre la ecuación 3.4 y la ecuación convección-difusión para sedimentos es el coeficiente de difusión. La ecuación 3.4 incluye la viscosidad-eddy en vez del coeficiente de difusión. La relación entre estas dos variables es la siguiente:

$$\nu_T = Sc \Gamma \quad (3.5)$$

Dónde Sc es el número de Schmidt. Este valor normalmente es cercano a la unidad, significa que la viscosidad-eddy es la misma que la difusividad turbulenta.

Esto deja la solución del problema en el término de presión. Existen múltiples métodos, pero el que se aproxima con el volumen de control, es el más comúnmente usado, denominado método SIMPLE (*Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations*).

- **Modelo de turbulencia k-ε**

En vez de resolver una ecuación para la viscosidad-eddy, es posible usar dos ecuaciones diferenciales parciales. La más popular es el modelo k-ε (Jones & Launder, 1973). El modelo k-ε calcula la viscosidad-eddy como:

$$\nu_T = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (3.6)$$

k es la energía cinética en turbulencia, definida por:

$$k \equiv \frac{1}{2} \overline{u_i u_i} \quad (3.7)$$

k es modelado como:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon \quad (3.8)$$

Donde P_k es la producción de turbulencia, expresada como:

$$P_k = \nu_T \frac{\partial U_j}{\partial x_j} \left(\frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad (3.9)$$

La disipación de k se denota ε , y modelada como:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + U_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_k + C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (3.10)$$

Las constantes en el modelo k-ε tiene los siguientes valores estándares:

$$c_\mu = 0,09$$

$$C_{\varepsilon 1} = 1,44$$

$$C_{\varepsilon 2} = 1,92$$

$$\sigma_k = 1,00$$

$$\sigma_\varepsilon = 1,30$$

Como se aprecia en la ecuación 3.10, la viscosidad-eddy es isotrópica, y es modelada como el promedio para las tres direcciones. Schall (1983) investigó la viscosidad-eddy en sus tres direcciones en un canal de laboratorio. Su trabajo demostró que la viscosidad-eddy en la dirección del flujo es cercana a una magnitud mayor que en la dirección transversal al flujo. Un mejor modelo de turbulencia puede por lo tanto dar resultados más precisos en diversos casos.

Para mayor detalle de todos los métodos empleados, algoritmos y algunos conceptos más técnicos que se emplean en el programa SSIIM, se recomienda al lector consultar los libros online de Nils Reidar B. Olsen³⁰, especialmente los capítulos 2 y 3 del libro “*Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering*” donde se explica con más profundidad los cálculos del transporte de sedimentos y de la velocidad del agua. Así mismo el capítulo 4: *Modelación numérica del comportamiento hidráulico y transporte de sedimentos* de la tesis del Ing. José Ordinola, que abarca a su vez estos temas.

3.6. Etapas de la modelación CFD

Ahora que ya se tiene claro para qué son los modelos numéricos, en qué se basan y ya se conoce además el programa numérico escogido para la simulación, es importante conocer las etapas para desarrollar una modelación CFD.

Para realizar una modelación a través de los programas CFD se tiene unas etapas, una secuencia donde se tiene en cuenta el cálculo, la obtención de resultados y la muestra de ellos para su análisis. Estas etapas se dividen en tres: pre-procesamiento, procesamiento y post-procesamiento.

3.6.1. Pre – procesamiento

Lo primero a tener en cuenta para una modelación es definir el “problema”, es decir, conocer qué es lo que se quiere modelar, cuáles son los objetivos a trazarse para realizar el estudio y lógicamente conocer a fondo las condiciones de la estructura a modelar. Todo esto involucra un trabajo previo, el cual es importante y condiciona todo lo posterior. Esta etapa de pre-procesamiento normalmente es la que más tiempo demanda para el modelador. En resumen, se puede citar una serie de tareas a realizar:

- Recolectar toda la información del estudio: sobre todo los planos, la topografía e hidrología. Es importante contar con todas las curvas de nivel del lugar y seleccionar la data esencial para trabajar con planos menos pesados en memoria computacional.
- Definir las dimensiones del volumen de control, es decir, hasta dónde se quiere modelar y desarrollar el dibujo que involucra la geometría completa.
- Generación de la malla computacional, la cual se debe adaptar al dominio del campo seleccionado. Esta labor es quizás la más demandante, pues se debe tener en cuenta la cantidad de celdas a trabajar, la forma de las estructuras y sobretodo, aplicando siempre los criterios pertinentes para hacer la mejor malla posible que facilite un cálculo más acertado.
- Definir las condiciones de borde, ya sean la entrada y salida del flujo en el sistema. Así como algunos parámetros importantes como rugosidades, niveles y turbulencia.
- Definición de los parámetros de cálculo numérico como los coeficientes de relajación, intervalos de tiempo, tipo de simulación ya sea estacionaria o transitoria, y algunos otros parámetros dependiendo de la profundidad de la modelación.

Toda esta etapa en el programa SSIIM la podríamos resumir en dos fases: la implementación de la malla tridimensional y la escritura del archivo *control*. Precisamente

³⁰ <http://folk.ntnu.no/nilsol/cfd/>

estos dos apuntes se han querido desarrollar y explicar con más detalle en los ANEXOS de la presente tesis para fines educativos a manera de tutorial.

3.6.2. Procesamiento

El procesamiento implica básicamente el cálculo matemático a través de los algoritmos del programa a utilizar, donde la solución numérica con todos sus resultados del problema es el objetivo. El desempeño en esta etapa depende de la capacidad de la computadora con la que se realiza la simulación. El tiempo del procesamiento puede tardar minutos hasta días ya que depende de la forma de la malla y de la cantidad de nodos.

Esta etapa y la anterior son interactivas, pues se puede ir mejorando la malla de cálculo en función de los resultados obtenidos, para luego alcanzar resultados más precisos.

3.6.3. Post - procesamiento

Una vez que ya se cuenta con los resultados finales, se da la última etapa, la cual incluye el análisis de los resultados y la representación gráfica de los mismos, para contar con una lectura clara que permita expresar conclusiones.

En cuanto a la representación gráfica de los resultados, se puede dar con imágenes, videos, vistas en planta, 3D, entre otros. Para ello, también existen *softwares* dedicados únicamente para el post-procesamiento, que facilitan esta muestra de resultados, los cuales normalmente son mejores que la propia muestra de resultados en el programa de cálculo. Entre los más conocidos destacan el PARAVIEW y el TECPLOT. La principal ventaja de estos programas es que son compatibles con la mayoría y cuentan con herramientas para visualizar mejor las líneas de flujo, cortes, estructuras, etc.

Para la representación de los datos en la tesis se empleó el TECPLOT y el *viewer3D* de SSIIM.

CAPÍTULO 4

Proyecto Chincas: Presa de derivación Tablones Alto

En el capítulo anterior se desarrolló el tema de la modelación numérica y su útil aplicación en la hidráulica e ingeniería de ríos. Con frecuencia en la teoría de la modelación se habla de “prototipo” para referirse al objeto o sistema real a idealizar. Es por esto necesario en primera instancia conocer el prototipo a ser modelado. Esto implica no solo describir las dimensiones y formas de la estructura, sino también tener presente el escenario, la hidrología, las condiciones de borde. Por ello en el presente capítulo se busca dar a conocer el campo de acción del proyecto a evaluar.

Uno de los proyectos importantes de la costa del Perú es precisamente el Proyecto Chincas, el cual busca mejorar la irrigación en el departamento de Ancash e implementar nuevas tierras de cultivo abasteciéndose de los diversos ríos de la región como el Santa, Nepeña, Casma/Sechín. Una de las estructuras de captación más importantes, la bocatoma Tablones Alto, se encuentran en el Río Santa y es precisamente la obra hidráulica escogida para el estudio de modelación numérica de la presente tesis.

En los primeros acápite se resumen las características hidrológicas del río Santa por ser el escenario donde se desarrollará el proyecto. Del mismo modo, se presenta una descripción de la estructura hidráulica y del Proyecto Chincas del que forma parte.

En la última parte del capítulo se presenta una descripción de la investigación en modelación numérica de la presa Tablones Alto realizado en el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura a finales del 2013. Se resumen el sentido, objetivos y condiciones de la investigación, así como el planteamiento para la realización de la modelación y los resultados encontrados.

4.1. El Río Santa

El río Santa, uno de los ríos más importantes y caudalosos de la costa peruana, se ubica en el departamento de Ancash. Pasa por el Callejón de Huaylas de sur a norte y atraviesa el Cañón del Pato, tomando un curso noreste-sudoeste hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, al norte de la ciudad de Chimbote.

4.1.1. Cuenca del río Santa³¹

La cuenca del río Santa cubre una superficie de 14 954 km²; el 83% de la misma se encuentra por encima de los 2000 msnm constituyendo su área húmeda, donde se origina el escurrimiento superficial. Políticamente, el 80% del área de la cuenca corresponde a la Región de Ancash y el 20% a La Libertad. Geográficamente, sus puntos extremos están comprendidos entre los 10°08' y 8°04' de Latitud Sur y los 78°38' y 77°12' de Longitud Oeste. La extensión de la cuenca se muestra en la Figura 4.1.

Figura 4.1. Cuenca del río Santa



Fuente: Ministerio de Energía y Minas

El río Santa tiene su origen en la Laguna Aguash, ubicada en el extremo sur-este del Callejón de Huaylas, la que vierte sus aguas a través del río Tuco a la laguna Conococha, sobre los 4000 msnm. Tiene una longitud aproximada de 316 km y se caracteriza por su recorrido de Sur a Norte entre la Cordillera Blanca por la margen derecha y la Cordillera Negra por la margen izquierda; a 200 km de recorrido en la confluencia con el río Manta y después de haber cortado la Cordillera en el Cañón del Pato, toma la dirección Oeste hasta su desembocadura en el Océano Pacífico.

La pendiente promedio del río es de 1.4%, que se hace más pronunciada en el "Cañón del Pato" donde alcanza una pendiente del 4%. La mayor parte de las descargas del río provienen de la Cordillera Blanca, un macizo rocoso de unos 180 km de longitud, que tiene los picos más elevados del Perú, cuyos deshielos contribuyen en forma sustantiva al caudal del río, razón por la cual es uno de los pocos ríos de la costa peruana con descargas significativas aún en los meses de ausencia de lluvias.

³¹ Expediente Técnico de Adecuación del Proyecto Original Chincas al Esquema Reestructurado.
Volumen V: Estudios definitivos de Ingeniería – Anexo 2: Estudio de Hidrología, Hidráulica y Sedimentología.

El principal afluente del río Santa es el río Tablachaca, ubicado en su margen derecha. El ancho de la cuenca, definida por la relación entre el área y la longitud del cauce principal, es de 37 km; el promedio de las elevaciones presentes en la cuenca es de 2100 msnm.

La información proporcionada por el SENAMHI³², señala que la temperatura máxima anual en la cuenca presenta variaciones entre 18°C a 24°C. La temperatura mínima promedio multianual presenta variaciones entre 16°C y menos de 4°C.

4.1.2. Hidrología del río Santa³³

La principal fuente hidrológica proveniente de un río la brindan las precipitaciones y el deshielo de los glaciares. Debido a que el río Santa se encuentra entre la Cordillera Blanca y la Cordillera Negra, los diversos estudios hidrológicos muestran un marcado aporte de afluentes desde la margen derecha del río (paralela a la Cordillera Blanca). Sin embargo, la principal medición para la hidrología son las precipitaciones. Según SENAMHI la precipitación total multianual fluctúa entre 5 mm anuales (en la costa, al oeste y parte baja de la cuenca), hasta 1400 mm anuales (al norte y parte alta de la cuenca). La precipitación aumenta de oeste a este, y son más intensas en la zona fronteriza del norte y por encima de los 3500 msnm.

La información hidrométrica del río Santa es registrada en la Estación Hidrométrica de Condorcerro, instalada por la Corporación Peruana del Santa el año 1956, la misma que está ubicada en las coordenadas 08°39'00" Sur y 78°15'00" Oeste, a 450 msnm, unos 4 km aguas arriba de la Bocatoma del Proyecto CHAVIMOCHIC, cubriendo un área de cuenca de 10 353 km².

Figura 4.2. Estación Condorcerro



Fuente: CHAVIMOCHIC

Entre la estación Condorcerro y la ubicación propuesta de la Bocatoma Tablones Alto no existen aportes o egresos significativos por lo cual se tomó para efectos del presente estudio. La Estación Condorcerro fue inicialmente operada por ELECTROPERÚ y, desde 1978, el Proyecto Especial CHAVIMOCHIC lleva un control diario de aforos.

³² Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

³³ Expediente Técnico de Adecuación del Proyecto Original Chincas al Esquema Reestructurado.

Volumen V: Estudios definitivos de Ingeniería – Anexo 2: Estudio de Hidrología, Hidráulica y Sedimentología.

4.1.2.1. Caudales medios mensuales

En la Tabla 4.1 se presentan las descargas mensuales promedio del río Santa, medidas en la Estación Condorcerro.

Tabla 4.1. Río Santa en la Estación Condorcerro – Descargas Medias Mensuales (m³/s)

356.3	366.0	105.7	64.4	45.2	45.9	46.1
295.3	538.8	135.1	95.9	59.8	53.5	63.0
274.1	245.3	83.9	60.8	59.2	60.2	74.2
418.2	304.9	152.5	64.2	51.2	52.9	46.3
371.1	264.7	129.6	72.5	50.9	50.6	49.9
357.1	324.6	117.0	65.3	42.4	40.4	38.8
471.5	284.1	106.2	70.4	50.9	47.5	53.8
456.8	361.4	111.7	58.3	46.6	44.4	50.6
298.7	269.3	127.5	62.7	52.7	49.1	44.3
361.1	191.7	107.5	58.4	46.5	45.3	64.5
182.1	129.9	97.3	61.1	64.3	62.8	68.0
469.6	165.4	101.5	72.7	60.4	49.2	50.1
198.5	105.2	60.6	46.6	41.5	39.7	49.7
280.1	296.4	96.0	64.5	47.7	45.7	49.2
236.3	224.1	188.7	69.1	68.1	67.2	64.9
345.4	379.5	110.6	71.0	63.6	63.1	48.8
339.0	345.4	161.8	78.7	67.8	60.2	60.6
403.2	415.4	159.0	84.9	69.0	61.3	72.0
337.7	254.1	100.0	76.4	57.9	51.5	50.1
506.4	257.8	168.9	87.1	61.4	56.2	64.9
352.1	196.3	73.9	64.0	48.4	43.7	46.2
330.7	186.7	93.8	68.7	52.0	53.2	53.9
173.9	140.7	113.9	64.1	53.2	42.8	65.9
505.3	231.3	102.1	63.1	51.6	50.6	61.7
129.5	130.0	72.2	64.7	50.7	54.1	72.4
394.0	177.7	86.7	66.9	54.7	47.6	44.4
190.0	192.8	97.7	65.5	48.9	43.0	48.7
386.1	330.8	153.5	89.5	63.8	53.4	54.0
600.0	346.4	171.3	93.5	58.6	45.0	45.1
172.5	174.5	83.5	46.7	35.3	34.4	52.2
198.2	269.2	105.9	54.6	40.8	38.2	39.7
215.4	159.1	113.7	55.2	46.3	41.4	48.9
191.0	243.2	124.0	62.2	46.1	41.4	48.5
345.2	312.7	106.0	61.3	39.9	33.8	37.4

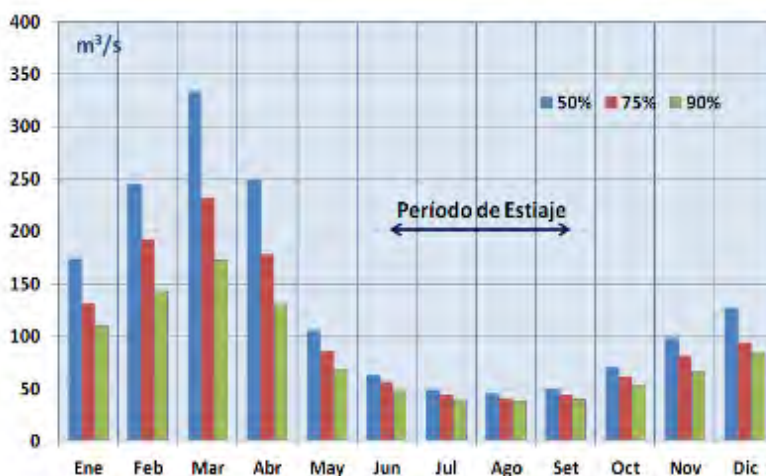
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1990	133.2	131.3	116.6	88.7	52.0	48.0	38.8	38.4	37.8	84.7	143.4	114.3
1991	120.5	143.8	354.0	134.7	90.0	49.2	38.8	38.6	39.3	54.2	61.6	85.3
1992	92.1	76.2	131.2	108.8	59.1	38.5	30.5	29.7	29.2	48.1	47.6	60.1
1993	105.1	324.4	740.3	616.4	170.3	62.0	43.8	38.8	57.6	96.2	202.9	275.9
1994	369.1	471.8	391.2	262.5	50.0	44.9	48.0	40.6	45.5	44.6	70.6	103.2
1995	141.9	151.9	228.0	230.1	77.8	46.7	38.7	41.1	43.0	47.3	94.8	114.4
1996	220.0	309.7	357.4	313.3	103.2	54.5	42.7	41.8	41.2	63.6	73.2	69.7
1997	103.6	192.2	135.6	73.2	57.9	39.4	37.6	37.6	48.5	52.5	112.3	279.1
1998	390.4	522.3	617.3	342.1	142.2	70.0	52.3	50.4	50.2	97.8	106.3	83.3
1999	163.1	508.9	315.5	209.7	119.0	63.0	45.0	43.6	55.9	60.2	66.3	148.4
2000	110.1	332.3	333.4	231.6	146.0	63.3	43.8	43.8	45.5	53.1	61.2	93.7
2001	367.9	307.3	500.9	227.1	78.0	56.6	47.8	44.5	49.8	57.4	173.0	180.7
2002	154.3	202.8	383.8	283.6	95.0	55.5	51.0	41.2	41.9	73.7	166.6	185.1
2003	165.1	221.2	258.2	190.3	85.1	56.3	46.9	44.3	42.5	63.1	60.8	135.4
2004	104.5	167.2	138.0	123.9	66.4	44.8	36.4	34.9	33.9	81.9	149.2	167.7
2005	148.4	162.4	294.2	179.2	78.2	54.3	48.3	45.9	47.3	62.6	65.5	115.8
2006	129.6	221.9	392.9	374.6	98.7	63.9	47.1	43.0	44.4	57.9	88.3	178.9
2007	218.3	196.8	321.0	330.6	117.0	59.7	46.0	43.4	39.4	64.0	107.8	90.2
2008	229.0	254.0	280.9	249.1	104.1	62.6	44.1	35.5	39.4	74.8	114.4	93.8
2009	252.0	417.2	489.2	429.8	155.4	78.3	54.5	50.7	52.3	97.2	146.0	276.6
2010	232.4	267.9	265.9	171.4	121.5	58.1	48.4	47.5	44.8	53.8	90.4	167.9
2011	212.4	216.0	208.9	278.6	95.8	51.8	40.9	42.9	39.6	44.2	81.8	183.7
2012	228.9	321.5	190.4	300.3	131.4	64.1	58.5	44.5	44.9	66.9	157.6	155.5

Fuente: Proyecto CHAVIMOCHIC

Las descargas medias mensuales tienen un promedio multianual de 141 m³/s, con un valor máximo de 740 m³/s (marzo de 1993), mientras que la menor se dio en septiembre de 1992 con 29.2 m³/s. La masa promedio multianual del río es de 4410 Hm³ habiéndose registrado su mayor valor en el año 1993 (7157 Hm³) y el menor en 1992 (1973 Hm³).

La Figura 4.3 ha sido elaborada con los datos precedentes para mostrar los diferentes percentiles. La barra mayor corresponde a percentil del 50%, que arroja un volumen anual de 4220 Hm³; la intermedia al 75%, con masa anual de 3260 Hm³ y la menor, al 90%, con una descarga anual equivalente a 2600 Hm³.

Figura 4.3. Descargas promedio mensuales del río Santa 1956-2012, para diversos percentiles

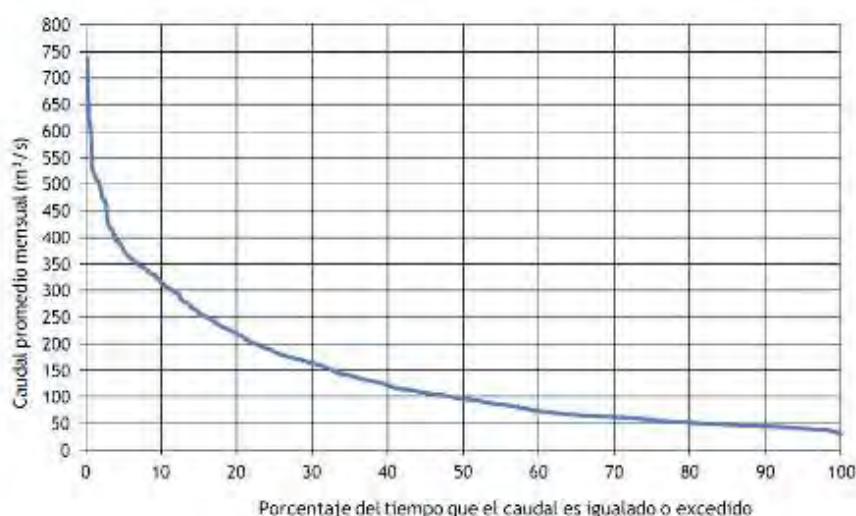


Fuente: Proyecto Chincas con información del Proyecto CHAVIMOCHIC

En los tres casos, se confirma la tendencia estacional de las descargas, con clara presencia de períodos de avenida y estiaje, consecuencia directa del comportamiento de las precipitaciones que ocurren en su cuenca alta; así se tiene, que el período de avenidas se presenta de diciembre a abril, donde el río descarga el 70% de su volumen total anual; esta tendencia nos da una primerísima idea de la necesidad de almacenamiento de sus recursos, que debe ser confirmada con el Balance Hídrico.

La curva de persistencia de caudales promedio mensuales indica que durante el **50%, 75% y 90%** del tiempo, los caudales son iguales o mayores que **96, 57 y 45 m³/s** respectivamente (ver Figura 4.4). El fin de contar con la curva de persistencia de caudales promedio es conocer durante qué cantidad de tiempo existirá en el río un caudal promedio que garantice la captación, por ejemplo. Es decir, un caudal mayor o igual a **45 m³/s** existirá en el río Santa durante el **90%** del tiempo del año.

Figura 4.4. Curva de Persistencia de caudales promedio mensuales en el río Santa



Fuente: Proyecto Chincas con información del Proyecto CHAVIMOCHIC

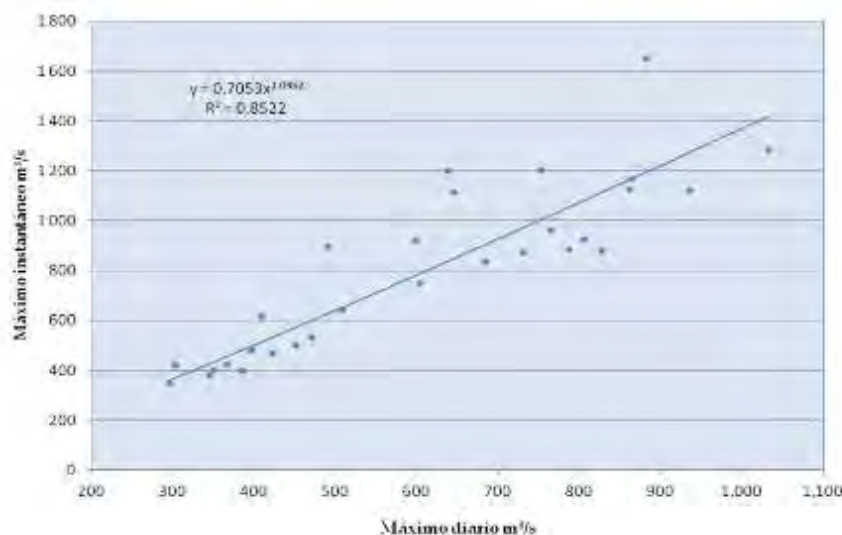
4.1.2.2. Máximas avenidas³⁴

El estudio de máximas avenidas es de primordial importancia para el dimensionamiento de la presa derivadora Tablones Alto y de sus correspondientes obras provisionales requeridas durante el proceso constructivo.

En el “Estudio a nivel de Perfil del Proyecto Adecuación del Proyecto Original CHINECAS al Esquema Reestructurado”, SISA - 2009 se trabajó con información proveniente de los Anuarios Hidrológicos publicados por ELECTROPERÚ para el período 1958 a 1999 y el Proyecto CHAVIMOCHIC desde 1978 a 2008. Puesto que, en ambos casos, la información estaba incompleta, se estableció primero la relación entre caudales máximo diario vs promedio mensual y entre caudales máximos instantáneos vs caudales máximos diarios registrados, obteniéndose un aceptable grado de ajuste (Figura 4.5) que permitió completar la serie.

Figura 4.5. Caudal máximo diario vs promedio mensual

³⁴ Expediente Técnico de Adecuación del Proyecto Original Chincas al Esquema Reestructurado. Volumen V: Estudios definitivos de Ingeniería – Anexo 2: Estudio de Hidrología, Hidráulica y Sedimentología.



Fuente: Estudio a nivel de perfil del Proyecto Adecuación del Proyecto CHINECAS.

La serie fue completada con la fórmula de ajuste y evaluada en base al programa HYFRAN (*Hydrological Frequency Analysis*) empleando las distribuciones probabilísticas Halphen Tipo A, Gumbel, Gamma, Pearson Tipo 3 y Halphen Tipo B, considerándose razonable aceptar un caudal máximo instantáneo Q_{100} de 2028 m³/s. Para efectos de diseño, en dicho Estudio se adoptó un caudal de 2100 m³/s.

En el Estudio “Tratamiento de cauce del río para el control de inundaciones en la cuenca Santa”, realizado por la Autoridad Nacional del Agua–ANA, a través de su Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales el año 2011, se evaluó la serie histórica de caudales correspondiente al período 1978-2008 con varios modelos probabilísticos y períodos de retorno entre 5 y 1000 años, mediante el empleo del software HidroEsta. Este estudio considera más adecuados los caudales obtenidos por la distribución Gumbel y, en ese sentido, el Q_{100} adoptado es de 1475 m³/s.

Para el Estudio de Hidrología, Hidráulica y Sedimentología del Expediente Técnico de Adecuación del Proyecto Chinecas, se emplea la serie de caudales instantáneos del período 1958-2011 puesto que, en el período anterior a 1978 ocurrieron o se estimaron caudales instantáneos considerables que se considera deben ser incluirlos en el análisis. Al respecto, es conveniente mencionar que los caudales instantáneos fueron calculados empleando la fórmula: $Q_i = 1.384Q_d - 31.11$, siendo Q_i el caudal instantáneo y Q_d el máximo diario.

Los mayores valores de la serie presentada, que abarca un período de 47 años, son de 1699, 1664 y 1650 m³/s, correspondientes a los años 1993, 1984 y 1961, respectivamente.

Esta serie ha sido evaluada empleando el software HidroEsta, especializado para cálculos hidrológicos y estadísticos aplicados a la hidrología, obteniéndose las descargas máximas instantáneas para diferentes métodos probabilísticos que se aprecian en la Tabla 4.2. Se utilizó la prueba estadística de Kolmogorov al 5 % de significancia.

Tabla 4.2. Distribuciones de las descargas máximas instantáneas anuales (m³/s)

T (años)	Gumbel	Gamma 2	Gamma 3	Log Normal 2	Log Normal 3	Promedio
100	2,036	1,991	1,849	2,355	1,833	2,013
50	1,831	1,814	1,713	2,065	1,697	1,874
25	1,624	1,630	1,567	1,784	1,552	1,632
10	1,345	1,368	1,351	1,423	1,340	1,365

Fuente: Proyecto Chincas

Puesto que los resultados no presentan una diferencia significativa podrían asumirse los valores promedio; sin embargo, para efectos del Estudio³⁵ y por seguridad, este valor se incrementará en un 10% por lo que se recomendó adoptar una avenida de diseño de **2200 m³/s** para el diseño del aliviadero de la Bocatoma Tablones Alto.

Para las obras de desvío, se empleó el mismo software pero empleando las descargas máximas instantáneas para el período comprendido entre los meses de mayo a noviembre. Infortunadamente esta información está disponible sólo a partir del año 1994; no se encontró relación con las descargas diarias que permitan completar la información, por lo que las distribuciones se estimaron con la data disponible (18 años).

Tabla 4.3. Distribuciones de las descargas máximas instantáneas mensuales (m³/s)

T (años)	Gumbel	Gamma 2	Gamma 3	Log Normal 2	Log Normal 3	Promedio
10	332	331	333	337	330	333
20	366	362	362	374	358	364
50	415	398	397	420	392	404

Fuente: Proyecto Chincas

Igual que anteriormente, los resultados no muestran diferencia significativa y para el Estudio se adopta un caudal de 500 m³/s considerando la data y seguridad durante la construcción.

4.2. Proyecto Chincas

El Proyecto Especial CHINECAS, es un Proyecto Hidroenergético de Chimbote, Nepeña, Casma y Sechín; el cual ha sido planteado con la finalidad de aprovechar los recursos hídricos superficiales y subterráneos que se encuentran disponibles en las cuencas de los ríos Santa, Nepeña, Casma y Sechín, y aprovechar en el riego de tierras con aptitud agrícola localizadas entre la margen izquierda del río Santa y el límite Sur del área agrícola del Valle de Casma-Sechín.

Desde su concepción, el Proyecto Chincas se ha venido implementando paulatinamente con el fin de irrigar las tierras situadas en la margen izquierda del río Santa y en los valles de Nepeña y Casma/Sechín. Primero, la construcción de la Bocatoma La Víbora y el Mejoramiento del Canal Chimbote, permitió el mejoramiento del denominado “Valle Viejo” del Río Santa; luego, la construcción del “Sistema La Huaca” constituido por Bocatoma La Huaca, la Ampliación y Mejoramiento del Canal IRCHIM y el Canal Principal CHINECAS hasta la margen izquierda del Valle de Nepeña, permitió ampliar sus

³⁵ Expediente Técnico de Adecuación del Proyecto Original Chincas al Esquema Reestructurado.
Volumen V: Estudios definitivos de Ingeniería – Anexo 2: Estudio de Hidrología, Hidráulica y Sedimentología.

alcances, incorporando a la agricultura nuevas tierras del intervalo entre Santa y Nepeña y mejorando las existentes.

En los años siguientes y al añadirse nuevos usuarios del río Santa, se evidenció la necesidad de incorporar la estructura de regulación concebida en el Proyecto Original y también, de prolongar el servicio de riego hasta el valle de Casma/Sechín.

Con este objetivo se desarrolló el PIP “Estudio a Nivel de Perfil de la Adecuación del Proyecto Original CHINECAS al Esquema Reestructurado”, con el cual se sustentó la viabilidad del Proyecto. El 23 de Agosto de 2013 el Proyecto Especial CHINECAS firmó el contrato de servicios para la elaboración del Expediente Técnico del Proyecto “Adecuación del Proyecto Original Chinecas al Esquema Reestructurado” entre el Proyecto Especial CHINECAS con el CONSORCIO INTERNACIONAL CHINECAS.

4.2.1. Alcances y Objetivos del Proyecto

El esquema hidráulico del Proyecto de Adecuación considera la construcción de una nueva captación en el río Santa, aguas arriba de La Huaca, con el fin de abastecer el embalse situado en la quebrada Cascajal; y luego, entregar agua regulada al Canal Principal, el cual sería prolongado hasta el valle de Casma/Sechín.

La infraestructura hidráulica del Proyecto de Adecuación tiene los siguientes componentes:

- (1) **Bocatoma Tablones Alto**
- (2) Canal Aductor
- (3) Desarenador Tablones Alto
- (4) Túnel de Transvase
- (5) Embalse Cascajal
- (6) Canal de Empalme Cascajal - Canal Principal
- (7) Canal Principal Tramo Nepeña – Casma – Sechín

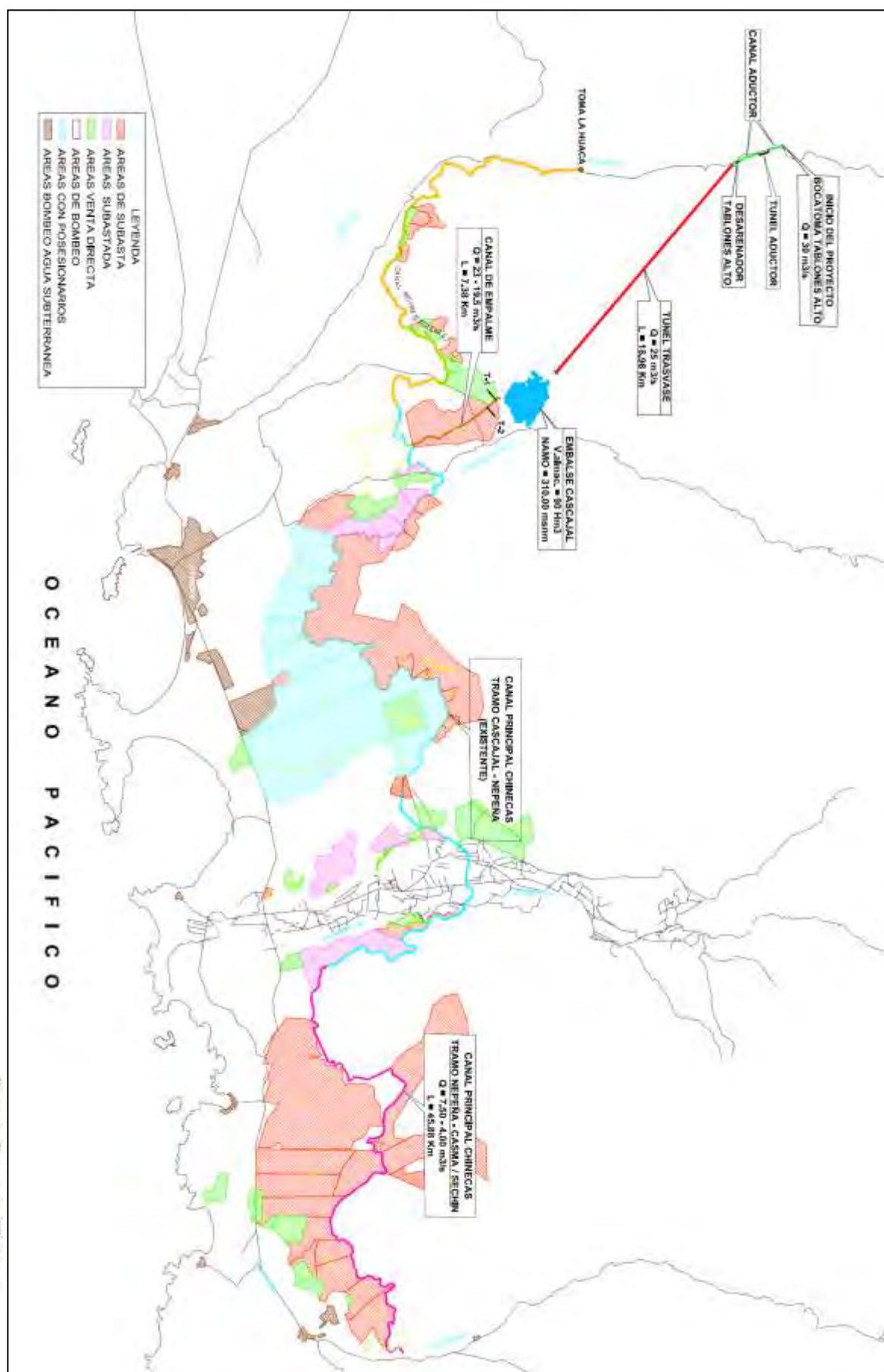
Con la construcción de esta infraestructura, se logra el mejoramiento de 10 570 ha de los valles de Nepeña (7050 ha) y Casma-Sechín (3520 ha) y la incorporación de 33 053 ha de tierras nuevas ubicadas en los valles Santa-Lacramarca (17 733 ha), Nepeña (3790 ha) y Casma-Sechín (11 530 ha).

4.2.2. Ubicación

Políticamente, las obras están ubicadas en el departamento de Ancash, provincias de Chimbote y Casma. Hidrográficamente, abarcan las cuencas de los ríos Santa, Nepeña y Casma/Sechín y quebradas afluentes dentro de las que destacan por su extensión, Lacramarca, Cascajal y San Antonio.

En términos geográficos, el Proyecto puede enmarcarse entre las coordenadas Norte 9 040 041 - 8 948 334 y Este 791 314 – 791 017. Altimétricamente, el punto más alto se ubica en la Bocatoma Tablones Alto en la cota 344 msnm, mientras que las tierras servidas más bajas se ubican en la cota 8 msnm.

Figura 4.6. Mapa de Ubicación del Proyecto Chincas



Fuente: Proyecto Chincas

4.2.3. Descripción de las Obras.

Antes de iniciar la descripción de las obras del Proyecto de Adecuación Chinecas, es importante mencionar a dos estructuras de captación existentes que forman parte del Proyecto Especial Chinecas:

- Bocatoma La Víbora

SISTEMA SANTA – LA VIBORA (Cota = 19msnm, $Q = 12\text{m}^3/\text{s}$)

Comprende La Bocatoma Víbora, Canal Chimbote y el Canal Integrador Santa – San Bartolo; infraestructura que tiene por objetivo el mejoramiento de riesgo de 6680 hectáreas.

- Barraje Móvil: $1250\text{ m}^3/\text{s}$.
- 05 Compuertas Radiales $8.60 \times 3.90\text{ m}$.
- 01 Compuerta de Limpia $5.00 \times 3.90\text{ m}$.
- Barraje Fijo: $1150\text{ m}^3/\text{s}$.
- Con vertedero de 193 m de largo.

- Bocatoma La Huaca

SISTEMA LA HUACA (Cota = 232 msnm, $Q = 35\text{m}^3/\text{s}$)

Comprende Bocatoma La Huaca, Desarenador, Canal Irchim, Canal Principal Cascajal – Nepeña – Casma – Sechín y el Lateral Carlos Leight; infraestructura que tuvo como objetivo el mejoramiento de 29 770 hectáreas e incorporación de 14 450 hectáreas.

- Barraje Móvil: $1250\text{ m}^3/\text{s}$
- 05 Compuertas Radiales $8,95 \times 4,69\text{ m}$.
- 01 Compuerta de Limpia $4,98 \times 5,31\text{ m}$.
- Barraje Fijo: $1250\text{ m}^3/\text{s}$.
- Con vertedero de 200 m de largo.

El Proyecto de Adecuación Chinecas comprende un sistema integrado de irrigación, donde la obra de captación o de cabecera es la Presa de Derivación Tablones Alto, ubicada aguas arriba de la Bocatoma La Víbora. Esta obra tiene como objeto captar $30\text{ m}^3/\text{s}$ y conducirlo a través de canal Aductor hacia el Desarenador Tablones Alto, allí se eliminarán gran parte de los sedimentos. Posterior a ello continua un Túnel Trasvase de aproximadamente 19 km de longitud, donde a la salida deposita las aguas al Embalse Cascajal almacenándose 90 Hm^3 de agua.

La presa de almacenamiento se ubicará en una quebrada. A partir de esta estructura partirá el Canal de Empalme ($23 - 18\text{ m}^3/\text{s}$) de 7.38 km de longitud hasta el Canal Principal Tramo Cascajal – Nepeña (ya existente). Finalmente a continuación de ello, se llevará a cabo el Canal Principal Tramo Nepeña – Casma – Sechín de 45.88 km con una capacidad de $7.5 - 4\text{ m}^3/\text{s}$.

4.3. Presa de derivación Tablones Alto

4.3.1. Antecedentes

La Bocatoma Tablones Alto es parte del Esquema de Adecuación del Proyecto Original CHINECAS al Esquema Reestructurado, cuyo objetivo es el suministro de agua de riego a las tierras ubicadas dentro del ámbito del Proyecto, con los recursos procedentes del río Santa.

4.3.2. Ubicación

La Bocatoma Tablones Alto se emplaza en la sección del río Santa donde su cauce se ubica en la cota 344 msnm aproximadamente, con coordenadas UTM 9 040 243 N, 791 573 E, dentro de un tramo recto bien encauzado con un ancho de cauce de alrededor de 20 a 25 m y una altura hasta las terrazas ubicadas en ambas márgenes de 10 a 12 m.

El acceso se realiza desde el poblado de Santa ubicado aproximadamente en el Km 478 de la Carretera Panamericana Norte, tomando la carretera asfaltada que se dirige al poblado de Cabana, luego de un recorrido de 440 Km (ver Figura 4.7).

La zona de captación propiamente dicha se encuentra en una terraza fluvial ubicada entre la carretera asfaltada y el río Santa

Figura 4.7. Vista en planta del acceso a la obra



Fuente: Proyecto CHINECAS

4.3.3. Objetivos y funciones

La presa de derivación Tablones Alto es la estructura de cabecera del Proyecto, que permite la captación de las descargas del río Santa para abastecer con agua de riego a las tierras del ámbito del Proyecto de Adecuación.

Consta con un conjunto de obras dispuestas para permitir la captación de un caudal de hasta 30 m³/s por la margen izquierda del río Santa y también, permitir el paso de una avenida de hasta 2200 m³/s, sin que ocurran daños que puedan comprometer la estabilidad de las estructuras que la componen.

4.3.4. Descripción general de la Estructura

Para ello cuenta con un aliviadero de compuertas que logra cerrar el cauce del río Santa en toda su amplitud. De esa forma se logra el nivel de operación requerido para la captación principal que permite la derivación de los caudales requerido en forma regulada y con la menor carga de sedimentos posible.

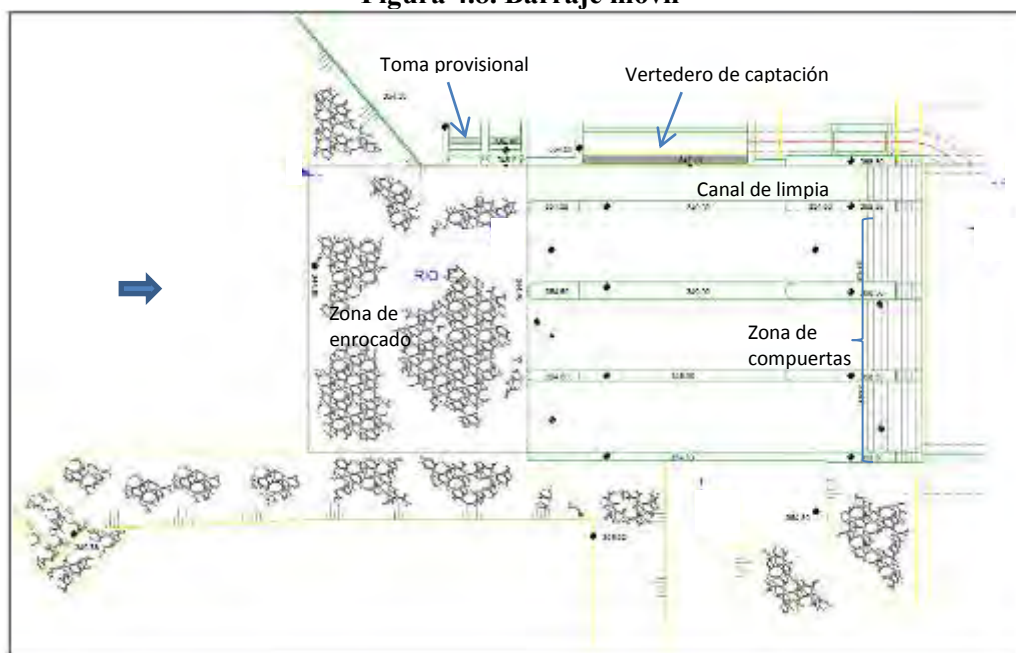
Es importante mencionar que durante el proceso constructivo del aliviadero de compuertas es necesario desviar el cauce del río por el margen derecho, creando un canal de desvío que posteriormente se encontrará cerrado por una presa de tierra no vertedora.

El arreglo de las obras incluye además una toma provisional, que será utilizada en estiaje, de manera de no interrumpir el servicio de riego mientras se realizan los trabajos de mantenimiento de la estructura principal.

La bocatoma cuenta dentro de su arreglo general con facilidades que permitirán su correcta operación, que incluyen caseta de guardianía, cerco, talleres, centro de control, caseta para grupo electrógeno, sistema de abastecimiento de agua y sistema de alcantarillado.

El arreglo general de la Bocatoma Tablones Alto se presenta en la Figura 4.9.

Figura 4.8. Barraje móvil



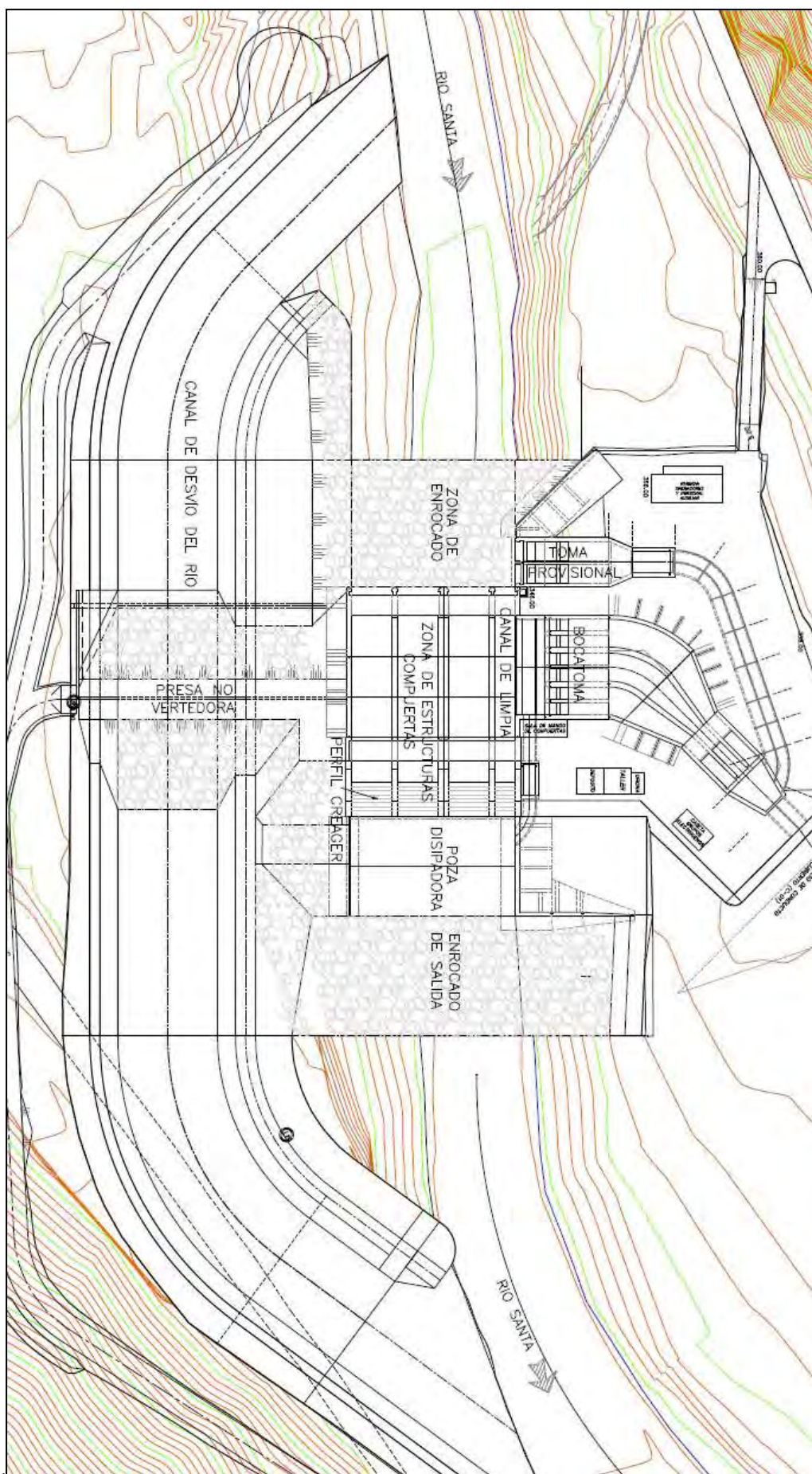


Figura 4.9. Arreglo general de la Bocatoma Tablones Alto

4.3.4.1. Barraje = Anviadero de Compuertas

El barraje es de tipo móvil y está conformado transversalmente por cuatro compuertas radiales, tres de 10,20 m de ancho y una de 5 m (canal de limpia). La altura de las compuertas es de 4,20 m. El barraje móvil cubre todo el ancho del cauce. Tiene un ancho de 37,60 m incluyendo pilares centrales y estribos; las compuertas, son operadas desde un puente de maniobras que aloja un sistema de izaje, ataguías y losas de apoyo para los motores (ver Figura 4.10).

Longitudinalmente, la estructura consta de un enrocado de protección aguas arriba de 32 m y 1,50 m de espesor, canales de aproximación de concreto de 37,50 m, la zona de compuertas de 11,50 m, un perfil *Creager* de 8.50 m, una poza de disipación de energía de 25 m con umbral ubicado 1,30 m por debajo del nivel del cauce del río y finalmente, un enrocado de protección de salida de 30 m de longitud y 1,50 m de espesor. La longitud total del barraje móvil es de 144,50 m (ver Figura 4.11 y 4.12).

4.3.4.2. Muros y diques de encauzamiento

El arreglo de las estructuras del río, se completa con tres muros de encauzamiento de concreto ubicados aguas arriba de la zona de compuertas, creando los cuatro canales de aproximación, siendo el primero de ellos el canal de limpia (ver Figura 4.10). A la margen derecha se encuentra también un muro de encauzamiento, donde luego continúa un dique de tierra con protección de enrocado. A la margen izquierda, después de la zona de captación, se extiende un muro de encauzamiento que gira 45° y se empotran a diques de tierra con protección de enrocado, dispuesto transversalmente al cauce principal.

Figura 4.10. Sección de los canales de aproximación formada por los muros de encauzamiento.

encauzamiento.

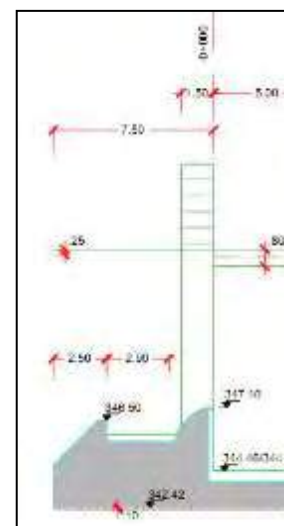
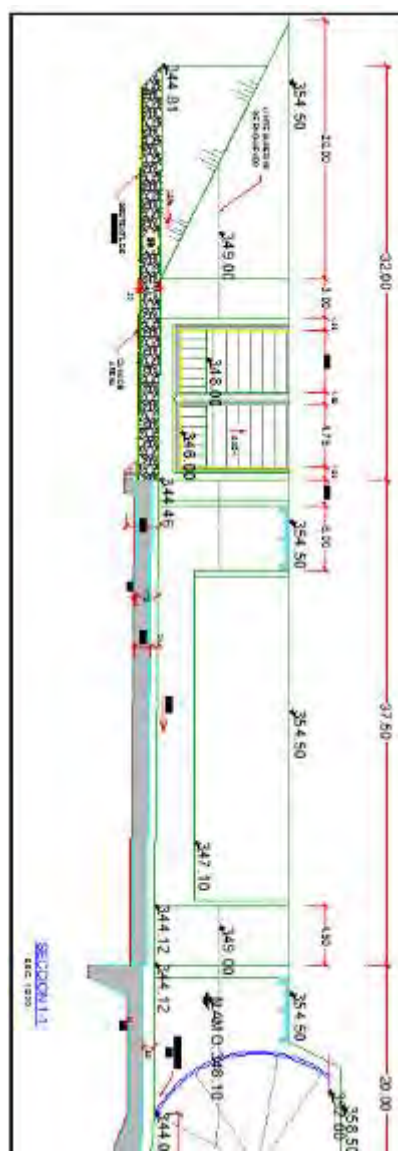


Figura 4.11. Perfil del canal de limpieza

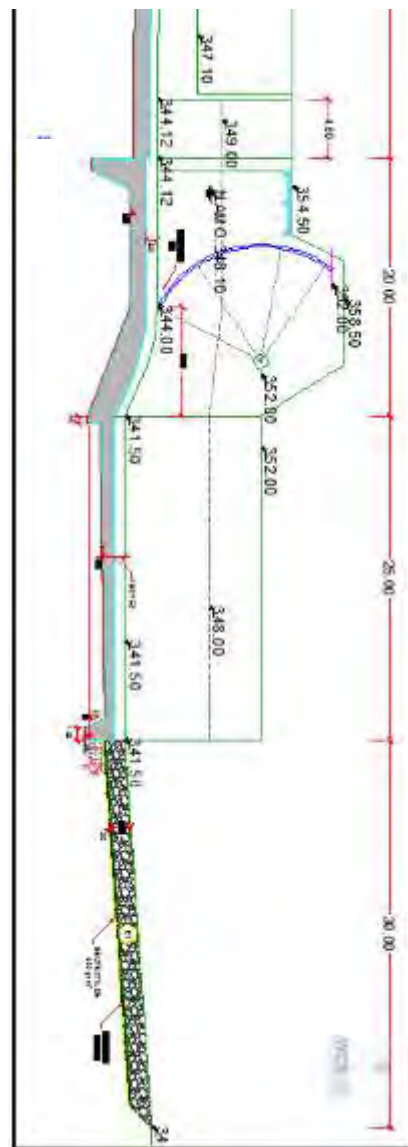
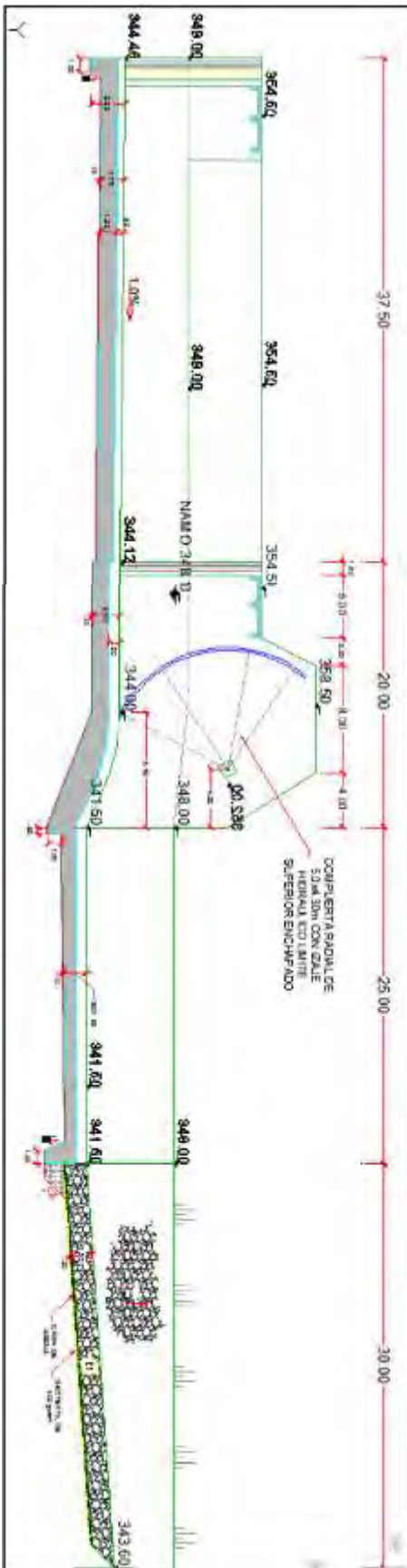


Figura 4.12. Perfil de un canal de aproximación



4.3.4.3. Estructura de Captación

Cuenta con un arreglo que incluye dos tomas, una Toma principal y una Toma temporal, esta última se empleará mientras se realice el mantenimiento y limpieza de la Toma principal. Las siguientes estructuras conforman la Toma principal: (i) canal de limpia (desgravador), (ii) canal desripiador, (iii) ventanas de captación y (iv) zona de rejillas y compuertas de regulación, con el cual se busca realizar la derivación de los caudales con menor cantidades de sedimentos de arrastre de fondo y saltación.

El caudal a derivar ingresará inicialmente al canal de limpia que se ubica en la margen izquierda, al inicio de los canales de aproximación.

El canal de limpia tiene 5,00 m de ancho y una pendiente de 1%; está provisto de una compuerta radial de 5,00 x 4,20 m que se ubica adyacente a la estructura de regulación del aliviadero de compuertas y servirá para controlar tanto el nivel de operación como el flujo durante las rutinas de limpieza.

Aguas abajo, el canal de limpia descarga a una poza de disipación de energía que está integrada a la correspondiente al aliviadero de compuertas. Del canal de limpia, las descargas ingresan al canal desripiador, el cual está separado del primero mediante un vertedero de 24 m de longitud, que tiene como objeto retener el material que pueda entrar por saltación desde el canal de limpia.

Este canal desripiador tiene un ancho de 3 m, una pendiente de 1,59% y culmina en una estructura que aloja una compuerta de 2,90 x 2 m, que será empleada para las operaciones de limpieza. Aguas abajo, la estructura continúa en conducto cubierto con la misma pendiente, hasta su descarga en la poza de disipación de energía.

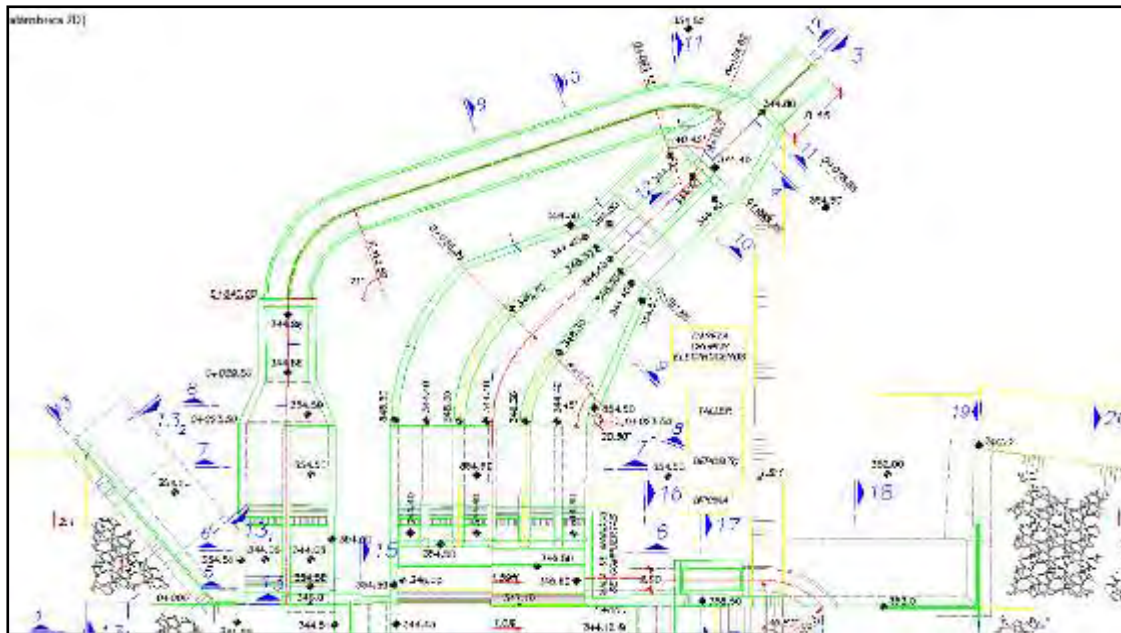
A continuación del canal desripiador, se ubican seis ventanas de captación de 3 m de ancho, cuyo umbral se ha colocado por encima del fondo del cauce. Cada vano, está cubierto por rejas destinadas a evitar el ingreso de material sólido, las que contarán con un sistema de limpieza automático, manipulado desde una losa de operación.

El arreglo incluye además sistema de ataguías tanto aguas arriba como aguas abajo de las rejillas, para efectuar labores de mantenimiento de las mismas. Después de la zona de rejillas, el proyecto contempla una transición curva a 45° para realizar una conveniente conexión con la estructura de regulación. La transición proyectada permite pasar de seis conductos de 3 m de ancho a tres conductos de 3 m de ancho, que corresponde a la estructura de regulación de la captación.

A continuación de la transición, se ubica la estructura que permite la regulación de los caudales derivados, la cual está conformada por tres ductos de 3 m de ancho donde se alojarán compuertas radiales de 3,00 x 4,20 m. Éstas, son operadas desde una losa de concreto de 6 m de ancho.

Aguas abajo de las compuertas, se incluye una poza disipadora de energía de 110,40 m de longitud y un sistema de ataguías para aislar cada ducto y posibilitar el mantenimiento de las compuertas. Finalmente, la estructura de captación incluye una transición, que permite la conexión con el canal rectangular que conduce las descargas hasta el Desarenador.

Figura 4.13. Planta de la Estructura de Captación – Toma Principal y Temporal



4.4. Planeamiento de la Modelación numérica de la presa Tablones Alto

El Consorcio Internacional Chincas durante la etapa de diseño de la Bocatoma Tablones Alto del Proyecto Especial Chincas encargó al Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura la realización de la modelación numérica de la estructura de captación, y posteriormente la construcción del modelo físico. El equipo de trabajo para dicho estudio de modelación numérica estuvo conformado por el Dr. Ing. Jorge Reyes, especialista en hidráulica; el Ing. Leo Guerrero, a cargo de la modelación; Daniel Willis y el autor, como colaboradores.

El Proyecto Especial Chincas, desarrollado en el río Santa, es un proyecto de infraestructura muy importante para el desarrollo de la agricultura en la región Ancash, por lo que estudiar y analizar las estructuras involucradas con la herramienta de la modelación, permite lograr un diseño óptimo. El estudio abarca la verificación en modelo matemático de las principales características del comportamiento hidráulico de la estructura. Para la modelación matemática se utilizaron los programas Hec Ras 4.1, Telemac 2D y SSIIM.

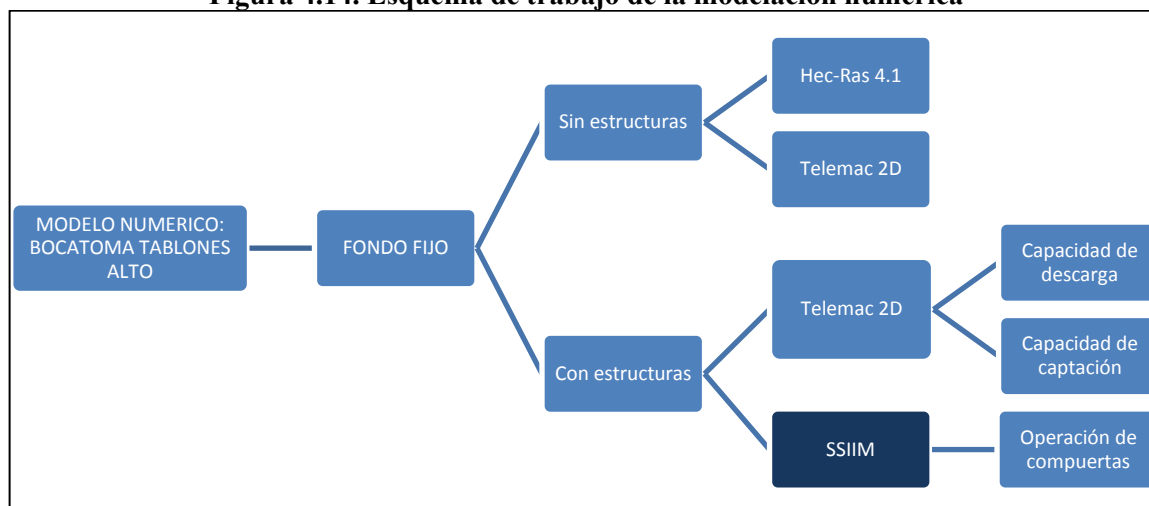
Es oportuno recalcar que tanto la modelación física y la modelación numérica son complementarias. La modelación física a una escala adecuada es una representación de las principales fuerzas involucradas en los fenómenos hidráulicos, donde el diseñador llega a estudiar los fenómenos locales que no pueden ser representados por un modelo numérico y por fórmulas matemáticas. Sin embargo, la modelación numérica también significa un gran aporte, dado que permite realizar simulaciones del comportamiento hidráulico de amplios tramos de ríos y comprender toda la curva de influencia en estudio.

En el presente acápite se presentará la propuesta de modelación numérica acompañada de los resultados desarrollados en la simulación de las estructuras que comprenden la bocatoma Tablones Alto.

4.4.1. Propuesta de Modelación

La propuesta de modelación se dividió principalmente considerando dos escenarios: el río sin estructuras y con estructuras. Para los ensayos con estructuras se ha dividido considerando los alcances de cada modelo numérico. En la Figura 4.14 se indica mediante un esquema la estructura del estudio de modelación.

Figura 4.14. Esquema de trabajo de la modelación numérica



Fuente: IHHS UDEP 2014

Se optó en primer lugar por definir que la modelación numérica sería de lecho fijo, sin presentar variaciones en el fondo. Esto, si bien no se asemeja a la realidad, simplifica el estudio, dado que principalmente lo que se buscó es modelar el comportamiento hidráulico determinando velocidades, esfuerzos cortantes y niveles de agua. Para ello, la idealización del fondo fijo es correcta y adecuada.

Después se divide en dos: modelación del río Santa sin estructuras en el tramo de estudio y modelación de río con estructuras. Para la modelación sin estructuras se emplearon los programas Hec Ras 4.1 y Telemac 2D. Mientras que para la modelación con estructuras se utilizaron los programas Telemac 2D y SSIIM.

La presente tesis se centra en el estudio de la simulación tridimensional haciendo uso del programa SSIIM para representar la operación de compuertas en la zona de estructuras. Sin embargo, es conveniente mostrar todos los resultados que formaron parte del estudio, debido a que se desarrolla en la misma obra de captación y muchos de los datos obtenidos en la modelación sin estructuras son útiles para la realización de las demás simulaciones.

Un dato importante de comentar, antes de desarrollar el contenido de los resultados del estudio del modelo numérico, es el caudal de avenida máxima tomado en cuenta para las simulaciones. Según el Estudio Hidrológico del Expediente Técnico del Proyecto, tal como se menciona en los acápites 4.1.2.2 y 4.3.3 de la presente tesis, el caudal máximo de diseño es 2200 m³/s. Sin embargo, para el estudio de modelación numérica se tomó 2000 m³/s debido a que este valor fue el que se definió en los términos de referencia alcanzados en su momento. Cabe mencionar que el estudio de modelación numérica de la presa Tablones Alto se desarrolló antes de haberse culminado el Expediente Técnico del Proyecto Chincas.

4.5. Resultados de la modelación unidimensional y bidimensional

A continuación se mostrarán y comentarán los resultados de la modelación unidimensional y bidimensional, desarrolladas por los programas Hec-Ras y Telemac 2D respectivamente.

En un inicio se mostrarán lo obtenido durante los ensayos sin estructuras y posteriormente se presentarán los resultados de las simulaciones del río con las estructuras propias de la presa en estudio.

4.5.1. Ensayos sin estructuras

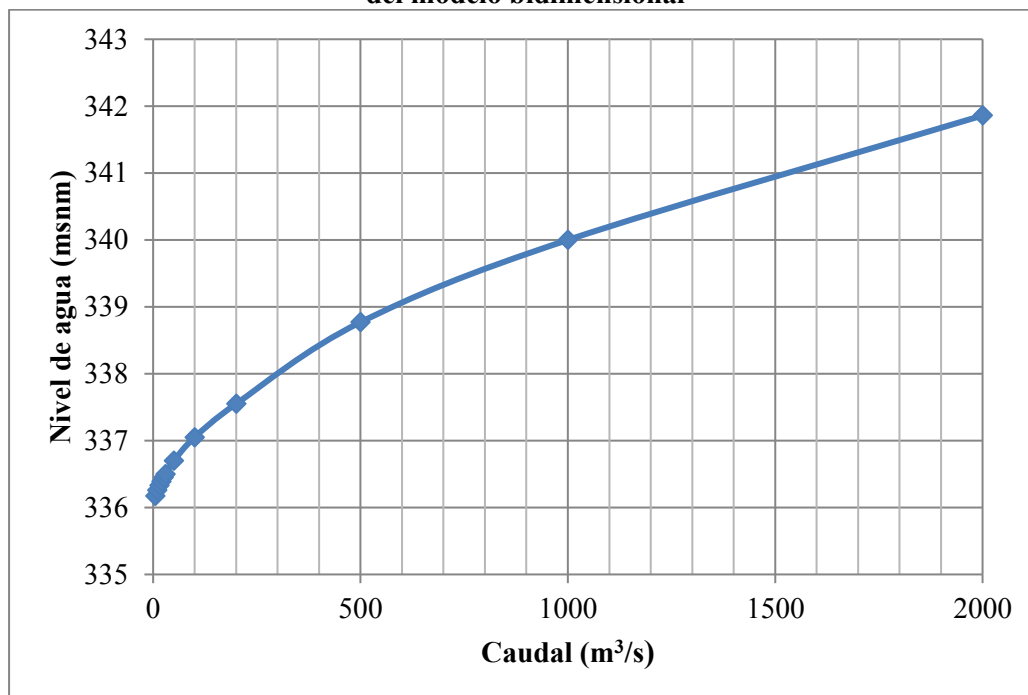
HEC-RAS

El objetivo del modelo unidimensional es definir la curva cota-caudal de la sección de salida del modelo numérico bidimensional. Las condiciones de borde del modelo unidimensional para todos los ensayos estarán definidas de la siguiente de la siguiente manera:

- i. La condición de entrada se encuentra dada para los caudales de captación, caudales intermedios y caudales de avenidas.
- ii. Las condiciones de aguas abajo o de salida, se establecieron considerando un tirante normal para esto se definió la pendiente del terreno aguas abajo de la zona de modelación igual a 0,7%
- iii. Condiciones de flujo uniforme y permanente.

Obteniéndose la curva que definirá las condiciones de borde del modelo bidimensional (ver Figura 4.15).

Figura 4.15. Curva cota-caudal para definir las condiciones de borde en la sección de salida del modelo bidimensional



Fuente: IHHS UDEP 2014

Telemac-2D

El objetivo del Telemac 2D es encontrar los niveles de agua en las secciones de control, las velocidades y el patrón de flujo. Las condiciones de borde del modelo bidimensional para todos los ensayos estarán definidas de la siguiente manera:

- La condición de entrada se encuentra dada para los caudales de captación, caudales intermedios y caudales de avenidas.
- Las condiciones de aguas abajo o de salida, estará definida por la curva cota-caudal obtenida con el modelo unidimensional.
- Condiciones de flujo uniforme y permanente

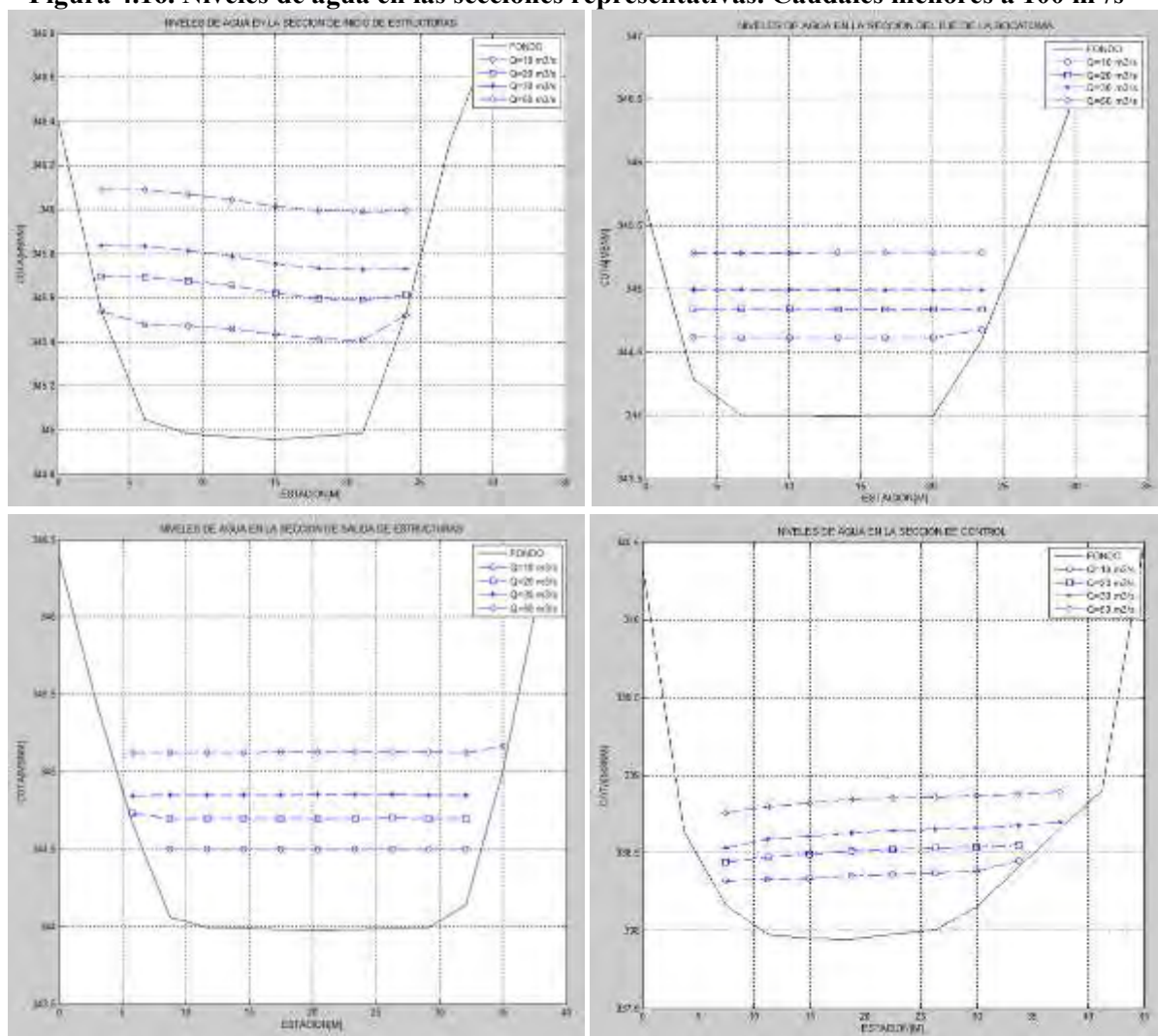
4.5.1.1. Niveles de agua

Se realizaron simulaciones en TELEMAC 2D para determinar los niveles de agua para cada uno de los caudales en estudio. Las secciones tomadas como referencia son:

- Inicio de las Estructuras
- Eje de la Bocatoma
- Salida de las Estructuras
- Sección de control aguas abajo

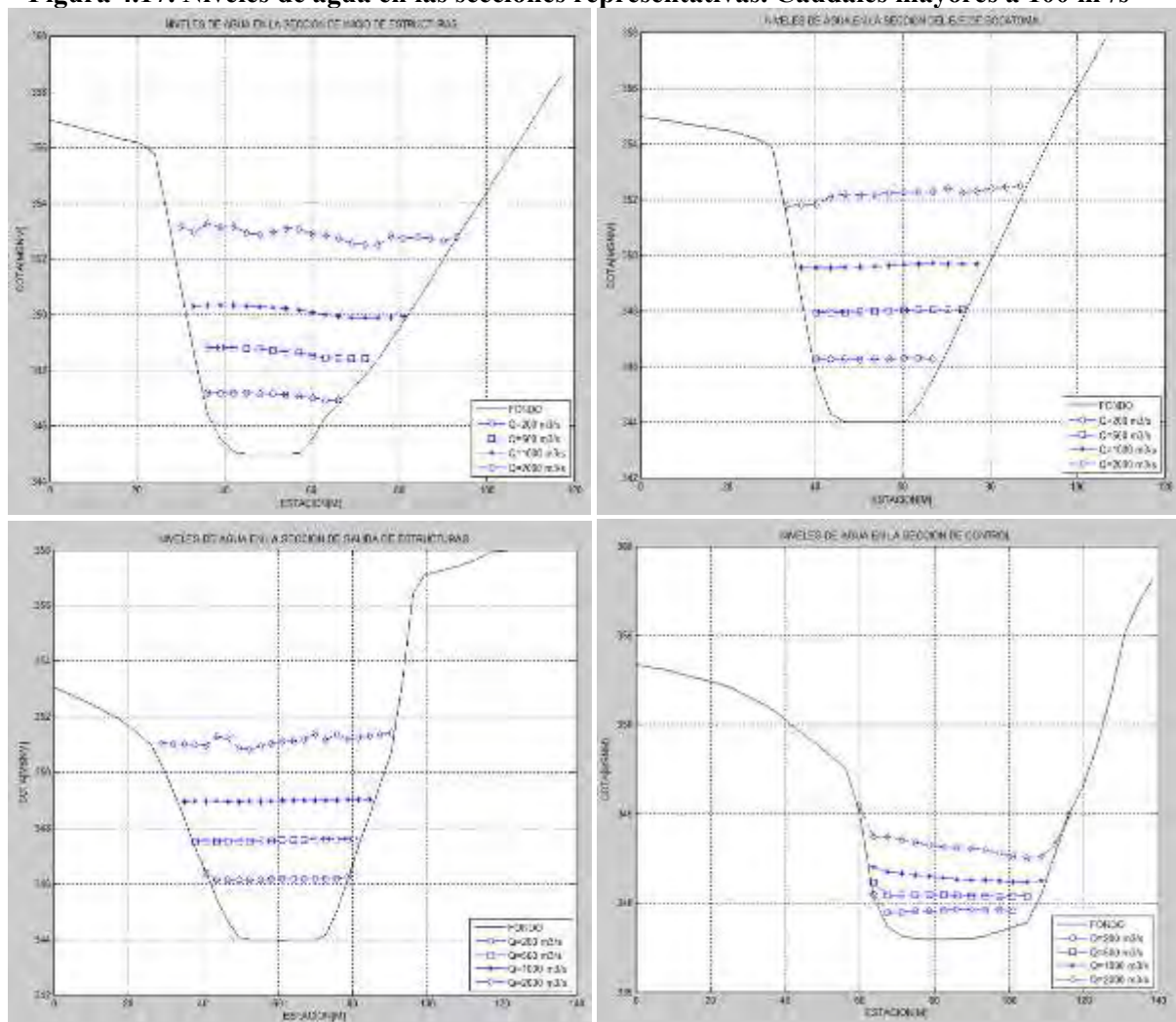
En la Figura 4.16 se muestran los niveles de agua para caudales menores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 4.16. Niveles de agua en las secciones representativas. Caudales menores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$



Mientras que en la Figura 4.17 se muestran los niveles para caudales mayores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 4.17. Niveles de agua en las secciones representativas. Caudales mayores a 100 m³/s

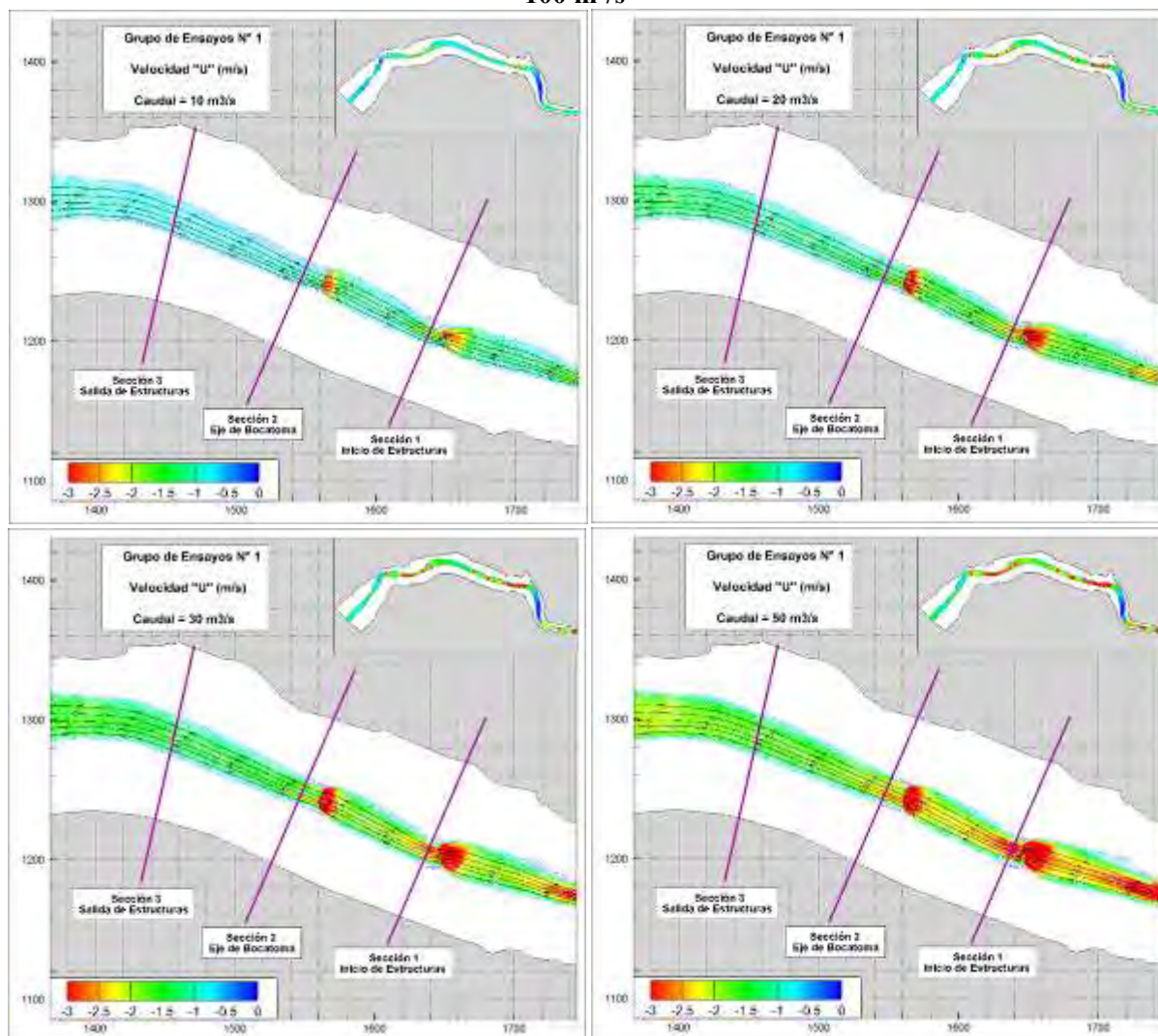


Fuente: IHHS UDEP 2014

4.5.1.2. Velocidades y líneas de corriente

Después de determinar los niveles de agua en cada sección para diversos caudales, se procedió a modelar el río sin estructuras en TELEMAC 2D, se determinó así las velocidades del flujo y las líneas de corriente características.

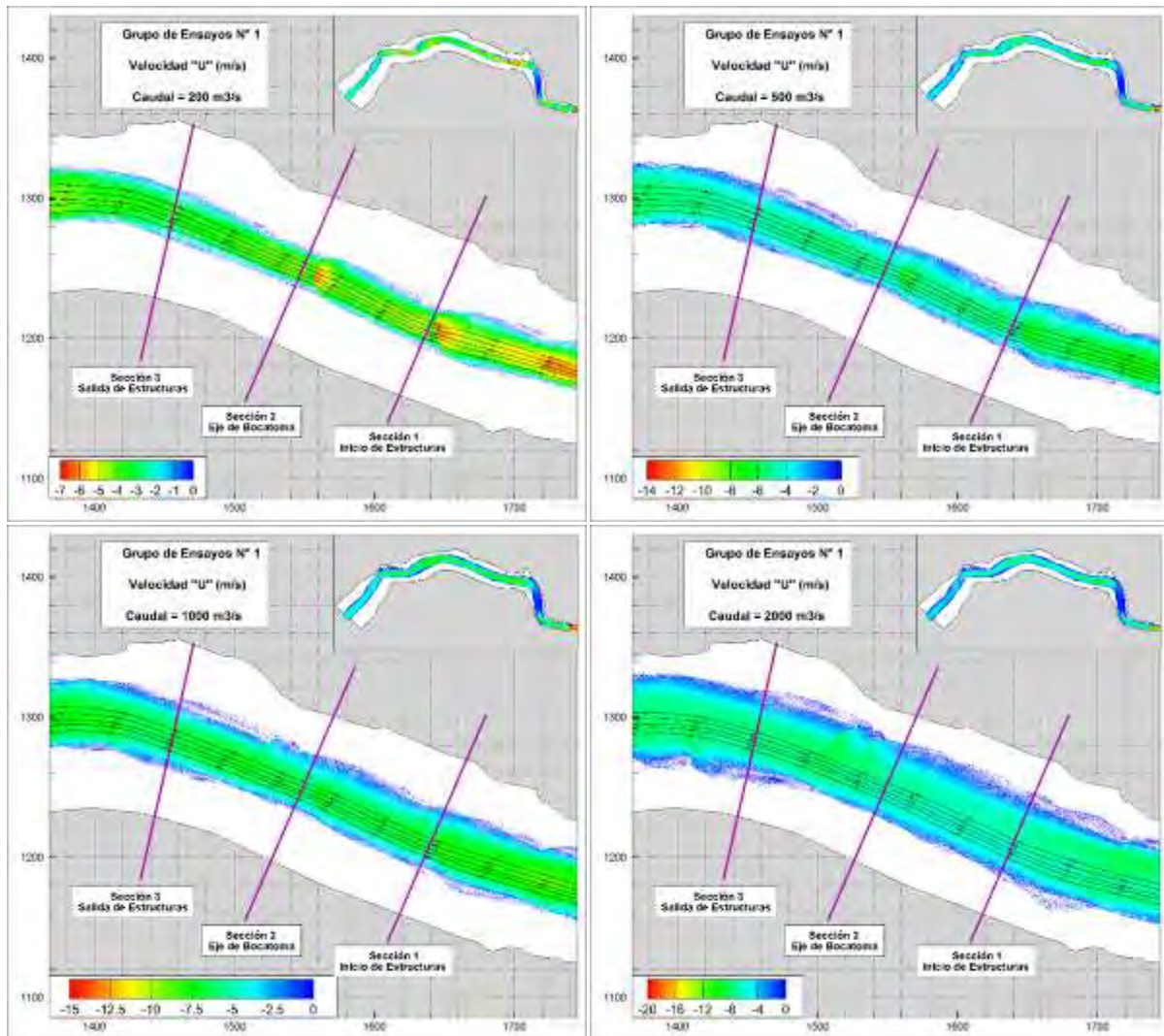
Figura 4.18. Comportamiento del flujo en las secciones representativas. Caudales menores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$



Fuente: IHHS UDEP 2014

Para caudales menores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ se puede apreciar que el río presenta tramos donde la velocidad llega a ser mayor a 3 m/s . Asimismo se aprecia que el flujo por tramos llega a ser supercrítico generando resaltos, esto debido a que las pendientes locales de fondo influyen. Los resaltos se identifican por los cambios bruscos de velocidad en la gráfica en planta del río.

Figura 4.19. Comportamiento del flujo en las secciones representativas. Caudales mayores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$



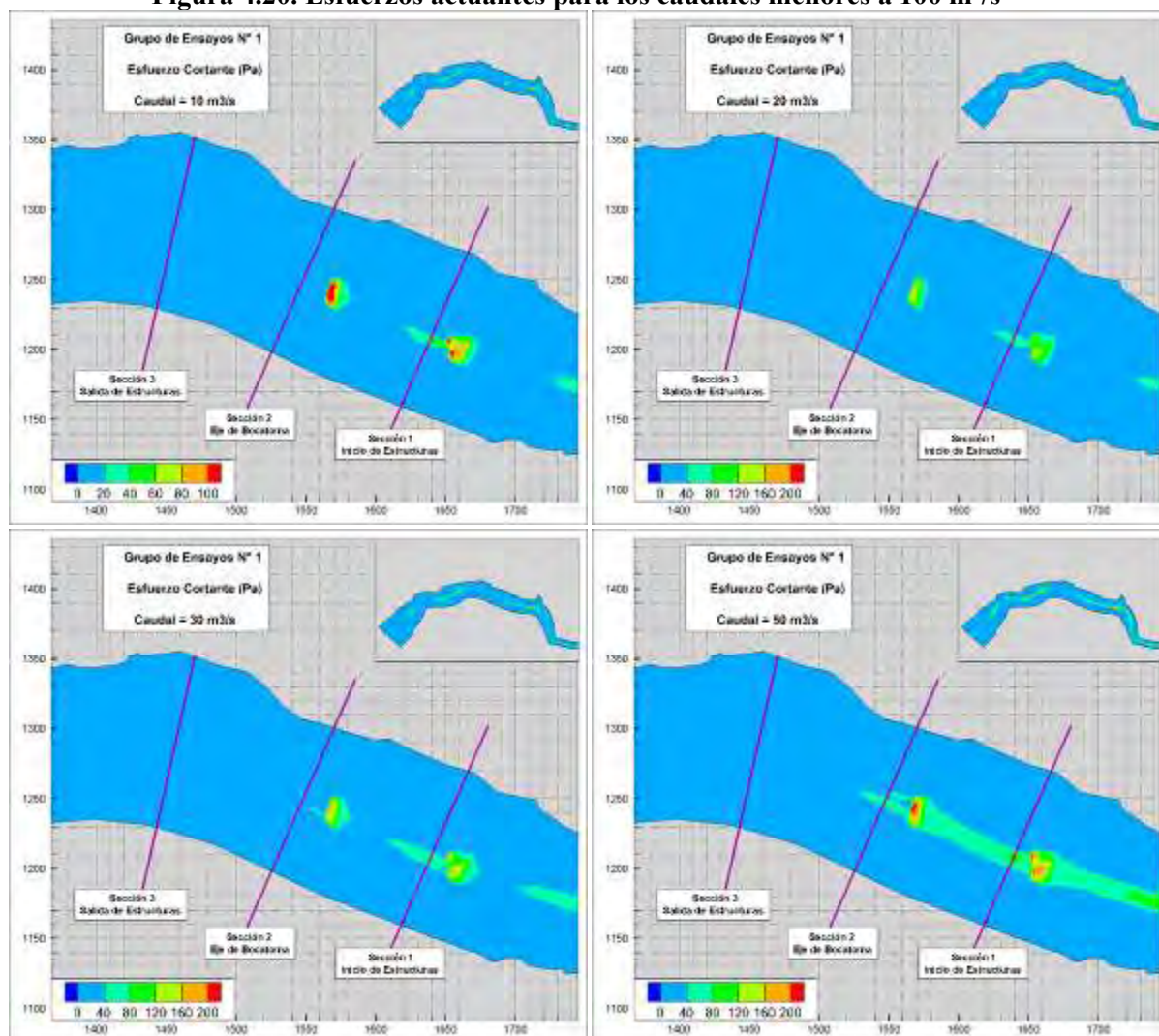
Fuente: IHHS UDEP 2014

Para el caudal de máxima avenida ($2000 \text{ m}^3/\text{s}$) se identifican velocidades aproximadamente de 10 m/s , la cual es una velocidad muy alta que puede causar una fuerte erosión en el fondo como en la estructura.

4.5.1.3. Esfuerzos de corte

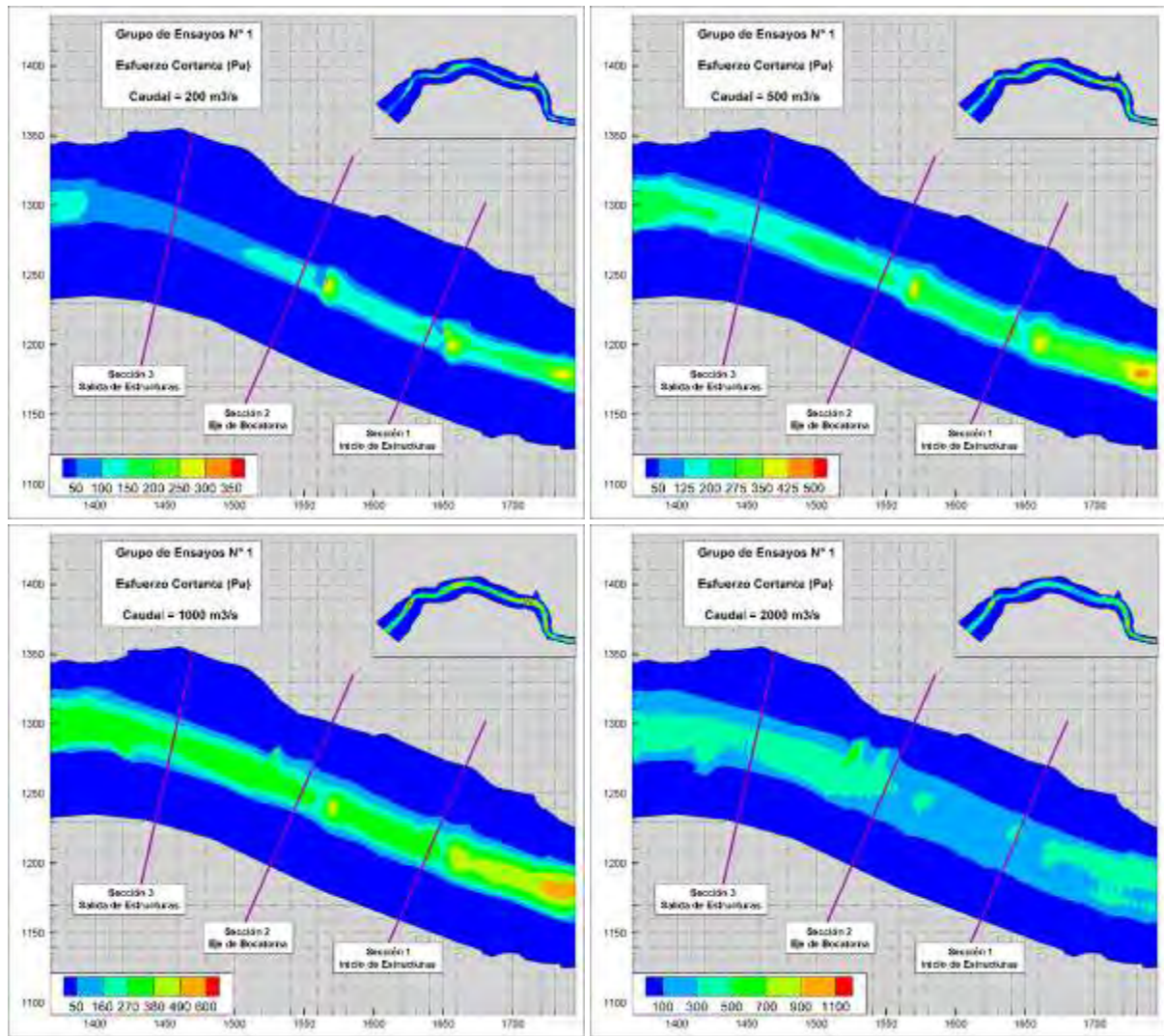
Así mismo mediante el TELEMAC 2D se llegó a determinar los esfuerzos de corte en el fondo del cauce para conocer en qué zonas existe una mayor erosión en el fondo. Estos valores son útiles debido que se logra estimar el comportamiento del río antes de modelar la estructura, y nos permite tener una mejor percepción de los fenómenos que se podrán presentar adelante.

Figura 4.20. Esfuerzos actuantes para los caudales menores a 100 m³/s



Fuente: IHHS UDEP 2014

Figura 4.21. Esfuerzos actuantes para los caudales mayores a 100 m³/s



Fuente: IHHS UDEP 2014

Se podría pensar que el esfuerzo de corte es directamente proporcional al caudal, es decir que a mayor caudal los valores de esfuerzo cortante en el fondo serán mayores. Sin embargo esto no es posible afirmar, debido a que según los datos obtenidos, no siempre sucede así.

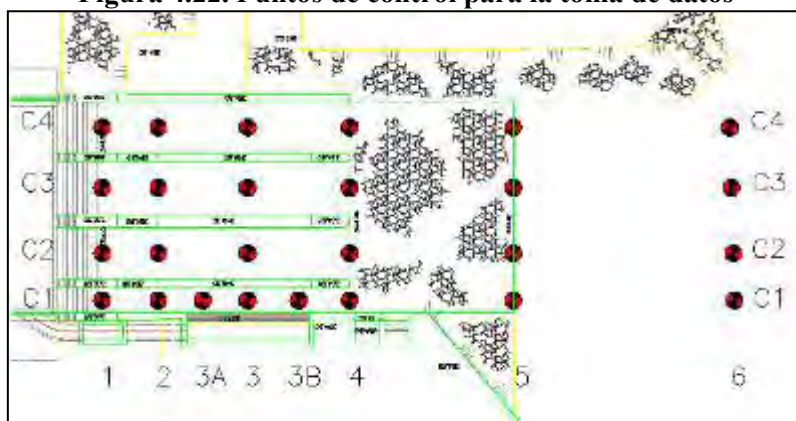
Nótese que el caudal de 500 m³/s genera un esfuerzo de corte máximo de 425 Pa, mientras que para el caudal máximo de 2000 m³/s, los esfuerzos de corte en el fondo no aumentan, se mantienen alrededor de esos valores. Esto debido a que el cortante no sólo depende del caudal, sino también del tirante y de la pendiente energética del punto a evaluar.

4.5.2. Ensayos con estructuras

Recuérdese que para la modelación del río con estructuras se emplearon dos modelos numéricos: el TELEMAC 2D y el SSIIM. A continuación se explicará los ensayos realizados con TELEMAC 2D, los cuales formaron parte del estudio para evaluar la capacidad de los aliviaderos y la captación de la bocatoma. En el próximo capítulo se explicará de manera completa la modelación 3D realizada de las estructuras para la operación de compuertas radiales.

Se definieron cuatro ejes para mostrar los resultados de niveles de agua y velocidades, los ejes corresponden a las compuertas que constituyen el barraje móvil. Adicionalmente se han agregado dos puntos en el eje C1 para tener más detalle a la entrada de la bocatoma.

Figura 4.22. Puntos de control para la toma de datos



Fuente: IHHS UDEP 2014

4.5.2.1. Capacidad de los aliviaderos

Las condiciones de borde de estos ensayos son:

- El ingreso está definido por los caudales de avenidas; 500, 1000 y 2000 m³/s
- La condición de salida fue definida con el nivel del agua y el caudal de salida. Para poder conocer la distribución de los caudales se realizaron simulaciones previas con el modelo numérico tomando como condiciones de borde las definidas por los cálculos teóricos.

Tabla 4.4. Distribución de la capacidad de descarga de cada compuerta

Caudal (m ³ /s)	Compuerta	Distribución	Caudal parcial (m ³ /s)
2000	C 1	0.08	160.0
	C 2	0.33	660.0
	C 3	0.34	680.0
	C 4	0.25	500.0
1000	C 1	0.11	110.0
	C 2	0.31	310.0
	C 3	0.32	320.0
	C 4	0.26	260.0
500	C 1	0.105	52.5
	C 2	0.31	155.0
	C 3	0.32	160.0
	C 4	0.265	132.5

Para determinar la capacidad de descarga de los aliviaderos todas las simulaciones se realizaron abriendo totalmente todas las compuertas, incluyendo el canal de limpia. Las condiciones del flujo permiten que las compuertas N° 2 y N° 3 tengan mayor capacidad de descarga. Esto debido a la orientación que el patrón de flujo presenta al aproximarse a la zona de compuertas.

Niveles de agua y velocidades

Los valores de niveles de agua y velocidades para los ensayos con y sin estructuras se muestran en las tablas 4.5, 4.6, y 4.7, donde se puede comparar la variación de las condiciones naturales del río.

Tabla 4.5. Resultados de niveles de agua y velocidades, Q=500 m³/s

Sección	Punto	Caudal 500 m³/s										
		X	Y	gfm (m)	gA (m)	CON ESTRUCTURAS				SIN ESTRUCTURAS		
		(m)	(m)	(m)	(m)	Fondo (mm)	Tirante (m)	Nivel de agua (mm)	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	Nivel de agua (mm)	Velocidad (m/s)
C1	1	791522.61	9040250.33	0.00	0.00	344.01	1.94	345.94	5.960	3.79	347.79	4.622
	2	791532.55	9040245.62	11.00	11.00	344.12	3.27	347.39	4.390	3.85	347.97	4.202
	3	791548.37	9040238.14	17.50	28.50	344.26	3.69	347.96	3.623	3.97	347.65	3.642
	4	791566.43	9040229.58	20.00	48.50	344.46	4.31	348.77	2.822	2.59	347.05	5.038
	5	791595.38	9040215.90	32.00	80.50	344.61	4.03	348.84	1.930	3.36	346.17	4.150
	6	791634.51	9040197.39	43.29	123.79	345.43	3.36	348.79	1.364	3.40	348.82	3.252
C2	1	791536.50	9040258.55	0.00	0.00	344.01	2.50	348.94	7.251	3.30	347.79	5.899
	2	791536.44	9040253.85	11.00	11.00	344.12	3.45	347.37	6.033	3.31	348.03	3.588
	3	791552.26	9040246.36	17.50	28.50	344.26	3.33	346.17	5.226	4.00	348.28	5.625
	4	791570.34	9040237.81	20.00	48.50	344.46	4.50	348.96	3.808	2.77	347.23	6.396
	5	791599.27	9040224.13	32.00	80.50	344.61	3.98	348.79	4.546	3.52	348.12	5.719
	6	791638.17	9040205.72	43.03	123.53	344.99	3.79	348.78	5.032	3.76	348.75	5.707
C3	1	791551.93	9040270.03	0.00	0.00	344.01	2.78	346.79	7.396	2.44	348.44	3.999
	2	791541.88	9040265.33	11.00	11.00	344.12	3.56	347.68	5.968	2.63	346.77	3.583
	3	791557.70	9040257.84	17.50	28.50	344.26	3.90	348.28	5.312	2.96	347.24	4.129
	4	791573.77	9040248.29	20.00	48.50	344.46	4.50	349.04	3.999	2.87	347.33	5.447
	5	791604.70	9040235.61	32.00	80.50	344.61	3.89	348.70	4.324	3.19	347.99	4.535
	6	791643.28	9040217.36	42.67	123.17	344.99	3.74	348.73	4.780	2.44	347.43	4.940
C4	1	791536.94	9040280.61	0.00	0.00	344.01	2.47	346.87	6.736	0.00	344.01	0.000
	2	791546.88	9040275.90	11.00	11.00	344.12	3.04	347.16	5.530	0.00	344.12	0.000
	3	791562.70	9040268.42	17.50	28.50	344.26	3.32	347.69	5.170	0.01	344.26	0.007
	4	791580.78	9040259.87	20.00	48.50	344.46	4.07	348.51	3.729	0.21	344.69	0.521
	5	791609.70	9040246.18	32.00	80.50	344.61	3.88	348.69	0.529	0.52	345.33	0.840
	6	791647.98	9040228.07	42.35	122.85	345.10	3.58	348.68	0.127	0.44	345.55	1.703

Tabla 4.6. Resultados de niveles de agua y velocidades, Q=1000 m³/s

Sección	Punto	Caudal 1000 m³/s										
		X	Y	gfm (m)	gA (m)	CON ESTRUCTURAS				SIN ESTRUCTURAS		
		(m)	(m)	(m)	(m)	Fondo (mm)	Tirante (m)	Nivel de agua (mm)	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	Nivel de agua (mm)	Velocidad (m/s)
C1	1	791522.61	9040250.33	0.00	0.00	344.01	3.51	347.32	7.231	5.28	349.27	6.256
	2	791532.55	9040245.62	11.00	11.00	344.12	5.43	349.55	4.788	5.43	349.55	3.664
	3	791548.37	9040238.14	17.50	28.50	344.26	5.72	349.99	3.842	5.00	349.27	5.339
	4	791566.43	9040229.58	20.00	48.50	344.46	6.64	351.10	3.685	4.23	348.68	5.938
	5	791595.38	9040215.90	32.00	80.50	344.61	6.48	351.29	2.626	4.98	349.80	5.091
	6	791634.51	9040197.39	43.29	123.79	345.43	5.83	351.20	2.900	4.91	350.34	4.046
C2	1	791536.50	9040258.55	0.00	0.00	344.01	4.46	348.45	8.843	5.25	349.26	7.361
	2	791536.44	9040253.85	11.00	11.00	344.12	5.28	349.40	7.289	5.46	349.58	7.166
	3	791552.26	9040246.36	17.50	28.50	344.26	5.72	350.00	6.811	5.84	349.92	7.059
	4	791570.34	9040237.81	20.00	48.50	344.46	6.84	351.30	5.150	4.36	348.82	8.175
	5	791599.27	9040224.13	32.00	80.50	344.61	6.41	351.27	5.363	5.10	349.91	7.111
	6	791638.17	9040205.72	43.03	123.53	344.99	6.24	351.23	6.006	5.31	350.30	7.085
C3	1	791551.93	9040270.03	0.00	0.00	344.01	4.45	348.45	8.807	5.86	347.86	5.750
	2	791541.88	9040265.33	11.00	11.00	344.12	5.45	349.57	7.277	4.14	348.28	5.615
	3	791557.70	9040257.84	17.50	28.50	344.26	5.67	349.90	7.193	4.84	348.82	5.477
	4	791573.77	9040248.29	20.00	48.50	344.46	6.95	351.41	5.402	4.56	349.02	6.517
	5	791604.70	9040235.61	32.00	80.50	344.61	6.28	351.09	5.201	4.71	349.51	6.135
	6	791643.28	9040217.36	42.67	123.17	344.99	6.15	351.14	5.392	4.00	348.99	6.708
C4	1	791536.94	9040280.61	0.00	0.00	344.01	3.91	347.91	8.284	3.59	344.70	0.032
	2	791546.88	9040275.90	11.00	11.00	344.12	5.09	349.21	6.204	0.80	344.92	0.140
	3	791562.70	9040268.42	17.50	28.50	344.26	5.81	349.89	5.736	1.48	345.70	0.788
	4	791580.78	9040259.87	20.00	48.50	344.46	6.44	350.90	4.316	2.00	346.46	2.347
	5	791609.70	9040246.18	32.00	80.50	344.61	6.24	351.05	1.140	2.06	346.84	2.211
	6	791647.98	9040228.07	42.35	122.85	345.10	5.99	351.09	0.290	1.88	346.98	3.770

Tabla 4.7. Resultados de niveles de agua y velocidades, Q=2000 m³/s

Sección	Punto	Caudal 2000 m ³ /s										
		X	Y	profund	disminuido	CON ESTRUCTURAS				SIN ESTRUCTURAS		
		(m)	(m)	(m)	(m)	Fondo	Tirante	Nivel de agua	Velocidad	Tirante	Nivel de agua	Velocidad
C1	1	791522.61	9040250.33	0.00	0.00	344.01	5.97	349.58	8.800	7.43	351.44	7.078
	2	791532.55	9040245.62	11.00	11.00	344.12	7.44	351.56	6.290	7.89	352.01	7.248
	3	791542.12	9040238.14	17.50	17.50	344.28	8.02	352.37	6.104	7.53	351.79	6.727
	4	791566.45	9040229.58	20.00	18.50	344.46	9.97	354.41	5.010	7.04	351.50	6.667
	5	791595.24	9040215.90	32.00	30.50	344.81	10.12	355.01	3.854	7.63	352.44	5.991
	6	791634.51	9040197.39	43.29	125.79	345.43	9.84	355.27	3.885	7.74	353.17	5.794
C2	1	791526.50	9040252.55	0.00	0.00	344.01	6.45	350.46	10.366	7.54	351.54	8.260
	2	791536.44	9040253.85	11.00	11.00	344.12	7.47	351.59	9.547	7.75	351.87	7.838
	3	791552.26	9040246.36	17.50	18.50	344.28	8.04	352.32	8.907	8.25	352.53	7.159
	4	791570.34	9040237.81	20.00	18.50	344.46	10.13	354.79	6.910	7.59	352.05	7.334
	5	791599.27	9040224.13	32.00	30.50	344.81	10.14	354.92	6.423	7.89	352.44	6.492
	6	791638.17	9040205.72	43.03	123.53	344.99	10.11	355.10	6.879	7.83	352.84	6.401
C3	1	791531.91	9040270.03	0.00	0.00	344.01	6.52	350.51	10.669	8.35	350.35	8.154
	2	791541.88	9040265.33	11.00	11.00	344.12	7.63	351.73	9.477	8.18	350.30	8.250
	3	791557.70	9040257.84	17.50	18.50	344.28	8.09	352.37	9.482	7.21	351.49	7.259
	4	791575.77	9040249.29	20.00	18.50	344.46	10.09	355.15	6.601	7.33	351.79	7.522
	5	791604.70	9040235.61	32.00	30.50	344.81	9.94	354.74	6.445	7.85	352.26	7.130
	6	791643.28	9040217.36	42.67	123.17	344.99	9.75	354.73	6.549	8.83	351.82	7.605
C4	1	791536.94	9040280.61	0.00	0.00	344.01	5.80	349.80	10.119	8.29	346.80	5.279
	2	791546.88	9040275.90	11.00	11.00	344.12	7.86	351.48	8.132	8.28	346.40	6.865
	3	791562.70	9040268.42	17.50	18.50	344.28	7.93	352.21	7.891	4.17	346.44	4.890
	4	791580.78	9040259.87	20.00	18.50	344.46	9.35	354.41	5.877	4.75	349.21	5.105
	5	791609.70	9040246.18	32.00	30.50	344.81	9.85	354.69	3.238	6.70	349.51	5.508
	6	791647.98	9040228.07	42.35	122.85	345.10	9.53	354.63	1.165	4.59	349.69	6.451

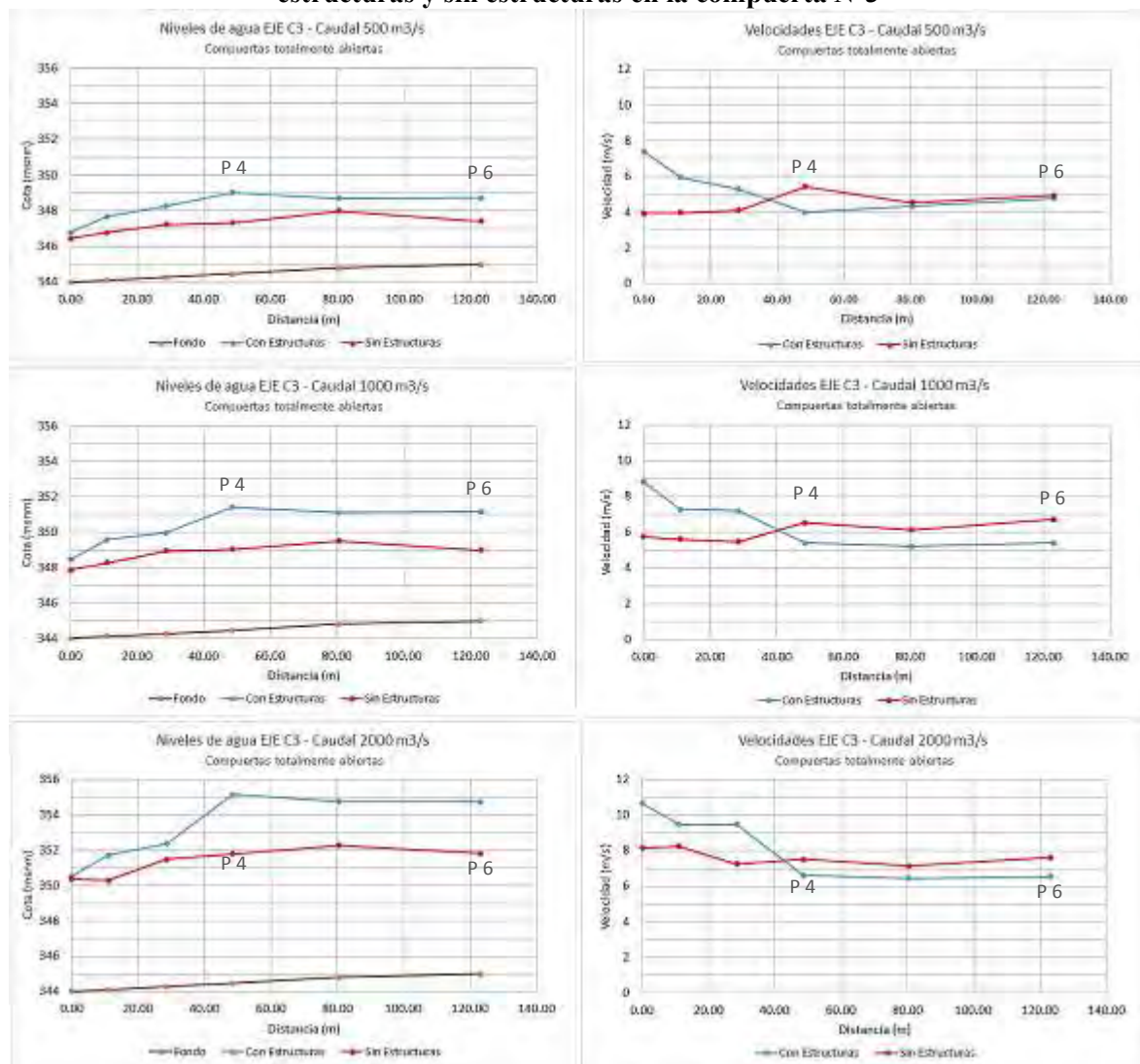
Fuente: IHHS UDEP 2014

Tomando los valores de las tablas se ha efectuado la Figura 4.23, donde se muestra gráficamente la comparación de los niveles de agua y velocidades para las condiciones del río sin estructuras y con estructuras.

Nótese que los niveles del agua para la condición con estructuras son más elevados, esto a causa de la estructura misma, a pesar de contar con un barraje móvil y simularse todas las compuertas totalmente abiertas, sin duda existe una oposición al flujo natural del río y los niveles aumentan.

Así mismo se aprecia que las velocidades en los últimos metros cercanos a la salida aumentan a causa de la reducción de la sección por los canales de aproximación a las compuertas. Justo en la sección de salida son las más elevadas, debido a que ahí es donde se presenta el perfil *Creager* y por ende el tirante va disminuyendo, por consiguiente la velocidad aumenta.

Figura 4.23. Comparación de niveles de agua y velocidades para las condiciones con estructuras y sin estructuras en la compuerta N°3



Fuente: IHHS UDEP 2014

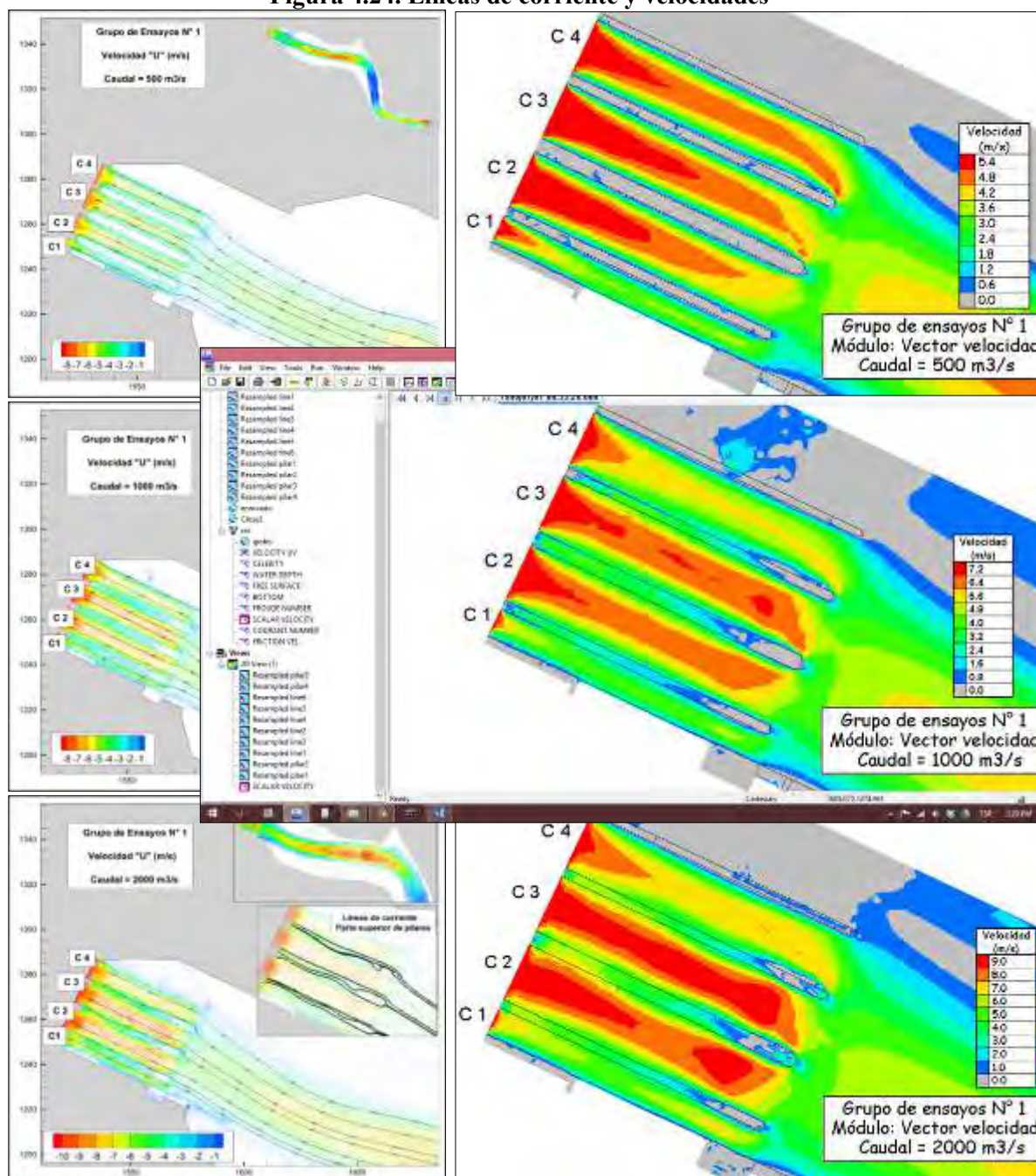
Respecto a la evacuación de avenidas del aliviadero de compuertas, se concluye que si tiene capacidad para el caudal de 2000 m³/s, sin embargo esto se deberá verificar durante los ensayos del modelo físico.

Los niveles de agua encontrados en los resultados del modelo numérico, en la zona de los canales de aproximación durante las simulaciones con estructuras, presentan valores más altos en un rango de 1 a 2 m comparados con los valores de los ensayos sin estructuras. Este aumento en los niveles implica que para los caudales mayores a 500 m³/s los muros de encauzamiento sean superados. Por ello una recomendación es elevar los muros de encauzamiento 3 metros para evitar que a nivel de superficie de agua existan cambios en las líneas de corriente entre los canales de aproximación adyacentes. Es decir subir la cota de los muros de 349 msnm a 352 msnm, con ello se garantiza que hasta caudales de 1000 m³/s los muros no se vean sobrepasados por los niveles de agua.

Para el caudal de máxima avenida (2000 m³/s) los niveles en las estructuras según los ensayos realizados llegarían hasta 355 msnm.

En la Figura 4.24 se muestra los valores de velocidades en la zona de estructuras así como las líneas de corriente del flujo. Esto explica con mejor resolución lo comentado anteriormente.

Figura 4.24. Líneas de corriente y velocidades



Fuente: IHHS UDEP 2014

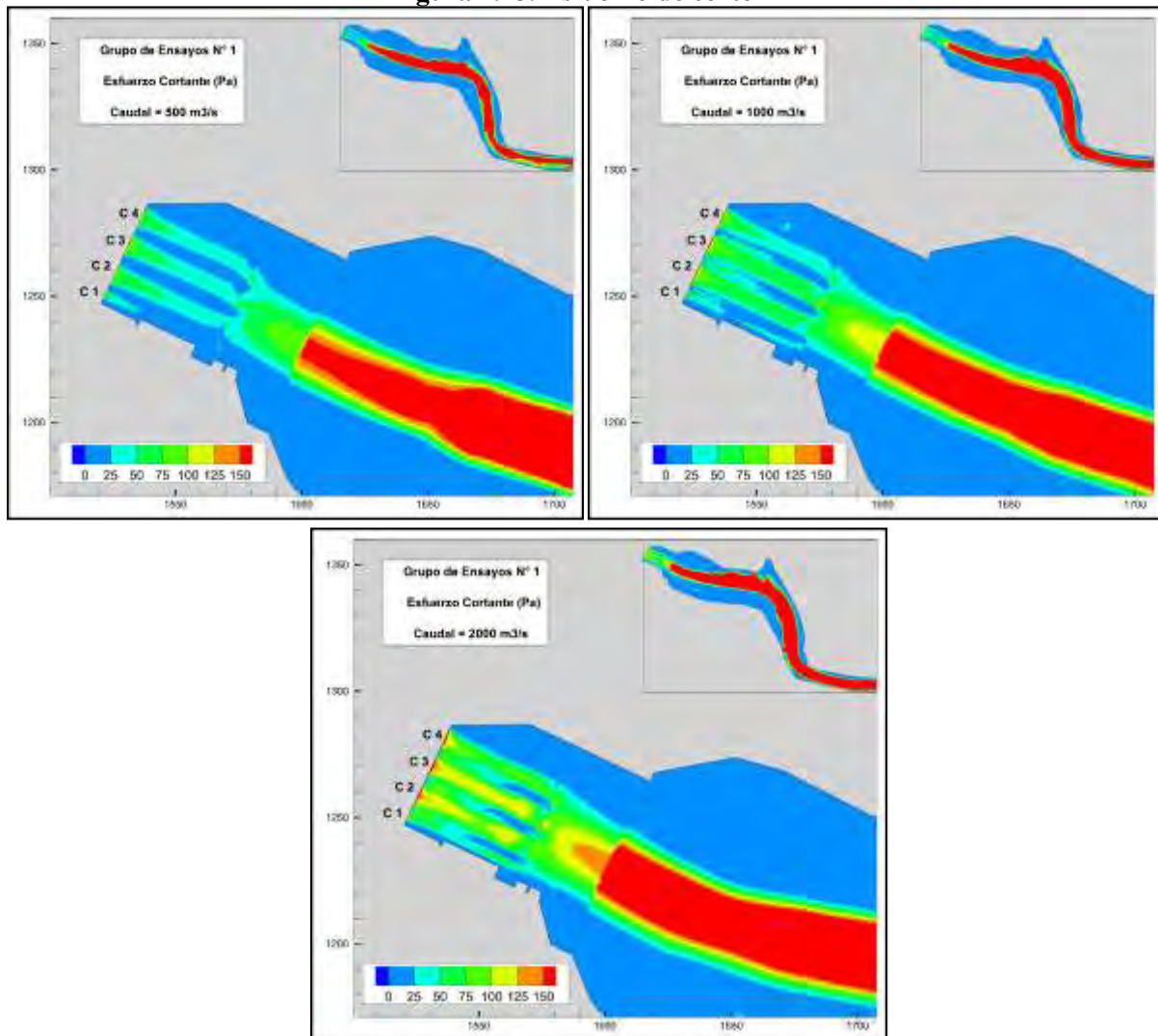
Para el caudal máximo de avenida ($2000 \text{ m}^3/\text{s}$) las compuerta 2 y 3 presentaron velocidades a lo largo del canal de aproximación desde 8 m/s hasta mayores a 9 m/s . Esto indica que se dará en ellas una mayor descarga y un mayor esfuerzo de corte en ellas. Por su parte el canal de limpia presenta velocidades alrededor de los 5 a 6 m/s . Se tendrá que evaluar si estos valores contribuyen a la limpieza del mismo, debido a que la Compuerta 1, estará mayor tiempo cerrada a causa de la captación, por ello la acumulación de sedimentos en

ella tenderá a ser mayor. Las velocidades en el canal de limpia no son lo suficientemente altas para generar una fuerte erosión en la solera de fondo.

Esfuerzos de corte

Debido a las altas velocidades en los canales de aproximación, se ha creído conveniente mostrar el esfuerzo de corte en la zona de estructura.

Figura 4.25. Esfuerzo de corte



Fuente: IHHS UDEP 2014

Para los caudales ensayados se tiene velocidades entre el rango de 5 a 9 m/s en los canales de aproximación y los esfuerzos de corte en esta zona se encuentran entre 50 a 150 N/m². Esto permite concluir que en la zona de los canales existe una menor capacidad de arrastre de sedimentos que en el cauce del río. Si bien es una deducción prematura, sin duda es un resultado desfavorable debido a que el funcionamiento del barraje móvil debe contemplar una descarga que garantice un arrastre de sedimentos traídos por el río. Una de las causas puede ser el cambio de pendiente que existe al entrar en la zona de estructuras.

4.5.2.2. Captación de la bocatoma

Las condiciones de borde de estos ensayos son:

- El ingreso está definido por los caudales de avenidas; 10, 20 y 30 m³/s
- La condición de salida fue definida con el nivel del agua y el caudal en el borde superior del vertedero. El nivel del agua fue calculado considerando tirante crítico en esta sección.

Figura 4.26. Límite del modelo bocatoma

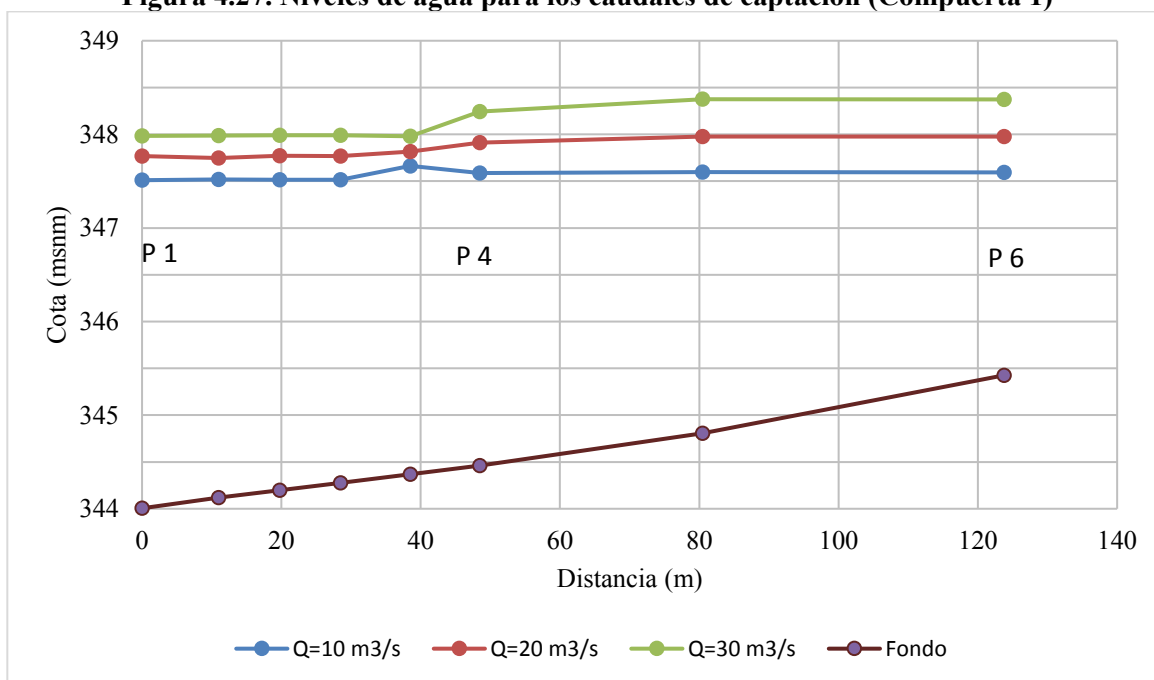


Fuente: IHHS UDEP 2014

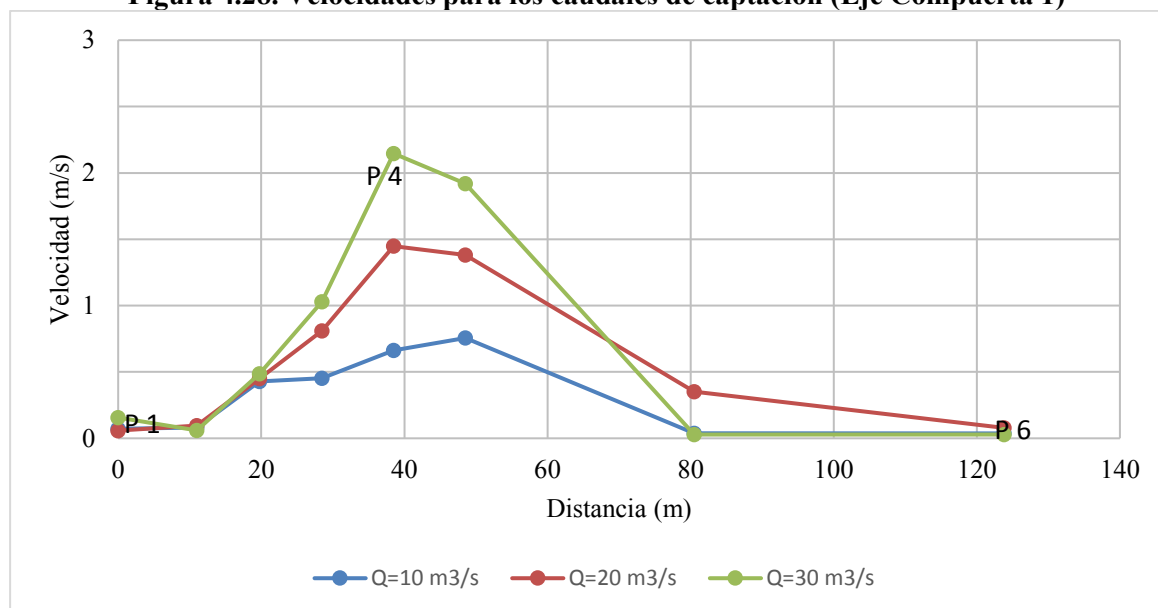
Niveles de agua y velocidades

En el eje de la compuerta 1 y en las aproximaciones de la bocatoma se ha considerado dos puntos adicionales. Además se ha hecho un gráfico comparativo de los niveles de agua y las velocidades en el eje de la compuerta 1 para los caudales de 10, 20 y 30 m³/s.

Figura 4.27. Niveles de agua para los caudales de captación (Compuerta 1)



Fuente: IHHS UDEP 2014

Figura 4.28. Velocidades para los caudales de captación (Eje Compuerta 1)

Fuente: IHHS UDEP 2014

Tabla 4.8. Niveles de agua y velocidades, $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal 10 m³/s									
Sección	Punto	X (m)	Y (m)	dParcial (m)	dAcumulado (m)	Fondo (msnm)	Tirante (m)	Nivel de agua (msnm)	Velocidad (m/s)
C1	1	791522.61	9040250.33	0.00	0.00	344.01	3.50	347.51	0.071
	2	791532.55	9040245.62	11.00	11.00	344.12	3.40	347.52	0.082
	3A	791540.46	9040241.88	8.75	19.75	344.20	3.32	347.52	0.429
	3	791548.37	9040238.14	8.75	28.50	344.28	3.24	347.51	0.454
	3B	791557.41	9040233.86	10.00	38.50	344.37	3.29	347.66	0.662
	4	791566.45	9040229.58	10.00	48.50	344.46	3.13	347.59	0.756
	5	791595.38	9040215.90	32.00	80.50	344.81	2.79	347.60	0.038
C2	6	791634.51	9040197.39	43.29	123.79	345.43	2.17	347.59	0.037
	1	791526.50	9040258.55	0.00	0.00	344.01	3.55	347.55	0.049
	2	791536.44	9040253.85	11.00	11.00	344.12	3.46	347.58	0.029
	3	791552.26	9040246.36	17.50	28.50	344.28	3.32	347.60	0.034
	4	791570.34	9040237.81	20.00	48.50	344.46	3.13	347.59	0.094
	5	791599.27	9040224.13	32.00	80.50	344.81	2.78	347.59	0.103
	6	791638.17	9040205.72	43.03	123.53	344.99	2.60	347.59	0.206
C3	1	791531.93	9040270.03	0.00	0.00	344.01	3.60	347.60	0.037
	2	791541.88	9040265.33	11.00	11.00	344.12	3.48	347.60	0.020
	3	791557.70	9040257.84	17.50	28.50	344.28	3.31	347.59	0.028
	4	791575.77	9040249.29	20.00	48.50	344.46	3.14	347.60	0.037
	5	791604.70	9040235.61	32.00	80.50	344.81	2.79	347.60	0.126
	6	791643.28	9040217.36	42.67	123.17	344.99	2.61	347.59	0.098
C4	1	791536.94	9040280.61	0.00	0.00	344.01	3.60	347.61	0.038
	2	791546.88	9040275.90	11.00	11.00	344.12	3.47	347.59	0.028
	3	791562.70	9040268.42	17.50	28.50	344.28	3.33	347.60	0.034
	4	791580.78	9040259.87	20.00	48.50	344.46	3.14	347.60	0.030
	5	791609.70	9040246.18	32.00	80.50	344.81	2.79	347.60	0.045
	6	791647.98	9040228.07	42.35	122.85	345.10	2.50	347.60	0.038

Fuente: IHHS UDEP 2014

Tabla 4.9. Niveles de agua y velocidades, Q=20 m³/s

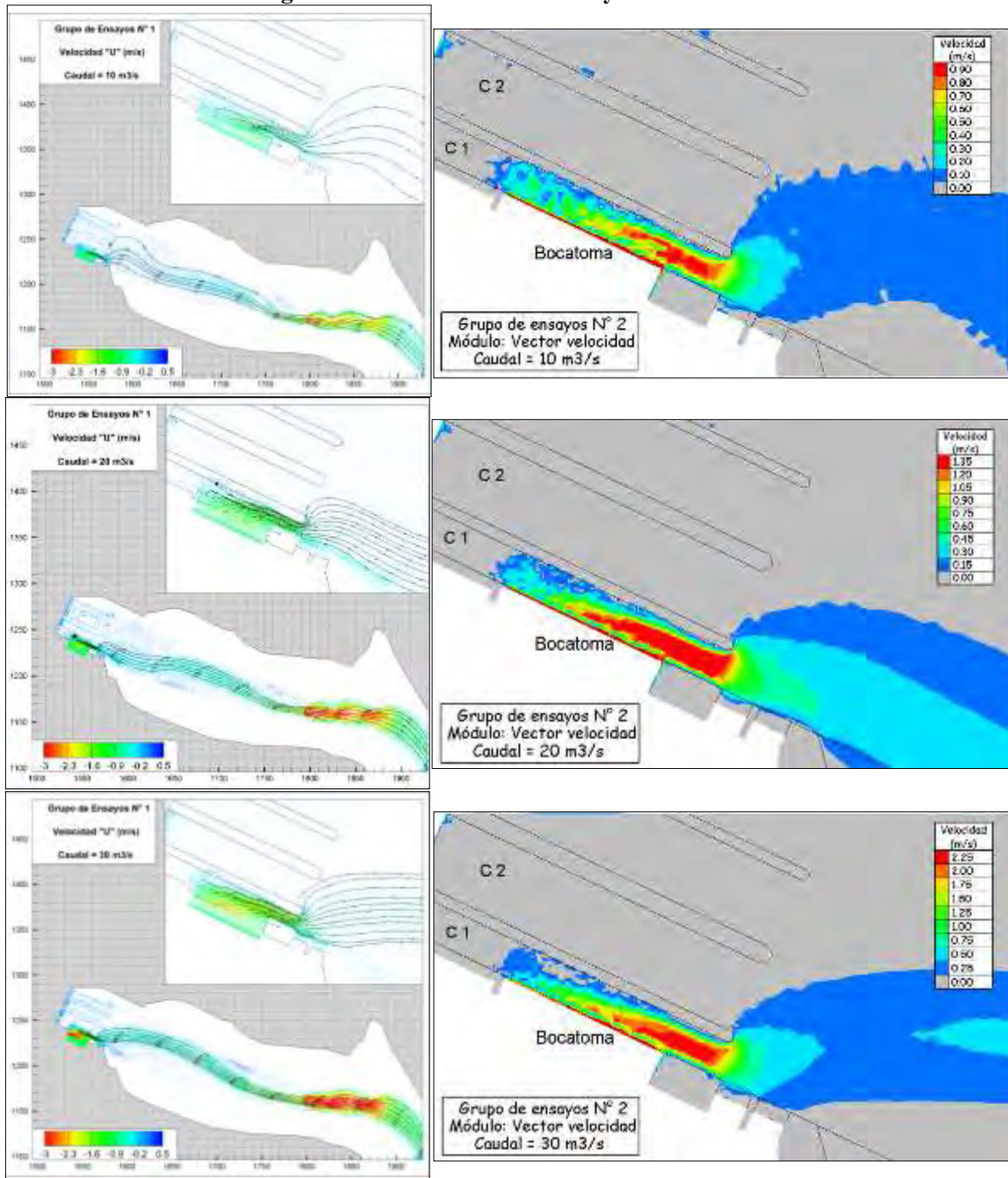
Caudal 20 m³/s									
Sección	Punto	X (m)	Y (m)	dParcial (m)	dAcumulado (m)	Fondo (msnm)	Tirante (m)	Nivel de agua (msnm)	Velocidad (m/s)
C1	1	791522.61	9040250.33	0.00	0.00	344.01	3.76	347.77	0.058
	2	791532.55	9040245.62	11.00	11.00	344.12	3.63	347.75	0.097
	3A	791540.46	9040241.88	8.75	19.75	344.20	3.57	347.77	0.450
	3	791548.37	9040238.14	8.75	28.50	344.28	3.49	347.77	0.811
	3B	791557.41	9040233.86	10.00	38.50	344.37	3.45	347.82	1.448
	4	791566.45	9040229.58	10.00	48.50	344.46	3.45	347.91	1.382
	5	791595.38	9040215.90	32.00	80.50	344.81	3.17	347.98	0.351
C2	6	791634.51	9040197.39	43.29	123.79	345.43	2.55	347.98	0.078
	1	791526.50	9040258.55	0.00	0.00	344.01	4.03	348.04	0.076
	2	791536.44	9040253.85	11.00	11.00	344.12	3.86	347.98	0.031
	3	791552.26	9040246.36	17.50	28.50	344.28	3.70	347.98	0.030
	4	791570.34	9040237.81	20.00	48.50	344.46	3.53	347.99	0.085
	5	791599.27	9040224.13	32.00	80.50	344.81	3.17	347.97	0.306
C3	6	791638.17	9040205.72	43.03	123.53	344.99	2.99	347.98	0.315
	1	791531.93	9040270.03	0.00	0.00	344.01	3.88	347.88	0.039
	2	791541.88	9040265.33	11.00	11.00	344.12	3.86	347.98	0.022
	3	791557.70	9040257.84	17.50	28.50	344.28	3.71	347.99	0.019
	4	791575.77	9040249.29	20.00	48.50	344.46	3.53	347.99	0.060
	5	791604.70	9040235.61	32.00	80.50	344.81	3.17	347.97	0.084
C4	6	791643.28	9040217.36	42.67	123.17	344.99	2.99	347.98	0.317
	1	791536.94	9040280.61	0.00	0.00	344.01	3.93	347.93	0.037
	2	791546.88	9040275.90	11.00	11.00	344.12	3.85	347.97	0.056
	3	791562.70	9040268.42	17.50	28.50	344.28	3.69	347.97	0.053
	4	791580.78	9040259.87	20.00	48.50	344.46	3.51	347.97	0.056
	5	791609.70	9040246.18	32.00	80.50	344.81	3.17	347.97	0.091
	6	791647.98	9040228.07	42.35	122.85	345.10	2.87	347.97	0.028

Tabla 4.10. Niveles de agua y velocidades, Q=30 m³/s

Caudal 30 m³/s									
Sección	Punto	X (m)	Y (m)	dParcial (m)	dAcumulado (m)	Fondo (msnm)	Tirante (m)	Nivel de agua (msnm)	Velocidad (m/s)
C1	1	791522.61	9040250.33	0.00	0.00	344.01	3.98	347.98	0.157
	2	791532.55	9040245.62	11.00	11.00	344.12	3.87	347.99	0.059
	3A	791540.46	9040241.88	8.75	19.75	344.20	3.79	347.99	0.487
	3	791548.37	9040238.14	8.75	28.50	344.28	3.71	347.99	1.028
	3B	791557.41	9040233.86	10.00	38.50	344.37	3.61	347.98	2.146
	4	791566.45	9040229.58	10.00	48.50	344.46	3.79	348.24	1.918
	5	791595.38	9040215.90	32.00	80.50	344.81	3.57	348.38	0.029
C2	6	791634.51	9040197.39	43.29	123.79	345.43	2.95	348.37	0.028
	1	791526.50	9040258.55	0.00	0.00	344.01	4.48	348.49	0.119
	2	791536.44	9040253.85	11.00	11.00	344.12	4.27	348.39	0.012
	3	791552.26	9040246.36	17.50	28.50	344.28	4.09	348.36	0.036
	4	791570.34	9040237.81	20.00	48.50	344.46	3.92	348.38	0.175
	5	791599.27	9040224.13	32.00	80.50	344.81	3.57	348.38	0.262
C3	6	791638.17	9040205.72	43.03	123.53	344.99	3.38	348.37	0.068
	1	791531.93	9040270.03	0.00	0.00	344.01	4.32	348.33	0.084
	2	791541.88	9040265.33	11.00	11.00	344.12	4.27	348.39	0.059
	3	791557.70	9040257.84	17.50	28.50	344.28	4.11	348.38	0.058
	4	791575.77	9040249.29	20.00	48.50	344.46	3.92	348.38	0.026
	5	791604.70	9040235.61	32.00	80.50	344.81	3.57	348.38	0.490
C4	6	791643.28	9040217.36	42.67	123.17	344.99	3.39	348.37	0.363
	1	791536.94	9040280.61	0.00	0.00	344.01	4.38	348.39	0.031
	2	791546.88	9040275.90	11.00	11.00	344.12	4.28	348.40	0.039
	3	791562.70	9040268.42	17.50	28.50	344.28	4.09	348.36	0.038
	4	791580.78	9040259.87	20.00	48.50	344.46	3.94	348.40	0.017
	5	791609.70	9040246.18	32.00	80.50	344.81	3.57	348.38	0.018
	6	791647.98	9040228.07	42.35	122.85	345.10	3.28	348.38	0.483

En la Figura 4.29 se muestran los valores de velocidades en la zona de la bocatoma así como las líneas de corriente del flujo.

Figura 4.29. Líneas de corriente y velocidades



Fuente: IHHS UDEP 2014

Respecto a la capacidad de captación de la estructura, podemos concluir que permite captar el caudal de diseño de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ estableciéndose un nivel de agua de 348 msnm en la zona de la bocatoma, es decir menor que el NAMO de 348.10 msnm establecido por el diseñador y en la zona de embalse una cota de 348.4 msnm. Para caudales menores se requiere cotas que oscila de 347.5 a 348 msnm, por lo que estarían garantizadas su captación por el bocal.

CAPÍTULO 5

Simulación numérica tridimensional de la presa de derivación Tablones Alto

Tomando como base los criterios vistos en cada uno de los capítulos, se llevará a cabo en el presente capítulo la simulación numérica tridimensional del comportamiento hidráulico durante la operación de compuertas en el cuerpo de agua de la presa de derivación Tablones Alto del Proyecto Chincas.

Dado el interés por representar un flujo en las tres direcciones y encontrar un perfil de velocidades en la vertical en la zona próxima a las compuertas radiales durante la descarga, se optó por contar también con el aporte adicional que brindaría un programa de modelación 3D como SSIIM en el estudio de modelación numérica del Proyecto Tablones Alto realizado por el IHHS de la Universidad de Piura, con el cual el autor participó para mencionada labor.

A lo largo del presente capítulo se irá mostrando el avance en cada una de las etapas de la modelación, desde el pre-procesamiento hasta el post-procesamiento, es decir, desde la generación de la malla computacional en SSIIM hasta la representación gráfica de los resultados. Del mismo modo, se irá comentando ideas a tener en cuenta y criterios aplicados.

El estudio con el programa SSIIM busca realizar la simulación de la operación de compuertas en la presa, ver el comportamiento hidráulico que se da al ir subiendo las compuertas cada 0,25 m. Asimismo valorar la influencia de los efectos locales, determinando velocidades, turbulencia, esfuerzos de corte; para posteriormente con cálculos teóricos analizar y determinar criterios de operación, la ubicación del resalto hidráulico en la poza disipadora, el arrastre de sedimento y limpieza del canal de limpia.

5.1. Generación de la malla computacional

El primer gran paso para el inicio de la modelación 3D en SSIIM se da mediante la generación de la malla computacional. La malla computacional contiene la geometría del cuerpo de agua a modelar discretizada en pequeños elementos espaciales. En SSIIM esta discretización espacial se realiza mediante el método de volúmenes finitos, con el cual se divide todo el cuerpo de agua en pequeños volúmenes hexaédricos con aristas no necesariamente ortogonales.

Para la simulación en SSIIM se optó por realizar una malla estructurada no-ortogonal, por lo que la versión que se emplea para la modelación es la de SSIIM 1. La generación de una malla de estas características es la tarea más demandante en tiempo, dado que hay que

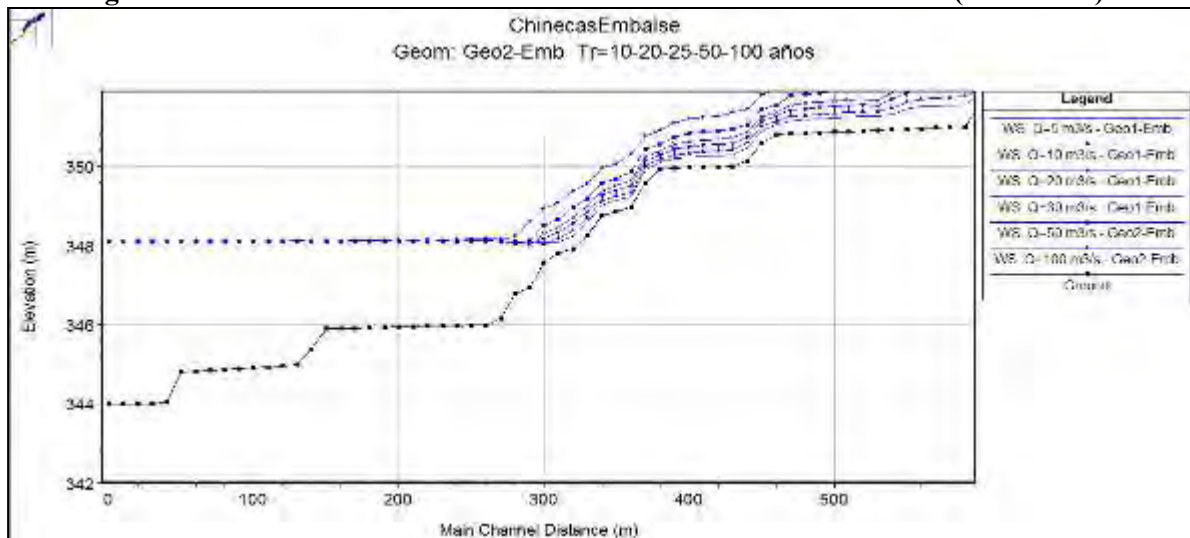
utilizar herramientas como AutoCAD 2D, Civil 3D y el Excel, para posteriormente ingresar los datos de los nodos en los archivos de pre-procesamiento de SSIIM 1. En el anexo A, se muestra paso a paso el orden que se siguió para la implementación de la malla computacional.

5.1.1. Dominio de espacio

En un inicio sólo se cuenta con los planos del proyecto, con la topografía aguas arriba y aguas abajo de la presa. Sin embargo, para modelar el río con sus estructuras de captación lo primero a tener en cuenta es definir las dimensiones de la malla. La idea es conocer qué tramo es correcto modelar y tomar como cuerpo de agua. Es importante para la creación de la malla conocer qué dominio de espacio es el más apropiado para simular el embalse de la presa de derivación. Por ello se determinó realizar una simulación en HEC-RAS del Río Santa hasta la sección de las compuertas para conocer a qué distancia inicia el remanso en el embalse. Este dato es de suma relevancia dado que a partir de este punto el nivel de agua tiende a estabilizarse en una cota cercana al NAMO, generando así un espejo de agua superficial casi horizontal.

La Figura 5.1 muestra los niveles de agua del remanso para diversos caudales. En el eje X se aprecia la distancia desde la zona de compuertas hacia aguas arriba. Se establece un punto de inicio del remanso aproximadamente a 270 m de las compuertas. Para la malla tridimensional se determinó contar con una longitud de 245 m, distancia que asegura que la sección de entrada del mallado se encuentra dentro del embalse y su condición de flujo es subcrítico.

Figura 5.1. Niveles del remanso del embalse Tablones Alto - Chincas (HEC-RAS)



Fuente: IHHS UDEP 2014

SSIIM trabaja en condiciones de flujo subcrítico, por eso la necesidad de garantizar que todo el volumen de agua representado en la malla se encuentre en tales condiciones. Además SSIIM presenta un nivel de agua superficial con leves variaciones, sin admitir bruscos cambios y gradientes como lo es por ejemplo un resalto hidráulico.

Una vez que se conoce el dominio de la malla en la dirección longitudinal, se define el dominio en la dirección transversal, en este sentido es más fácil determinar la distancia porque se ve limitado por el ancho del cauce, pero no es correcto tomar todo el ancho del

cauce en algunos tramos, debido a que SSIIM puede presentar errores de cálculo si la malla se toma como en la figura 5.2.

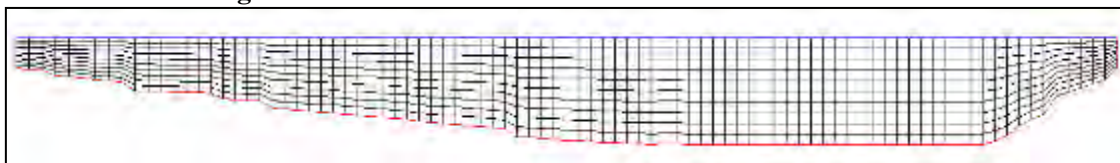
Figura 5.2. Sección transversal de una malla SSIIM de incorrecta idealización



Fuente: Elaboración propia

Para la correcta generación de la malla, se debe tener presente evitar que las últimas celdas de los lados se encuentren sin ninguna profundidad por representar, pues esto puede traer problemas de convergencia en las ecuaciones. Por ello se recomienda trabajar con márgenes de profundidad definida, intentando no perder mucho cuerpo de agua. En el caso de la presa Tablones Alto, se tomó como 'borde sumergido' aproximadamente 0,50 m (ver Figura 5.3).

Figura 5.3. Sección transversal de una correcta malla SSIIM



Fuente: Elaboración propia

De esta forma se definen las dimensiones de una malla computacional en SSIIM. Primero, definiendo la longitud a modelar, y luego limitando la sección transversal del cauce con bordes sumergidos. Con esto es posible ya empezar a trazar los primeros bocetos de lo que será la geometría del volumen de control.

5.1.2. Forma en planta

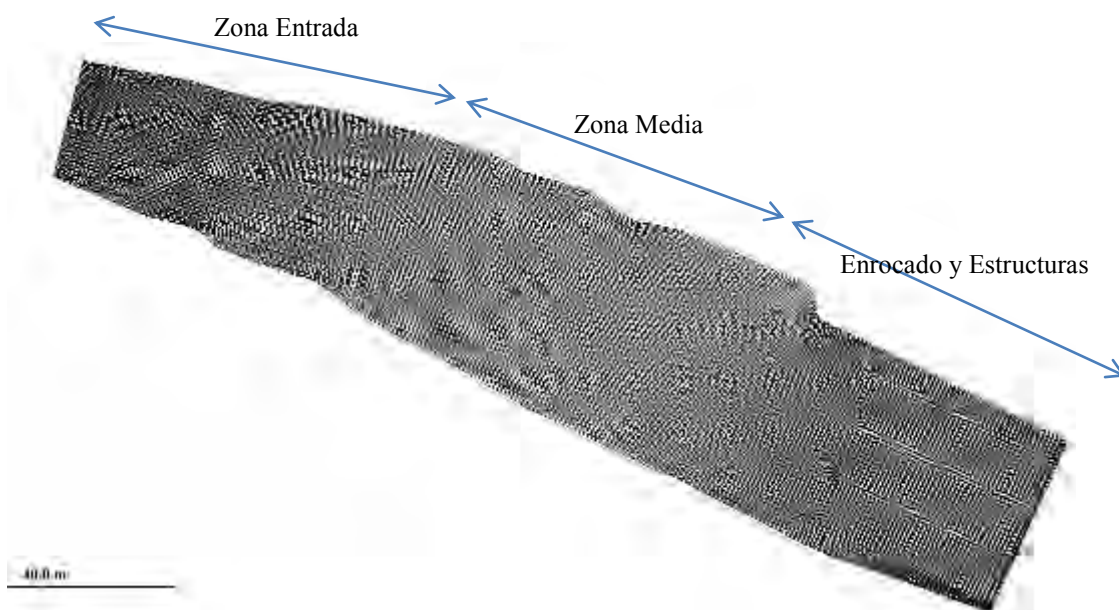
Conociendo el dominio de la malla se puede dibujar la forma en planta definida por los límites que se establecieron. La forma en planta de la malla es descrita por el espejo de agua del embalse a la cota 348.1 msnm. (NAMO), considerando algunas pequeñas pérdidas en los márgenes del tramo del río, mas no en las estructuras. El área se encuentra dividida por una malla bidimensional de 302 x 90 nodos.

Figura 5.4. Plano de las curvas de nivel y las estructuras



*Nota: La línea celeste describe el espejo de agua del embalse.
Fuente: Elaboración propia*

Figura 5.5. Vista en planta de la malla generada en SSIIM



Fuente: Elaboración propia

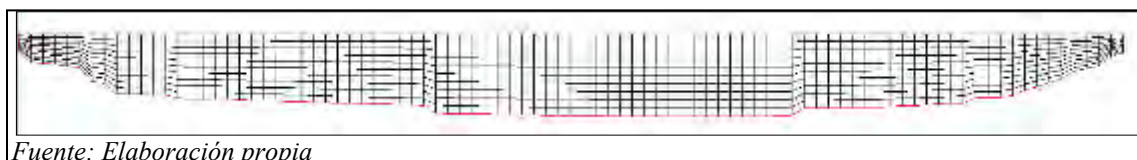
La malla presenta diversas densidades de celdas en la dirección del flujo (ver Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Datos de las densidades de la malla.

Separación celdas en i	Zonas	Longitud tramo
1,5 m	Entrada	82 m
1,0 m	Zona Media	82 m
0,5 m	Enrocado y Estructura	81 m

Se optó por tener celdas de 0,5m en la zona de las estructuras porque es donde con más interés se busca representar en el modelo. En esta zona las celdas promedian un cubo de arista 0.5m. En la componente vertical ("z") se ubican 10 celdas.

Figura 5.6. Vista vertical de una sección de la malla generada en SSSIIM.



5.1.3. Batimetría

La batimetría del embalse se ingresa mediante curvas de nivel y cotas de superficie en el archivo de pre-procesamiento *geodata*, después de leer este archivo se crean interpolaciones de los puntos para definir la superficie de fondo del mallado y poder ser visualizada.

Figura 5.7. Vista de los niveles de fondo del embalse Tablones Alto (SSIIM 1)

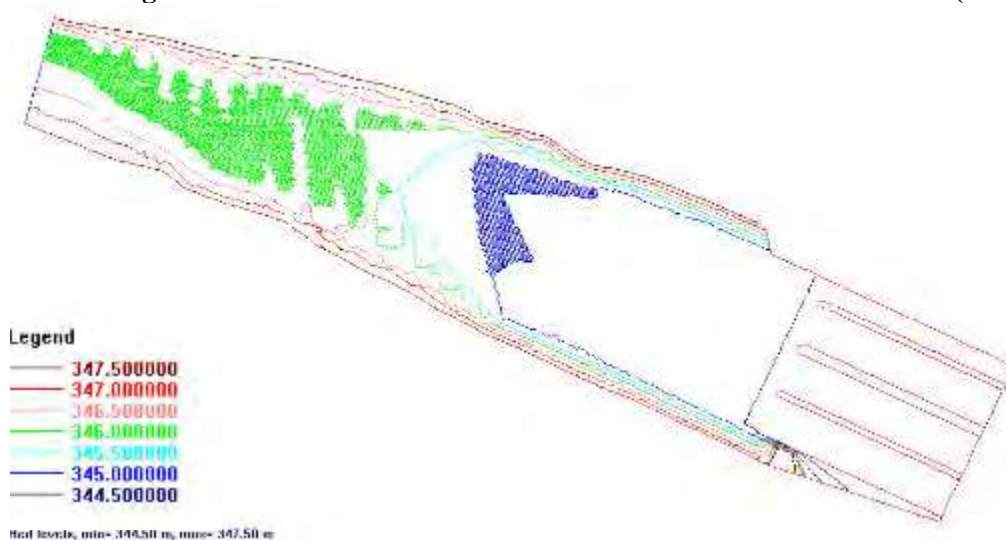
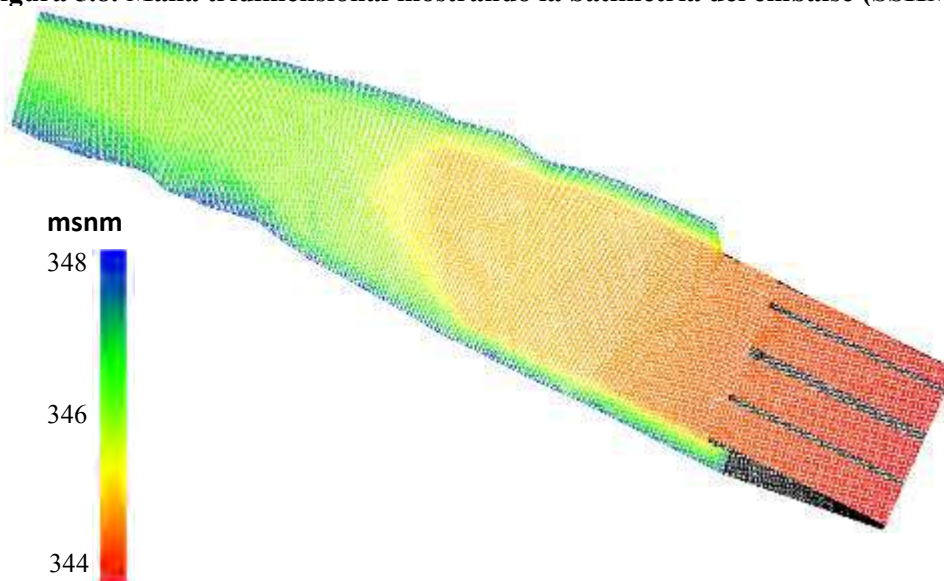


Figura 5.8. Malla tridimensional mostrando la batimetría del embalse (SSIIM 3D view)



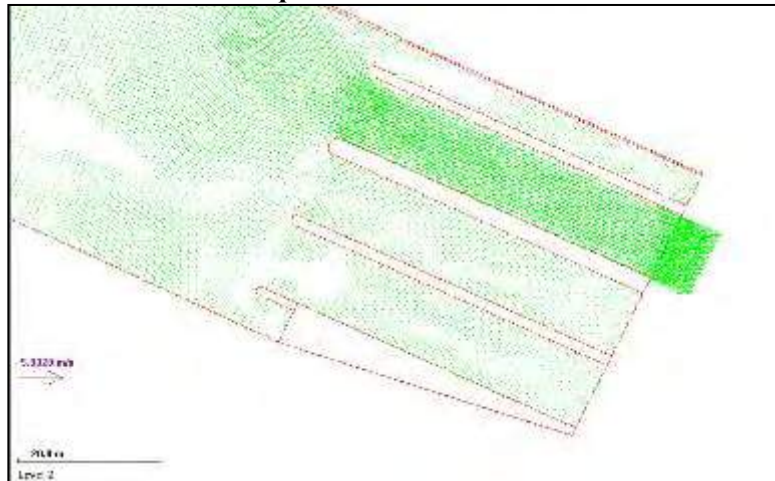
Una vez implementada la superficie de fondo, queda definida la malla tridimensional, con diversas profundidades a lo largo y ancho de la malla. En la figura 5.8, se aprecia la malla con su respectiva batimetría.

5.1.4. Volúmenes bloqueados

Debido a que la zona de estructuras de la presa comprende paredes en los canales de aproximación a las compuertas se utilizaron bloques para representar estos muros divisorios. También se emplearon bloques para representar las compuertas radiales.

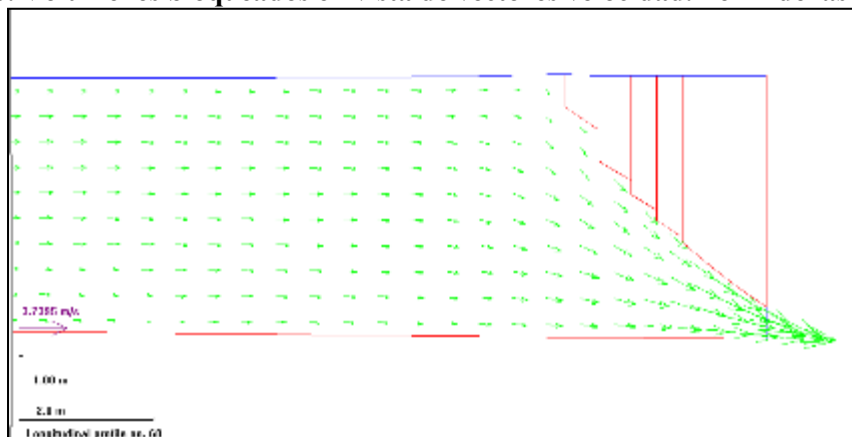
El método consiste en bloquear cierto volumen de celdas de la malla con la forma de la estructura que se quiere representar, de esta forma se ejemplifica en las figuras 5.9 y 5.10. Las compuertas radiales no se pudieron representar de forma completamente lisa, pero se intentó aproximar de la mejor forma posible

Figura 5.9. Volúmenes bloqueados en vista de vectores velocidad. Planta



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.10. Volúmenes bloqueados en vista de vectores velocidad. Perfil de las compuertas



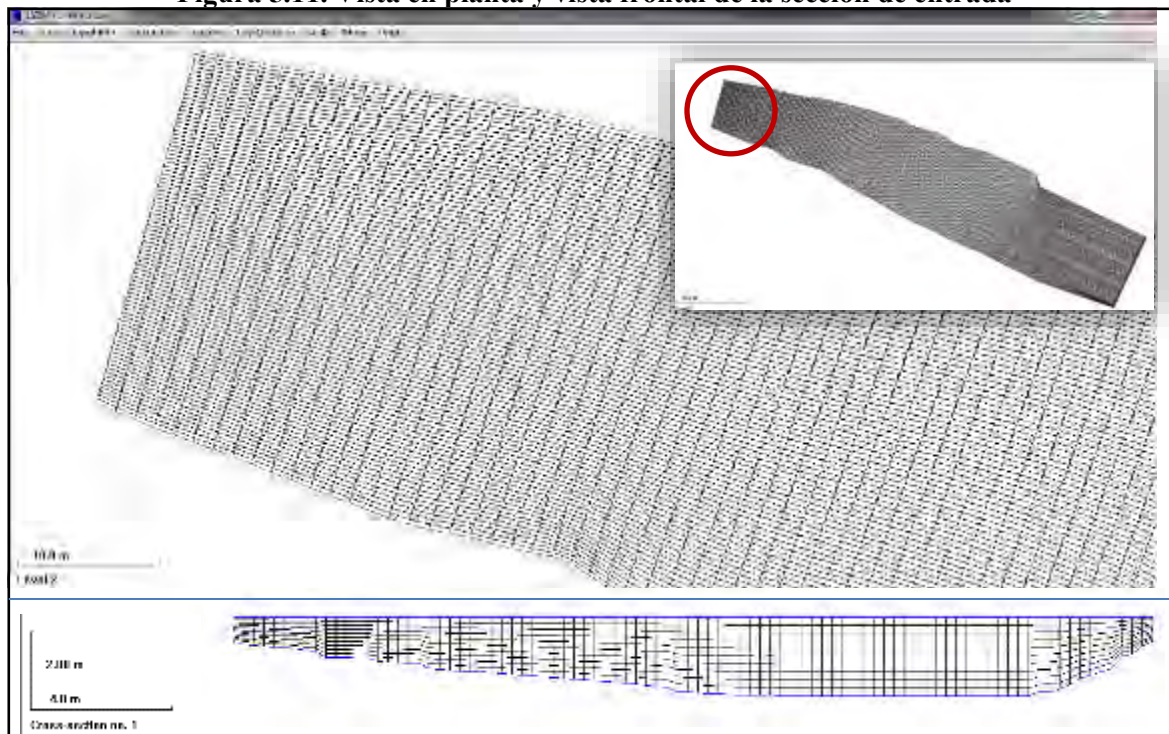
Fuente: Elaboración propia

5.1.5. Secciones de entrada y salida de agua

En cuanto a las secciones de entrada y salida de agua, por defecto SSIIM toma la primera y la última sección transversal respectivamente. Aunque esto no necesariamente tiene que ser así siempre, pues puede ingresarse por determinada parte de la primera sección únicamente, también se puede introducir entradas por algún margen, por el fondo y por la superficie de agua.

En el caso de la presa de derivación Tablones Alto, la entrada de agua se dará por completo a través de la primera sección para todos los caudales simulados. La sección de salida se dará a través del barraje móvil, donde para definir toda las paredes de los canales de aproximación se tuvo que bloquear parte de la última sección. Lo particular en la sección de salida es que en la última zona se ubican las compuertas radiales, por la que la sección de salida variará dependiendo de la abertura de las compuertas y la cantidad de compuertas a utilizar. Por otro lado, debería existir una salida de agua en el vertedero de captación de la bocatoma a la margen izquierda, pero esta zona se encuentra cerrada en la modelación SSIIM debido a que el propósito principal es conocer el comportamiento durante la operación de compuertas. La captación también se modeló, pero haciendo uso de otro programa.

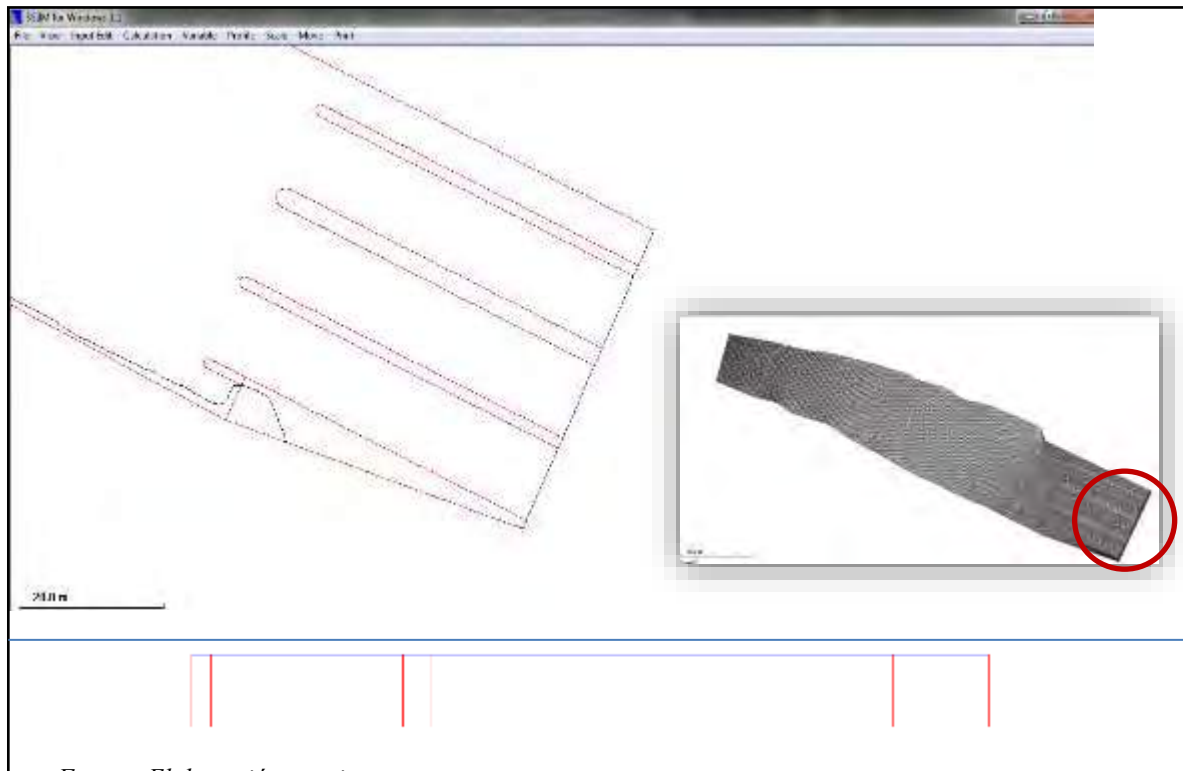
Figura 5.11. Vista en planta y vista frontal de la sección de entrada



Nota: La vista frontal se ve desde aguas abajo hacia aguas arriba. Es decir, la parte derecha del dibujo es la margen izquierda y la parte izquierda es la margen derecha.

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.1. Vista en planta y vista frontal de la sección de salida



Fuente. Elaboración propia

5.2. Escritura del archivo control

Durante el periodo de pre-procesamiento en SSIIM, una vez después de terminar de implementar la malla tridimensional se empieza con la escritura del archivo *control*. Este archivo es uno de los más importantes, dado que controla la simulación estableciendo lo que se desea modelar (flujo del agua, transporte de sedimentos, calidad del agua) y cómo se desea realizarlo (los algoritmos y fórmulas a emplear). Pues, se especifican los cómputos a llevarse a cabo en cada simulación, se indican las condiciones hidráulicas y numéricas que rigen los ensayos.

El archivo control contiene parámetros que necesita el modelo para iniciar el cálculo: tirante aguas abajo, caudal, rugosidad a emplear. Definir toda la data necesaria depende del conocimiento y experiencia del modelador. Todos los parámetros a tener en cuenta se ingresan mediante *data sets*, que vienen a ser arreglos de letras y números que son leídos por el modelo y se escriben con un orden requerido. El formato de los *data sets* es:

“Letra mayúscula” “número” “datos”

La cantidad de datos en cada línea depende de cada *data set* empleado. El archivo control desarrollado en la presente tesis se expone en el anexo B, en éste se indica de forma detallada cómo se realizó la escritura del archivo control y se muestran los archivos de las simulaciones resueltas. A continuación se explicará las condiciones usadas en la presente tesis para la simulación del patrón de flujo.

5.2.1. Rugosidad

Los valores de rugosidad a tomar en cuenta son importantes, y son necesarios para iniciar una simulación en SSIIM ya que con ellos se genera inicialmente la superficie de agua y se calcula los esfuerzos de corte en las fronteras.

Para la generación inicial de la superficie de agua se emplea el valor de Mannig-Strickler³⁶, que se ingresa en el *data set* W 1 en el archivo *control*. También se puede variar este valor en diferentes secciones transversales usando el *data set* W 5. Estas opciones son las únicas que brindan el cálculo inicial de la superficie, ninguna otra opción puede afectar esto.

El esfuerzo cortante en los límites, por su parte, se calculan usando las leyes de pared (*wall laws*) para fronteras rugosas. El valor de rugosidad a emplear para éste cálculo se ingresa en unidades de longitud (m) para todas las paredes laterales o bordes sumergidos. El programa denomina a este valor como *XksWall*. Para el fondo, un valor por separado debe de ser ingresado para cada celda con un arreglo bidimensional denominado *Xks[i][j]*. Los valores por defecto de rugosidad se obtienen convirtiendo el valor de Manning-Strickler a una altura de rugosidad k_s :

$$k_s = \left(\frac{26}{M} \right)^6 \quad (5.1)$$

Originalmente esta fórmula es equivalente a d_{90} , es por ello que se asume que este valor k_s está en metros. El usuario puede reemplazar este valor usando el *data set* F 16, así tanto *XksWall* como *Xks[i][j]* toman este valor. Sin embargo, si el usuario quiere especificar variaciones de rugosidad en el fondo, es posible hacerlo mediante el archivo *bedrough*, el cual sólo afecta los valores de *Xks[i][j]* mas no los de *XksWall*. La rugosidad ingresada en el archivo *bedrough* reemplaza a la ingresada en el *data set* F 16. Esto significa que al usar el archivo *bedrough* junto al *data set* F 16, el valor ingresado en este último se utiliza para las paredes y el *bedrough* para el fondo.

Las rugosidades de las variables *XksWall* y *Xks[i][j]* afectan el esfuerzo de corte y por ende la presión en el cuadro de flujo. Entonces si el algoritmo a utilizar para modelar la superficie de agua se actualiza en función del tiempo con el campo de presiones, la superficie de agua se verá afectada por los valores de rugosidad. Por esto es relevante introducir los valores de rugosidad más aproximados a la realidad de la obra a modelar.

En la presente tesis se ha definido los valores de rugosidad del fondo con el archivo *bedrough* y las paredes laterales del embalse con el *data set* F 16 en el archivo *control*. En cuanto al archivo *bedrough* se han definido tres zonas en el embalse: el cauce del río Santa, la zona de enrocado y la zona de estructuras (presa, bocatoma, canales de aproximación, zona de compuertas). Los valores de rugosidad establecidos se indican en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Valores de rugosidad empleados en las simulaciones

Superficie	n de Manning	M de Manning-Strickler	k_s
Cauce del río Santa	0,028	35,71	0,1489
Zona de Enrocado	0,025	40,00	0,0754
Estructuras de concreto	0,016	62,50	0,0052

Fuente: Elaboración propia

³⁶ El valor de Manning-Strickler es la inversa de la rugosidad de Manning: $M = 1/n$

5.2.2. Algoritmos empleados en la simulación

Superficie del nivel de agua

Para una adecuada simulación de la superficie de agua, SSIIM ofrece diversos algoritmos para su cálculo. La superficie libre es calculada usando un enfoque de ‘tapa fija’, con cero gradientes para todas las variables. La ubicación de esta ‘tapa fija’, sus movimientos en función del tiempo y el campo de flujo de agua puede ser modelado con uno de los tres diferentes algoritmos que ofrece SSIIM 1: i) Cálculo de remanso unidimensionalmente, ii) Algoritmo de volumen de control - gravedad, iii) Algoritmo de Bernoulli – presión.

Cálculo de remanso unidimensionalmente

El primer algoritmo es un cálculo del remanso en 1D. Este cómputo es hecho cuando el programa inicia, y es el que realiza por defecto automáticamente sino se indica otro algoritmo. Este algoritmo forma parte de la generación de malla para SSIIM1, pero no se emplea mucho para SSIIM 2, donde tiene una superficie horizontal libre por defecto en un inicio. La superficie libre generada inicialmente se utiliza para los cálculos posteriores como una tapa fija con cero gradientes para todas las variables, si no se especifican otros algoritmos de superficie libre.

Su cálculo se basa en una pérdida de fricción I_f calculada a partir del coeficiente de rugosidad “ n ” de Manning, la velocidad promedio y el radio hidráulico en una sección transversal específica. La diferencia en el nivel de agua entre una sección transversal y otra dependerá de I_f , la gravedad y las velocidades promedio en cada sección. Este algoritmo normalmente genera una superficie plana, inmóvil y paralela a la línea energética del cuerpo de agua simulado. Es la más recomendada para simulaciones de flujo permanente.

Algoritmo de volumen de control - gravedad

Este algoritmo es empleado para calcular el movimiento de la superficie de agua. El algoritmo incluye la gravedad en los términos de las ecuaciones de Navier-Stockes. La base de este algoritmo es emplear el método del algoritmo SIMPLE, con la variación de usar el defecto de continuidad entre una celda otra de la superficie de agua para determinar las presiones en el dominio entero y a partir de ellas la ubicación de celdas superficiales. Este algoritmo solo se utiliza en casos donde hay gradientes de la superficie de agua muy fuertes, por ejemplo el flujo de una ola. Esta opción se implementa en SSIIM mediante el *data set* F 36 1. Requiere a su vez de un *time step*, el cual debe ser especificado usando el *data set* F 33. Este algoritmo es muy inestable, y debe usarse un *time step* corto por razones de estabilidad.

Algoritmo de Bernoulli - presión

Este algoritmo se encuentra implementado en SSIIM 1 y SSIIM 2. El algoritmo se basa en un campo de presiones, empleando la ecuación de Bernoulli a lo largo de la superficie de agua para calcular la ubicación de la superficie, tomando un punto específico fijo del cuerpo de agua, usualmente ubicado aguas abajo, en donde se conozca o pueda predecir con buena precisión la ubicación de la superficie de agua. SSIIM tomará este punto como referencia y lo usará para a partir del defecto de presiones, simular la ubicación del resto de puntos de superficie en todo el dominio del cuerpo de agua.

Para llevar a cabo este método se escribe el data set F 36 2 en el archivo control, también el data set G 6, con el cual se localiza el punto fijo a tomar de referencia. Se acompaña a su vez del data set F 33 para indicar el *time step*, dado que es una modelación tiempo-dependiente. El algoritmo es bastante estable, por eso puede utilizarse para cálculos de transporte de sedimentos, y cambios en el fondo. Este algoritmo y el descrito anteriormente se usan para simulaciones de flujo impermanente, sin embargo este último es mucho más estable.

Debido a que en la presa Tablones Alto no se esperan grandes variaciones del nivel de agua, ni tampoco se cree que permanecerá completamente plana y estática la superficie de agua, en todas las simulaciones de la presente investigación se ha empleado este tercer algoritmo.

5.3. Capacidad de descarga en las compuertas radiales

Debido a que se buscó modelar el comportamiento hidráulico durante la operación de compuertas, es pertinente determinar la capacidad de descarga de las compuertas radiales ubicadas en el barraje móvil de la presa Tablones Alto. Para ello se realizó un cálculo teórico para su determinación.

El gasto de una compuerta se calcula con la fórmula semiempírica siguiente:

$$Q = C_d b w \sqrt{2gy} \quad (5.2)$$

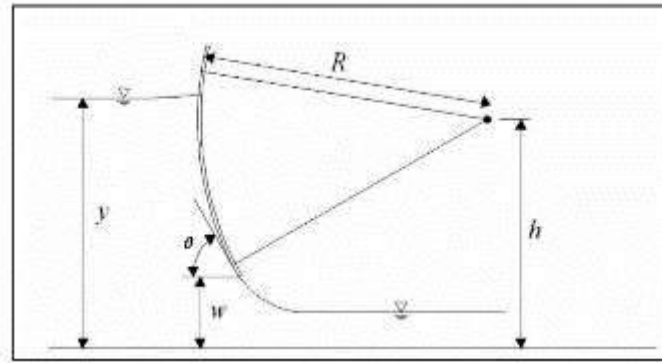
Dónde:

C_d :	coeficiente de descarga	
b :	ancho de la compuerta	[m]
w :	abertura de la compuerta	[m]
g :	aceleración de la gravedad	[m/s ²]
y :	tirante aguas arriba de la compuerta	[m]
Q :	caudal que descarga la compuerta	[m ³ /s]

Para una compuerta radial parcialmente abierta, el ángulo θ que forma la tangente al labio inferior de la compuerta con la horizontal (ver Figura 5.13) se calcula con la expresión (5.3).

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{h - w}{R} \right) \quad (5.3)$$

Donde h es la altura del centro del radio de la compuerta con respecto al nivel del canal, en m; y R , el radio de la compuerta, en m.

Figura 5.13: Esquema de una compuerta radial con descarga libre

Fuente: UNAM 2009

Debido a que el propósito final es conocer qué caudal descargará una compuerta radial cada 0,25 m de abertura. En primer lugar, es necesario hallar el ángulo θ para las diversas aberturas, haciendo uso de la fórmula (5.3).

Tabla 5.3: Variación del ángulo θ por incremento de abertura en compuerta radial cada 0,25m

w (m)	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
θ°	30,99	33,94	36,68	39,26	41,70	44,03	46,26	48,42	50,50	52,53

Nota: Datos de la compuerta radial, $R = 9,04$ m; $h = 8$ m.

El parámetro más importante a conocer para determinar el caudal de descarga a través de una compuerta radial es el coeficiente de descarga, el cual es un valor numérico adimensional que se encuentra normalmente entre 0,55 y 0,85. Existen publicaciones de diversos autores acerca del cálculo del coeficiente de descarga, estos estudios se obtuvieron realizando ensayos en canales de laboratorio, donde no se incluyen los efectos de las pilas que sirven de apoyo a las compuertas, ni las condiciones de llegada del agua a las mismas, y tampoco se incluyen los efectos que producen los sellos que se colocan tanto en el labio inferior de las compuertas, como en la unión de la placa de las compuertas con las paredes laterales. Sin embargo, se logra determinar valores que depende de la geometría de la compuerta, de la abertura y de la altura del tirante aguas arriba de la compuerta.

A continuación se revisará lo enunciado por diferentes autores.

- Fórmulas propuestas por Henderson (1966)

Henderson utilizó los resultados teóricos de von Mises (1917) y los experimentales de Toch (1955) para proponer una expresión (ecuación 5.4) que permite calcular el coeficiente de contracción (C_c), en función del ángulo θ (en grados sexagesimales).

$$C_c = 1 - 0.75 \left[\frac{\theta^\circ}{90} \right] + 0.36 \left[\frac{\theta^\circ}{90} \right]^2 \quad (5.4)$$

Conocido el coeficiente de contracción se calcula el coeficiente de descarga (C_d), con:

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \frac{C_c w}{y}}} \quad (5.5)$$

Este autor recomienda usar estas expresiones para cálculos donde no se requiere gran precisión. También es conveniente indicar que esta misma formulación se recomienda en Montes (1998), Naudascher (2000), Jain (2001); estas publicaciones corresponden a libros técnicos de hidráulica de canales, de fechas relativamente recientes.

- Fórmulas recomendadas en Sotelo (1976)

El coeficiente de contracción se calcula con la ecuación (5.4), propuesta por Henderson (1966). Sotelo (1976) recomienda además emplear la fórmula propuesta por Knapp (1960), para calcular el coeficiente de velocidad (C_v); dicha expresión adecuada por Sotelo, es:

$$C_v = 0.96 + (0.001615\theta^\circ - 0.0475)\frac{w}{y} \quad (5.7)$$

El coeficiente de descarga, C_d , para compuertas radiales con descarga libre, se obtiene entonces con la expresión siguiente

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c w}{y}}} \quad (5.8)$$

Finalmente, el gasto que descarga la compuerta radial se calcula con la expresión (5.2).

- Fórmulas propuestas por Cozzo (1978)

Cozzo empleó los resultados experimentales de Gentilini (1941), para obtener una expresión que permite calcular en forma directa el coeficiente de descarga, la cual se expresa de la manera siguiente

$$C_d = \frac{0.46 + 0.54e^{-0.8\theta}}{1 + \frac{w}{y}(0.6 - 0.2\theta)} \quad (5.9)$$

En esta expresión, el ángulo debe estar en radianes. Para calcular el gasto, se utiliza la expresión (5.2). Se hace notar que los resultados de los experimentos reportados en Gentilini (1941), quien estudió tanto las compuertas planas inclinadas como las radiales, indican de manera clara la influencia del ángulo de la abertura de la compuerta en el coeficiente de descarga. La cantidad de resultados reportados por Gentilini (1941), y la excelente tendencia y concordancia que se observa entre ellos y la expresión (5.9), da confianza para que se utilice esta expresión.

- Fórmulas reportadas en Tel (2000)

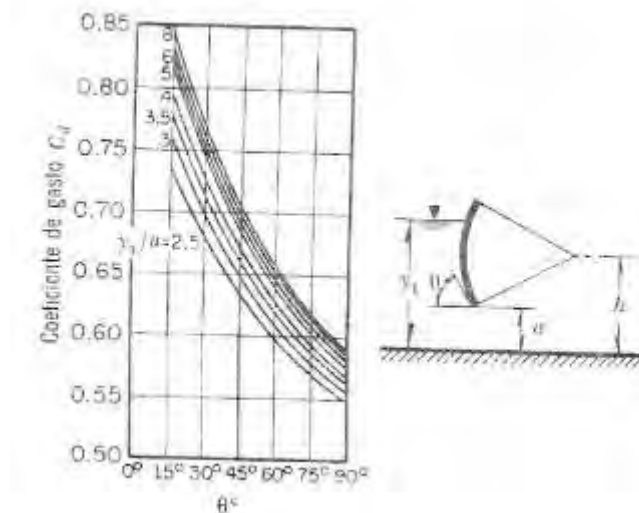
Tel, utiliza una metodología para calcular el coeficiente de contracción, donde θ debe estar en radianes.

$$C_c = 1.001 - 0.2349\theta - 0.1843\theta^2 + 0.1133\theta^3 \quad (5.10)$$

Posteriormente se calcula el coeficiente de descarga con la expresión (5.5).

Estos son algunos de los autores que han abordado el tema de coeficientes de descarga en compuertas radiales. Siendo el más conocido Gentilini, el cual como se mencionó anteriormente, reportó mayor cantidad de resultados para diversos tipos de compuertas. En la figura 5.14. se aprecia una gráfica C_d vs θ para distintas líneas y/a .

Figura 5.14: Coeficiente de gasto en compuertas radiales con descarga libre, según Gentilini



Fuente: Hidráulica General, Sotelo (2000)

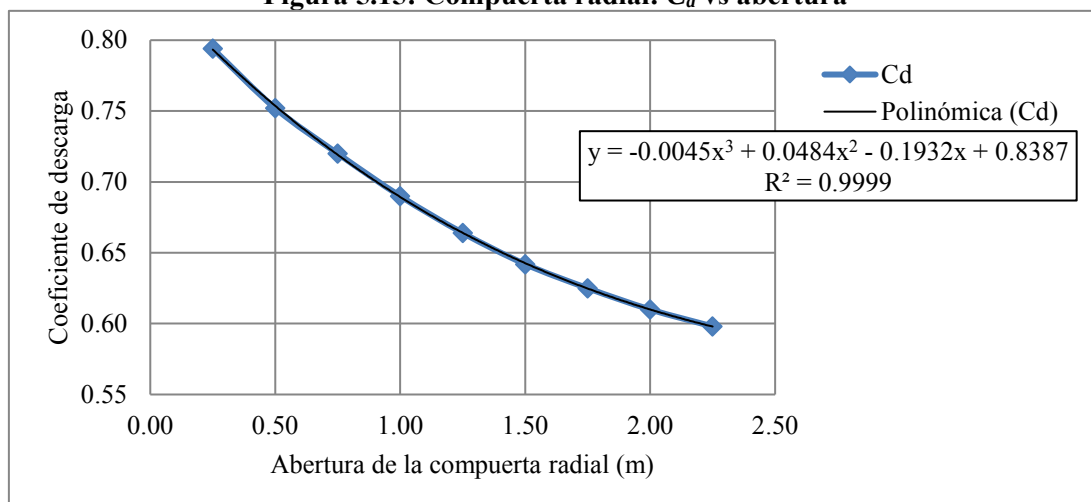
Para determinar los coeficientes de descarga se utilizaron los resultados obtenidos por Gentilini. En la tabla 5.4 se muestran los resultados encontrados.

Tabla 5.4: Coeficientes de descarga (C_d) obtenidos de la figura 5.14.

w	θ°	y/w	C_d
0.25	30.99	16.40	0.794
0.50	33.94	8.20	0.752
0.75	36.68	5.47	0.720
1.00	39.26	4.10	0.690
1.25	41.70	3.28	0.664
1.50	44.03	2.73	0.642
1.75	46.26	2.34	0.625
2.00	48.42	2.05	0.610
2.25	50.50	1.82	0.598
2.50	52.53	1.64	

Dato: el tirante (y) aguas arriba es 4.1 m

Graficando los resultados se puede obtener una línea de tendencia descrita por una ecuación polinómica de tercer grado (ver Figura 5.15), con esta ecuación se pueden ajustar los resultados ya obtenidos (ver Tabla 5.5).

Figura 5.15: Compuerta radial: C_d vs abertura

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.5: Coeficientes de descarga seleccionados

w	θ°	C_d	C_d corregido
0.25	30.99	0.794	0.793
0.50	33.94	0.752	0.754
0.75	36.68	0.720	0.719
1.00	39.26	0.690	0.689
1.25	41.70	0.664	0.664
1.50	44.03	0.642	0.643
1.75	46.26	0.625	0.625
2.00	48.42	0.610	0.610
2.25	50.50	0.598	0.598

Empleando las fórmulas propuestas por los diversos autores, también se pueden llegar a determinar otros resultados (ver tabla 5.6).

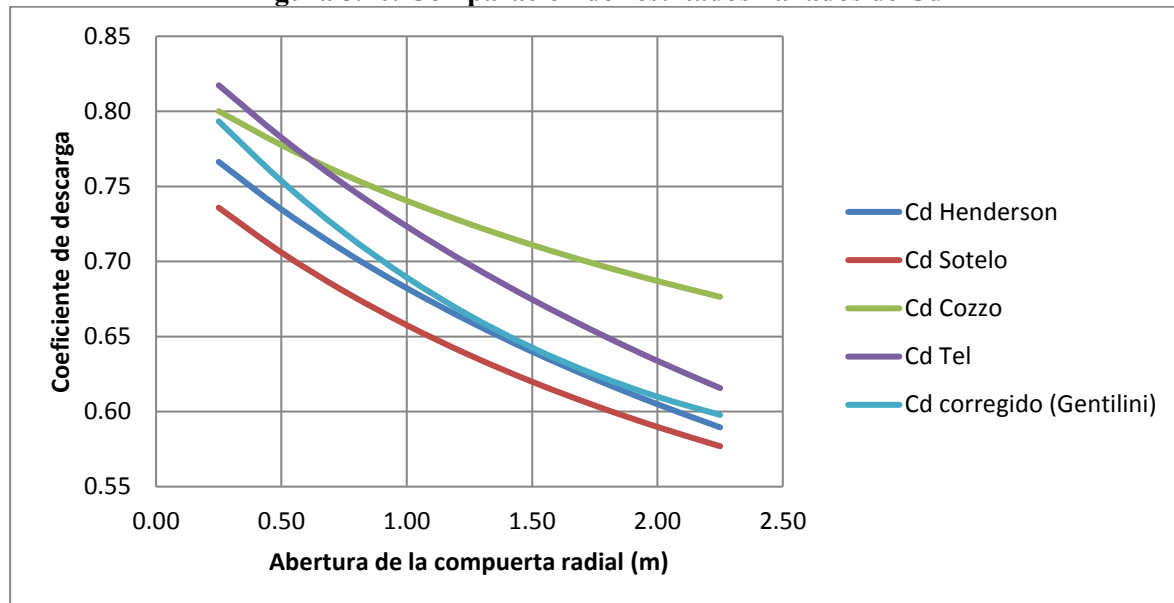
Tabla 5.6: Coeficientes de descarga usando las fórmulas semiempíricas de diversos autores.

w	θ	Henderson		Sotelo			Cozzo	Tel	
		C_c	C_d	C_c	C_v	C_d	C_d	C_c	C_d
0.25	30.99	0.784	0.766	0.784	0.960	0.736	0.800	0.838	0.817
0.50	33.94	0.768	0.735	0.768	0.961	0.706	0.778	0.821	0.783
0.75	36.68	0.754	0.707	0.754	0.962	0.680	0.758	0.805	0.751
1.00	39.26	0.741	0.682	0.741	0.964	0.658	0.740	0.790	0.723
1.25	41.70	0.730	0.660	0.730	0.966	0.638	0.725	0.776	0.698
1.50	44.03	0.719	0.640	0.719	0.969	0.620	0.711	0.763	0.675
1.75	46.26	0.710	0.622	0.710	0.972	0.604	0.698	0.751	0.653
2.00	48.42	0.701	0.605	0.701	0.975	0.590	0.687	0.739	0.634
2.25	50.50	0.693	0.589	0.693	0.979	0.577	0.676	0.728	0.616
2.50	52.53	0.685	0.575	0.685	0.983	0.565	0.667	0.718	0.599

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.16 se muestra una comparación de los coeficientes de descarga hallados empleando ecuaciones semiempíricas de diversos autores. Junto a estos valores se muestra también los C_d corregidos que se obtuvieron de las gráficas propuestas por Gentilini. Estos son los valores con los que se trabajará finalmente. Como se puede apreciar, los valores tomados se encuentran dentro del rango establecido por los otros autores.

Figura 5.16. Comparación de resultados hallados de C_d



Fuente: Elaboración propia

Una vez estimados los coeficientes de descarga para cada abertura de la compuerta radial, se puede calcular mediante la ecuación (5.2) los caudales de descarga para las aberturas parciales en las compuertas radiales ubicadas en el barraje móvil de la presa (ver tabla 5.7).

Tabla 5.7. Caudal de descarga para aberturas cada 0,25 m en una compuerta radial

Abertura (m)	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25
$Q \text{ (m}^3\text{/s)}$	18.14	34.47	49.34	63.07	75.94	88.18	100.01	111.59	123.04

Fuente: Elaboración propia

5.4. Condiciones de borde para la simulación numérica

En la modelación se buscó representar la operación de compuertas, tomando como referencia aberturas con incremento de 0,25 m. Se calculó mediante métodos teóricos el caudal correspondiente a cada abertura, utilizando la fórmula de descarga y tablas mostradas en el acápite anterior.

Para la modelación numérica se utilizaron estos valores, los cuales tuvieron una gran precisión dado que en todos los casos la convergencia de las simulaciones fue muy buena, presentando errores muy bajos y alteraciones mínimas del nivel de agua.

Empleando todas las características y condiciones explicadas se realizó la simulación numérica del comportamiento hidráulico aguas arriba de la Estructura de Captación: Bocatoma Tablones Alto. El tramo modelado tiene una longitud de 245 m estando su cauce rigidizado sin material en suspensión.

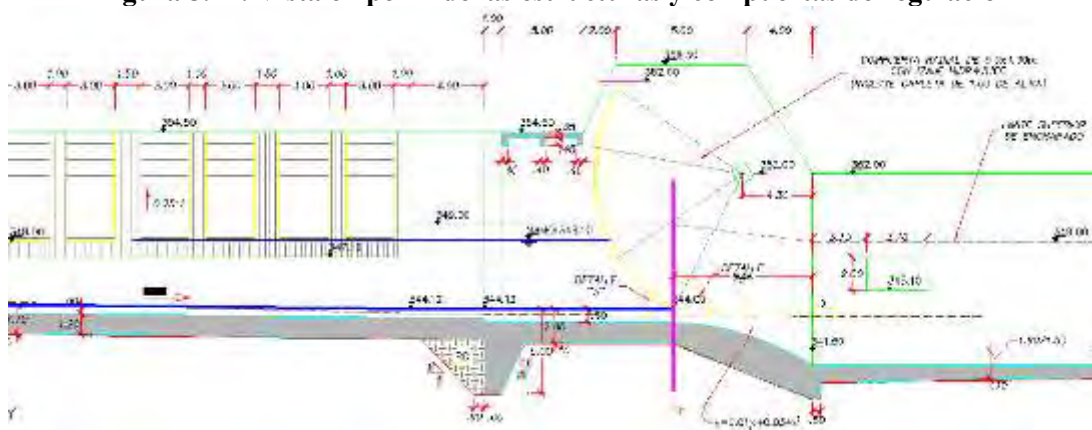
Las simulaciones que se presentan en los acápites siguientes corresponden a situaciones de operación de las compuertas de regulación.

Tabla 5.8. Datos de las Simulaciones realizadas.

Simulaciones en Fase de Operación			
Compuertas	Caudal Q (m ³ /s)	Abertura (m)	Objetivo
C2	18.14	0.25	Comportamiento Hidráulico
	34.47	0.50	
	49.34	0.75	
C3	18.14	0.25	
	34.47	0.50	
	49.34	0.75	
C4	18.14	0.25	
	34.47	0.50	
	49.34	0.75	

Fuente: Elaboración propia

Figura 5.17: Vista en perfil de las estructuras y compuertas de regulación



Nota: El modelo numérico abarca sólo hasta el eje Y (color lila).

Fuente: Elaboración propia

5.4.1. Condiciones hidráulicas

Son tres las condiciones de borde que necesita SSIIM como datos de entrada: el caudal, el nivel aguas abajo y los valores de rugosidad. La modelación numérica tiene como objetivo simular el comportamiento hidráulico en la fase de operación de las compuertas.

Tabla 5.9. Condiciones hidráulicas de borde

Caudal (m³/s)	Varía con respecto a la apertura de las compuertas	
Nivel aguas abajo	Cota (m.s.n.m.)	348.1
	Tirante (m)	4.1
Rugosidad (n de Manning)	Cauce	0.035
	Enrocado	0.028
	Zona de obras	0.016

Fuente: Elaboración propia

Para todos los caudales ensayados se emplearon algoritmos de flujo impermanente, no con la finalidad de evaluar procesos tiempo-dependientes del flujo, sino porque de esta forma

se logró una adecuada estabilidad de los ensayos hasta la convergencia. Esto es coherente, ya que en cuerpos de agua complejos como una estructura de captación se espera variaciones temporales del flujo y pretender simularlo con una situación de flujo permanente puede generar inestabilidades en las corridas e incluso la divergencia antes de llegar a la solución.

5.5. Convergencia

Una de las claves de la simulación es que se dé la convergencia, es decir que todas las variables calculadas; ya sean velocidades, presiones o tirantes lleguen a un único resultado. La convergencia se ve expresada en residuos para cada ecuación y son mostrados en la ventana principal de SSIIM. Al calcular, el programa va realizando iteraciones y va mostrando la variación de los residuos hasta que llega un punto donde estos residuos tienden a ser muy pequeños. Por lo general cuando están en el orden de 10^{-4} se puede interpretar como una convergencia.

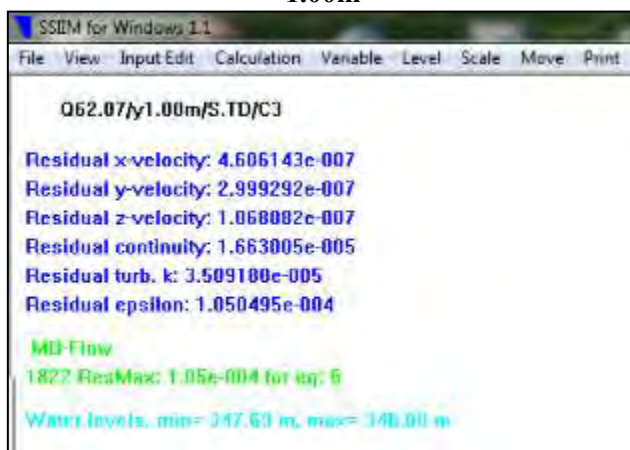
Una manera de conocer cuando la simulación va convergiendo es notar que los residuos van en decremento, así sea lentamente. Por el contrario si los residuos van cada vez aumentando, esto da entender que está divergiendo.

La convergencia se ve afectada por una serie de factores. La calidad del mallado influye en gran medida, un grado fuerte de no-ortogonalidad puede hacer lentas las corridas. Del mismo modo, las condiciones de borde, los ingresos y salidas de agua, también tienen gran influencia en el desarrollo de la simulación. Pues los gradientes fuertes de velocidad toman tiempo en converger, es por ello también que los datos a ingresar deben ser coherentes.

Una buena herramienta para lograr la convergencia es el uso de los coeficientes de relajación, cuyos valores por defecto son 0,8 para las ecuaciones de velocidad, 0,2 para la corrección por presión y 0,5 para k y ε . En teoría, según el manual de SSIIM, los valores óptimos para los factores de relajación son aquellos cuya suma sea igual a 1, pero puede darse la convergencia también sin variar estos valores. El usar factores de relajación pequeños favorece a la estabilidad de la simulación, pero demanda mayor tiempo para converger. Por ello, estos coeficientes de relajación se recomiendan emplear al notar inestabilidades durante las iteraciones cuando los residuos aumentan y decrecen rápidamente.

Durante las simulaciones realizadas en la presente tesis se llegó a la convergencia. En la figura 5.18 se muestra la ventana con los resultados de los errores en una de las simulaciones. Todas las ecuaciones convergieron con gran aceptación. En la ventana se pueden apreciar las seis ecuaciones que se tiene en cuenta en el programa: las tres primeras son para el cálculo de la velocidad en sus tres dimensiones. La cuarta ecuación es la de continuidad, que se encarga de evaluar si el ingreso y descarga en el volumen de control es acorde. Finalmente, las últimas dos ecuaciones son las que se asocian al modelo de turbulencia $k - \varepsilon$. Estas últimas, son las que más tardan en llegar a converger y se caracterizan por su inestabilidad en los comienzos de la simulación.

Figura 5.18. Resultados de errores en la simulación de la Compuerta 3 para una abertura de 1.00m



Nota: Los residuos mostrados son la diferencia entre los valores calculados en dos iteraciones consecutivas.

Fuente: Elaboración propia

5.6. Resultados y análisis

5.6.1. Simulación del comportamiento hidráulico

Debido a la gran cantidad de figuras para representar los resultados de velocidad y líneas de corriente de cada simulación se ha optado por mostrar una tabla del orden conceptual que se seguirá para la presentación de los resultados. Se comenzará compuerta a compuerta y aumentando la abertura de descarga. Finalmente se mostrará algunas simulaciones donde se abrieron dos compuertas en simultáneo.

Tabla N° 5.10. Orden de las figuras a presentar como resultados obtenidos

	Abertura (m)	Caudal (m ³ /s)	Velocidades superficiales	Velocidades de fondo	Líneas de corriente	Vista 3D	Difusión de turbulencia
C2	0.25	18.14	Fig. 5.19	Fig. 5.20	Fig.5.21	Fig 5.22	
	0.50	34.47	Fig. 5.23	Fig. 5.24	Fig. 5.26	Fig. 5.27	Fig. 5.25
	0.75	49.34	Fig. 5.28	Fig. 5.29		Fig. 5.30	
C3	0.25	18.14	Fig. 5.31	Fig. 5.32.	Fig. 5.33.	Fig. 5.34.	
	0.50	34.47	Fig. 5.35.	Fig. 5.36.	Fig. 5.37.		
	0.75	49.34	Fig. 5.38	Fig. 5.39.			Fig. 5.40
C4	0.25	18.14	Fig. 5.42	Fig. 5.43	Fig. 5.44	Fig. 5.45	
	0.50	34.47	Fig. 5.46	Fig. 5.47	Fig. 5.48		
	0.75	49.34	Fig. 5.49	Fig. 5.50	Fig. 5.52	Fig. 5.53	Fig. 5.51

Nota: Todas las figuras que se hace referencia en la tabla forman parte de la elaboración propia del autor.

Compuerta N° 2

- Compuerta 2 - Abertura 0,25 m , $Q = 18,14 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 5.19 Velocidades en la superficie del agua

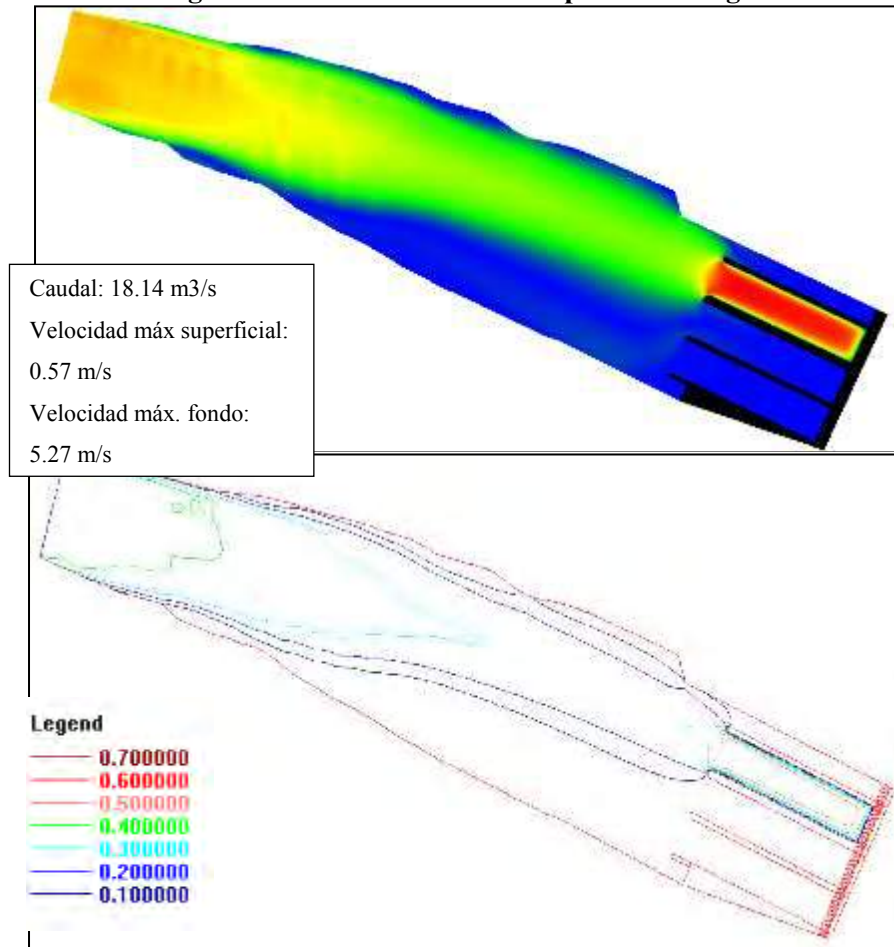


Figura 5.20 Velocidades en el fondo

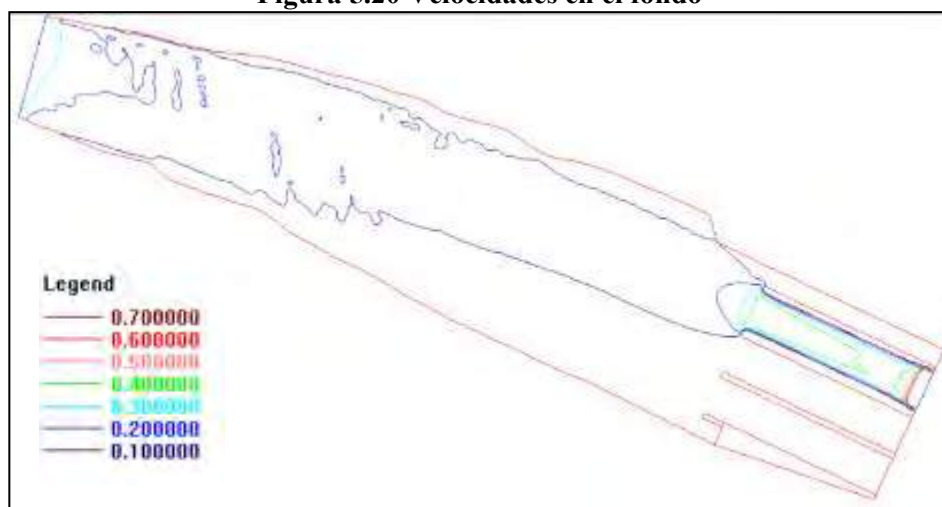


Figura 5.21. Líneas de flujo en la superficie del agua

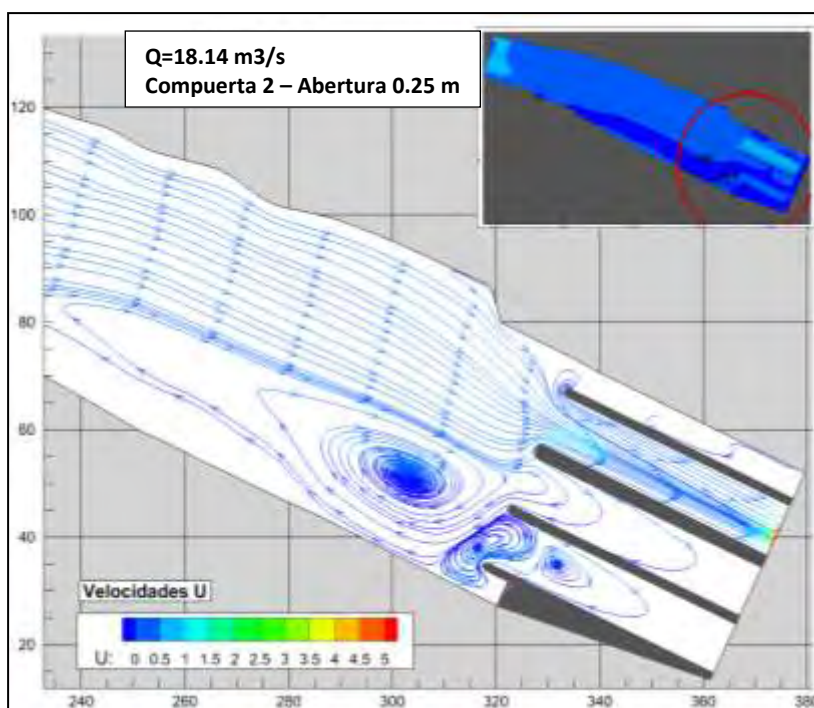
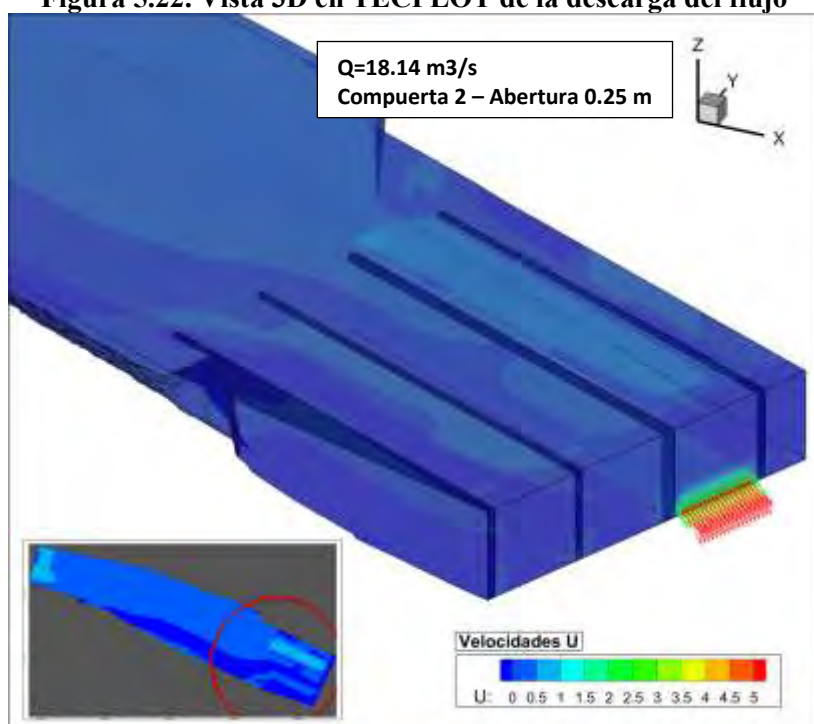


Figura 5.22. Vista 3D en TECPLOT de la descarga del flujo



- Compuerta 2 - Abertura 0,50 m , $Q = 34,47 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 5.23. Velocidades Horizontales en la superficie de agua

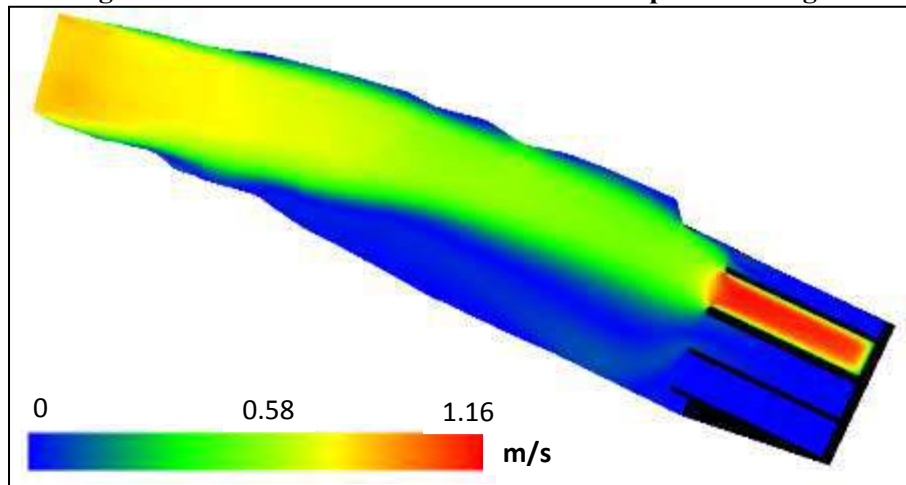


Figura 5.24. Velocidades Horizontales en el fondo

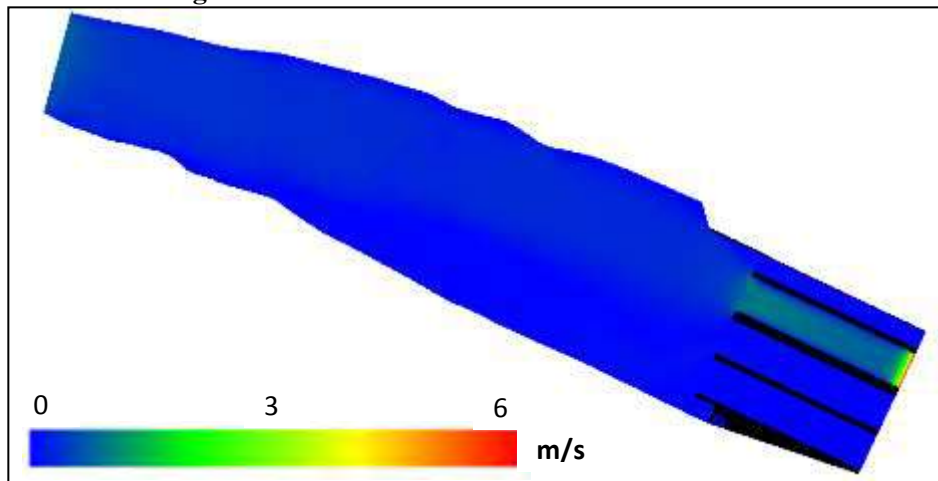


Figura 5.25 Difusión de la turbulencia en la superficie de agua

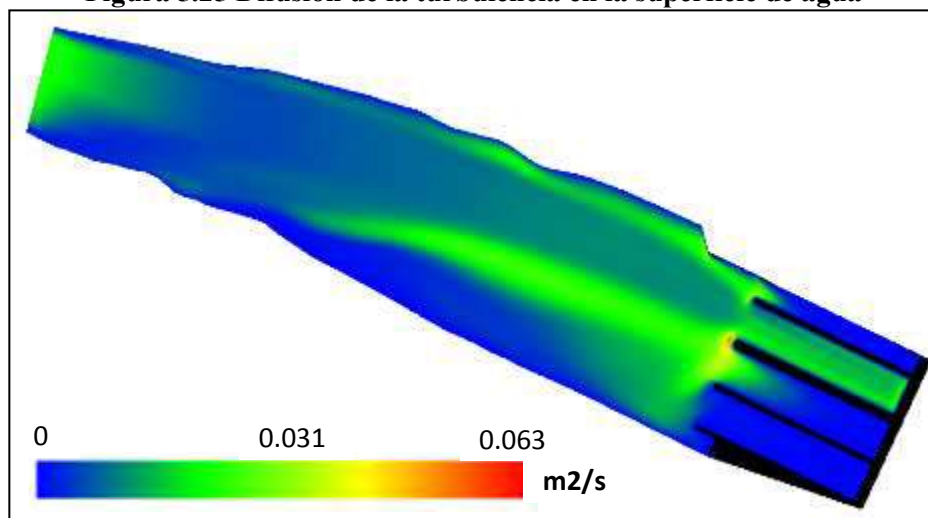


Figura 5.26. Vista 3D de la descarga en la compuerta 2

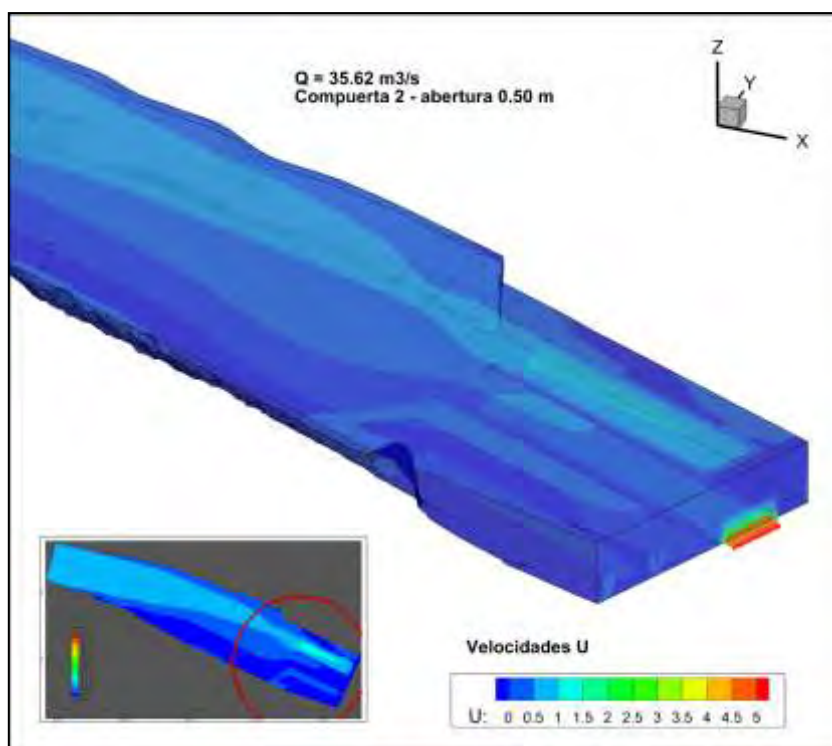
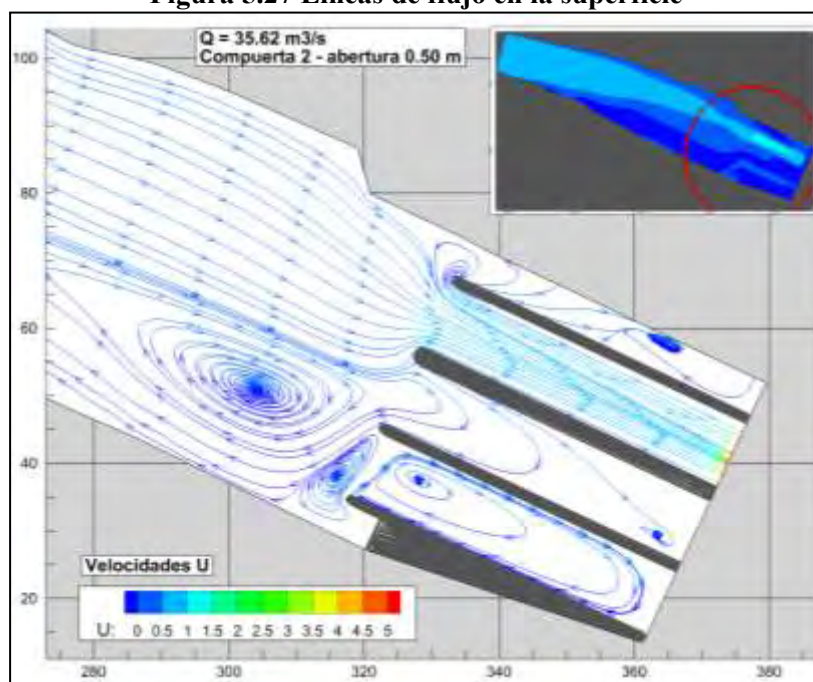


Figura 5.27 Líneas de flujo en la superficie



- Compuerta 2 - Abertura 0,75 m , $Q = 49,34 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 5.28. Velocidades en la superficie del agua

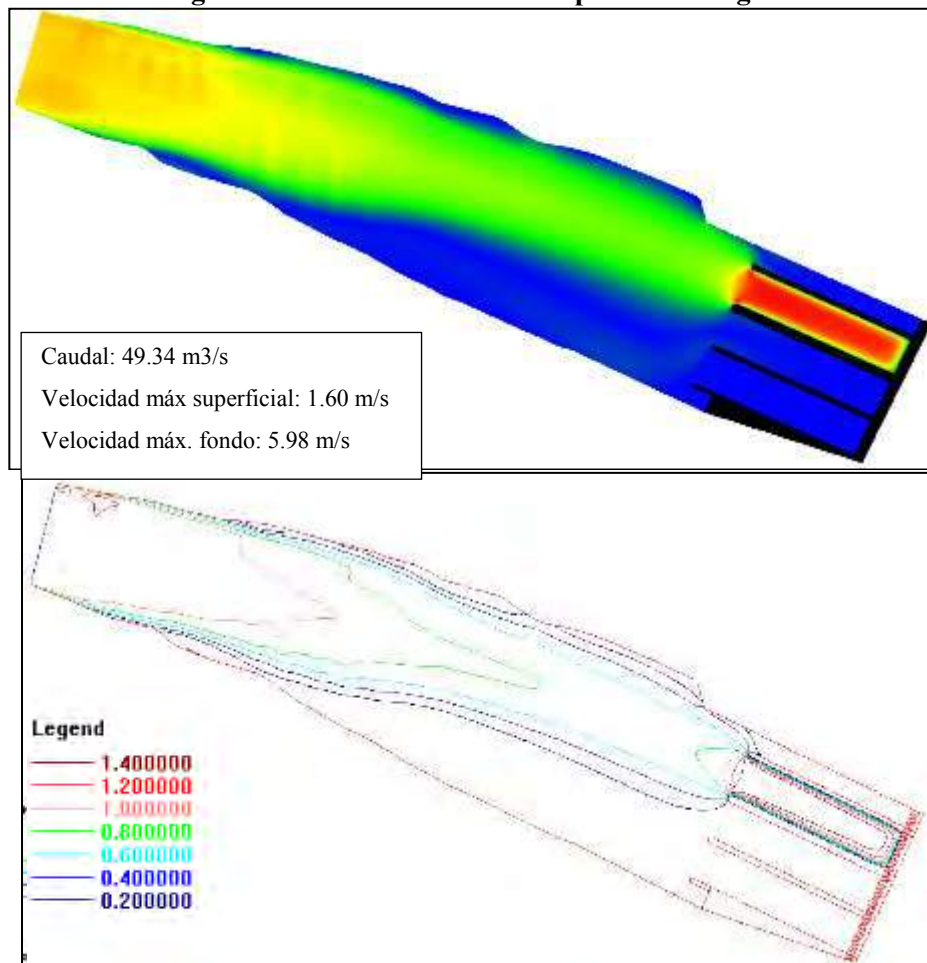


Figura 5.29. Velocidades en el fondo

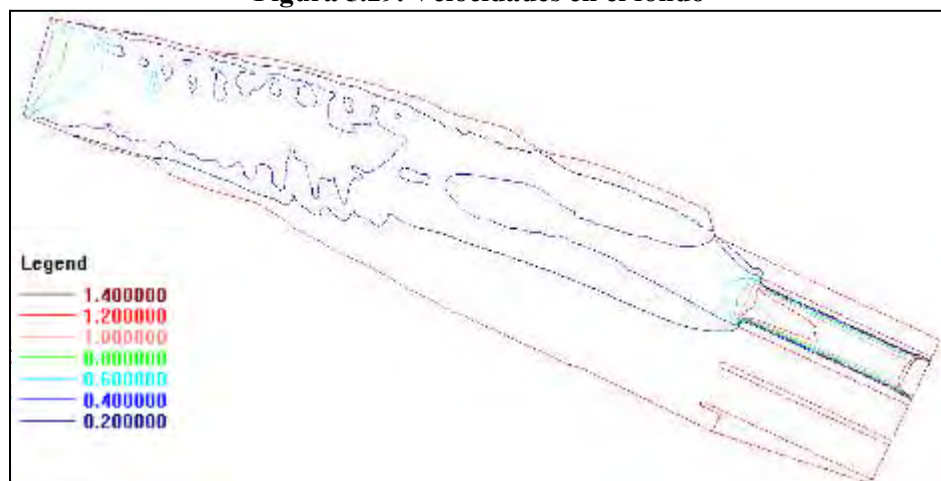
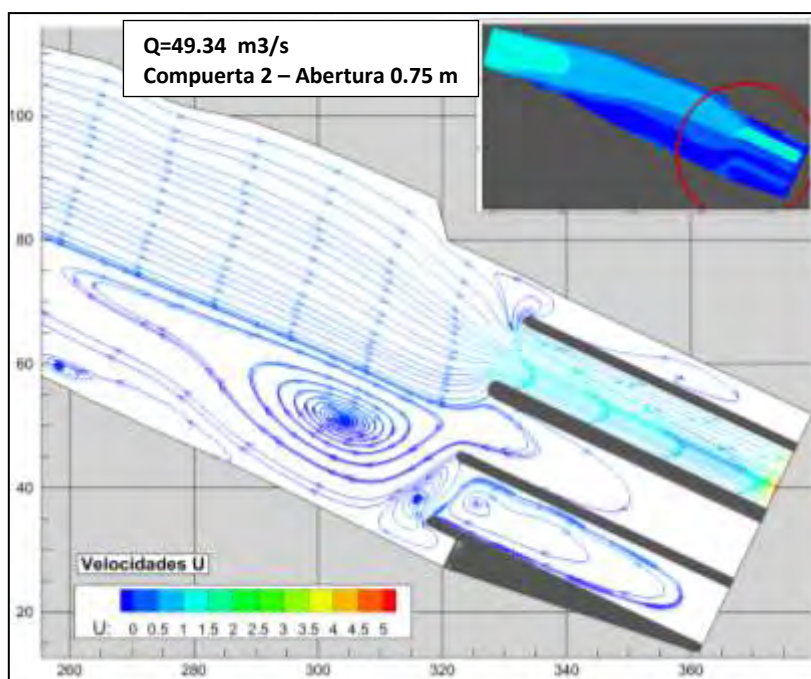


Figura 5.30. Líneas de corriente en la superficie



Compuerta N° 3

- Compuerta 3 - Abertura 0,25 m , Q 18, 14m³/s

Figura 5.31. Velocidades en la superficie del agua

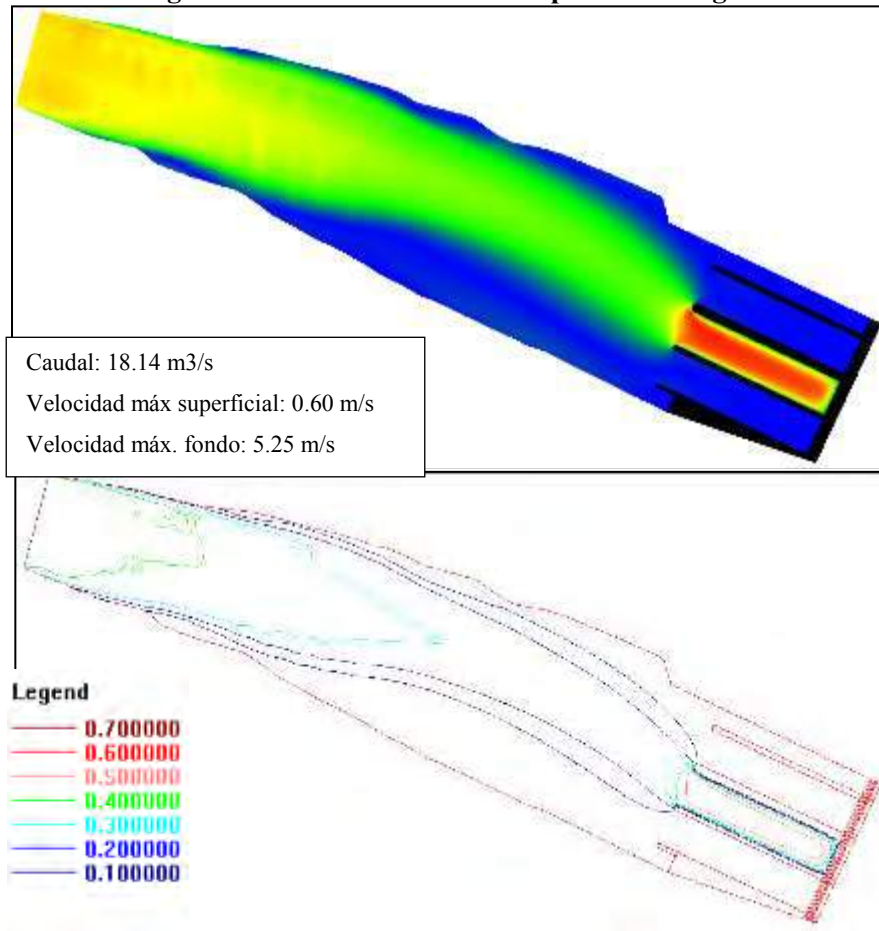


Figura 5.32. Velocidades en el fondo



Figura 5.33. Líneas de corriente en la superficie

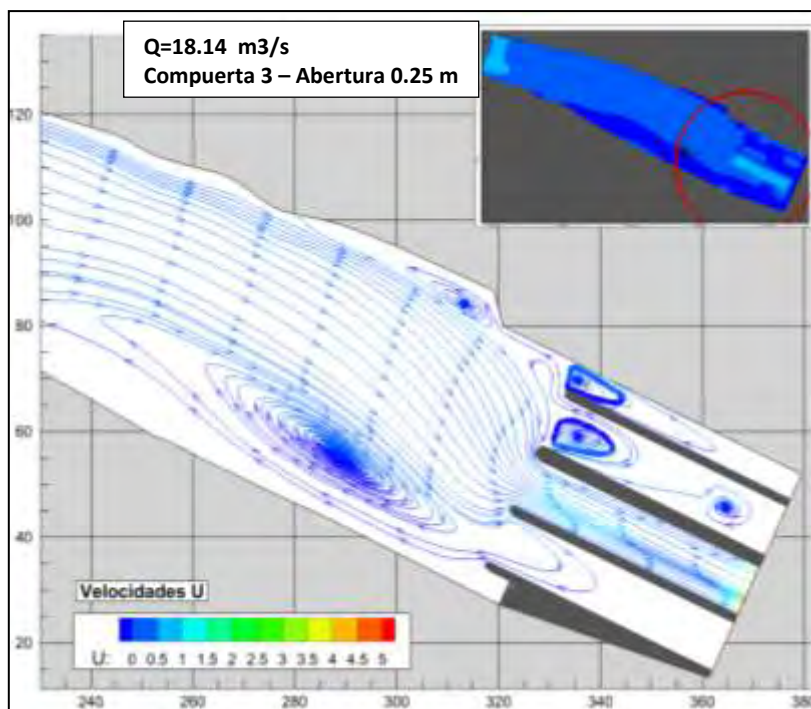
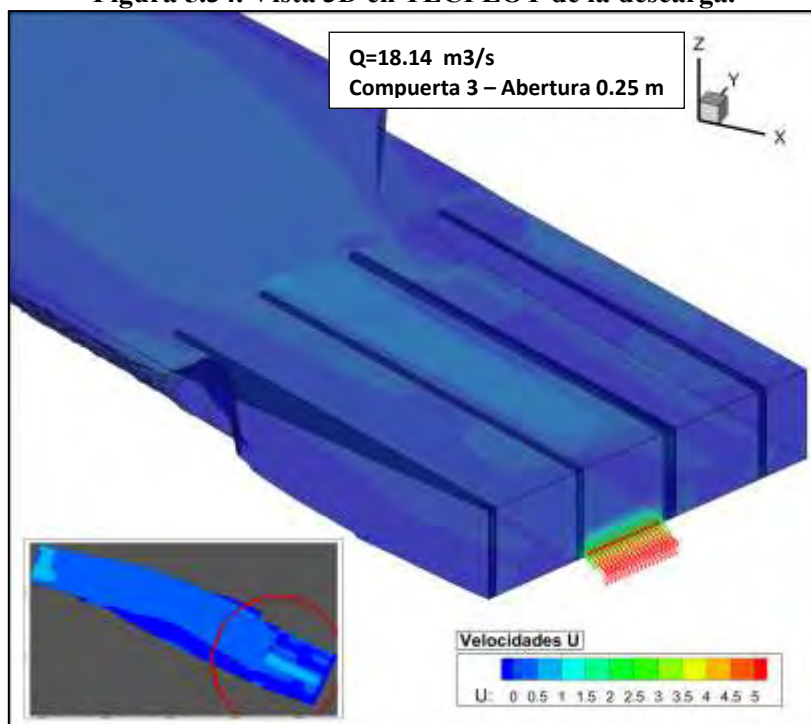


Figura 5.34. Vista 3D en TECPLOT de la descarga.



- Compuerta 3 - Abertura 0,50 m , $Q=34.47 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 5.35. Velocidades en la superficie

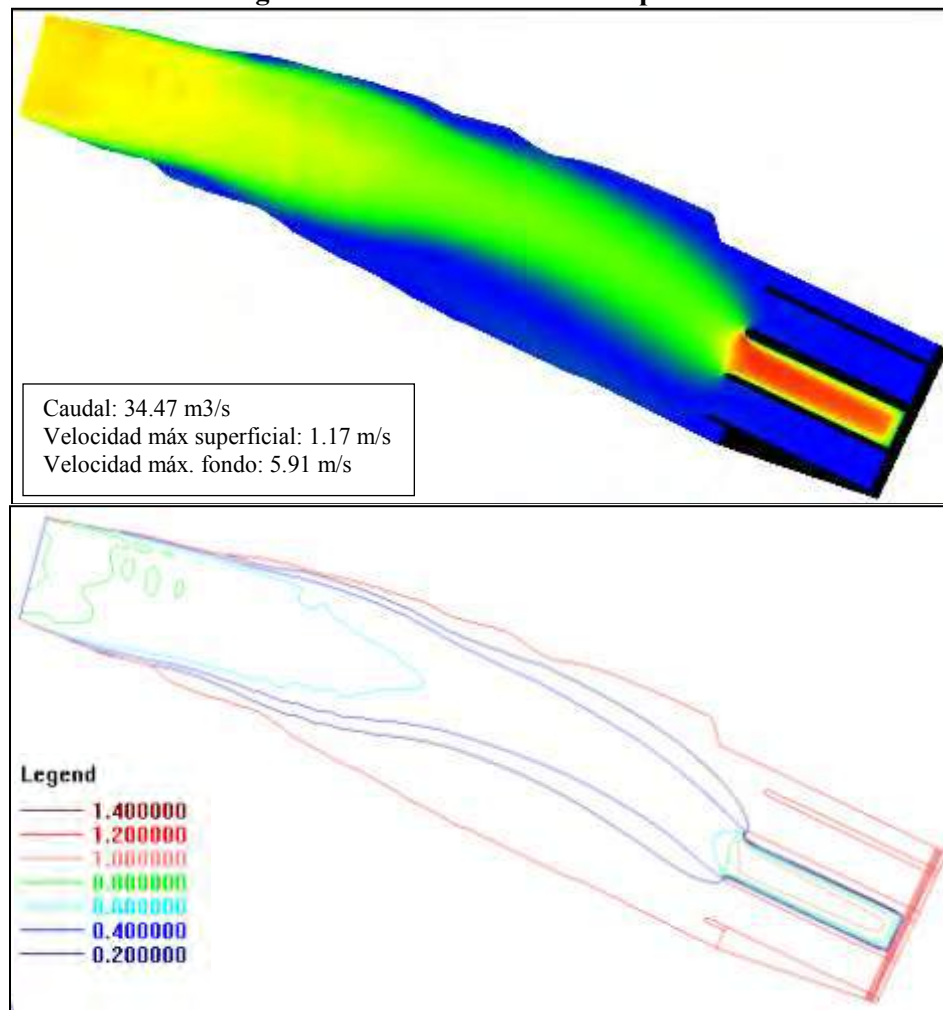


Figura 5.36. Velocidades en el fondo

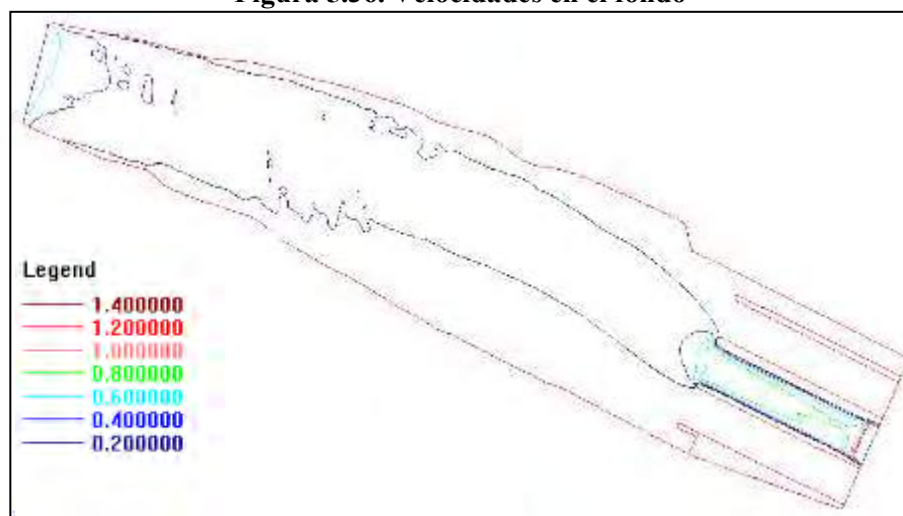
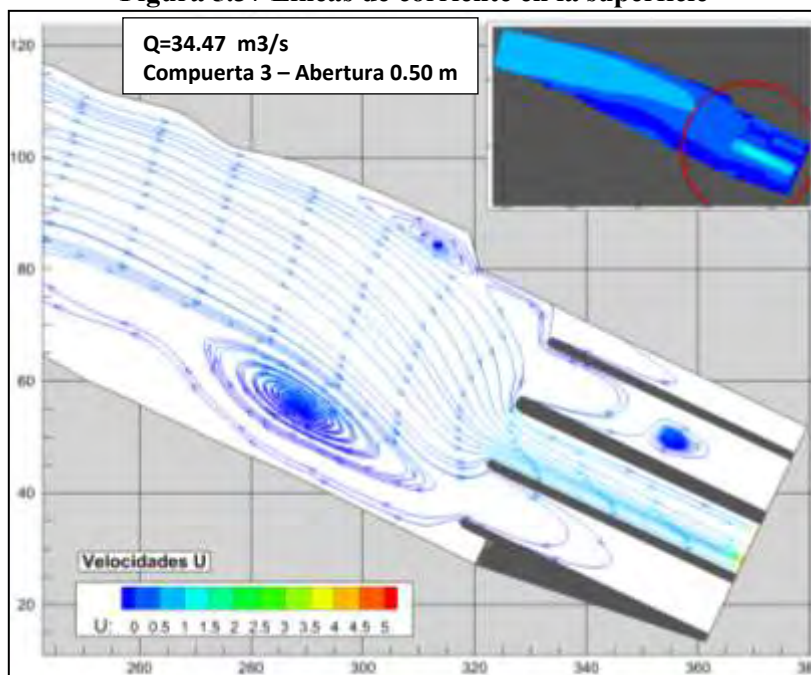


Figura 5.37 Líneas de corriente en la superficie



- Compuerta 3 – Abertura 0,75 m , $Q= 49.34 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 5.38. Velocidades superficiales

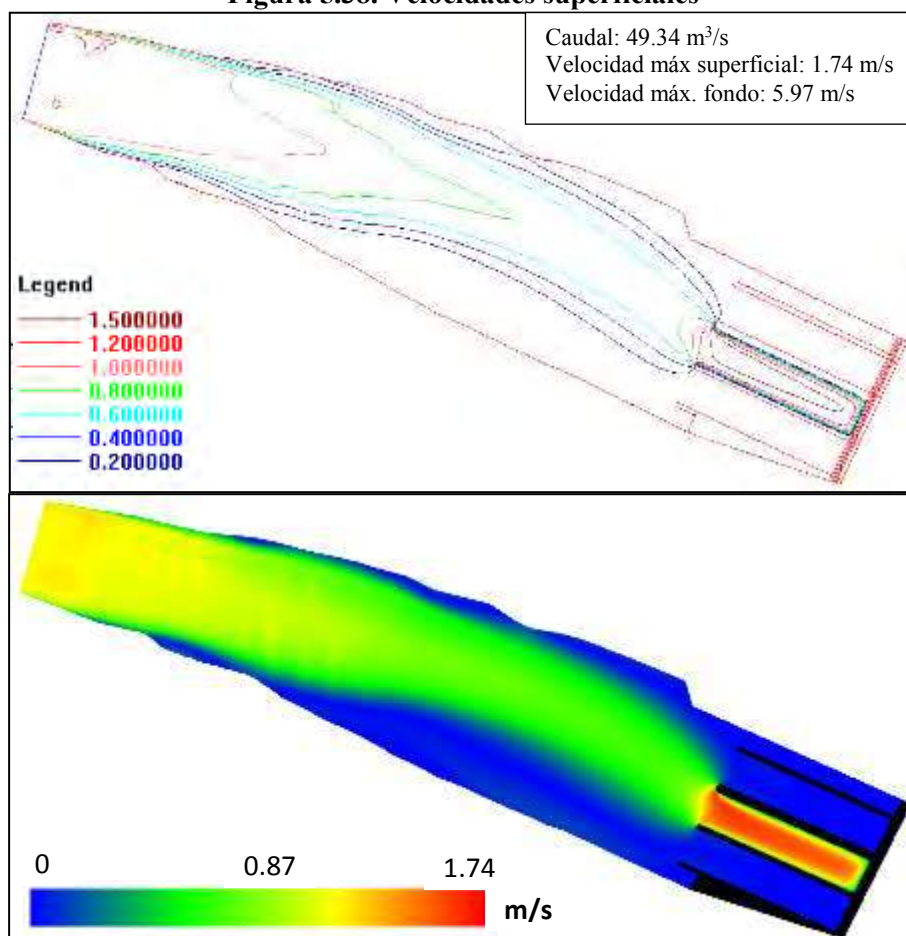


Figura 5.39 Velocidades en el fondo

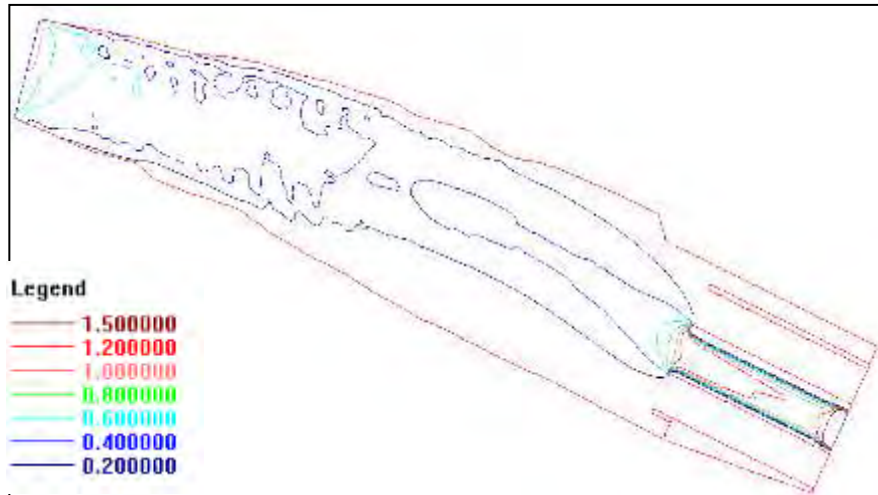
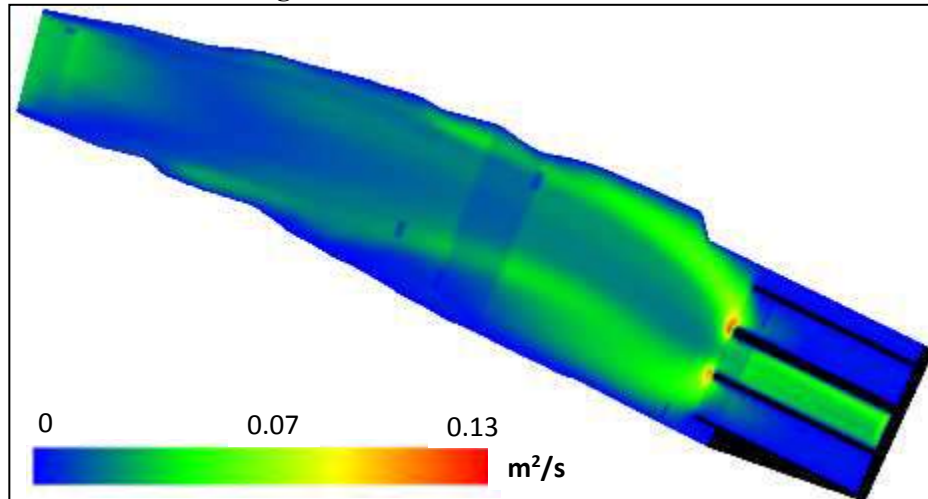


Figura 5.40 Difusión de turbulencia



Compuerta N° 4

- Compuerta 4 - Abertura 0,25 m , $Q=18,14\text{m}^3/\text{s}$

Figura 5.41. Velocidades en la superficie del agua.

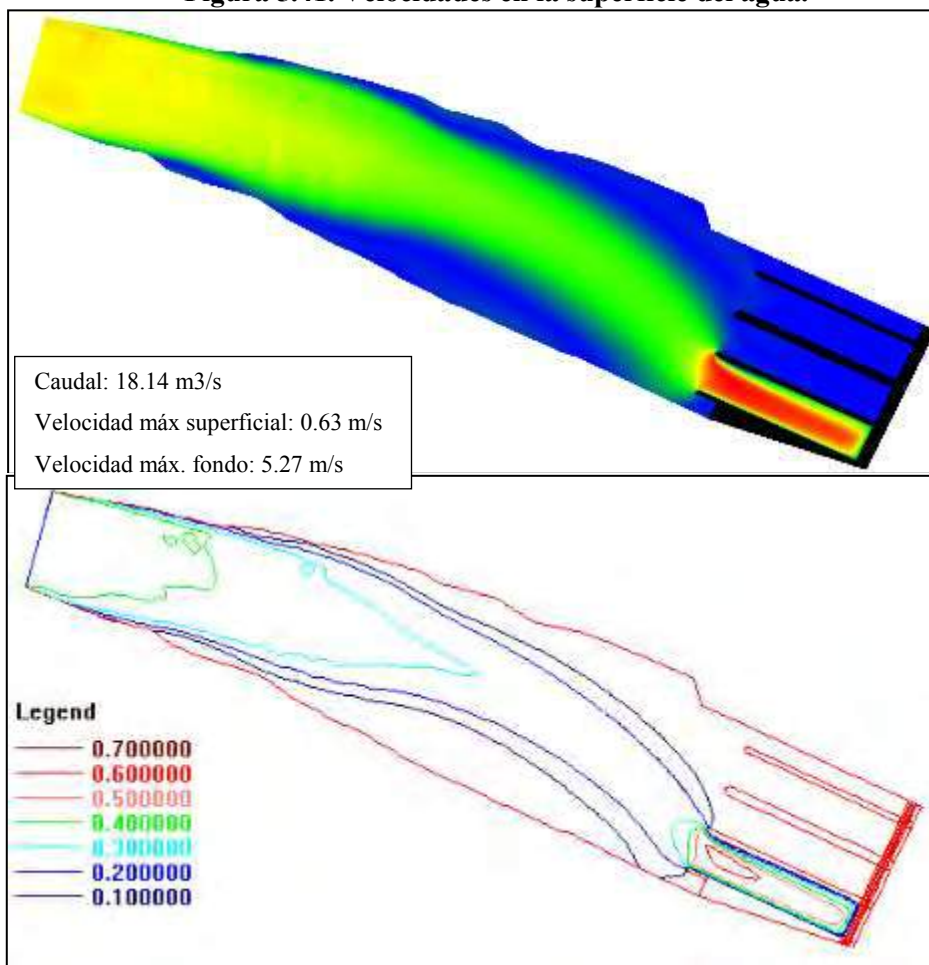


Figura 5.42. Velocidades en el fondo

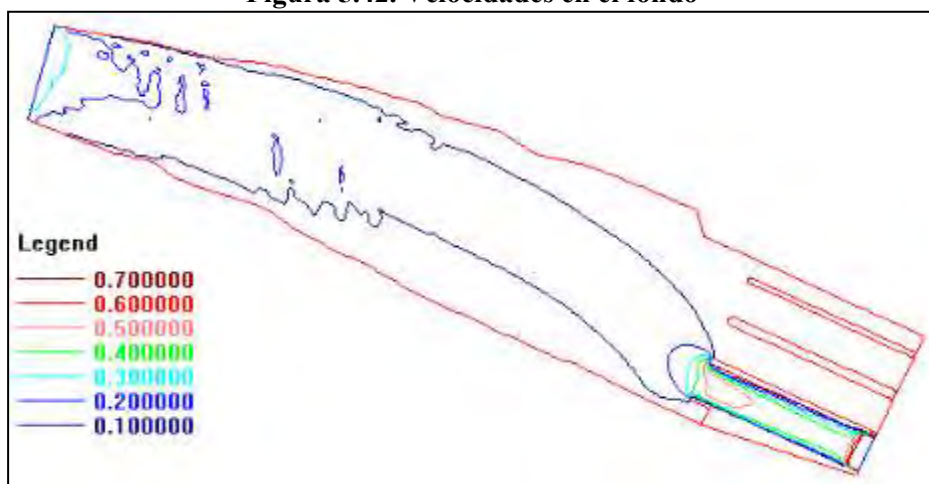


Figura 5.43. Líneas del flujo en la compuerta 3.

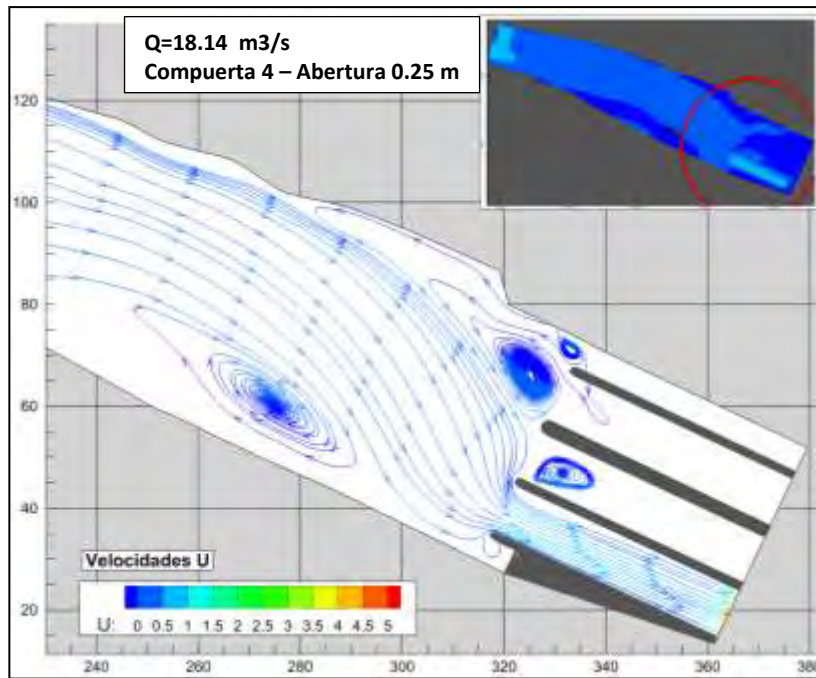
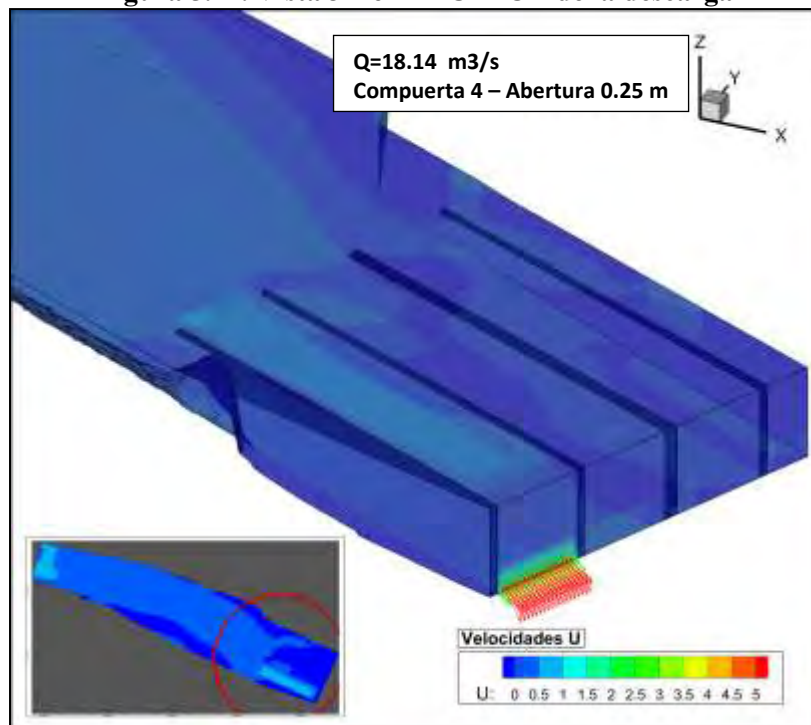


Figura 5.44. Vista 3D en TECPLOT de la descarga



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los recursos hídricos no se encuentran distribuidos uniformemente en tiempo y espacio; en el Perú, en la región amazónica abunda el agua y en la vertiente del Pacífico se dan periodos secos. En este mismo sentido, la distribución de la población no es proporcional a la dotación hídrica de las cuencas, pues la Costa es la región con mayor crecimiento poblacional y demanda de agua, y es precisamente donde existe menor cantidad de este recurso.

Debemos aprovechar el agua de las diferentes cuencas y regiones. Si bien es cierto que el régimen en la costa es irregular, la sensación de escasez de agua es mucho mayor a la real y esto se evidencia por la falta de infraestructura. No se puede permitir durante el tiempo de lluvias no almacenar el agua y durante sequías continuar arrojando cantidad de agua al mar. Por ello nuestro país necesita contar con más estructuras de captación que permitan almacenar y derivar el agua para los diversos usos benéficos, más aún para el sector agrícola, donde el 80% del uso del agua del país se destina para riego. Para nuestras regiones el agua es un recurso vital de desarrollo, producción y calidad de vida, por ende no se puede privarlas de este recurso. El Estado es el principal responsable para un correcto planeamiento y gestión del agua en todas las cuencas.

En el trabajo realizado se ha desarrollado el estudio de modelación numérica de una estructura de captación de uno de los Proyecto Especiales de la Costa Peruana. La presente tesis plantea la utilización de una herramienta, la dinámica de fluidos computacional, como alternativa para el estudio del comportamiento hidráulico de la presa Tablones Alto del Proyecto Chincas, logrando mediante ella cumplir el objetivo trazado en un inicio.

- Simular mediante un modelo numérico tridimensional el comportamiento hidráulico de la presa Tablones Alto durante la operación de compuertas.

El estudio de modelación numérica logra simular resultados como el patrón de flujo, las velocidades, niveles de agua y esfuerzos de corte, los cuales a través de un análisis se ha podido concluir lo siguiente:

Niveles

1. Los niveles se mantienen cerca a la cota del NAMO, aproximadamente a 348 msnm, durante la captación y operación. Sin embargo para caudales mayores a $500\text{m}^3/\text{s}$ los niveles aumentan considerablemente a pesar de trabajar con la máxima descarga. Para el caudal de máxima avenida el nivel de agua en la zona de estructuras llega hasta 355 msnm.

2. Los niveles de agua encontrados durante las simulaciones con estructuras presentan valores más altos comparados con los ensayos sin estructuras. El aumento de los niveles implica que para caudales mayores a 500 m³/s los muros de encauzamiento sean superados.
3. Se recomienda elevar los muros de encauzamiento 3 metros para evitar que a nivel de superficie de agua existan cambios en las líneas de corriente entre los canales de aproximación adyacentes. Pues para caudales altos (1000 a 2000 m³/s), se concluye que es necesaria la sobreelevación de los muros en los aliviaderos.
4. La estructura hidráulica sí tiene la capacidad de evacuación del aliviadero de compuertas durante las avenidas, ya que sí tiene la capacidad para un caudal de 2000 m³/s. Esto se verificó durante los ensayos del modelo físico.

Velocidades

1. Las velocidades superficiales en los canales de aproximación durante la operación de compuertas se encuentran en un rango de 0,60 a 1,80 m/s, dependiendo del grado de abertura.
2. La Compuerta N°4 presenta velocidades mayores al ingreso al canal de aproximación debido al brusco cambio de dirección, lo cual a su vez genera turbulencia en los pilares de ingreso.
3. Las velocidades de fondo se incrementan rápidamente en la zona de compuertas, presentándose para una abertura de 0,75m hasta 6 m/s de velocidad de salida en la descarga.
4. Se ha observado que la ubicación de la estructura no es un lugar óptimo por presentar altas velocidades y en presencia de sedimentos seguramente producirá un desgaste acelerado de las soleras.

Cuadro de flujo

1. El flujo tiende a pegarse hacia el margen izquierdo del río. Esto se da sin importar cuál de las compuertas se encuentre abierta o el caudal de descarga. La naturaleza del río por su pendiente, morfología y cotas de fondo, desarrolla este comportamiento particular.
2. El flujo tiende a encarrilarse siempre para los canales de aproximación N° 1 y N° 2 (el canal N° 1 es el canal de limpia).
3. Al operar la Compuerta N°4 la turbulencia (vórtices) es menor en la zona de la bocatoma pero se aprecia unas condiciones de flujo de llegada a la compuerta que no presenta ninguna simetría y gradualidad. Esto puede generar condiciones de presiones de cavitación o succión en la zona inicial de los pilares causando el deterioro del concreto y el enrocado.
4. Se cree conveniente, según el comportamiento que muestra el patrón de flujo, disponer con una estructura mejor alineada al eje del cauce. Por ello se recomienda desplazar 10 m toda la estructura de captación a la margen izquierda e incorporar una nueva compuerta para tener una mayor simetría.
5. Durante los ensayos en el modelo físico también se observó el efecto de la tendencia del flujo hacia la izquierda, se recomendó por ello analizar la “rectificación del cauce”, eliminando unos espigones naturales aguas arriba de la estructura.

Capacidad de captación

1. La cota del NAMO establecida permite la captación de $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Por tanto, los niveles corresponden a una captación según los objetivos planteados en un inicio.
2. La captación no garantiza la ausencia de problemas de sedimentación posterior a la zona de captación, pues no se ha determinado en el presente estudio el comportamiento del flujo en la bocatoma misma, una vez que pasa el vertedero de captación.

Operación de compuertas

1. Se determinó que para la operación de compuertas mientras se da la captación es recomendable emplear la Compuerta N° 3. Debido a que la Compuerta N° 4 genera una mayor turbulencia y velocidades más altas en el ingreso al canal de aproximación. Por su parte, la Compuerta N° 2 debe permanecer cerrada durante la captación porque se encuentra al costado del canal de limpia, donde se da la captación.
2. Durante la operación de las compuertas en general es recomendable tener presente la simetría y gradualidad del flujo. Por ello es preferible emplear dos compuertas simultáneamente debido a que las líneas de corriente se distribuyen mejor y no se dan cambios rápidos de orientación, como se muestra en los resultados de la operación de cada compuerta.
3. El inicio del resalto no se da hasta después de la sección de salida de las compuertas, en el perfil *Creager*. Por tanto, los coeficientes de descarga estimados para la simulación han sido los adecuados para una descarga de salida libre.
4. La curva propuesta para la operación de las compuertas se cumplió en el modelo físico para las compuertas de limpia, compuertas N° 2 y N° 3, sin embargo la compuerta N°4 presentó un comportamiento diferente y se alejó de la abertura propuesta por la modelación numérica, debido a la baja capacidad de esta compuerta.

Esfuerzos de corte

1. Para caudales mayores a $500 \text{ m}^3/\text{s}$ se encuentran velocidades entre el rango de 5 a 9 m/s en los canales de aproximación y los esfuerzos de corte en esta zona se encuentran entre 50 a 150 N/m^2 . Comparando con las condiciones naturales que tienen valores de 150 a 275 N/m^2 , se concluye que en la zona de los canales existe una menor capacidad de arrastre de sedimentos que en el cauce del río, lo cual es un resultado desfavorable debido a que el funcionamiento del barraje móvil debe contemplar una descarga que garantice un arrastre de sedimentos traídos por el río. Una de las causas es el cambio de pendiente que existe al entrar en la zona de estructuras.
2. Durante la operaciones de compuertas con aberturas parciales. Los esfuerzos de corte hallados fueron los siguientes:
 - Abertura de 0,25m, esfuerzo de corte de $0,60 \text{ N/m}^2$. La compuerta N°4 presenta valores más altos al ingresar al canal.
 - Abertura de 0,50m, los esfuerzos de corte se encuentran alrededor de 2 N/m^2 .
 - Abertura de 0,75m, los esfuerzos de corte se encuentran aproximadamente en 4 N/m^2 .

La capacidad de arrastre de estos esfuerzos no es significativa, por tanto las partículas mayores a 4 mm son removidas, las demás se depositan.
3. Para realizar la limpieza del canal de limpia es necesario cerrar la captación en la bocatoma y las otras compuertas. Se deberá abrir la compuerta del canal de limpia

completamente garantizando un caudal del río de aproximadamente $100 \text{ m}^3/\text{s}$, para evitar que el pequeño embalse baje rápidamente su nivel. Es recomendable disponer de equipos mecánicos para complementar la limpieza en la zona de estructuras, dado que la acumulación de material será un problema que no se solucionará con la operación de compuertas.

Modelo numérico

En cuanto a la simulación numérica misma, como uso del software. La generación de las mallas computacionales en el proceso de la modelación es la tarea más demandante en tiempo para su realización. Podría denominarse como el cuello de botella debido a que todo parte desde la disposición espacial del volumen de control a evaluar, tomando en cuenta las estructuras a disponer, las simplificación e idealizaciones para facilitar la correcta práctica del programa.

En los modelos numéricos la discretización del espacio mediante las características del mallado influye de forma determinante en la convergencia y estabilidad de las simulaciones. Por ello requiere también utilizarse intervalos de tiempo (*timesteps*) y coeficientes de relajación que permitan obtener en mayor tiempo resultados convergentes. Por otro lado la potencia de la computadora a emplear para dichas simulaciones también juega un papel importante, dado que toma en su resolución un menor o mayor tiempo dependiendo de su capacidad.

Se recomienda como tema de profundización el estudio de la independencia de mallas, es decir, la determinación de hasta qué punto la densidad de una malla computacional brinda buenos resultados sin tener que abarcar más celdas e implicar un excesivo tiempo en la obtención de resultados. El SSIIM muestra una buena capacidad al simular las líneas de corrientes y tendencias del flujo. Así mismo reproduce zonas de turbulencia, representándose como vórtices o líneas de corriente de rápido cambio de dirección o concentración.

Entrando al tema de transporte de sedimentos, que es uno de los temas más complejos de representar en estructuras hidráulicas. A pesar de que el SSIIM es un modelo numérico destinado principalmente para estos fines, no se ha llegado a explotar al máximo este software debido a que demanda un mayor estudio de algoritmos y mayor tiempo de simulación. Sin embargo el aporte de la presente tesis es significativo debido que para poder iniciar una simulación con transporte de sedimentos es necesario contar con los resultados de una simulación del comportamiento hidráulico con buena convergencia. Y esto sí se ha logrado obtener. De esta forma en un futuro se puede tomar los resultados presentados para desarrollar simulaciones computacionales con el transporte de sedimentos.

Como principal conclusión, se entiende que los modelos numéricos son una herramienta útil, pues permiten no sólo procesar gran cantidad de información, sino que muestran resultados con buena estimación y de forma gráfica, la cual permite llegar a priori a conclusiones bastante acertadas. A su vez los modelos numéricos presentan un gran campo de aplicación, y pueden ser utilizados para diversos problemas y diseños en la ingeniería hidráulica. Se vislumbra este tema de la modelación numérica con mucho potencial en los próximos años en esta rama, siempre por supuesto complementándose de los modelos físicos, que por su parte reproducen un ensayo de la realidad en escala.

Recomendaciones finales

Como recomendación general para todas aquellas personas interesadas en desarrollar una modelación numérica. El autor sugiere que el primer paso del estudio es siempre evaluar el tipo de estructura o fenómeno a representar, este es el punto de partida. Posterior a ello se requiere de un estudio e investigación en temas de modelación numérica y palabras técnicas, para poder así comprender con mayor facilidad los conceptos que se deben aplicar y desarrollar más adelante.

Luego se debe pensar en qué modelo numérico es el más apropiado o se encuentra más al alcance. Pues existen varios software de modelación, pero se opta por elegir uno según la disponibilidad. En la presente tesis se escogió SSIIM debido a que es un programa difundido académicamente con licencia libre, además de contar con modelación tridimensional y tener como antecedentes estudios en la Universidad de Piura.

El siguiente paso es involucrarse con la metodología para la realización del mallado computacional según sea el programa seleccionado. En cuanto al SSIIM, este es una de las partes que mayor toma tiempo de práctica y trabajo; pero es posible lograr en aproximadamente cuatro meses.

Una vez que se logra una buena práctica para el desarrollo de las mallas computacionales, el siguiente paso es estudiar y conocer los tipos de simulaciones que se pueden procesar. Si son estacionarias o tiempo dependiente, a su vez las consideraciones que maneja cada software para las simulaciones. Del mismo modo es recomendable indagar y entender en buena forma los algoritmos que emplean los modelos numéricos, el ingreso correcto de los comandos o datos que requiere el programa para simular con la mayor estimación posible lo que se quiere modelar.

Finalmente, el análisis de los modelos numéricos aplicados en estructuras hidráulica está acompañado de criterios y conocimiento sólidos en hidráulica que permiten identificar que los valores representados se ajustan a la realidad; la experiencia y la teoría aplicada es el soporte para que el estudio de la modelación numérica no se limite tan sólo en un ingreso y representación de datos, sino también en una correcta interpretación y deducción del comportamiento de los fenómenos representados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Autoridad Nacional del Agua (2010) *Boletín Técnico: Recursos Hídricos del Perú en cifras*. Lima: ANA, Ministerio de Agricultura.

Bureau of Reclamation. Traducción de la 3ª Edición Americana actualizada y ampliada por Martínez Marín, E., Batanero, P., Martínez, I., Martínez Olmos, E., González, E. (2007) *Diseño de Pequeñas Presas* (1ª ed.) España: Bellisco Ediciones

Bureau of Reclamation (1977) *Design of Arch Dams*, Denver: United States Department of Interior

Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F. (1996) *Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua* (Vol I) España : U.D. Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia y Aguas de Valencia, S.A.

Chow, Ven Te. (2003) *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana.

Fernandez Oro, Jesús. (2012) *Técnicas numéricas en ingeniería de fluidos: Introducción a la dinámica de fluidos computacional (CFD) por el método de volúmenes finitos*, Barcelona: Editorial Reverté S.A.

Gentilini, B. (1941) *Efflusso dalle luci soggiacenti alle paratoie piane inclinate e a settore*, *L'Energia Elettrica*, XVIII, 6, p 361.

Gerencia de Fiscalización Eléctrica. (2005) *Compendio de Presas de Centrales Hidroeléctricas*. Lima: Osinerg

Israelsen, Orson W. (1981) *Irrigation Principles and Practices* (4ª ed) EE.UU. : Edit. Jhon Wiley & Sons Inc.

Jimenez, A., Berezowsky, Moisés. (2009) *Modelación matemática de la operación de la estructura de control del río Carrizal*, UNAM Instituto de Ingeniería, México, DF.

Klauer, Alfonso. (2000) *El Niño - La Niña: El fenómeno océano-atmosférico del Pacífico Sur, un reto para la ciencia y la historia*. (1ª ed) Lima: Nueva historia

Le Bihan, Soldi (1968) *La Irrigación en el Perú*, Lima: Ministerio de Fomento y Obras Públicas, Dirección de Irrigación.

Mansen Valderrama, Alfredo. *Diseño de Bocatomas*. Apuntes de Clase. Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Olsen, Nils R. (1999) *Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering*. 2ª ed. Noruega: The Norwegian University of Science and Technology.

Olsen, Nils R. (2000) *CFD algorithms for hydraulic engineering*. Noruega: The Norwegian University of Science and Technology.

Olsen, Nils R. (2001) *CFD modelling for hydraulic structures*. 1ª ed. Noruega: The Norwegian University of Science and Technology.

Olsen, Nils R. (2007) *Numerical modelling and hydraulics*. 1ª ed. Noruega: The Norwegian University of Science and Technology.

Olsen, Nils R. (2013) *A three-dimensional numerical model for Simulation of Sediment movements In water Intakes with Multiblock option*. User's manual. Noruega: The Norwegian University of Science and Technology.

Ordinola Enríquez, José. (2009). *Simulación numérica tridimensional del comportamiento hidráulico del embalse limón – Proyecto Olmos*. Tesis de título. Piura: Universidad de Piura.

Romero, Emilio (1961) *Geografía Económica del Perú*, Lima: Torres Aguirre.

Rosell Calderón, César. (1998) *Irrigación* (2ª ed.) Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

SENAMHI. *Evaluación del Comportamiento Hídrico de la Vertiente del Océano Pacífico durante los eventos ENOS*. Artículos Hidrológicos.
<http://www.senamhi.gob.pe/pdf/estudios/ninioOscilacionSurENOS.pdf>

Sotelo Ávila, Gilberto. (2000) *Hidráulica General*, Edit. Limusa

Tealdo Alberti, Armando. (1995) *Proyectos de Irrigación en el Perú: Situación, Análisis y Políticas*. Consejo Latinoamericano de Ciencias Sociales

Universidad de Piura, Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria. (2014). *Investigación en modelo matemático y físico de la Bocatoma Tablones Alto*. Primer informe e informe final.

Vásquez Ojeda, José. (2003). *Modelación Numérica en Hidráulica*.

Novak, P., Moffar, A., Nalluri, C. (2001) *Estructuras Hidráulicas* (2ª ed) Mac Graw Hill

ANEXOS

ANEXO A: Implementación de la malla computacional en SSIIM1

ANEXO B: Escritura del archivos *control*

ANEXO A

Implementación de la malla computacional en SSIIM1

Como se explicó en la presente tesis, la modelación numérica es la representación de fenómenos físicos usando herramientas computacionales, que nos brindan aproximaciones cercanas a la realidad. En el caso de los modelos numéricos CFD aplicados a la ingeniería hidráulica permiten estimar resultados del comportamiento hidráulico y conocer los parámetros en estudio (velocidades, tirantes, esfuerzos de corte, etc.). De esta forma es posible estudiar la modelación en estructuras como desarenadores, embalses o canales utilizando estas herramientas computacionales.

En el presente Anexo A se desarrollará de manera detallada cómo se procedió a la implementación de la malla computacional en el programa SSIIM, el modelo numérico escogido en la presente tesis. La explicación se enfocará en el cuerpo de agua embalsado por la Presa derivadora Tablones Alto correspondiente al Proyecto Chincas.

Debido a que se considera la etapa de la implementación de la malla como la más demandante en tiempo y experiencia para la modelación, se ha visto preferible contar con este anexo para resolver algunas inquietudes, complementar y poner en conocimiento el camino recorrido para la creación del mallado.

El proceso de modelación numérica consta de tres fases o etapas para llegar a los resultados finales. Estas son las siguientes:

- Pre-procesamiento: En esta etapa se adecuan las bases del proceso, se toman los datos y se simplifica la información. Se trabaja más en la geometría de la estructura a estudiar, la malla y todo lo relacionado a la topografía y/o batimetría. En esta fase se debe tener especial cuidado debido que una buena malla influye en la no presencia de errores al momento de procesar la data ingresada, a su vez facilita para identificar dónde se cometieron errores y poder así corregirlos.
- Procesamiento: Consiste en el ingreso de los datos, parámetros y condiciones que se desean modelar, así como el posterior cálculo de las variables que se busca representar.
- Post-Procesamiento: Es la carta de presentación de lo que se ha procesado, ya que muestra los resultados de una manera fácil, práctica y entendible.

Para el trabajo en estas etapas se han empleado programas, aparte de SSIIM.

- Pre-Procesamiento: En el momento en el que se trabaja con la malla es conveniente utilizar programas CAD (AutoCAD 2D, Civil 3D). Además el programa Excel para hacer manejables los datos, facilitar cálculos y extraer información.

- Procesamiento: Se ha utilizado el programa numérico SSIIM, que permite cálculos del flujo de agua.
- Post-Procesamiento: En esta etapa ha usado el programa Tecplot 360 para la visualización de resultados y también el propio *viewer 3D* de SSIIM.

Pre-Procesamiento

Como se mencionó anteriormente el pre-procesamiento es una etapa fundamental en el proceso ya que si no se tiene una buena geometría y una buena batimetría ingresada, es muy probable que posteriormente se nos presenten muchos errores. Es por eso que el primer objetivo para un modelador es aprender a implementar de la mejor forma una malla.

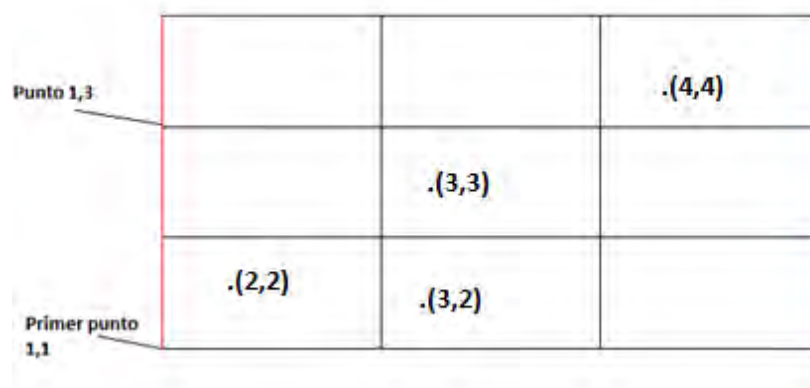
¿Cómo implementar una malla?

En primer lugar debemos saber que la malla es una forma de discretización de una estructura, es decir que cada celda simboliza un pequeño espacio en estudio, de manera que se brinde una gran aproximación al momento de los cálculos.

La malla consta de celdas y nodos (puntos que corresponden a las intersecciones de la malla). Los puntos en x son los puntos i y los puntos en y son los j . Para implementar una malla primero la atención se centra en el plano en planta i - j (bidimensional). La cantidad de nodo en la vertical k , se toma en consideración cuando la malla ya está implementada.

Es importante considerar que para SSIIM, las celdas empiezan a enumerarse con el número 2, a diferencia de los nodos. La celda correspondiente a la esquina izquierda inferior pertenece a la celda (2,2), no existe celda (1,1). El primer punto o nodo de la parte inferior izquierda corresponde al nodo 1,1 de la malla.

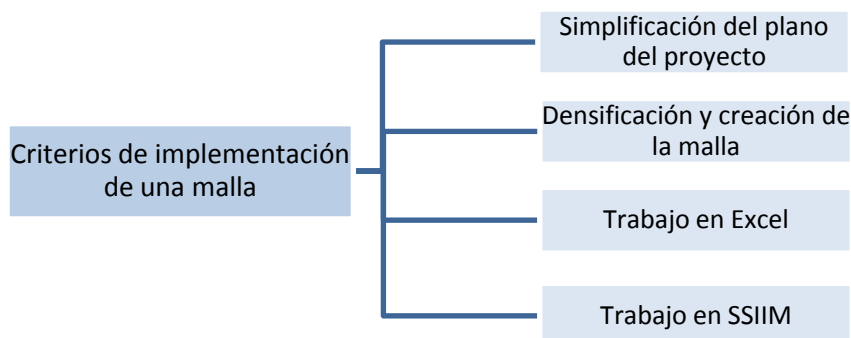
Figura A.1. Nomenclatura de nodos y celdas



Esta nomenclatura es importante manejar para poder ingresar los datos correctamente.

Para implementar una malla se seguirá ciertos pasos importantes que se desarrollan en orden, uno después de otro. Sin embargo, muchas veces se debe volver a repetir el ciclo hasta encontrar el mejor diseño de malla o forma deseada (ver Figura A.2).

Figura A.2. Esquema de tareas a realizar para la implementación de la malla en SSIIM



1. Simplificación del plano del proyecto

Se debe tener una idea clara del espacio a modelar para la realización del trabajo de Simplificación del plano del proyecto, a su vez es una tarea de criterio del modelador. En esta etapa probablemente se tienen datos ya digitalizados del proyecto en algún archivo CAD, pero aún no pueden ser implementados directamente a un programa de modelación, debido a que cuentan con demasiada información irrelevante.

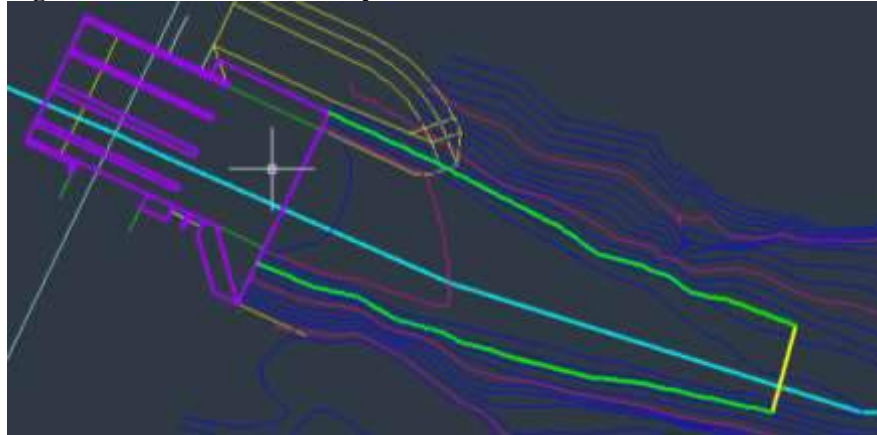
Es importante solo dejar datos correspondientes a la topografía (curvas de nivel), el cauce del río, así como la estructura de captación y aliviaderos. Se debe considerar además que habrá momentos en que es oportuno apagar capas de estructuras que obstaculicen el área a modelar. Por ejemplo, para modelar el flujo de agua en un pilar de un puente, es conveniente desactivar algunas capas correspondientes a estructuras y contar tan solo con la forma del pilar.

En nuestro caso se proporcionó el archivo CAD del proyecto junto a datos correspondientes al entorno del río, letreros, textos, casetas, accesos, entre otros que debieron ser limpiados previamente (ver Figura A.3 y A.4).

Figura A.3. Planos CAD con toda la información del proyecto



Figura A.4. Planos CAD simplificados, definidos los límites de la malla



Luego de contar con toda la información de detalle, corresponde trabajar en el contorno del cauce del río y las estructuras, es por eso que se desactiva algunas capas que no son necesarias porque es preferible quedarse con capas que correspondan a la topografía y a la estructura en sí. Mientras más sencillo sea trabajar con la información que se muestra es mejor.

La forma de la malla viene a ser descrita principalmente por el espejo de agua estable que forma la presa y sus estructuras. Sin embargo, es necesario limitar la malla en la dirección aguas arriba, según lo explicado con el cálculo de remanso (ver Capítulo 5).

Una de las más importantes simplificaciones a la malla es la no representación del canal de desvío, el brazo del margen derecho que durante la construcción sirve para desviar el río. Se estableció no modelar este brazo debido a que su comportamiento iba ser de agua estacada, sin capacidad de fluir y afectar al cauce principal del río. Se tomó entonces esa zona del margen derecho como una continuación del talud de ese lado. Esta simplificación no se asemeja a la realidad del proyecto, pero es una idealización que no influye de forma drástica en los objetivos del estudio. Pues tanto para la captación, operación de compuertas o para la avenida de un caudal importante esta simplificación es un factor con poca incidencia en el comportamiento hidráulico.

2. Densificación y creación de la malla

Densificación de la malla:

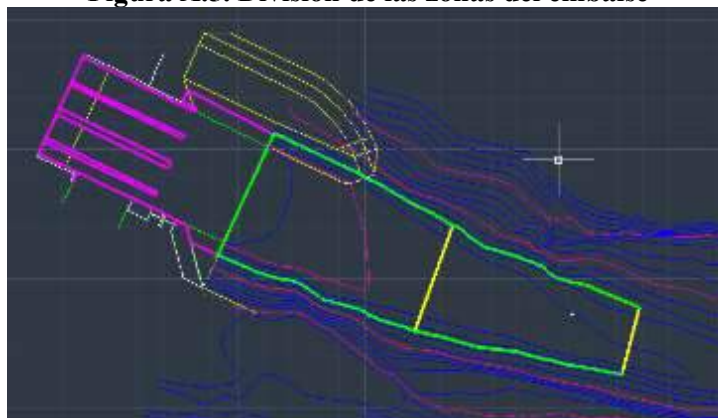
Este proceso tiene que ver con la precisión, la convergencia y el tiempo de cálculo en el programa. Por eso es importante saber qué densificación tendrá la malla a realizar, ya que a mayor cantidad de celdas se tendrá una mayor precisión, sin embargo un mayor tiempo de cálculo, ya que se hará más pesada la información al momento de procesar la simulación.

En diferentes trabajos de modelación nos encontraremos con distintos contornos a modelar. Es decir, en un río probablemente tendremos formas alargadas o sinuosas, como puede también presentarse partes estrechas y asimétricas; la estructura por su parte contribuye a que nuestro espacio a modelar no sea simétrico. Es por ello que se recomienda apoyarse con un croquis y antes de dividir nuestro espacio en celdas se dividirá en tramos.

Se ha dividido el espacio del embalse en tres zonas: Zona de entrada (aguas arriba), zona media y zona de estructuras. El margen derecho e izquierdo es denominado tomando como referencia la dirección del flujo.

El tramo de la zona de entrada tiene una forma rectangular y bastante simétrica, a su vez en este tramo no se busca encontrar resultados muy precisos por ello se optó por contar con celdas precisamente rectangulares y alargadas. En cambio en la zona de estructuras, donde se busca contar con los resultados a analizar, las celdas son cuadrangulares debido a que se requiere mayor definición. La zona media es una zona de transición, donde se da un cambio del largo de las celdas, desde muy rectangulares hasta cuadrangulares. Así se tiene en esta zona una diferencia gradual entre tramos.

Figura A.5. División de las zonas del embalse



Antes de dividir los tramos en celdas es importante conocer que cada celda en 3D es un hexaedro, dónde se busca contar con dimensiones prácticamente iguales emulando a un cubo para facilitar cálculos y no presentar errores.

Se recomienda en lo posible que, por ejemplo, teniendo un hexaedro de dimensiones a de largo, b de ancho y h de altura, no ocurra que $a > 2b$. En esta malla las celdas de la zona de entrada tienen una longitud promedio de 1,50 m, las de la zona media 1 m, y las de la zona de estructuras 0,50 m.

La longitud de la zona de entrada es de 82.5 metros, en este tramo al ser las celdas de 1.5m de longitud se cuenta por tanto con 55 celdas o 56 nodos. La zona media tiene una longitud de 81 m aproximadamente, en este tramo contamos entonces con 81 celdas de 1m de longitud. La cantidad de nodos en el margen izquierdo es igual a la cantidad de nodos en el margen derecho, por ello es importante la ubicación relativa de cada punto para la creación de las celdas en la malla.

Creación de la malla:

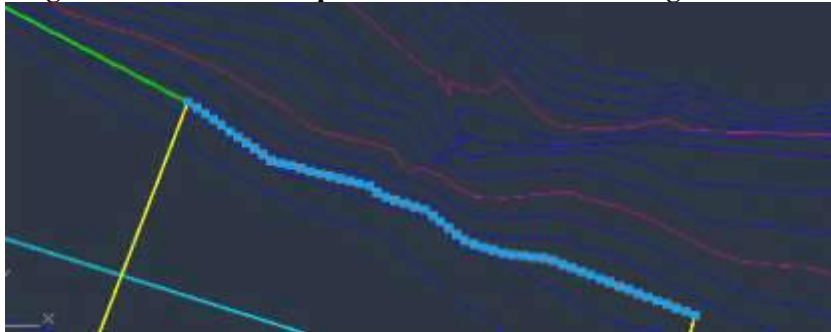
Teniendo definida una idea de cómo se puede distribuir la malla en estudio, se puede iniciar a determinar los nodos en los márgenes utilizando las herramientas del AutoCAD. Para ello se realizaron los siguientes pasos:

- Trazar la polilínea del margen derecho, margen izquierdo, estructuras y sección de entrada.
- Dividir los 3 tramos: zona de entrada, zona media y zona de estructuras.
- Seccionar los márgenes en 3 polilíneas independientes para cada zona.

- Con el comando DIVIDE en AutoCAD se fraccionan en puntos las líneas de los márgenes para indicar la cantidad de segmentos o número de divisiones a comprender.
- Se borra la polilínea y quedan los puntos en que se dividió.
- Luego, se unen los puntos mediante una nueva polilínea uno por uno, para contar con la coordenada de cada nodo y sirva para su posterior exportación de los datos.

Se debe realizar esto en cada tramo y juntar las líneas de cada margen. De manera que se tenga un margen derecho y un margen izquierdo con la cantidad de nodos deseados.

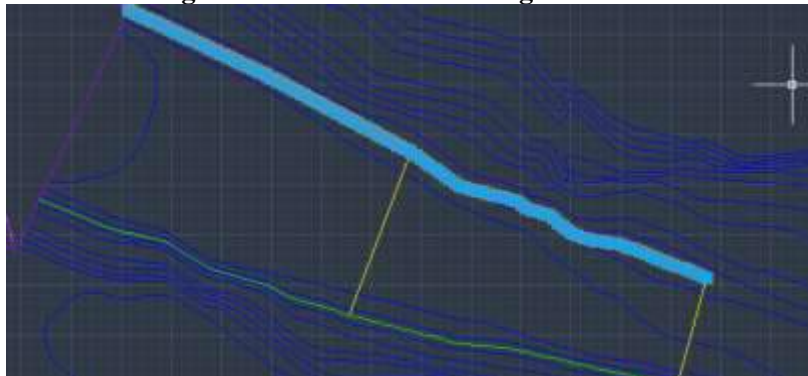
Figura A.6. División de polilínea en nodos en el margen derecho.



Con el comando EDITARPOLILINEA, se une las polilíneas de cada tramo en una sola para cada margen. Se debe seguir esta secuencia:

EDITARPOLILINEA>>MULTIPLE>>SELECCIONAROBJETOS>>ENTER>>J>>ENTER.

Figura A.7. Polilínea del margen derecho



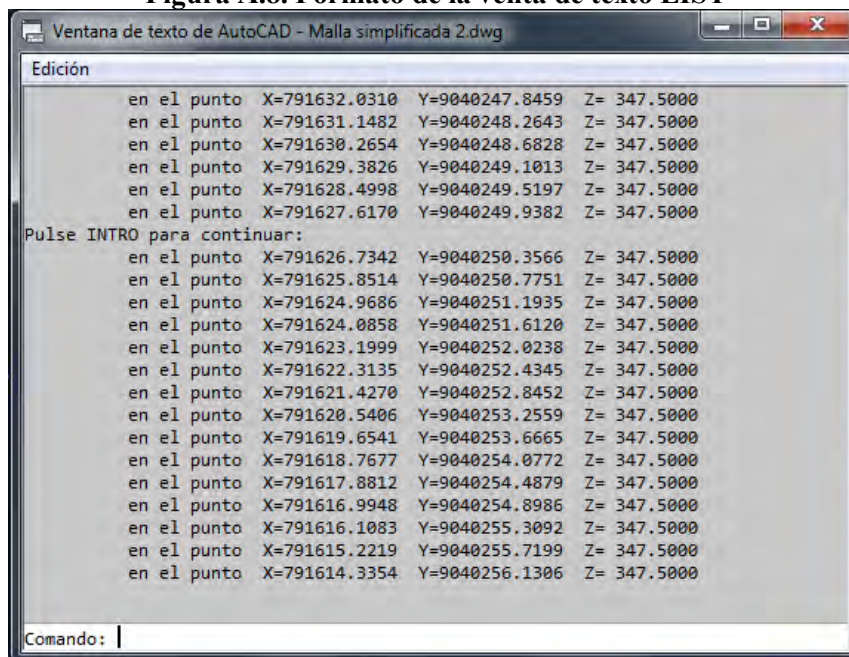
Después de contar con los nodos de cada margen, se procede a exportar los puntos de las polilíneas que corresponden a los márgenes derecho e izquierdo. Para esto existen dos formas: usando el comando LIST o cargando un LISP con un algoritmo para AutoCAD.

- Usando el comando LIST

El comando LIST es un comando que brinda información de coordenadas de los puntos contenidos en un objeto. Esta información se presenta a través de una ventana con datos, se puede copiar toda la información y llevar al Excel como puntos de coordenadas. Al escribir el comando LIST se debe seleccionar los objetos, y dar Enter; inmediatamente salta una ventana con las coordenadas de los primeros puntos del objeto. Para asegurarse que se

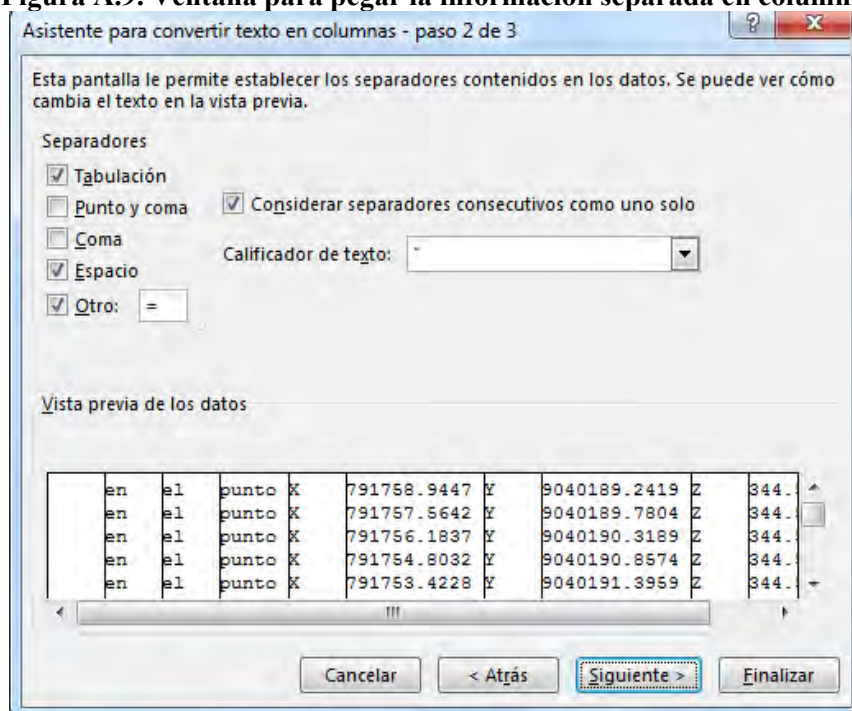
muestran todos los datos se debe revisar si en la parte inferior de la ventana no aparece el mensaje: "Pulse Enter para continuar".

Figura A.8. Formato de la venta de texto LIST



Lo siguiente es copiar esas coordenadas en Excel, para trabajar con mayor facilidad y manejo de toda la información. Al copiar la información proporcionada por el comando LIST no solo copiamos las coordenadas, pues esto tomaría mucho tiempo. Se copia todo, pero utilizando un formato de pegado especial delimitado por espacio, para que así se pegue la información separada en columnas, de manera que al final contemos tan sólo con las columnas que presentan las coordenadas.

Figura A.9. Ventana para pegar la información separada en columnas



Para realizar lo indicado, primero se debe borrar las filas que contienen las palabras: "Pulse INTRO PARA CONTINUAR", posteriormente seleccionamos la columna que nos queda y realizamos los siguientes pasos:

DATOS>>TEXTO EN COLUMNAS>>DELIMITADOS>>ESPACIO Y OTROS (=)>>FINALIZAR.
(Ver Figura A.9)

De esta manera será más fácil borrar letras y quedarnos solo con los números.

- Usando un algoritmo de AutoCAD CIVIL 3D:

Existe un algoritmo que permite exportar directamente las coordenadas del objeto, es de formato ".lsp" y puede ser cargado al CIVIL 3D. Este algoritmo está conformado por tres archivos que se cargan en:

MANAGE>>LOAD APPLICATION>>SELECCIONAMOS LOS ARCHIVOS
"Exportar_vertices_de_una_polilinea" Y "ptexport">>LOAD>>CLOSE.

De esa manera se puede activar el comando PLEXPORTEXT. Se seleccionan los objetos y finalmente se guarda el archivo donde se desee. La diferencia con el comando LIST es que el algoritmo brinda la información de coordenadas de forma directa y limpia, en un archivo .csv de Excel, así que tan solo se debe copiar y pegar en un libro Excel para trabajar con la data.

3. Trabajo en Excel

El trabajo en Excel es una transición entre la creación de la malla en CAD y la implementación al programa numérico SSIIM.

*Nota: Es importante tomar en cuenta que el flujo para cualquier estructura en SSIIM siempre se considera **de izquierda a derecha**, por lo que se requiere orientar bien los puntos antes de darles el formato para SSIIM.*

Luego de haber copiado el archivo .csv en un libro de Excel, lo que sigue es copiar cada margen en diferentes pestañas (hojas) del archivo al que llamaremos *koordina.mod*.

Para este proyecto en particular, el flujo se encontraba de derecha a izquierda lo cual hace necesario rotar los puntos. Las "formulas" para rotación de coordenadas se pueden deducir matemáticamente por nociones trigonométricas.

Las formulas son las siguientes:

$$\begin{aligned}x' &= x \cos(\alpha) + y \sin(\alpha) \\ y' &= y \cos(\alpha) + x \sin(\alpha)\end{aligned}$$

Donde α es el ángulo de rotación, que debe estar en radianes para uso en Excel. Estas fórmulas se aplican en el Excel de forma que se pueda introducir cualquier ángulo y coordenada y realizar la rotación de puntos. En la presa Tablones Alto se utilizó un ángulo de 180 grados y resultaron números negativos debido a la ubicación de los puntos en el tercer cuadrante. Las coordenadas no pueden ser negativas, así que para solucionar esto se debe aumentar una cantidad determinada (constante) de manera que los números se

transformen en cantidades positivas que no se alejen mucho del origen y así sean manejables.

Figura A.10. Rotación y conversión de coordenadas de puntos de los márgenes

Angulo convertido a radianes y coordenadas negativas					cantidades a sumar	
					791300	9040300
				Angulo de gi	180°	
				3.14159265	x'	y'
1	90	791751.708	-9040162.56	0	3.14159265	-791751.708 -9040162.56
2	90	791750.224	-9040162.91	0	3.14159265	-791750.224 -9040162.91
3	90	791748.735	-9040163.23	0	3.14159265	-791748.735 -9040163.23
4	90	791747.244	-9040163.54	0	3.14159265	-791747.244 -9040163.54

Luego de contar con las coordenadas rotadas y con la orientación adecuada para trabajar con los puntos. Es necesario enumerar cada coordenada con su respectiva ubicación **i j**. Debemos considerar que al girarse la posición del espacio, la menor coordenada en *x* indica mayor valor **i**. Para el caso de las coordenadas en *y*, por tratarse de los márgenes, los puntos del margen derecho tienen el índice **j=1** y el margen izquierdo **j=90**.

Para las coordenadas en *z* se escribe en todos los puntos 0, ya que así lo exige el formato *koordinat.mod* de SSIIM, pues tan solo se incorpora el contorno de la malla computacional.

Para el archivo *geodata*, que corresponde a las características topográficas o de batimetría, exportaremos la curvas de nivel con el algoritmo ya explicado, y colocaremos todas las curvas en un solo libro Excel que llamaremos Geodata. Finalmente rotaremos cada coordenada y colocaremos la letra E antes de cada fila, respetando el formato de este archivo.

Figura A.11. Rotación de puntos de curvas de nivel

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1							Angulo[sexa]		180				791300	9040300	
2		x	y	z			RAD	3.14159265	x'	y'					
3	E	791594.322	-9040213.63	344.81				3.14159265	-791594.322	-9040213.63		E	305.678293	86.366948	344.81
4	E	791594.476	-9040213.57	344.81				3.14159265	-791594.476	-9040213.57		E	305.523816	86.425998	344.81

El trabajo en Excel termina cuando se cuenta con una hoja con toda la data de las curvas de nivel del proyecto, llamada *geodata*; y a su vez cuando se tiene una hoja con la información de los puntos de la margen derecha y otra con los puntos de la margen izquierda. Toda esta data nos permitirá poder ingresar el área de trabajo para la geometría de la malla en SSIIM.

Siempre es recomendable revisar nuevamente los pasos realizados para encontrar algún error.

4. Trabajo en SSIIM

Antes de trabajar en la implementación de la malla ya netamente en SSIIM, es importante conocer que la última versión del programa cuenta con dos módulos: SSIIM1 y SSIIM2.

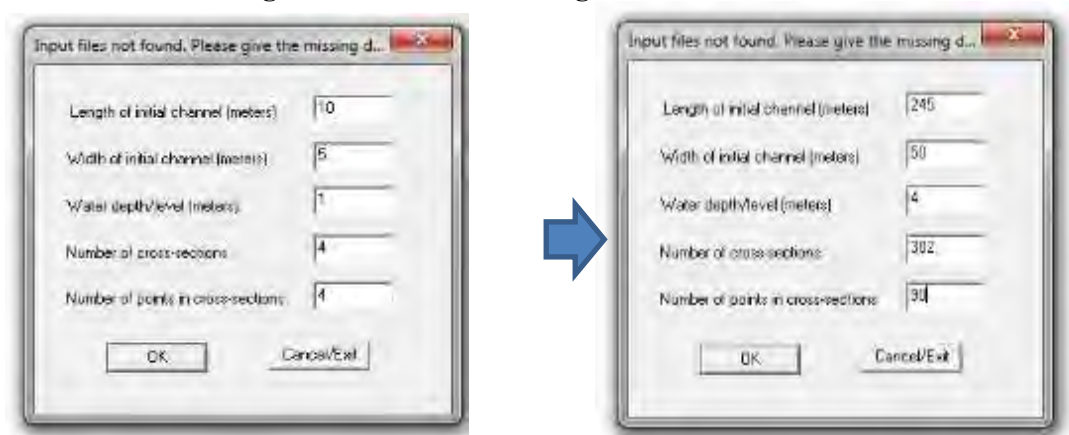
SSIIM1 usa una malla estructurada no-ortogonal mientras que SSIIM2 una malla no-estructurada con opción multibloque. Dependiendo de las necesidades del usuario se puede optar por una u otra. En la presente tesis se utilizó el SSIIM1. En la versión 2014, SSIIM 1

consta de un solo archivo que se copia cada vez que se quiera iniciar una modelación con el programa. Anteriores versiones de SSIIM no trabajaban así, pues requería de la presencia de otros archivos en la carpeta de uso.



Al ejecutar el programa inmediatamente aparece un cuadro que pide las características geométricas de la estructura a modelar, tales como longitud, ancho, profundidad, número de secciones y puntos por sección.

Figura A.12. Ventana de ingreso de datos al abrir SSIIM



Esta ventana procede a ser llenada tomando en cuenta los criterios y datos ya considerados:

Longitud inicial:	245
Ancho inicial:	50
Profundidad / nivel del agua ⁴⁰ :	4
Número de secciones:	302
Número de puntos por sección:	90

Posteriormente se muestra la interfaz de usuario y además se generan algunos archivos importantes para la modelación en la carpeta del programa.

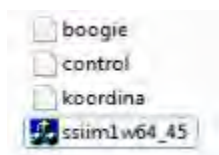
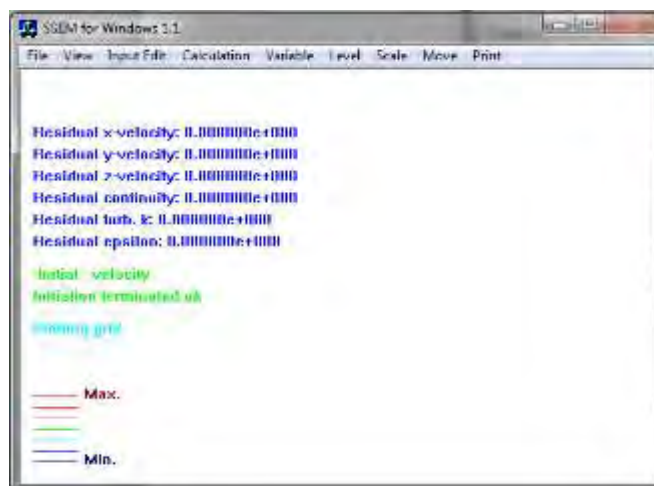


Figura A.13. Ventana principal de interface de SSIIM

⁴⁰ En primera instancia se ingresa la profundidad, después de la implementación se ingresa la cota del nivel de agua.



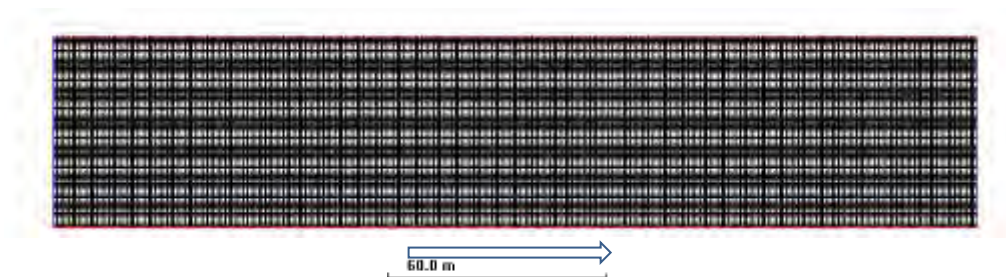
Los principales archivos de SSIIM son: *boogie*, *control* y *koordina*, los cuales aparecen por defecto después de crearse la malla. Sin embargo para la ejecución del programa también se requiere de otros archivos que contienen información para la modelación.

<i>Boogie</i>	Indica mensajes de error y resultados durante el procesamiento.
<i>Control</i>	Sirve para especificar funciones llamadas <i>dataset</i> y otros módulos a ejecutar. Aquí se ingresan datos que tienen que ver con el procesamiento tales como caudal, nivel de agua, etc.
<i>Koordina</i>	Es un archivo que contiene la información de la malla, la ubicación de cada nodo.
<i>Koordina.mod</i>	Es un archivo que ayuda a la edición de la malla.
<i>Result</i>	Contiene los resultados de los cálculos ejecutados.
<i>Geodata</i>	Contiene las características de topografía y batimetría (coordenadas y cotas) de cada nodo.
<i>Bedrough</i>	Es usado para especificar rugosidades en celdas individuales.

La interfaz de usuario de SSIIM consta inicialmente de las siguientes herramientas:

<i>File</i>	Muestra opciones de guardado y escritura de resultados y archivos.
<i>View</i>	Muestra opciones de vista de la malla (planta, secciones), <i>grideditor</i> .
<i>Input edit</i>	Permite ingresar datos o parámetros relacionados con el flujo de agua y/o sedimentos.
<i>Calculation</i>	Calcula el flujo de agua 2D y 3D, sedimentos o calidad de agua
<i>Variable</i>	Dentro de las vistas de la malla grafica la variable escogida
<i>Level</i>	Muestra cada nivel vertical de agua
<i>Scale</i>	Muestra opciones de escala o zoom, y también la escala de las isolíneas de la variable mostrada
<i>Move</i>	Permite el desplazamiento en el espacio de trabajo
<i>Print</i>	Muestra opciones de impresión

Para poder visualizar la malla creada después de ingresar los datos solicitados en un inicio, se debe seguir la siguiente secuencia: >>VIEW >>MAP.



Es importante recordar que el flujo de agua en el SSIIM1 se representa de izquierda a derecha. Si se desea hacer zoom debemos utilizar las teclas Avpag. o Repag.

Para implementar la malla en SSIIM debemos seguir cuatro pasos:



4.1. Lectura del archivo koordina.mod

Para implementar el *koordina.mod* primero se ejecuta el programa, se coloca las características de la malla y se cierra, tal cómo hasta el momento se ha avanzado.

Luego, tras haber rotado los puntos en Excel, lo siguiente es copiar ambos márgenes de la malla en el Bloc de notas, no interesa el orden siempre que cada nodo tenga sus índices i y j correctos. Los puntos del margen derecho tendrán $j=1$, y los puntos del margen izquierdo tendrán $j=90$. Los nodos en i irán creciendo de 1 a 302.

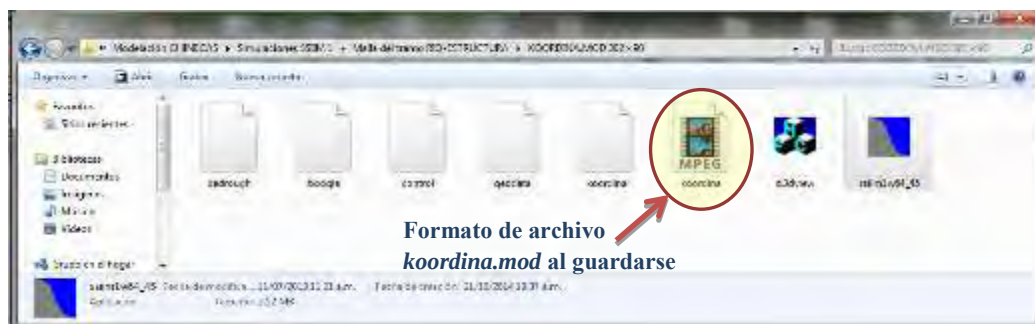
Figura A.14. Escritura de koordina.mod en el Bloc de notas

La imagen muestra una ventana de 'Bloc de notas' con un archivo de texto que contiene una lista de coordenadas. El formato de cada línea es: i , j , x , y , z .

i	j	x	y	z
1	1	141.266828	111.537885	0
1	90	148.292213	137.42811	0
2	1	142.601997	110.907537	0
2	90	149.775379	137.004302	0
3	1	143.945918	110.796636	0
3	90	151.261996	136.774288	0
4	1	143.303242	109.715253	0
4	90	152.755652	136.461701	0
5	1	140.675248	109.171297	0
5	90	154.235267	136.196769	0
6	1	148.060321	108.659812	0
6	90	153.757667	135.946848	0
7	1	149.405402	108.148406	0
7	90	157.253397	135.839719	0
8	1	150.812877	107.592574	0
8	90	158.748034	135.36676	0
9	1	152.172034	107.015767	0
9	90	160.24371	135.079537	0
10	1	153.5323	106.44158	0
10	90	161.766157	134.829895	0
11	1	154.892707	105.867726	0
11	90	163.248604	134.579839	0
12	1	156.233114	105.295871	0
12	90	164.751051	134.330023	0
13	1	157.617767	104.730312	0
13	90	166.251498	134.080186	0
14	1	158.987126	104.17816	0

Posteriormente lo guardamos en la carpeta donde estemos trabajando con el programa (SSIIM) con el nombre de *koordina.mod*, el archivo aparece en la carpeta de la modelación como un archivo de video o música.

Figura A.15. Archivos creados para lectura de SSIIM



Después se abre nuevamente SSIIM y se sigue la siguiente secuencia:

VIEW: GRIDEDITOR >> FILE: READKOORDINA.MOD >> GENERATE: TRANSFINITE I >> BOUNDARY >> TRANSFINITE I>> GENERATE: IMPLEMENTATION

Para poder leer el archivo *koordina.mod* se debe estar en el *GridEditor*.

Figura A.16. Lectura de koordina.mod

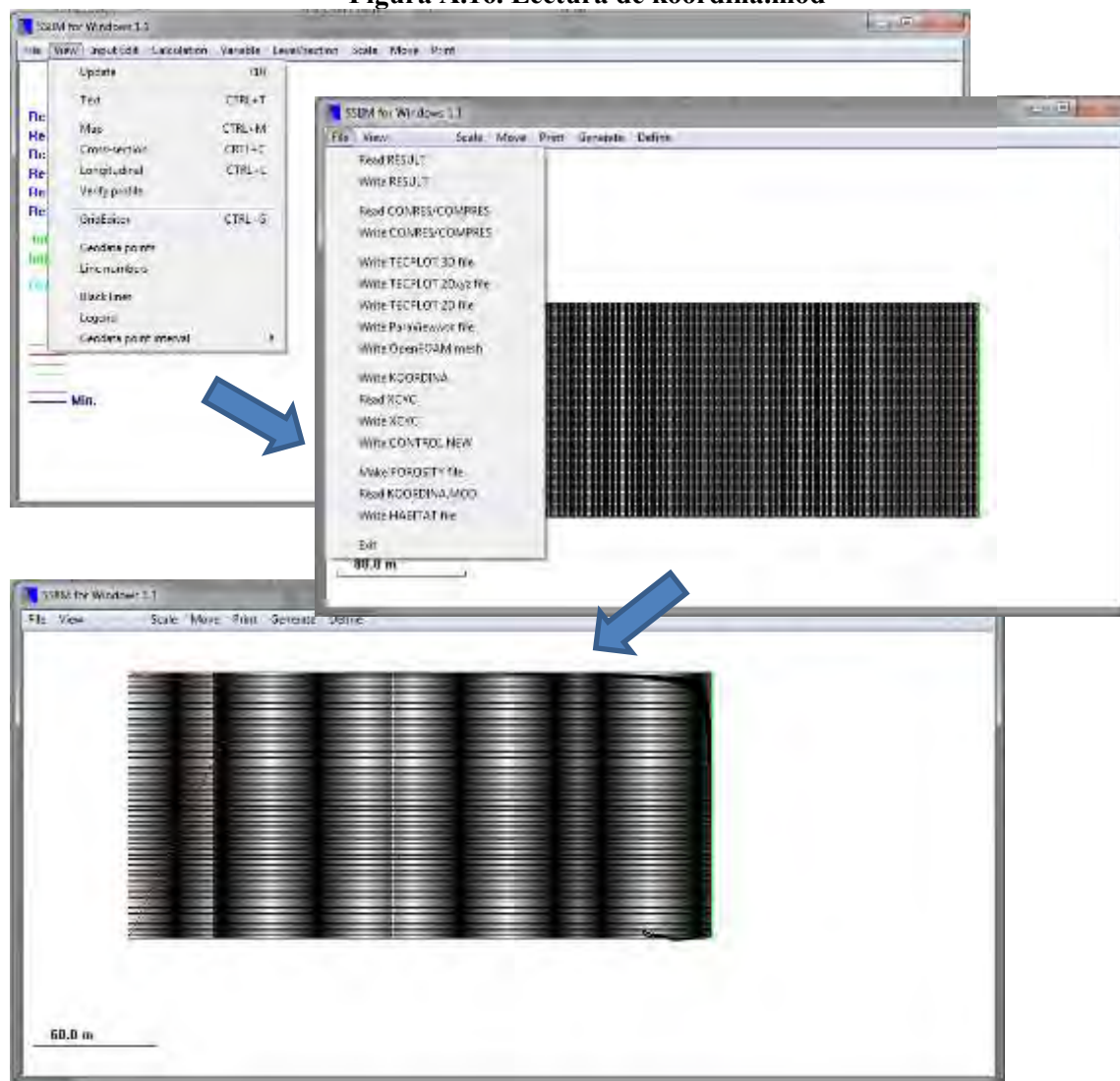


Figura A.17. Uso de TRANSFINITE I y BOUNDARY

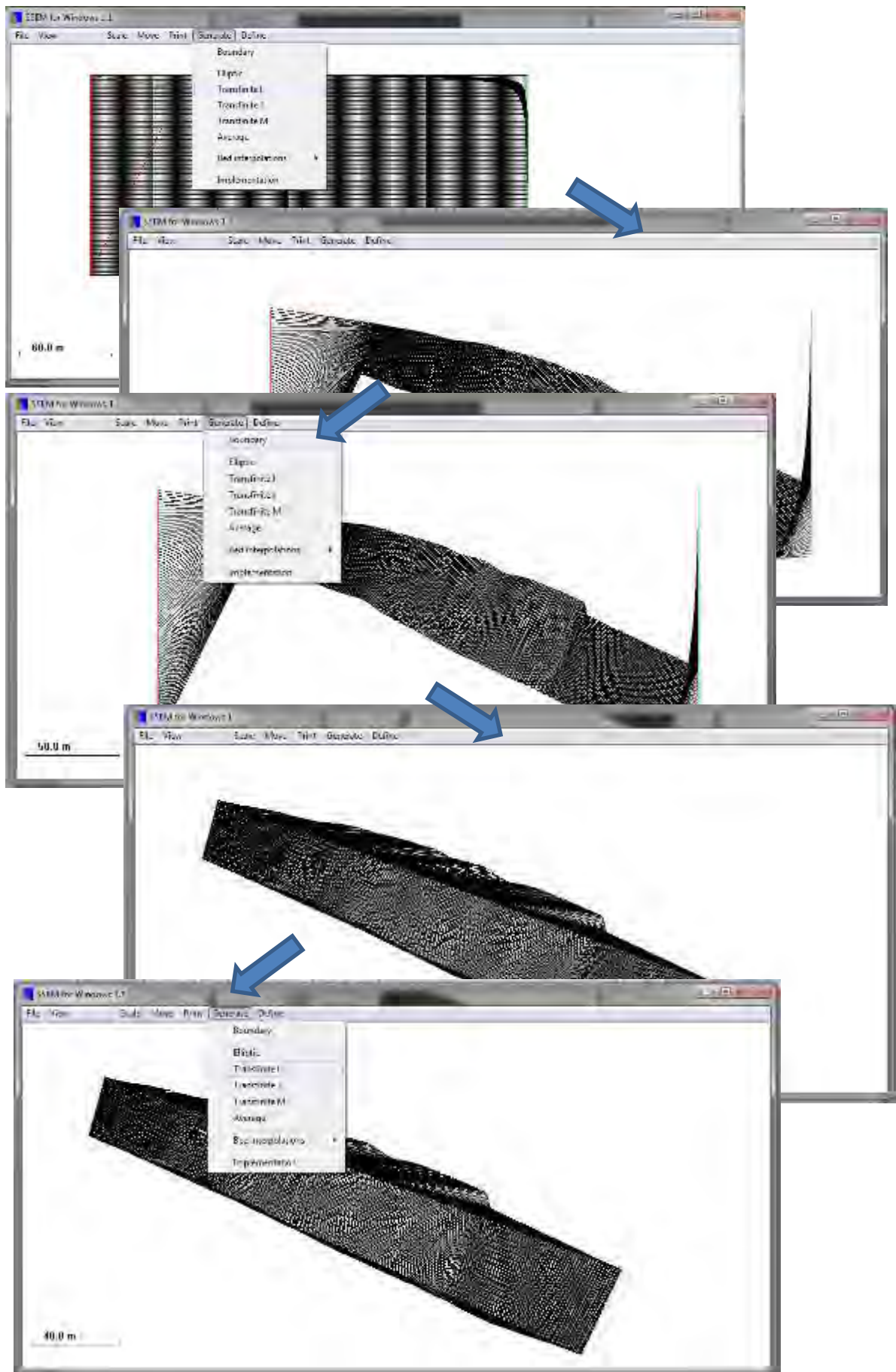
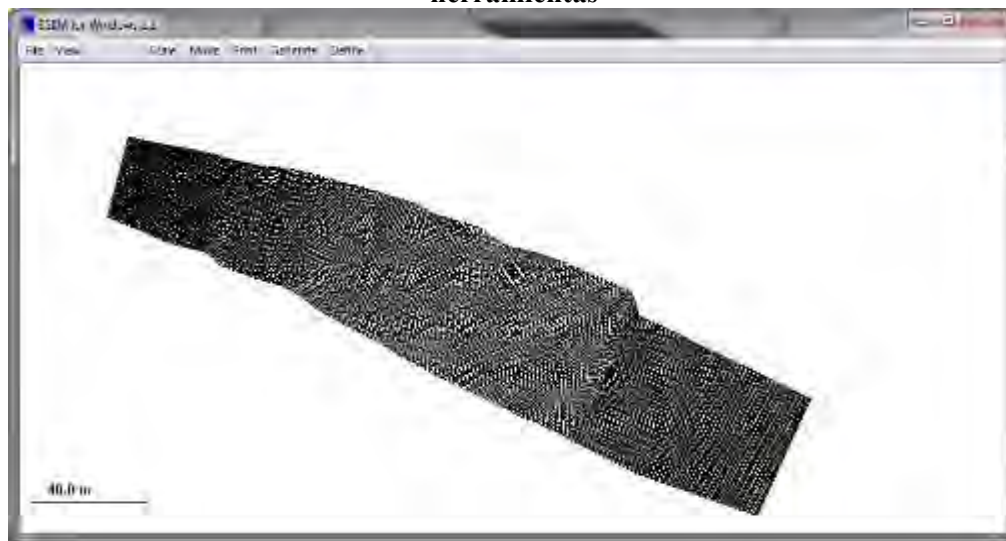


Figura A.18. Resultado de la malla después de la lectura del *koordina.mod* y uso de herramientas

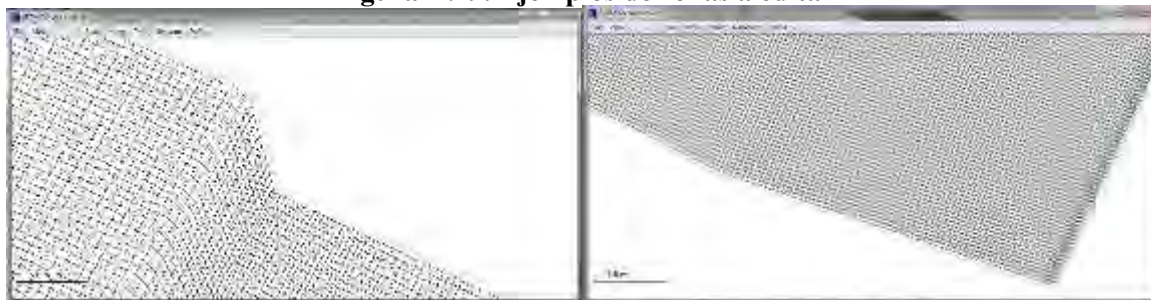


Después, para trabajar sobre la malla creada es necesario ir a *Generate: Implementation* para grabar el mallado en el archivo *koordina*. Así se puede cerrar y volver abrir SSIIM y aparecerá la última malla trabajada.

Tal como se aprecia, si se tiene bien definido los márgenes a través de los trabajos previos en CAD y Excel, es fácil dibujar la malla en SSIIM a través del *koordina.mod*. Sin embargo, es necesario visualizar en zoom para ver detalles a definir de manera local.

La herramienta de *Transfinite I* une en línea recta cada margen con su nodo *j* respectivo, es decir alinea los puntos con el mismo valor en *j*. Por ello, como se aprecia en las figuras existen partes que aún hacen falta trabajar para contar con un mejor acabado tal como el diseñador busca modelar.

Figura A.19. Ejemplos de zonas a editar



4.2. GridEditor - NoMovePoints

El GridEditor es una opción que permite editar la malla antes de implementarla finalmente, esto puede ser manual con el pulso usando el mouse o cargando información de coordenadas en *koordina.mod*, tal como se mostró.

Al seleccionar esta opción aparecen nuevas opciones como:

Define: Permite seleccionar puntos a editar, o bloquear puntos.

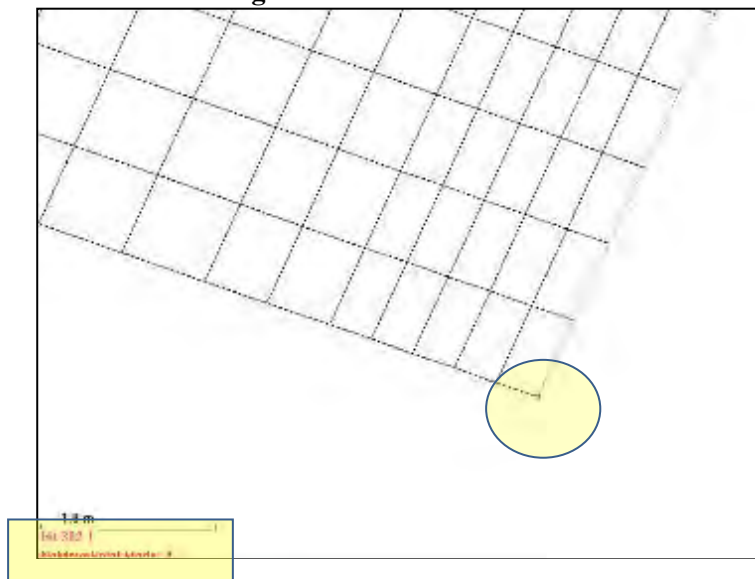
Generate: Interpola usando diferentes opciones:

Boundary	Interpola para dar forma al borde.
Elliptic	Suaviza la malla, dándole una forma con curvas suavemente definidas.
Transfinite (i, j, M)	Une los puntos del contorno y forma líneas rectas. Es decir i con i, j con j.
Average	Brinda un promedio de interpolación entre los bordes extremos i y j.
Bed interpolation	Interpola la Geodata de cuatro diferentes formas, se recomienda usar <i>default</i> .
Implementation	Implementa la malla y guarda el trabajo realizado en el Grideditor actualizando el archivo <i>koordina</i> .

NoMovePoints

Esta opción se encuentra en *Define* y permite el bloqueo de puntos, de esta manera el programa al interpolar los congela y no los mueve.

Figura A.20. NoMovePoints



En la parte inferior del programa aparece un mensaje con letras rojas si este está activado. Además si seleccionamos algún punto, sus coordenadas "i" y "j" aparecerán debajo del programa. Se pueden seleccionar los NoMovePoints necesarios hasta su máxima cantidad a emplear, 19 999.

El uso de los NoMovePoints es muy útil, dado que al momento de aplicar las herramientas de *Generate - elliptic*, estos puntos fijos no se mueven, ni se ajustan, permanecen donde se les indica.

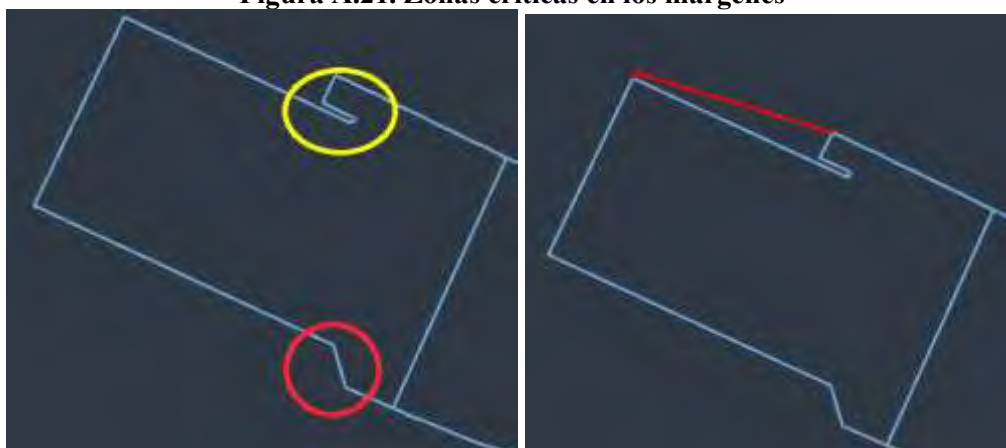
Una forma más rápida para indicar los puntos fijos sin utilizar el click en ellos, es haciendo uso del archivo control. Pues existe un *dataset* bastante útil denominado **W 6**. Si escribimos en el archivo control *W 6* "nodo i" "nodo j", el nodo citado no se moverá y permitirá dar forma a las estructuras que se desean bloquear.

Por lo general estos puntos se usan en zonas donde se desea dar cierta forma dibujada, y es necesario especificar puntos fijo para su representación.

Un consejo práctico para usar esta herramienta, es primero analizar los nodos que no desean moverse. En segundo lugar hallar la coordenada (x,y) del punto a congelar. Para esto se puede volver hacer uso nuevamente de *koordinata.mod* y posterior a ello escribir el W 6 del nodo fijo en el archivo control antes de utilizar la herramienta *Boundary* o *Transfinite*.

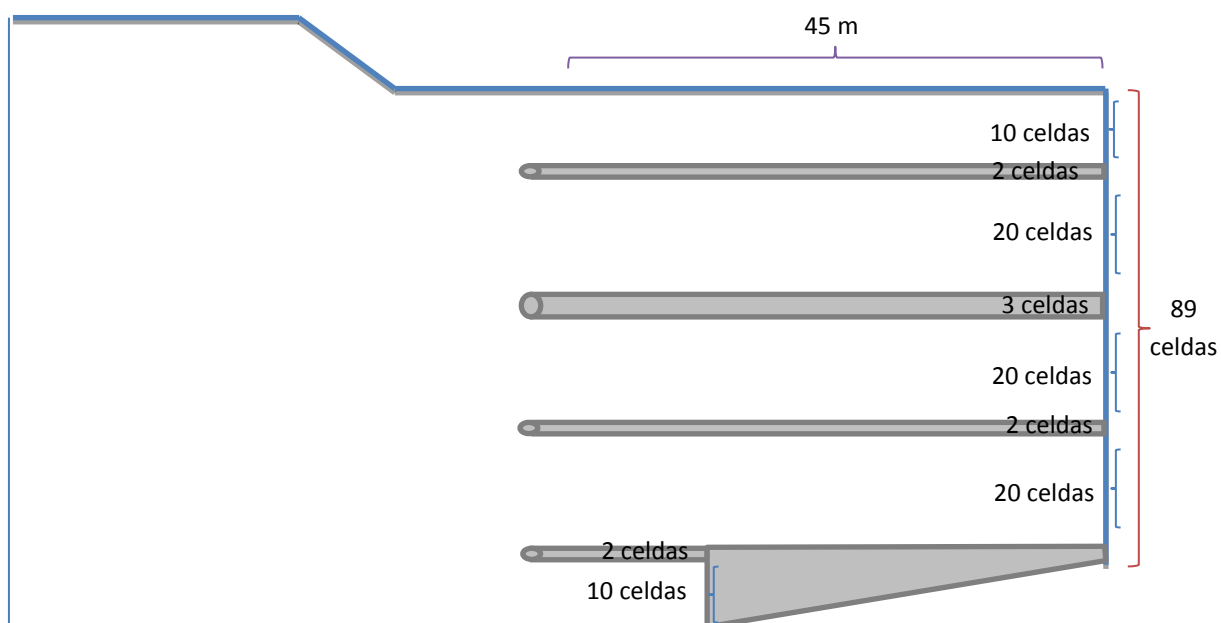
La parte de las estructuras es la más trabajosa debido a las formas que pueda tener, en nuestro caso se presentaron dos zonas a atender de manera local (ver Figura A.21). La zona de amarillo es muy difícil de modelar, es por eso que se buscó simplificar su modelación, haciendo un contorno lo más regular posible, mediante un cierre ficticio.

Figura A.21. Zonas críticas en los márgenes



En la zona de estructuras se tomó 0.5 m de separación entre nodos. Al medir 81.2 m de longitud el margen derecho de esta zona se tuvo por tanto 162 segmentos. La zona de compuertas presentó transversalmente 89 segmentos.

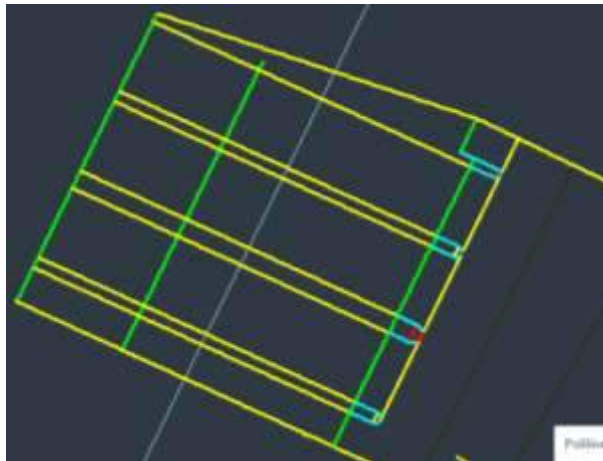
Figura A.22. Esquema de distribución de celdas en la componente j.



En el margen izquierdo se trabajó cuidadosamente, debido a que el programa SSIIM une los puntos del margen izquierdo y derecho por defecto.

Para los pilares, se trabajó primero en el lado recto y luego el lado curvo al terminar la pared. Por ello, en los 45 m de distancia que existe en los canales de aproximación se usó puntos fijos en las paredes para representar una cuadrícula exacta. Para ello se dividió cada pilar en 90 segmentos y se exportó cada pared, la sección de salida (compuertas) y el paralelo auxiliar trazado. Se utilizó la herramienta Plexportext ya mencionada, luego se pasó la información a Excel, se rotó los puntos y se empleó un nuevo archivo *koordina.mod* para leer la ubicación de esos puntos en SSIIM.

Figura A.23. Pilares o muros de encauzamiento en la zona de estructuras



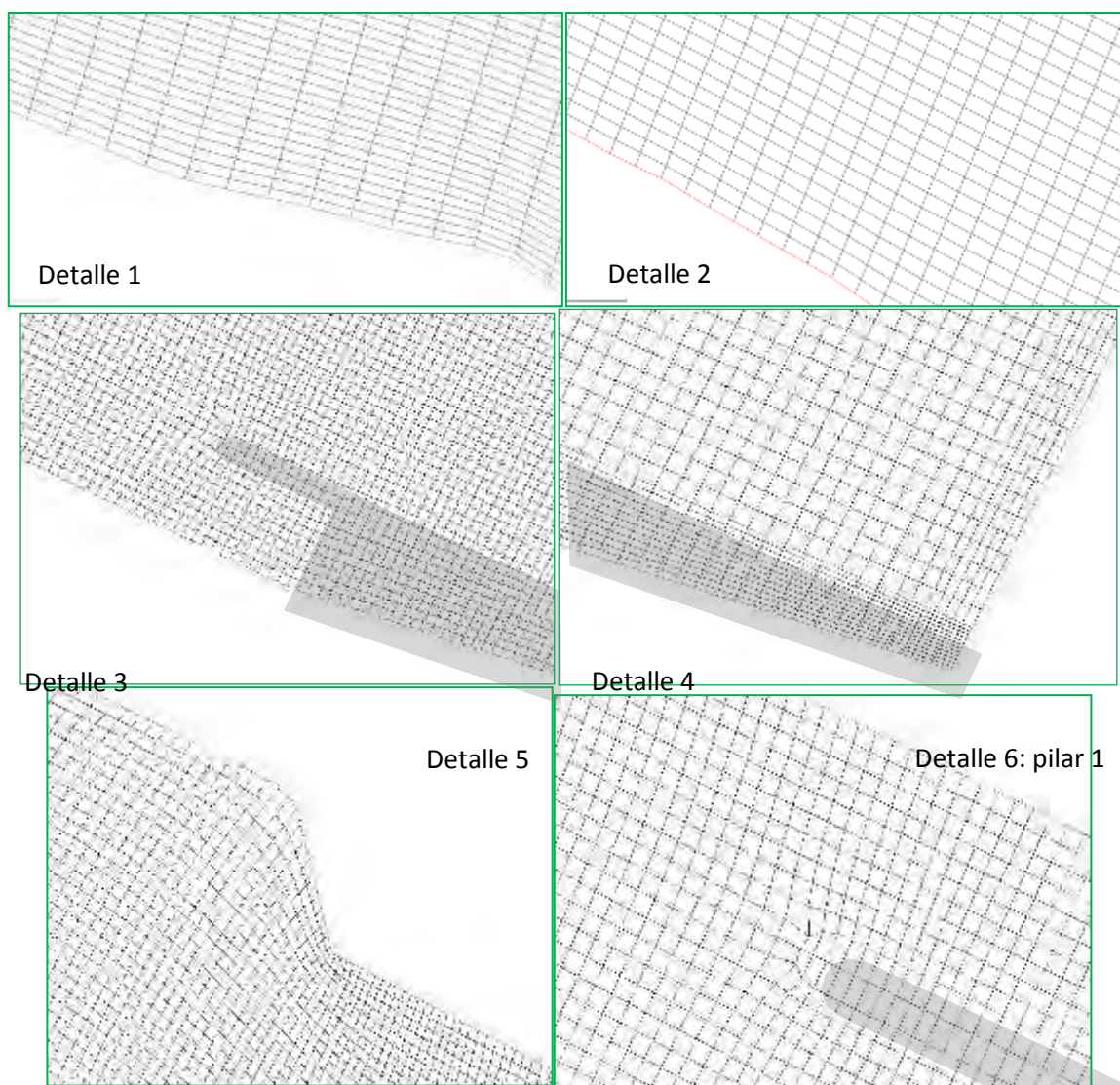
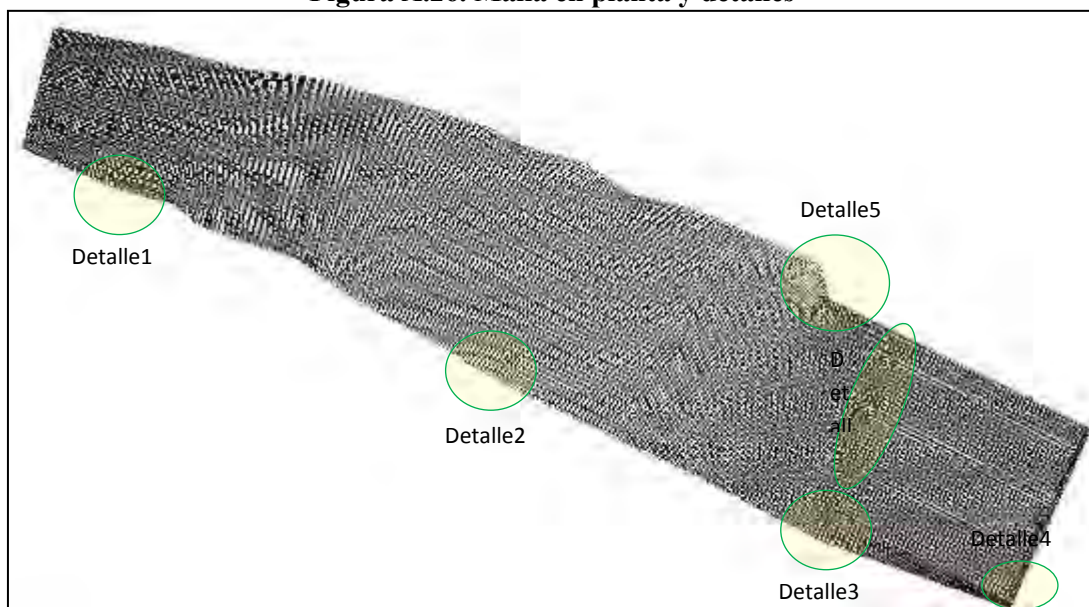
Nota: La zona curva es la pintada en celeste. Esta zona requirió de un trabajo local en cada pilar.

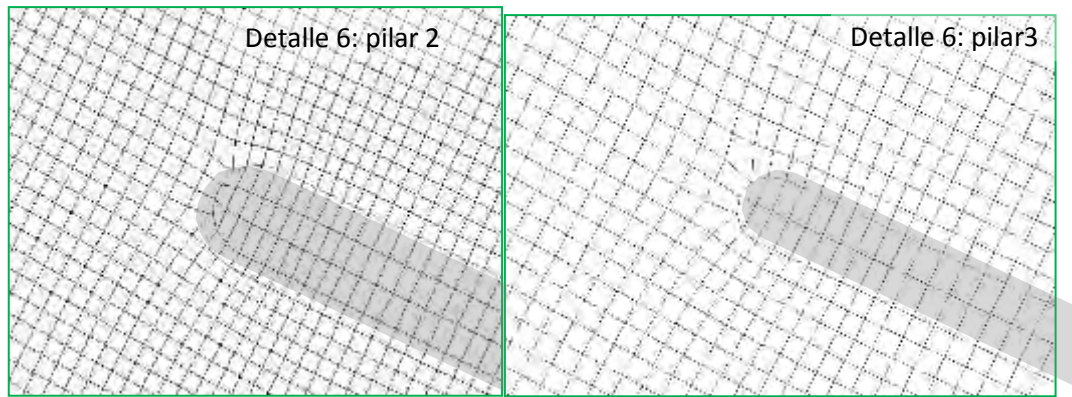
En el margen izquierdo existe una pared diagonal que ensancha la sección transversal, donde se intervino tomando en cuenta la concavidad y la parte convexa del margen. En la zona convexa siempre es necesaria una mayor cantidad de puntos, mientras que en la parte cóncava más espaciados. Esto con el fin de comprender celdas graduales y acordes con el mallado. Por esa razón en nuestro ejemplo se tomó una zona de transición, la zona convexa y la cóncava con diferente densificación de puntos.

Figura A.25. Margen izquierda de la zona de estructuras



En la Figura A.26 se muestra la malla con los detalles en las zonas trabajadas utilizando las herramientas *koordina.mod*, Grid Editor–NoMovePoint, *dataset W 6* en el *control*.

Figura A.26. Malla en planta y detalles



En la Figura A.26 se muestran detalles en diferentes zonas de la malla para mostrar cómo se optó el trazado de los nodos en estos sectores. La curvatura de los bordes de los pilares y la pared diagonal en el margen izquierdo fueron las zonas más críticas, donde tomó más tiempo de edición para llegar a la forma más “suave”, gradual y ortogonalidad entre celdas, buscando siempre la idea de malla estructurada.

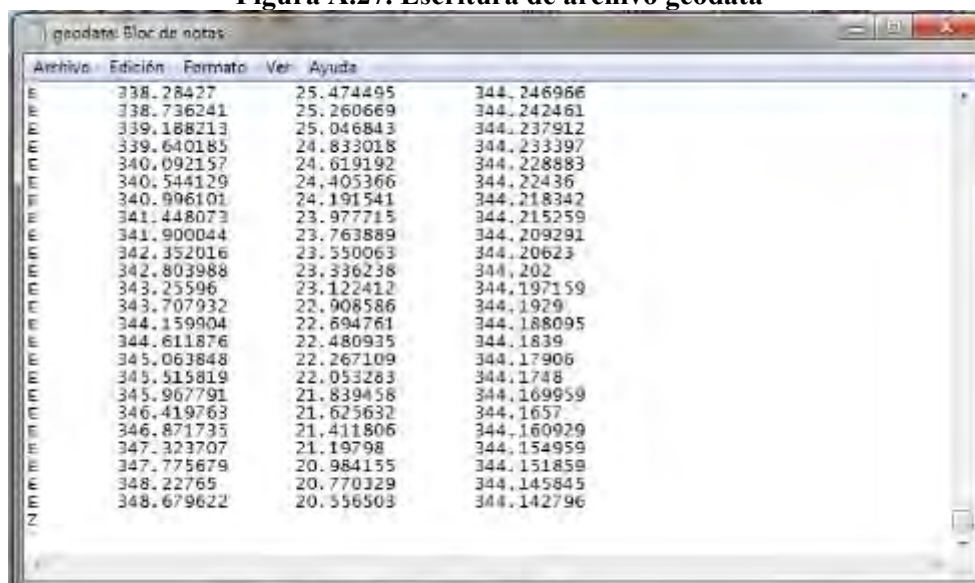
Para ello se hizo uso de las herramientas del Grid editor y bosquejos a mano alzada para tener presente cómo se deseaba definir esos sectores. La edición de los nodos para encontrar la forma más favorable para la cuadrícula de la malla se adquiere con la práctica, pues después de varios intentos se logra una malla con buena *performance*.

4.3. Lectura del archivo Geodata

El archivo *geodata* es el archivo que contiene las cotas de la superficie de fondo de la malla, las coordenadas con su cota respectiva. Geodata trabaja en un archivo similar al archivo *control* creado. Por tanto se copia el archivo *control*, se borra su contenido, después se copia la data del Excel Geodata, colocándole una letra Z en la última fila, y finalmente se guarda como *geodata* (ver Figura A.27).

Para los puntos de las zonas de estructuras se recomienda no exportarlo como curvas de nivel (cauce del río), sino es preferible generar una superficie en Civil 3D y exportar puntos aleatorios con cierta densidad, puesto que con gran cantidad de puntos se saturará el programa. Por ello en Excel, se debe filtrar los puntos y considerar solo los necesarios, posteriormente no se debe olvidar rotar los puntos para ingresarlos en el archivo *geodata*.

Figura A.27. Escritura de archivo geodata



	E	E	E
E	338.28427	25.474495	344.246966
E	338.736241	25.260669	344.242461
E	339.188213	25.046843	344.237912
E	339.640185	24.833018	344.233397
E	340.092157	24.619192	344.228883
E	340.544129	24.405366	344.22436
E	340.996101	24.191541	344.218342
E	341.448073	23.977715	344.215259
E	341.900044	23.763889	344.209291
E	342.352016	23.550063	344.20623
E	342.803988	23.336238	344.202
E	343.25596	23.122412	344.197159
E	343.707932	22.908586	344.1929
E	344.159904	22.694761	344.188095
E	344.611876	22.480935	344.1839
E	345.063848	22.267109	344.17906
E	345.515819	22.053283	344.1748
E	345.967791	21.839458	344.169959
E	346.419763	21.625632	344.1657
E	346.871735	21.411806	344.160929
E	347.323707	21.19798	344.154959
E	347.775679	20.984155	344.151858
E	348.22765	20.770329	344.145845
Z	348.679622	20.556503	344.142796

Después de tener guardado el archivo *geodata* en la carpeta de trabajo, se abre el SSIIM y se realiza la siguiente secuencia:

```
>> VIEW: GRIDEDITOR >> VIEW: GEODATAPOINTS
>> GENERATE: BED INTERPOLATION: DEFAULT
>> FILE: WRITE KOORDINA >> GENERATE: IMPLEMENTATION
```

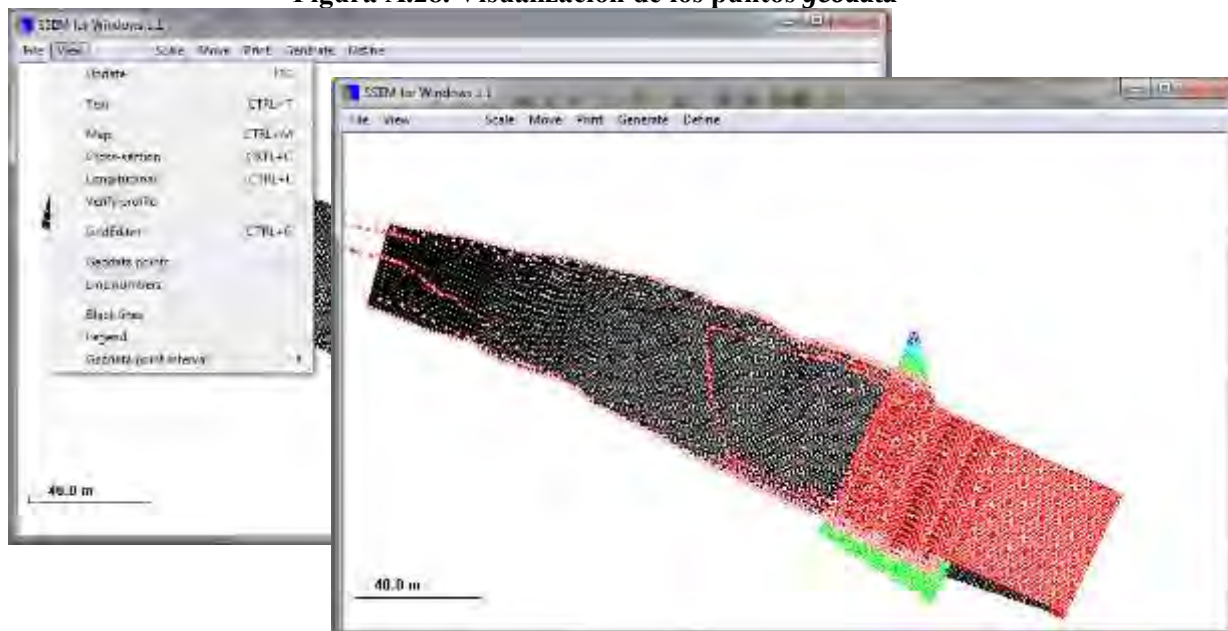
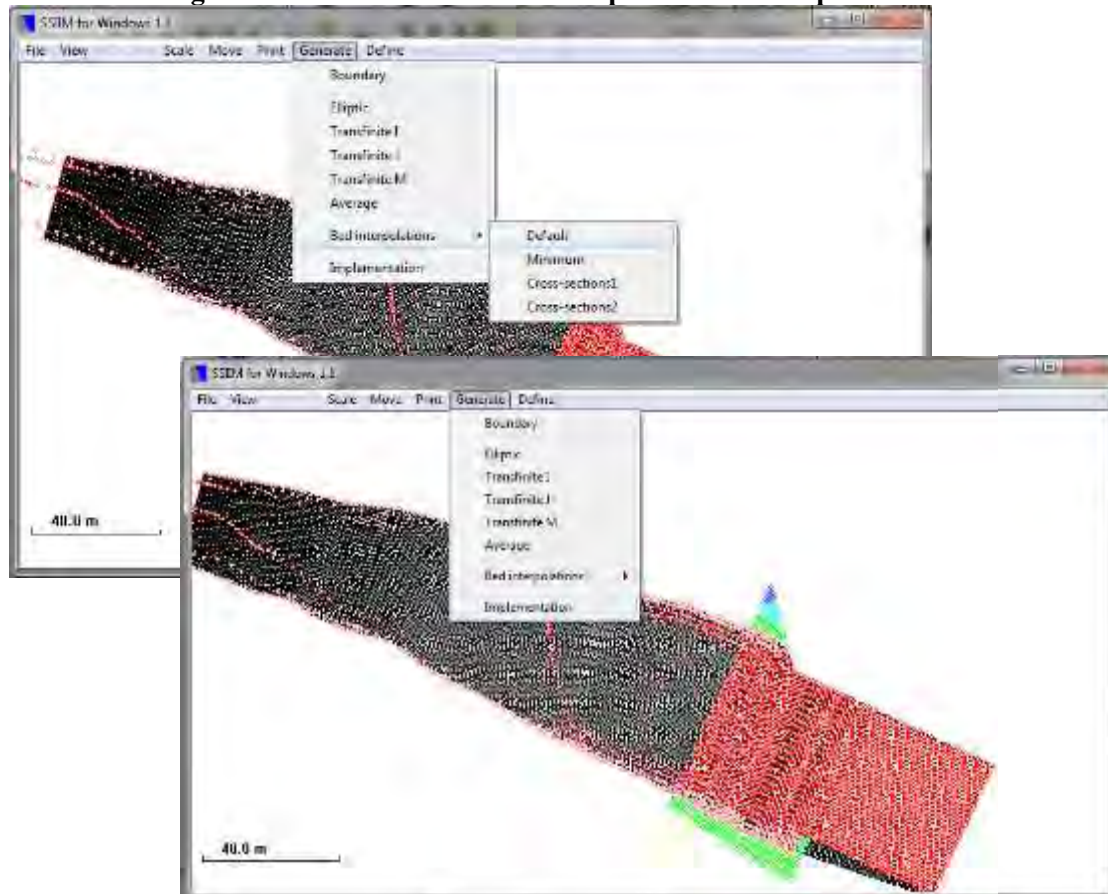
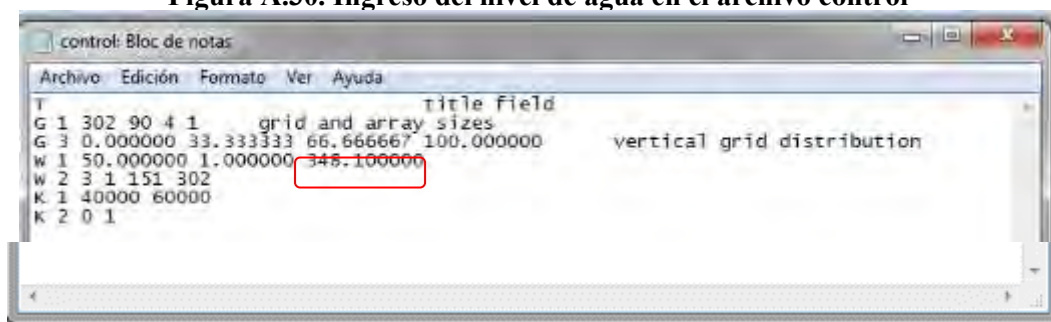
Figura A.28. Visualización de los puntos *geodata*

Figura A.29. Generación de la interpolación de la superficie de fondo

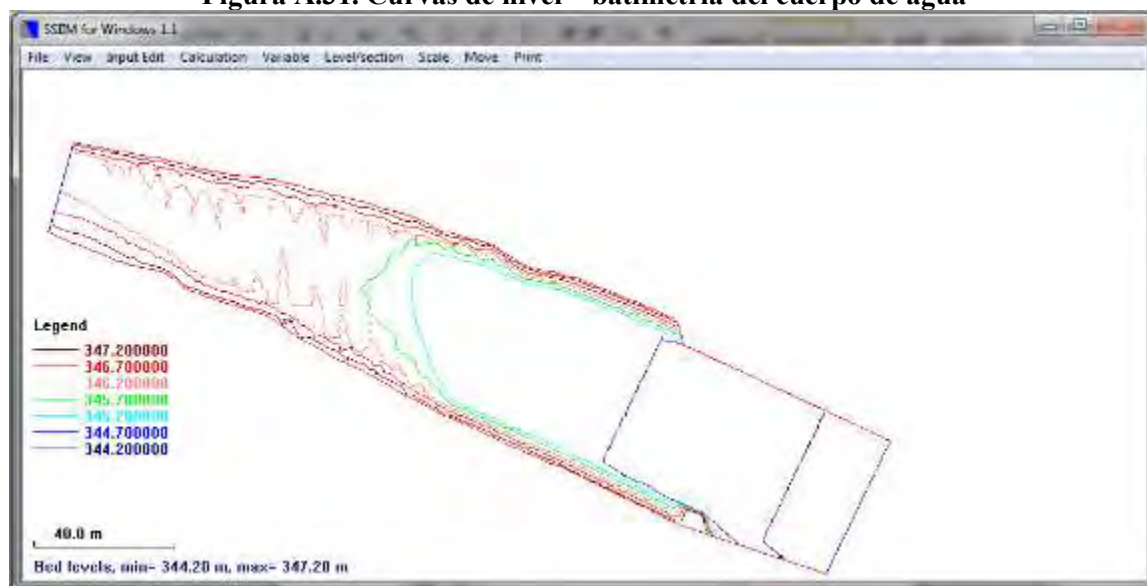
Luego de seleccionar IMPLEMENTATION el programa se cerrará por defecto. Lo siguiente a realizar es especificar la cota del nivel de agua en el archivo *control*. Al abrir el archivo *control* veremos el *dataset* W1, debemos cambiar el último número de esa fila por el la cota del NAMO = 348.1, de esta forma se podrá abrir nuevamente el SSIM.

Figura A.30. Ingreso del nivel de agua en el archivo control

Si se desea ver las curvas de nivel (batimetría) de la malla se puede ir a:

VIEW: MAP >> VARIABLE: BEDLEVELS

Figura A.31. Curvas de nivel – batimetría del cuerpo de agua



4.4. Implementación final

Después de definir la malla en general con la distribución final de los nodos en los márgenes, con la ubicación de los nodos fijos que se desean utilizar como definición de estructuras o elementos. Después de leer la *geodata* y contar con un mallado con fondo. Luego de utilizar las herramientas de *elliptic* para intentar suavizar las líneas de *i j*. Una vez ya estando conforme con la malla se procede a implementarla de manera definitiva.

Para ello se va a: GENERATE: IMPLEMENTATION
Luego se va a FILE: WRITE KOORDINA

Con ello se concluye la edición de la malla. Sin embargo se pone en conocimiento que este proceso puede ser iterativo, pues siempre existen algunas cosas por pulir que traerán al modelador a iniciar nuevamente la malla para abarcar de forma más definida la forma discretizada del cuerpo en estudio.

El archivo *Bedrough*

La rugosidad en hidráulica es la propiedad de los materiales que se opone al movimiento del agua. Existen muchos estudios acerca de la rugosidad que han concluido en muchas fórmulas. Uno de esos estudios pertenece a Manning (A.1), cuya fórmula relaciona caudal, área, radio, entre otros parámetros:

$$n = \frac{R^{2/3} * i^{1/2}}{V} \quad (A.1)$$

Muchos de estos valores para distintos materiales ya han sido estudiados y tienen valores ya conocidos. Además de la rugosidad de Manning existe otra rugosidad que es de interés para la modelación en SSIIM, la rugosidad de Stickler (A.2), cuyo valor viene dado por la inversa del valor de rugosidad de Manning.

$$M = \frac{1}{n} \quad (A.2)$$

Si realizamos el análisis de dimensiones respectivo notaremos que no existe una relación clara entre ellas. Debemos tomar en cuenta que los valores de rugosidad dado por las fórmulas ya mencionadas son coeficientes, por tanto no necesariamente tendrán una relación definida.

El archivo BEDROUGH permite especificar valores de rugosidad para cada punto de nuestra malla, pero requiere valores de la fórmula de Manning-Stickler (A.3), que es otro tipo de rugosidad, dado por:

$$k_s = \left(\frac{26}{M} \right)^6 \quad (A.3)$$

Entonces para calcular el valor de rugosidad de Manning-Stickler necesitamos el de Stickler, que puede ser hallado teniendo el coeficiente de Manning.

Para nuestro ejemplo, el proyecto a modelar requiere de tres rugosidades: río, enrocado, y estructuras (concreto). En el proyecto cada zona está a una determinada distancia (en la malla a un determinado i). Los valores de rugosidad y los valores de i fueron calculados (ver Tabla A.1).

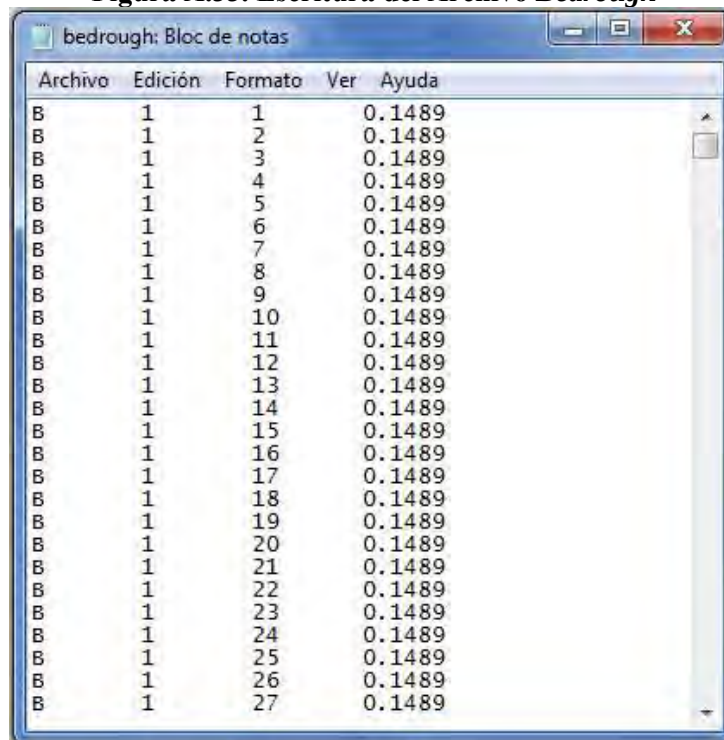
Tabla A.1. Rugosidades en SSIIM					
	MANNING(N)	STICKLER(M)	M-S(ks=m)	i inicial	i final
CONCRETO	0.016	62.5	0.0052	200	302
ENROCADO	0.025	40	0.0754	138	199
RIO	0.028	35.71428571	0.1489	1	137

En cuanto al formato el archivo *Bedrough* es muy parecido al *Geodata*, se debe escribir la letra B, seguida de cada uno de los puntos de la malla (i j) y finalmente el valor de Manning-Stickler correspondiente a cada zona.

Figura A.32. Archivo *Bedrough* en Excel

	A	B	C	D	E	F
1	B	1	1	0.1489		
2	B	1	2	0.1489		
3	B	1	3	0.1489		

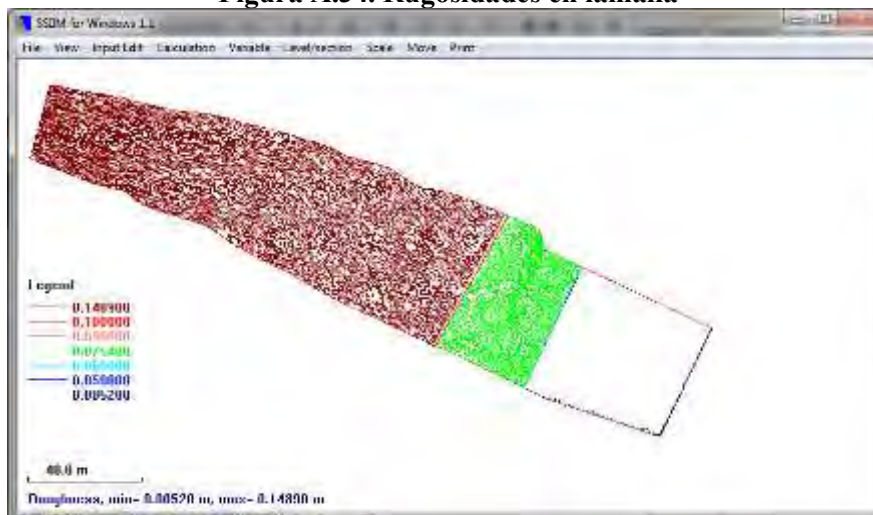
Finalmente esta información debe guardarse en una copia del archivo *control*, a la que después de borrar el contenido anterior, se pone como nombre *bedrough*. Al guardar el archivo se implementara inmediatamente.

Figura A.33. Escritura del Archivo *Bedrough*


Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
B	1	1	0.1489	
B	1	2	0.1489	
B	1	3	0.1489	
B	1	4	0.1489	
B	1	5	0.1489	
B	1	6	0.1489	
B	1	7	0.1489	
B	1	8	0.1489	
B	1	9	0.1489	
B	1	10	0.1489	
B	1	11	0.1489	
B	1	12	0.1489	
B	1	13	0.1489	
B	1	14	0.1489	
B	1	15	0.1489	
B	1	16	0.1489	
B	1	17	0.1489	
B	1	18	0.1489	
B	1	19	0.1489	
B	1	20	0.1489	
B	1	21	0.1489	
B	1	22	0.1489	
B	1	23	0.1489	
B	1	24	0.1489	
B	1	25	0.1489	
B	1	26	0.1489	
B	1	27	0.1489	

Si ejecutamos el programa y vamos a MAP>>VARIABLE>>ROUGHNESS veremos las zonas con distinta rugosidad en la malla.

Figura A.34. Rugosidades en lamalla



ANEXO B

Escritura del Archivo *control*

El archivo *control* es uno de los archivos más importantes del programa SSIIM, en él se especifican cálculos a realizarse en cada simulación, indicando condiciones hidráulicas y numéricas. Se ingresan no sólo datos de la malla (número de nodos en cada sentido), sino sobre todo los caudales a simular, las secciones de salida e ingreso del agua. También se indican las celdas a bloquear, se indica el tipo de simulación y diferentes funciones. Como su nombre mismo lo dice, es un archivo controlador, donde el modelador constantemente va ingresando *datasets*, valores que indican funciones que le permiten ir variando las simulaciones, las condiciones de procesamiento y algunas características de la malla. Definiremos *dataset* como una letra acompañada de dos o más números, cuyo arreglo es leído por el modelo y seguido como una orden de ejecución. El formato de los *dataset* es el siguiente:

“Letra Mayúscula” “número” “datos(caudal, tirante, nodos, celdas, parámetros,etc)”.

Nótese que debe haber por lo menos un espacio entre cada parámetro.

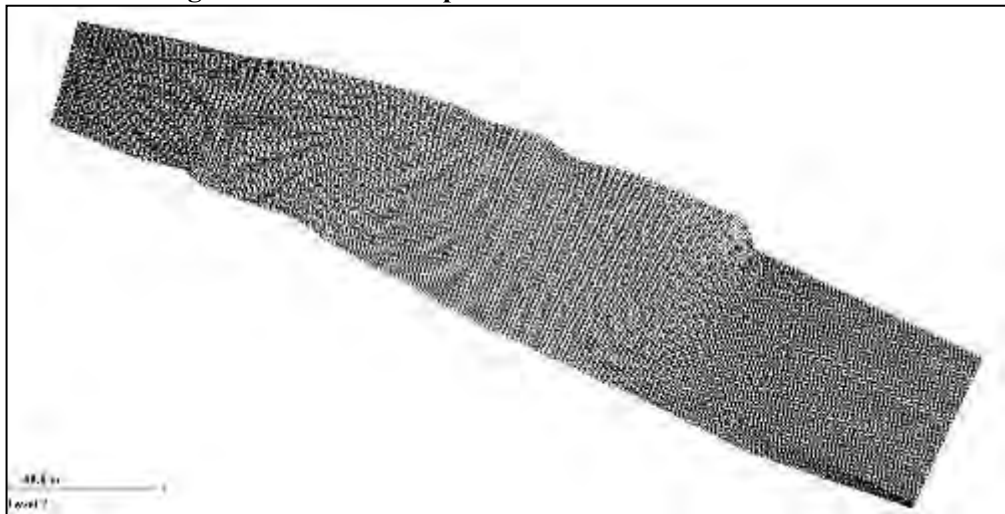
En el presente anexo B, se instruirá paso a paso cómo se desarrolló en orden la escritura del archivo *control*, después que la malla se encontró lista para empezar a trabajar en las simulaciones. Para ello se realizó una descripción más completa de los criterios empleados y los *dataset* utilizados. A pesar de que existen decenas de *dataset*, en función de lo que se desee simular, sólo es necesario usar algunos en cada ensayo.

Los comentarios del anexo se basan en la bibliografía consultada, principalmente en el Manual SSIIM, y a su vez en la práctica adquirida por el modelador durante las diversas simulaciones que realizó hasta llegar a la convergencia de los resultados.

Malla correctamente implementada

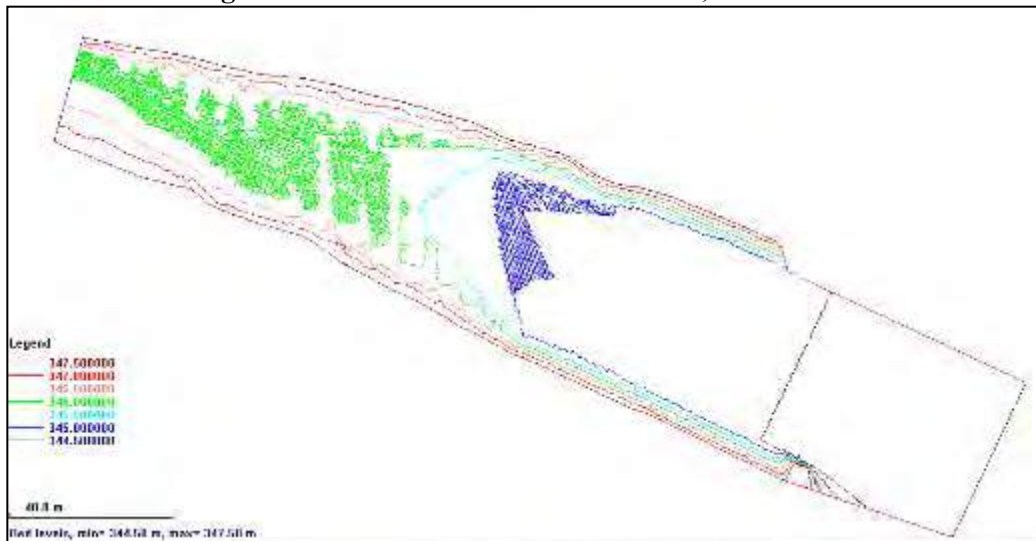
La primera fase de trabajo para la modelación en SSIIM fue el pre-procesamiento que se basó básicamente en tres programas: Auto CAD 2D y Civil 3D, Excel y SSIIM. En AutoCAD se trabajó la forma de la malla, sus límites (márgenes y secciones), al igual que se exportó las curvas de nivel del lecho del río y las cotas de superficie de la estructura. En el Excel se trabajó con toda la información de puntos para crear en la forma requerida los archivos *koordina* y *geodata* para el programa SSIIM. Con estos archivos se logró implementar la malla tridimensional con la forma del volumen de control a evaluar en el embalse (ver figura B.1 y B.2).

Figura B.1. Malla computacional del embalse en SSIIM



Fuente: Elaboración propia

Figura B.2. Niveles de fondo del embalse, batimetría.

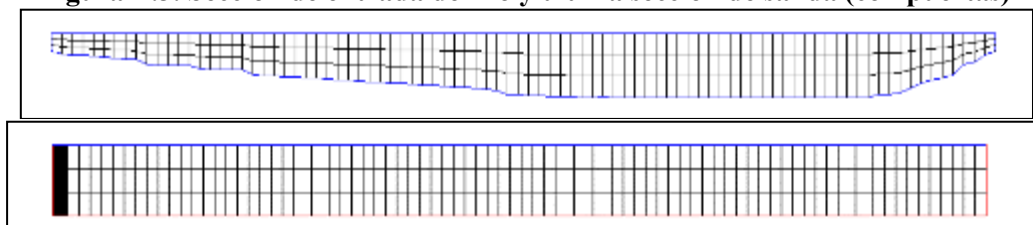


Fuente: Elaboración propia

Cantidad de nodos

El programa SSIIM por defecto crea tres celdas en la vertical (ver figura B.3), pero esto puede cambiarse en el archivo control, una vez que se empieza a trabajar en él, ingresando funciones y *dataset*.

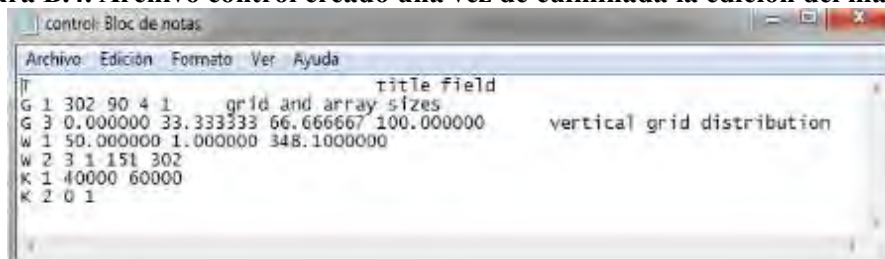
Figura B.3. Sección de entrada del río y última sección de salida (compuertas)



Fuente: Elaboración propia

Después de borrar todos los *datasets* W 6⁴¹ que se emplearon para la ubicación de puntos fijos en la malla, el archivo control se encuentra de la forma indicada en Figura B.4.

Figura B.4. Archivo control creado una vez de culminada la edición del mallado.



Fuente: Elaboración propia

Para entender mejor cada una de las líneas del archivo control se empezará a explicar los *dataset* G1 y G3, que se hallan en las primeras filas.

- T:** En esta línea se puede indicar el título de la simulación. Más adelante se definirá.
- G 1:** Se refiere a la geometría de la malla computacional y quiere decir que la malla está conformada por:
- 302 secciones transversales (indica el número de nodos en la dirección i)
 - 90 secciones longitudinales (indica el número de nodos en la dirección j)
 - 4 secciones horizontales (indica el número de nodos en la dirección k)
 - 1 indica que sólo se simulará el transporte de un diámetro de sedimento.

Es importante recalcar que la cantidad de celdas en una dirección es un número menor al número de nodos en la misma dirección. Por ejemplo: En la dirección k, la vertical, hay 3 celdas.

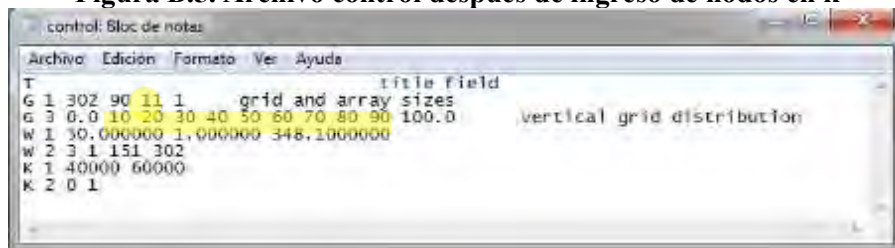
- G 3:** Indica la distribución vertical en la malla. El número en cada término del G3 indica el porcentaje de ubicación en la vertical. La cantidad de términos a escribir es igual a la cantidad de nodos en la dirección k que el tercer término del G 1 especifica.

⁴¹ Trabajo señalado en el Anexo A: Desarrollo de la malla computacional.

- 0.000 el primero término siempre es cero.
- 33.33 a una altura del 33% del tirante se ubicará el nodo 2
- 66.66 a una altura del 66% del tirante se ubicará el nodo 3
- 100.0 el último término siempre es cien.

Dado que se quiere contar con diez celdas en la vertical, modificaremos el archivo control de la siguiente manera (Ver Figura B.5).

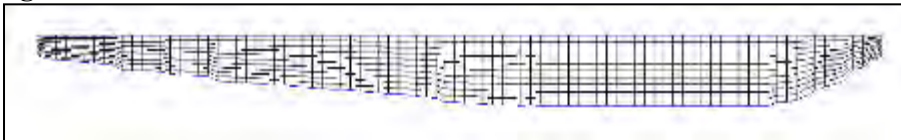
Figura B.5. Archivo control después de ingreso de nodos en k



Fuente: Elaboración propia

Se ha cambiado el tercer término del G1 y los términos de G3, así se adoptó una nueva distribución en la vertical para las diez celdas en k (ver Figura B.6).

Figura B.6. Nueva distribución de celdas en la vertical, sección de entrada



Fuente: Elaboración propia

Definiendo la cantidad de nodos en cada dirección se puede conocer la cantidad total de nodos: $N^{\circ} \text{ nodos} = 302 \times 90 \times 11 = 298980$

Aproximadamente la malla computacional tiene 299 mil nodos, este dato es relevante para conocer qué tan pesado puede llegar a ser el archivo durante la simulación. A mayor cantidad de nodos, más tiempo de cálculo. En el Manual SSIIM se hace referencia a *grid large* o malla densa, a aquella que está sobre los 50 millones de celdas.

Bloqueo de celdas para representación de paredes

La estructura de la presa en la malla se puede representar por medio de bloques; es decir, se pueden congelar o bloquear celdas para su cálculo de flujo y darle las condiciones de pared. Durante la implementación de la malla, ya se designó la forma de las celdas a bloquear, por lo que en este paso se requiere digitar las celdas a bloquear.

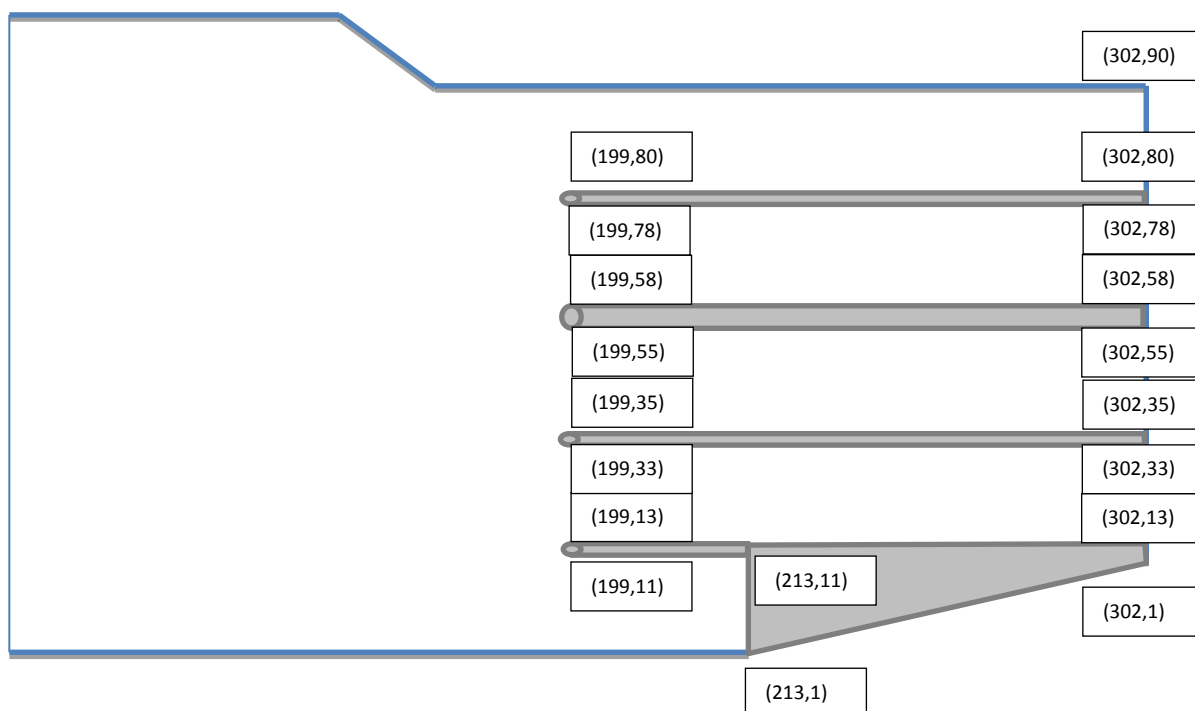
El *dataset* a utilizar es el G 13, el cual se encuentra acompañado de siete términos:

G 13 3 *i1 i2 j1 j2 k1 k2*

En el primer término se recomienda poner siempre “3”, dado que esto indica al algoritmo que cubra al bloque como pared en sus tres direcciones. Los siguientes seis términos indican la **celda** de inicio y la **celda** de fin del bloque en cada una de las tres direcciones.

Para poder desarrollar este paso, es necesario contar con un croquis o esquema de las celdas a bloquear, para realizar esta tarea con mayor facilidad (ver Figura B.7).

Figura B.7. Esquema de los bloques en la zona de estructuras

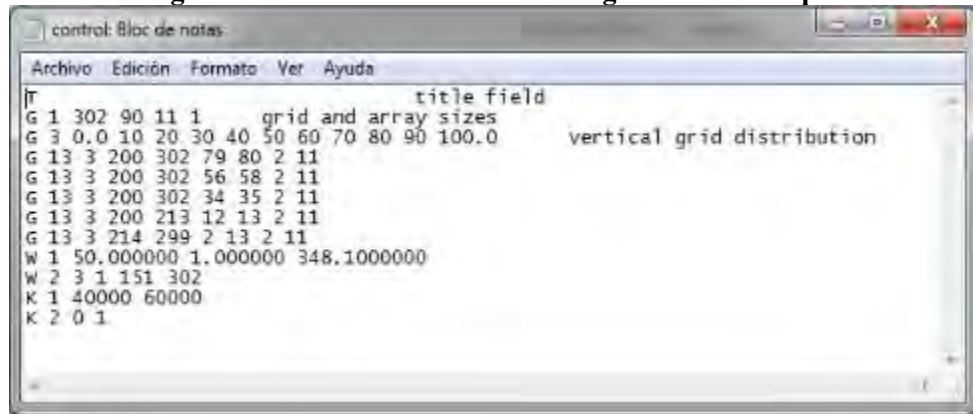


Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta el esquema se puede determinar la ubicación exacta de las celdas que determinan las paredes de los canales de aproximación en el barraje. Entonces se escribe el *dataset* G 13 para cada grupo de celdas que se desea bloquear.

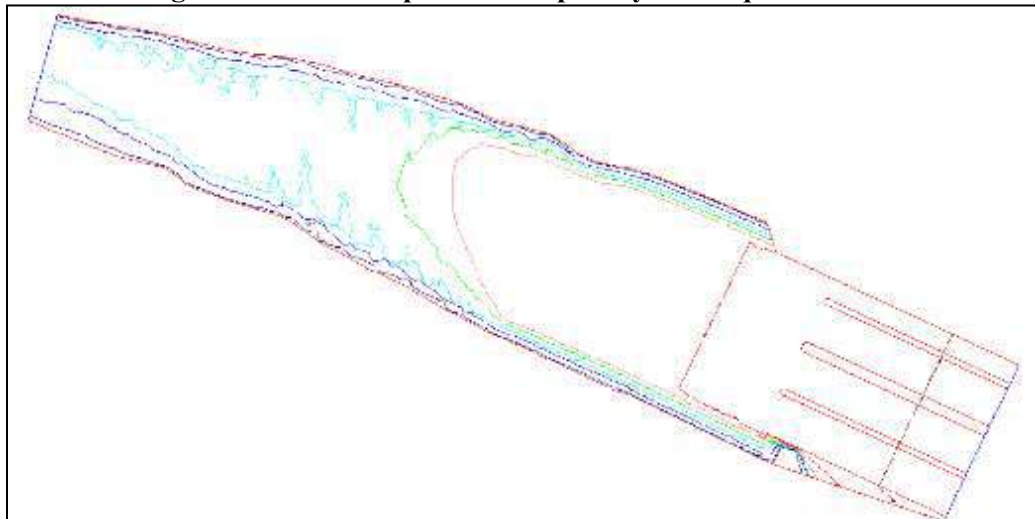
Nota: No confundir nodo (el dato mostrado en el esquema) y celda (valor que se debe ingresar en el archivo control para este dataset).

Para poder contar con la disposición planteada se ingresaron 5 bloques. En la figura B.8 se aprecia a detalle su escritura.

Figura B.8. Archivo control con el ingreso de los bloques

Fuente: Elaboración propia

Entonces, una vez que se escribe en el archivo control las celdas bloqueadas, se puede apreciar en la Figura B.9, el dibujo en planta de SSIIM, la aparición de los bloques.

Figura B.9. Vista en planta de la presa y los bloques creados.

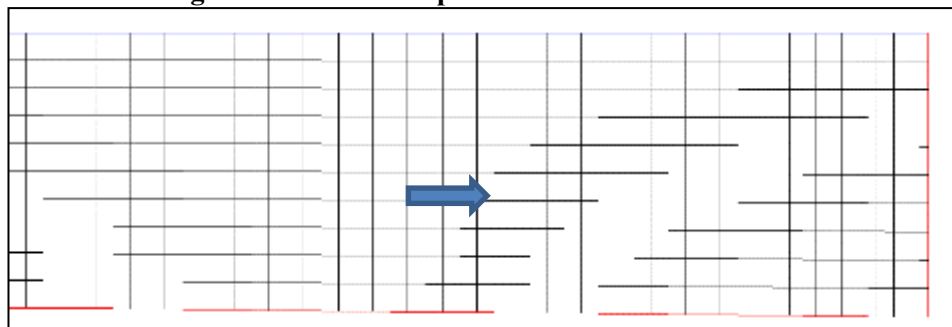
Fuente: Elaboración propia

En la presa Tablones Alto hemos tomado los muros de los canales de aproximación como bloques fijos, donde no se desarrollarán las ecuaciones del cálculo de flujo. De esta forma la sección de salida de agua estará dividida por las cuatro compuertas: la compuerta del canal de limpia y las tres compuertas de descarga. Todas estas compuertas son radiales. La particularidad de este tipo de compuertas es precisamente su forma, la cual se requiere representar ajustando el mallado de las celdas y bloqueando también las celdas que representan la compuerta. En el siguiente apartado se explicará este paso. El cual requiere de un trabajo previo para el correcto ingreso de los datos.

Acondicionamiento de las compuertas radiales y aplicación del dataset G 16

El perfil en la zona de salida (ver Figura B.10) viene a ser el presentado antes de la aplicación del comando G16. Se aprecia una ligera concentración de celdas al final, esto debido a que se quiere tener mayor detalle en esta zona, dado que será la zona de salida o descarga. Sin embargo, se busca obtener una zona de salida lo más similar posible a una descarga a través de una compuerta radial. Es ahí donde cobra importancia la función del dataset G 16.

Figura B.10. Vista en perfil de la malla en la salida.



Fuente: Elaboración propia

El dataset G 16 otorga una distribución vertical en las celdas de la malla. Este dataset puede utilizarse cuando se quiere tener una distribución vertical local distinta a la descrita por el dataset G 3 en un inicio. El comando G 16 primero hace lectura de cuatro valores enteros, con ellos se indica qué área será la afectada por el cambio de distribución. Seguido a estos cuatro valores se indica el porcentaje de cada línea en la vertical, arreglo parecido a la distribución en G 3. Es importante mencionar que la cantidad de valores que representan la distribución en la vertical debe ser igual a la cantidad de valores que muestra el dataset G3.

Nota: Hasta 500 G 16 se puede llegar a emplear.

Ejemplo: G 16 i1 i2 j1 j2 0 50 75 100

- i1 nodo de inicio en el eje i (longitudinal)
- i2 nodo de fin en el eje i
- j1 nodo de inicio en el eje j (transversal)
- j2 nodo de fin en el eje j
- 0 el término siguiente a j2 siempre será cero
- 50 el segundo nodo se ubicará al 50% del tirante
- 75 el tercer nodo se ubicará al 75% del tirante
- 100 el último nodo siempre será 100

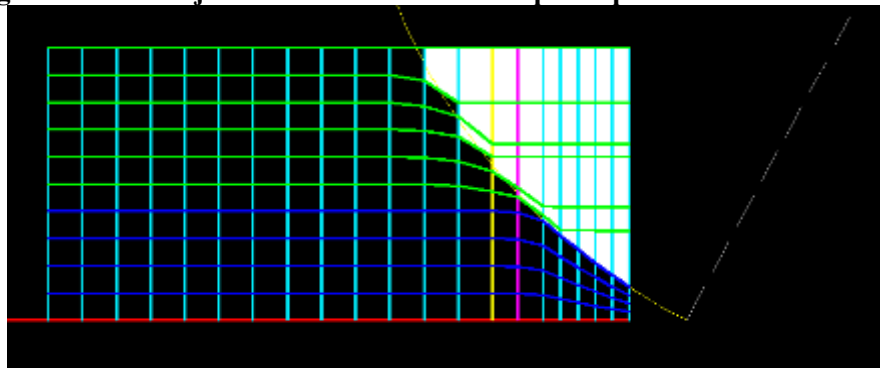
Figura B.11. Ejemplo de compuerta radial.



Fuente: Internet

Debido a que se busca modelar la compuerta radial, haciendo uso del *dataset* G 16 se intenta dar forma a la sección de salida generando celdas en forma de compuerta radial según sea la abertura a trabajar. Para ello es necesario realizar un boceto en CAD (ver Figura B.12). El dibujo en CAD debe ser distinto para cada abertura de la compuerta radial a trabajar. En este caso puntual realizaremos el ejemplo para una abertura de 0,50 m.

Figura B.12. Dibujo en CAD del mallado adoptado para usar el *dataset* G 16.

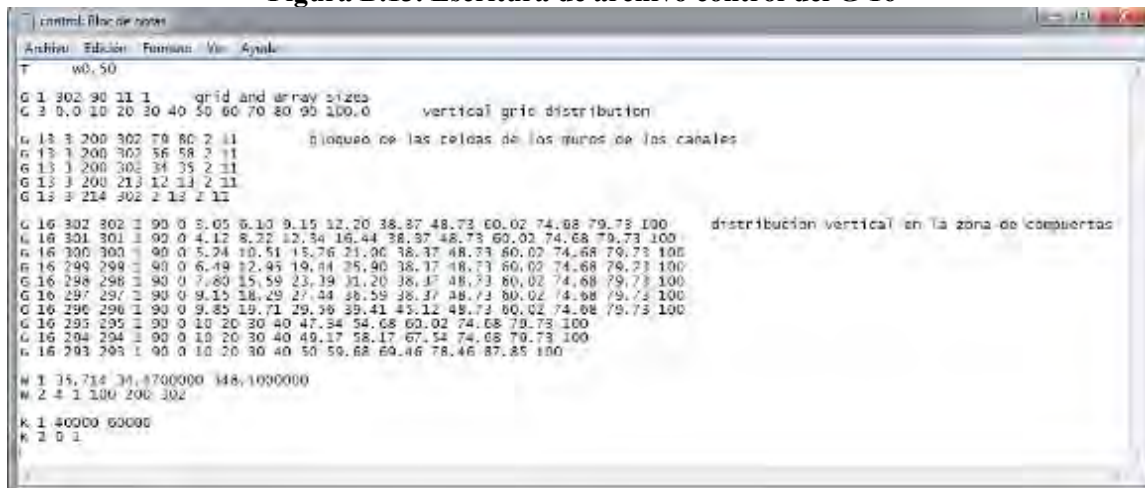


Fuente: Elaboración propia

Una vez que se realiza en AutoCAD la disposición de los nodos cercanos a la zona de compuerta, es posible realizar las mediciones y determinar los porcentajes de altura para cada nodo. En función a eso se puede escribir un *dataset* G 16 por cada línea vertical que desea ser afectada la distribución de sus nodos.

En la Figura B.13 se muestra la correcta escritura del *dataset* G 16 y la afectación que produce en el perfil del mallado se puede apreciar en la Figura B.14.

Figura B.13. Escritura de archivo control del G 16



Fuente: Elaboración propia

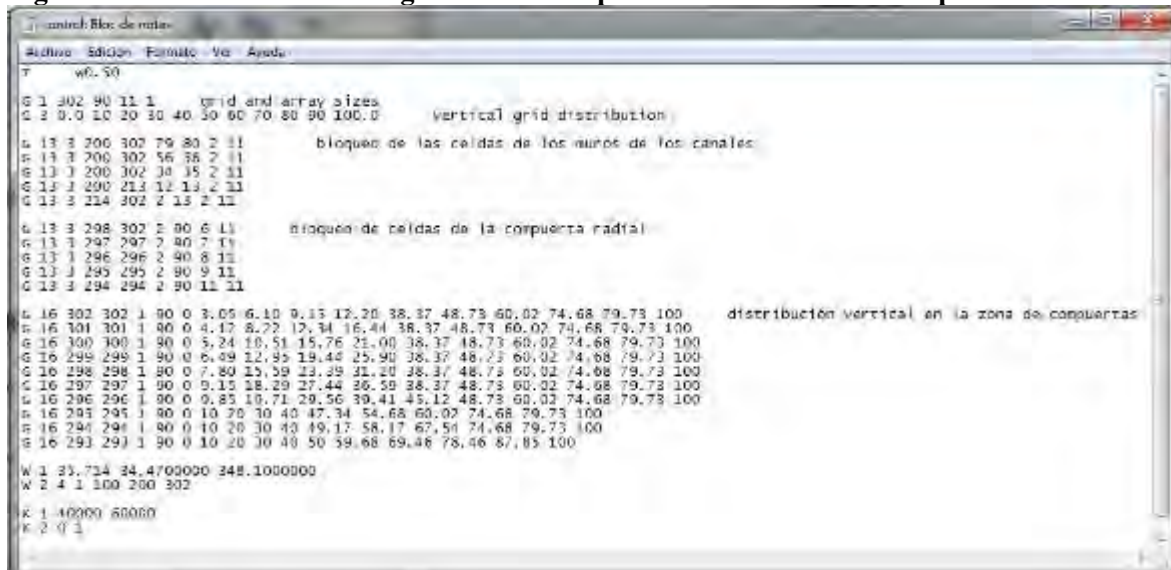
Como se aprecia en la Figura B.14 los nodos en la vertical han sido afectados mediante el *dataset* G 16. Una vez que se cuenta con la forma deseada, se procede nuevamente a bloquear las celdas que se desean representar como parte de la compuerta radial haciendo uso nuevamente del *dataset* G 13.

Figura B.14. Perfil del mallado después de aplicar el *dataset* G 16 en las compuertas radiales.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura B.15 se muestra cómo quedaría el archivo control congelando las celdas de la compuerta y en la Figura B.16 cómo quedaría la malla después del acondicionamiento de las compuertas radiales utilizando el comando G 16.

Figura B.15. Archivo control ingresando el bloqueo de las celdas en la compuerta.

Fuente: Elaboración propia

Figura B.16. Perfil de la sección de salida después de bloquear las celdas de las compuertas radiales.

Fuente: Elaboración propia

Haciendo uso del comando G 16 se puede dar forma aproximada a la compuerta radial. Si bien es cierto que la superficie a representar no queda totalmente lisa. Se buscó intentar acercarse a la realidad en la medida de lo posible haciendo uso de las herramientas que el programa ofrece. Quizás trabajando con una malla más densa es posible desarrollar un mejor acabado de detalle, pero debemos recordar que el tiempo de simulación se incrementa si se trabajan con más nodos en toda la malla.

Una vez que se cuenta con una malla computacional finalizada; es decir, teniendo el cuerpo de agua determinado a simular y la cantidad de celdas necesarias para el uso de bloques que se requiera modelar como estructura fija, entonces, se puede dar inicio al ingreso de los *datasets* del archivo control que son destinados a indicar las características hidráulicas y numéricas de la simulación (caudal, rugosidad, condiciones de flujo, etc.).

Características del caso a modelar

Antes de continuar con la explicación de la escritura del resto del archivo *control* es preciso comentar que en lo restante de este anexo se trabajará en función a una de las corridas realizadas. El caso escogido para la explicación cuenta con las siguientes características:

- Descarga por la Compuerta N°2.
- Abertura de 0.50 m de la compuerta radial.
- Caudal de ingreso y salida de 34.47m³/s.

Bajo estas condiciones establecidas se comentará la escritura del archivo *control* en adelante. Esto básicamente es para explicar acerca de un caso puntual, sin embargo la diferencia de este archivo *control* realizado, con respecto a las otras corridas ejecutadas varía tan sólo en algunos códigos, ya que la estructura permanece siendo la misma.

Ingreso y salida de agua (W 1, G 7, W 4)

Es necesario para la modelación indicar las celdas de entrada de agua, así como las celdas de salida de agua. A su vez precisar el caudal de entrada y descarga de la simulación. Para ello se hace uso de los *datasets* W 1, G 7 y W 4.

W 1: En este *dataset* se ingresan 3 números decimales. El primero de ellos indica el número de Strickler (M), relacionado a la rugosidad del cuerpo de agua en los límites. El segundo término indica el caudal entrante en la modelación (m³/s) y el último término indica el nivel del agua aguas abajo.

Ejemplo: W 1 “M” “Q” “nivel de agua”

Nota: El número de Strickler (M) es $1/n$, donde n es la el número de Manning.

G 7: Este dataset especifica el ingreso de agua en los bordes, fondo y/o superficie de la malla. Cada ubicación de ingreso o descarga se indica mediante un *dataset* G 7. No es posible tener más de 19 *dataset* G 7. Cuando se utiliza el *dataset* G 7, la entradas y salida de agua que por defecto trae el programa (primera y última sección transversal) se dejan de emplear. Por ello, es necesario emplear al menos dos *datasets* G 7, uno para indicar el ingreso y otro para la salida de agua.

Por cada *dataset* G 7, se ingresan 8 números enteros y 4 números decimales. El nombre de las variables son las siguientes:

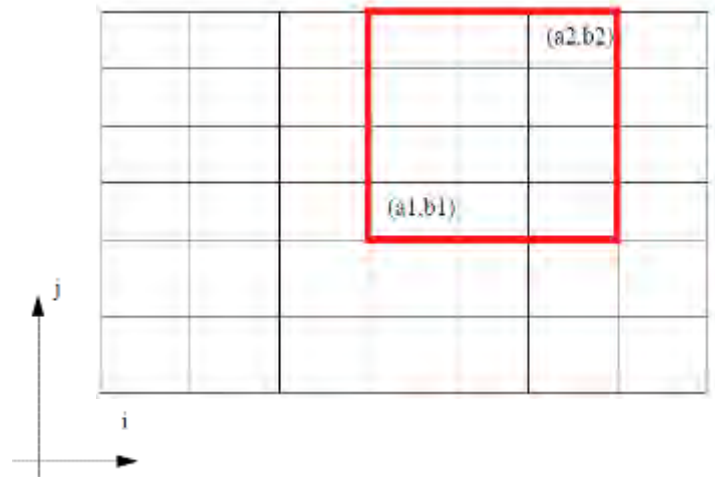
G 7 *type side a1 a2 b1 b2 parallel update discharge Xdir Ydir Zdir*

type: 1: ingreso, 0: salida.

side: 1: en la sección transversal aguas arriba
 -1: en la sección transversal aguas abajo
 2: a lo largo del margen derecho
 -2: a lo largo del margen izquierdo
 3: descarga en el fondo del canal
 -3: descarga en la superficie

$a1, a2, b1, b2$: los 4 enteros determinan las celdas límites de la superficie.

Figura B.17. Esquema de las celdas tomadas para el ingreso o salida de agua.



Fuente: Manual SSIIM

parallel: dirección del flujo
 0: normal a la superficie
 1: paralelo
 2: dirección especificada (vectores dirección)

update: 0 para no actualizar, 1 para actualizar.

discharge: caudal de descarga en m³/s. La señal de la descarga debe corresponder con la dirección de la velocidad del flujo. Caudales positivos indican velocidades en dirección del crecimiento de los números de las líneas de malla.

Xdir: dirección del vector en x.

Ydir: dirección del vector en y.

Zdir: dirección del vector en z.

Entonces habiéndose descrito la escritura del G 7. Se procederá a explicar el G 7 de ingreso de agua para el caso de la simulación de la Compuerta 2 con abertura de 0.50 m.

Debido a que el ingreso de agua se da a través de toda la primera sección trasversal. La apropiada escritura es:

G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 34.47 1 0 0

- 0: porque es ingreso de agua
- 1: porque es la primera sección aguas arriba.
- 2 90: porque la primera celda es la celda 2 (a1) y la última celda de la sección es la 90 (a2).
- 2 11: porque la primera celda desde el fondo es la 2 (b1) y la celda de la superficie es la 11 (b2).
- 0: porque el ingreso de agua se desea que se normal a la superficie.
- 0: para no actualizar
- 34.47: es el caudal de descarga (m³/s) calculado para la abertura de 0.50 m.
- 1 0 0: porque es la dirección de los vectores de ingreso.

La apropiada escritura para la salida del agua por la compuerta N°2 es la siguiente:
G 7 1 -1 59 78 2 5 0 0 34.47 1 0 0

- 1: porque es salida de agua
- 1: porque es en la última sección transversal, aguas abajo.
- 59 78: porque según el croquis realizado (figura B.6) las celdas 59 y 78 son los límites de la compuerta 2.
- 2 5: porque según el perfil realizado del mallado, las primeras 3 celdas del fondo son las que deben estar abierta para simular la descarga.
- 0: porque la salida de agua se desea que se normal a la superficie.
- 0: para no actualizar.
- 34.47: es el caudal de descarga (m³/s) calculado para la abertura de 0.50 m.
- 1 0 0: porque es la dirección de los vectores de salida.

W 4: Con este *dataset* se especifica una pared extra dentro de la malla. Siete números enteros deben ser escritos para cada pared. Puede haber hasta 29 paredes, y cada una se escribe en un *dataset* W 4.

Las variables se denominan así:

W 4 *dir posneg node a1 a2 b1 b2*

dir: indica el plano

- 1: es el plano j-k (sección transversal)
- 2: es el plano i-k (sección longitudinal)
- 3: es el plano i-j (planta)

posneg: indica cuál de las caras de la celda se calculará como pared.

- 0: para eliminar una parte de una pared ya creada.
- 1: la pared es calculada en la dirección que los índices de las celdas decrece.
- 1: la pared es calculada en la dirección que los índices de las celdas aumenta.

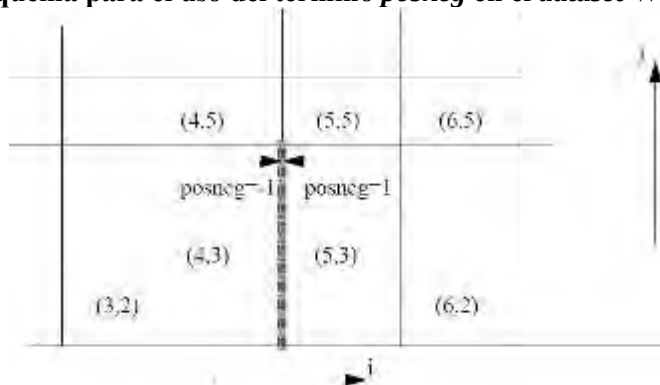
node: es el número del nodo del plano donde se ubicará la pared.

a1, a2, b1, b2: son las celdas de las esquinas opuestas de la pared. Similar a la disposición explicada en G 7.

En la Figura B.18 se muestra un ejemplo conceptual del empleo del *dataset* W 4, en ella se observa el plano i-j. La pared es dada en celdas, donde i=4 (entre la sección

transversal N° 3 y N° 4). Si el segundo valor entero, *posneg*, es 1, las leyes de pared serán aplicadas en la sección transversal N°3 (entre la celda 3 y celdas 4), en la dirección *i* negativa. Si *posneg*= -1, las leyes de pared serán aplicadas en la sección transversal N° 4 (entre las celda 4 y celda 5, en la dirección *i* positiva).

Figura B.18. Esquema para el uso del término *posneg* en el *dataset* W 4.



Fuente: Manual SSIIM

Los 4 valores enteros que continúan en la escritura son los índices *a1 a2 b1 b2*, ellos dan las coordenadas bidimensionales para las celdas de las esquinas opuestas de la pared a formar. Estas variables son similares a las variables explicadas en el *dataset* G 7.

Es importante tener en cuenta que si la pared es interna; es decir, se encuentra dentro de la malla y no en los límites, el flujo del agua se deberá tomar en las dos caras de la pared, por ello las leyes de pared se deberán declarar en los dos lados del muro, y dos W 4 tendrán que usarse. Por ello en el ejemplo mostrado (Figura B.18) la escritura del *dataset* deberá ser la siguiente:

W 4 1 1 4 2 4 2 5
W 4 1 -1 5 2 4 2 5

Nota: en la componente vertical se ha tomado desde las celdas 2 a la 5.

En cuanto al caso de compuerta radial N° 2 con abertura de 0.50 m, la pared debe estar ubicada en las celdas de las compuertas que no están en uso, es decir en todas las celdas a excepción de las que figuran en la descarga de salida en el *dataset* G 7.

Por tanto, es más sencillo cerrar toda la sección de salida y abrir una ventana con el mismo W 4 en las celdas de descarga de la compuerta 2. Aplicando la última premisa la escritura de los *datasets* W 4 serían así:

W 4 1 -1 302 2 90 2 11
W 4 1 0 302 59 78 2 5

El primero indica la presencia de una pared en la última sección de salida. Mientras que la segunda línea destruye la pared en la zona de descarga de la compuerta N°2. Si se observa detenidamente los números '*a1 a2 b1 b2*' son los mismos que los empleados en el *dataset* G 7 de salida de agua.

Superficie de agua (G 6 y W 2)

G 6: Este *dataset* es empleado para el cálculo del nivel de la superficie de agua con una malla adaptativa. Para ello tres números enteros y dos decimales son leídos:
iSurf, *jSurf*, *kSurf*, *RelaxSurface*, *ConvSurface*

La variable *RelaxSurface* es un número decimal que se utiliza para la estimación del incremento de la nueva superficie de agua recalculada. Para ello se recomienda valores entre 0.5 y 0.95.

La variable *Convsurface* es un número decimal que marca el límite hasta cuando la superficie de agua debe recalcularse. El nivel de la superficie de agua será actualizado cuando el máximo residuo de las ecuaciones sea menor a este parámetro. Para ello se recomienda valores entre 0.01 y 0.1.

Nota: El dataset G 6 no es usado si se emplea F 36 1 en el archivo control.

Los tres números enteros (*iSurf*, *jSurf*, *kSurf*) indican la celda en la malla. El nivel de agua en esta celda no varía. Para la presente implementación, *kSurf* debe ser igual al número de nodos en la vertical *znumber*+ 1. Esto significa que la celda tiene que estar sobre la superficie de agua. De no ser así, aparecerá un mensaje en el archivo *boogie*.

Para el caso en cuestión la escritura fue la siguiente:

G 6 240 84 12 0.5 0.01

La celda seleccionada como punto fijo fue (240, 84, 12). La ubicación de esta celda debía estar en una zona donde exista un control del nivel del agua. Por ello este punto requería estar cerca a la bocatoma, en el canal de limpia. El nivel *z* empleado es 12, uno por encima del número de nodos en *k*. En cuanto a los parámetros escogidos se han empleado los mínimos sugeridos.

W 2: Números enteros identifican cuál de las secciones transversales son utilizadas para el cálculo inicial del remanso. Primero, un valor entero es leído, dando el número de secciones transversales a comprender para el cálculo de referencia inicial. Después, el número de cada sección transversal donde se desee hacer el cálculo será escrita.

Por ejemplo, para el caso de la malla de la presa Tablones Alto, la cual tiene 302 secciones transversales, se dispuso a tomar 4 secciones de referencia para el cálculo inicial. La primera y la última sección, y además dos secciones intermedias (sección 100 y 200). Por ello es que la escritura de este *dataset* es el siguiente:

W 2 4 1 100 200 302

El nivel de agua para las otras secciones transversales entre las secciones tomadas será interpolado linealmente.

Los datasets F

Los *datasets* F y G deben ser escritos en las primeras filas, antes de los demás *datasets*, además estos *datasets* deben ser ordenados de acuerdo a su numeración, esto debido a que la data podrá ser verificada con el tamaño de la malla. Sin embargo, esto no indica que la escritura del archivo control tenga que ser lineal, pues se pueden ir agregando líneas con nuevos *datasets* según se requiera en la modelación.

Se explicará entonces los *datasets* F empleados en la simulación de ejemplo:

F 33: Un número decimal y un número entero son leídos, éstos son parámetros transitorios del flujo de agua. El primer término (número decimal) es el *time step* o tiempo de paso. El segundo término, el valor entero, es el número de *inner* iteraciones por cada iteración. Los términos transitorios serán incluidos en las ecuaciones si se ingresa este *dataset*.

En resumen, cuando se emplee F 33, se estará simulando un régimen transitorio, por ello se requiere del tiempo de paso y el número de iteraciones. A menor *timestep* empleado, el cálculo tomará más tiempo, pero tenderá con mayor facilidad a la convergencia.

Para nuestro caso se tomó un *timestep* de 1 segundo y 20 *inner* iteraciones por cada iteración: F 33 1 20

En todo cómputo tiempo dependiente ya sea para flujo de agua o sedimentos es necesario usar el dataset F 33. Este introduce el término impermanente a las ecuaciones de Navier-Stokes y en él se especifica el intervalo o paso de tiempo necesario para la simulación. Un intervalo de tiempo pequeño logra simular variaciones en el flujo más pequeñas. Se trata de una discretización de tiempo, semejante a la discretización de espacio lograda mediante la malla computacional.

F 36: Este *dataset* está relacionado al cálculo de la elevación vertical de la superficie de agua. Un número entero es leído; si es 2, la superficie de agua será actualizada basada en el campo de presiones calculado, para ello la celda dada en el *dataset* G 6 se mantendrá fija como nivel de referencia.

Si el valor es 1, la aceleración de la gravedad será incluida en la solución de las ecuaciones de Navier-Stokes, y el nivel de agua será calculado basado en el cómputo de la deficiencia de agua o exceso en las celdas próximas a la superficie. Este algoritmo es muy inestable, y necesita de un *timestep* muy pequeño para poder emplearse. Usualmente este algoritmo sólo se emplea cuando se simula el coeficiente de descarga de un vertedero, o el flujo de una ola.

En nuestro caso, se optó por la siguiente escritura: F 36 2. De esta manera se indica que la simulación es tiempo dependiente.

F 48: Un número entero es leído, con él se indica el archivo especial a imprimir y la interpolación de los resultados.

Si el valor ingresado es 0, entonces el archivo *result* será escrito cuando la simulación converja o cuando se cumplan el número de iteraciones solicitadas para la actualización de este archivo. Si se escribe otro valor mayor, diferente de 0, el programa no escribirá el archivo *result*.

Si el valor está entre 1 y 4, el archivo *interres* es escrito.

Si el valor es 4, los niveles de fondo serán escritos en el archivo *interres*.

Si es 2, las velocidades, k y ϵ serán escritos en el archivo.

Si es 3, los parámetros de la calidad del agua serán escrito.

Si es 8, un archivo denominado *tecplot.dat* será escrito. Este archivo puede ser exportado al programa *TECPLOT* para la edición para la muestra de resultados obtenidos.

En nuestro caso particular se ha escrito F 48 0, porque se busca escribir sólo el archivo *result*.

- F 54:** Un número decimal es leído, el cual es el límite del residuo generado durante el cálculo transitorio. Cuando el máximo residuo se encuentra por debajo de este valor, el número de inner iteraciones termina, y un nuevo *timestep* empieza. Esto es recomendado cuando se realiza un cálculo transitorio. Por defecto este valor es 10^{-7} .

Para nuestro caso se ha escrito: F 54 0.0001 , debido a que se busca tan sólo un error de 10^{-4} , el cual se considera como una estimación bastante cercana.

- F 206:** Con este *dataset* se indica el máximo número de procesadores usados para la versión paralela de SSIIM. Un número entero es leído, el cual indica el número de procesadores a emplear. Si está por encima del número de procesadores disponible por el computador, se empleará el máximo número de procesadores que cuenta el equipo. Para conocer finalmente el actual número de procesadores usados durante la simulación se puede leer en el archivo *boogie*, el cual se imprime siempre.

Para nuestro caso particular se escribió: F 206 5 , dado que las simulaciones se corrieron en una computadora del IHHS de la Universidad, la cual contaba con esa cantidad de procesadores.

Nota: Este dataset sólo funciona en versiones paralelas de SSIIM.

Los datasets K

Este grupo de *datasets* son los últimos en escribirse, debido a que están más orientados a ajustes computacionales de los algoritmos utilizados en la modelación para las ecuaciones del flujo. Trabajan en función de lo ya desarrollado anteriormente.

Se comenzará a explicar en orden de escritura:

K 1: Va acompañado de dos números enteros. El primer término indica el número de iteraciones para el procedimiento de cálculo del flujo, y el segundo número determina las iteraciones mínimas entre las actualizaciones de la superficie del agua.

En nuestro archivo control se ha escrito:

K 1 40000 60000

K2: Compuesto por dos valores enteros que indican si las leyes de pared están siendo usadas para el cálculo del flujo de agua.

Si el primer término es 0, las leyes de pared son usadas; y si es 1, se utiliza la condición cero-gradientes. Este primer término ingresado aplica para los lados de las paredes; mientras que el segundo valor entero ingresado aplica para la superficie, ya que las leyes de pared son siempre utilizadas para el fondo (si es que no se ve afectado por un *dataset* W 4 de descarga en el lecho).

Por defecto, en la mayoría de los casos en el archivo control se escribe:

K 2 0 1

Nota: En el caso que se desee modelar un túnel, se debería colocar K 2 0 0, ya que las leyes de pared aplicarían también para la superficie del mallado.

K3: Por medio de este dataset se ingresan los 6 factores de relajación (números decimales), uno para cada ecuación de cálculo: las 3 ecuaciones de velocidad, la ecuación de corrección de presión, y las ecuaciones de k y e .

Por defecto siempre aparece: K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5

En la medida que la simulación no llegue a la convergencia, se puede ir ajustando estos valores reduciéndolos. De esta forma la simulación puede tomar más tiempo, pero facilita la convergencia.

Para nuestro caso no ha sido necesario modificar los factores normales de relajación.

K 4: Indica el número de iteraciones por cada ecuación, son seis números enteros. Por defecto se escribe:

K 4 1 1 1 5 1 1

K 5: Corrección de bloque. Seis números enteros son leídos, cada uno para las seis ecuaciones del flujo. Si el valor es 1, la corrección de bloque se utiliza; si es 0, no se empleará. Este *dataset* por defecto se suele colocar como:

K 5 0 0 0 0 0

La velocidad de convergencia está fuertemente influenciada por el sistema de solución empleado. En algunos casos, el uso de la corrección por bloque (K 5) resulta en una convergencia rápida. Otra buena opción para lograr la convergencia o acelerarla es el uso de coeficientes de relajación. En teoría los valores óptimos para los factores de relajación son aquellos cuya suma sea igual a 1. Sin embargo esto no es un patrón establecido.

De esta forma finalmente se termina de escribir el archivo control, un vez concluido y revisado cada línea (ver figura) se da inicio al cómputo de la simulación. En el caso que se muestren errores, se debe revisar siempre el archivo *boogie*, pues es en este archivo donde se escribe posible errores en la escritura, o en todo caso se explica a qué se debe el error e incluso en qué celdas el cálculo arroja divergencia. Con la práctica y el correr de varias simulaciones se va aprendiendo a pulir un archivo control y a pulir la geometría del mallado. Pues a veces puede que el error no sea del archivo control puntualmente sino de la malla en sí.

Figura B.19. Archivo control final de la simulación de la Compuerta 2 para una abertura de 0.50m ($Q = 34.47 \text{ m}^3/\text{s}$).

```

control Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C2 / Q34.47 / w0.50
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 34.47 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 59 78 2 5 0 0 34.47 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 6 11
G 13 3 297 297 2 90 7 11
G 13 3 296 296 2 90 8 11
G 13 3 295 295 2 90 9 11
G 13 3 294 294 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 3.05 6.10 9.15 12.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 301 301 1 90 0 4.12 8.22 12.34 16.44 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 300 300 1 90 0 5.24 10.51 15.76 21.00 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 299 299 1 90 0 6.49 12.95 19.44 25.90 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 298 298 1 90 0 7.80 15.59 23.39 31.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 297 297 1 90 0 9.15 18.29 27.44 36.59 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 39.41 45.12 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 40 47.34 54.68 60.02 74.68 79.73 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 58.17 67.54 74.68 79.73 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.68 69.46 78.46 87.85 100

W 1 35.714 34.4700000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 59 78 2 5 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Fuente: Elaboración propia

En este anexo B se ha mostrado cómo se ha escrito el archivo *control* para una de las simulaciones de la presa Tablones Alto.

De manera informativa se adjunta para mayor detalle los demás archivos *control* escritos de cada simulación realizada.

Archivos control de todas las simulaciones

Compuerta N°2

Abertura 0.25 m, Q 18.14 m³/s

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C2 / Q18.14 / y0.25
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 18.14 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 59 78 2 4 0 0 18.14 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 5 11
G 13 3 297 297 2 90 6 11
G 13 3 296 296 2 90 7 11
G 13 3 295 295 2 90 8 11
G 13 3 294 294 2 90 10 11
G 13 3 293 293 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 2.03 4.07 6.10 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 301 301 1 90 0 3.29 6.59 9.88 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 300 300 1 90 0 4.66 9.32 13.98 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 299 299 1 90 0 6.11 12.23 18.34 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 298 298 1 90 0 7.68 15.37 23.05 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 297 297 1 90 0 9.37 18.75 28.12 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 36.44 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 38.95 45.80 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 56.46 61.61 65.54 84.98 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.00 67.41 75.56 84.98 100
G 16 292 292 1 90 0 10 20 30 40 50 60 69.49 78.71 88.44 100

W 1 35.714 18.1400000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 59 78 2 4 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°2

Abertura 0.75 m, Q 49.34 m³/s

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C2 / Q49.34 / w0.75
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteration
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 4 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 250 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 49.34 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 59 78 2 5 0 0 49.34 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 6 11
G 13 3 297 297 2 90 7 11
G 13 3 296 296 2 90 8 11
G 13 3 295 295 2 90 9 11
G 13 3 294 294 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 4.57 9.15 13.72 18.29 40.85 47.15 58.68 73.76 87.83 100
G 16 301 301 1 90 0 5.76 11.49 17.24 23.00 40.85 47.15 58.68 73.76 87.83 100
G 16 300 300 1 90 0 7.01 14.02 21.04 28.05 40.85 47.15 58.68 73.76 87.83 100
G 16 299 299 1 90 0 8.37 16.76 25.12 33.49 40.85 47.15 58.68 73.76 87.83 100
G 16 298 298 1 90 0 9.44 18.85 28.29 37.71 40.85 47.15 58.68 73.76 87.83 100
G 16 297 297 1 90 0 9.88 19.78 29.66 39.54 45.73 47.15 58.68 73.76 87.83 100
G 16 296 296 1 90 0 10 20 30 40 47.98 54.20 58.68 73.76 87.83 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 40 49.41 57.27 65.73 73.76 87.83 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 59.37 68.88 78.54 87.83 100

W 1 35.714 49.3400000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 59 78 2 5 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°3

Abertura 0.25 m, Q 18.14 m³/s

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
!r c3 / q18.14 / y0.25
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 18.14 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 36 55 2 4 0 0 18.14 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 5 11
G 13 3 297 297 2 90 6 11
G 13 3 296 296 2 90 7 11
G 13 3 295 295 2 90 8 11
G 13 3 294 294 2 90 10 11
G 13 3 293 293 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 2.03 4.07 6.10 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 301 301 1 90 0 3.29 6.59 9.88 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 300 300 1 90 0 4.66 9.32 13.98 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 299 299 1 90 0 6.11 12.23 18.34 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 298 298 1 90 0 7.68 15.37 23.05 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 297 297 1 90 0 9.37 18.75 28.12 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 36.44 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 38.95 45.80 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 56.46 61.61 65.54 84.98 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.00 67.41 75.56 84.98 100
G 16 292 292 1 90 0 10 20 30 40 50 60 69.49 78.71 88.44 100

W 1 35.714 18.1400000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 36 55 2 4 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°3

Abertura 0.50 m, Q 34.47 m³/s

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C3 / Q34.47 / w0.50
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 4 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 250 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 34.47 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 36 55 2 5 0 0 34.47 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 6 11
G 13 3 297 297 2 90 7 11
G 13 3 296 296 2 90 8 11
G 13 3 295 295 2 90 9 11
G 13 3 294 294 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 3.05 6.10 9.15 12.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 301 301 1 90 0 4.12 8.22 12.34 16.44 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 300 300 1 90 0 5.24 10.51 15.76 21.00 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 299 299 1 90 0 6.49 12.95 19.44 25.90 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 298 298 1 90 0 7.80 15.59 23.39 31.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 297 297 1 90 0 9.15 18.29 27.44 36.59 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 39.41 45.12 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 40 47.34 54.68 60.02 74.68 79.73 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 58.17 67.54 74.68 79.73 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.68 69.46 78.46 87.85 100

W 1 35.714 34.4700000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 36 55 2 5 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°4

Abertura 0.25 m, Q 18.14 m³/s

```

control: Bloc de notes
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C4 / Q18.14 / w0.25
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 4 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 250 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 18.14 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 4 0 0 18.14 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 5 11
G 13 3 297 297 2 90 6 11
G 13 3 296 296 2 90 7 11
G 13 3 295 295 2 90 8 11
G 13 3 294 294 2 90 10 11
G 13 3 293 293 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 2.03 4.07 6.10 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 301 301 1 90 0 3.29 6.59 9.88 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 300 300 1 90 0 4.66 9.32 13.98 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 299 299 1 90 0 6.11 12.23 18.34 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 298 298 1 90 0 7.68 15.37 23.05 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 297 297 1 90 0 9.37 18.75 28.12 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 36.44 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 38.95 45.80 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 56.46 61.61 65.54 84.98 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.00 67.41 75.56 84.98 100
G 16 292 292 1 90 0 10 20 30 40 50 60 69.49 78.71 88.44 100

W 1 35.714 18.1400000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 14 33 2 4 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°4

Abertura 0.50 m, Q 18.14 m³/s

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C4 / Q34.47 / w0.50
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 4 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 250 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 34.47 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 5 0 0 34.47 1 0 0 la salida del flujo

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 6 11
G 13 3 297 297 2 90 7 11
G 13 3 296 296 2 90 8 11
G 13 3 295 295 2 90 9 11
G 13 3 294 294 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 3.05 6.10 9.15 12.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 301 301 1 90 0 4.12 8.22 12.34 16.44 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 300 300 1 90 0 5.24 10.51 15.76 21.00 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 299 299 1 90 0 6.49 12.95 19.44 25.90 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 298 298 1 90 0 7.80 15.59 23.39 31.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 297 297 1 90 0 9.15 18.29 27.44 36.59 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 39.41 45.12 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 40 47.34 54.68 60.02 74.68 79.73 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 58.17 67.54 74.68 79.73 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.68 69.46 78.46 87.85 100

W 1 35.714 34.4700000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 14 33 2 5 se destruye pared para indicar ventana

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°2 y 4

Abertura 0.25 m, Q 18.14 m³/s en cada compuerta

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C 2 y 4 / Q36.28 / y0.25
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 36.28 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 59 78 2 4 0 0 18.14 1 0 0 la salida del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 4 0 0 18.14 1 0 0

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 5 11
G 13 3 297 297 2 90 6 11
G 13 3 296 296 2 90 7 11
G 13 3 295 295 2 90 8 11
G 13 3 294 294 2 90 10 11
G 13 3 293 293 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 2.03 4.07 6.10 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 301 301 1 90 0 3.29 6.59 9.88 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 300 300 1 90 0 4.66 9.32 13.98 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 299 299 1 90 0 6.11 12.23 18.34 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 298 298 1 90 0 7.68 15.37 23.05 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 297 297 1 90 0 9.37 18.75 28.12 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 36.44 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 38.95 45.80 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 56.46 61.61 65.54 84.98 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.00 67.41 75.56 84.98 100
G 16 292 292 1 90 0 10 20 30 40 50 60 69.49 78.71 88.44 100

W 1 35.714 36.2800000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 59 78 2 4 se destruye pared para indicar ventana
W 4 1 0 302 14 33 2 4

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1

```

Compuerta N°2 y 4

Abertura 0.50 m, Q 34.47 m³/s en cada compuerta

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C2y4 / Q68.94 / w0.50
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0.0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 68.94 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 59 78 2 5 0 0 34.47 1 0 0 la salida del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 5 0 0 34.47 1 0 0

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 6 11
G 13 3 297 297 2 90 7 11
G 13 3 296 296 2 90 8 11
G 13 3 295 295 2 90 9 11
G 13 3 294 294 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 3.05 6.10 9.15 12.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 301 301 1 90 0 4.12 8.22 12.34 16.44 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 300 300 1 90 0 5.24 10.51 15.76 21.00 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 299 299 1 90 0 6.49 12.95 19.44 25.90 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 298 298 1 90 0 7.80 15.59 23.39 31.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 297 297 1 90 0 9.15 18.29 27.44 36.59 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 39.41 45.12 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 40 47.34 54.68 60.02 74.68 79.73 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 58.17 67.54 74.68 79.73 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.68 69.46 78.46 87.85 100

W 1 35.714 68.9400000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 59 78 2 5 se destruye pared para indicar ventana
W 4 1 0 302 14 33 2 5

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```

Compuerta N°2, 3 y 4

Abertura 0.25 m, Q 18.14 m³/s en cada compuerta.

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T C 2,3,4 / Q54.42 / y0.25
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 54.42 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 36 55 2 4 0 0 18.14 1 0 0 la salida del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 4 0 0 18.14 1 0 0
G 7 1 -1 59 78 2 4 0 0 18.14 1 0 0

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 5 11
G 13 3 297 297 2 90 6 11
G 13 3 296 296 2 90 7 11
G 13 3 295 295 2 90 8 11
G 13 3 294 294 2 90 10 11
G 13 3 293 293 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 2.03 4.07 6.10 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 301 301 1 90 0 3.29 6.59 9.88 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 300 300 1 90 0 4.66 9.32 13.98 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 299 299 1 90 0 6.11 12.23 18.34 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 298 298 1 90 0 7.68 15.37 23.05 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 297 297 1 90 0 9.37 18.75 28.12 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 36.44 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 38.95 45.80 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 56.46 61.61 65.54 84.98 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.00 67.41 75.56 84.98 100
G 16 292 292 1 90 0 10 20 30 40 50 60 69.49 78.71 88.44 100

W 1 35.714 54.4200000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 36 55 2 4 se destruye pared para indicar ventana
W 4 1 0 302 14 33 2 4
W 4 1 0 302 59 78 2 4

K 1 40000 60000
K 2 0 1

```

Compuerta N° 3 y 4

Abertura 0.25 m, Q 18.14 m³/s en cada compuerta.

```

control: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
T c 3 y 4 / Q36.28 / y0.25
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 5 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 240 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 36.28 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 36 55 2 4 0 0 18.14 1 0 0 la salida del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 4 0 0 18.14 1 0 0

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 5 11
G 13 3 297 297 2 90 6 11
G 13 3 296 296 2 90 7 11
G 13 3 295 295 2 90 8 11
G 13 3 294 294 2 90 10 11
G 13 3 293 293 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 2.03 4.07 6.10 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 301 301 1 90 0 3.29 6.59 9.88 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 300 300 1 90 0 4.66 9.32 13.98 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 299 299 1 90 0 6.11 12.23 18.34 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 298 298 1 90 0 7.68 15.37 23.05 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 297 297 1 90 0 9.37 18.75 28.12 31.05 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 36.44 39.54 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 38.95 45.80 48.83 61.61 65.54 84.98 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 56.46 61.61 65.54 84.98 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.00 67.41 75.56 84.98 100
G 16 292 292 1 90 0 10 20 30 40 50 60 69.49 78.71 88.44 100

W 1 35.714 36.2800000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 36 55 2 4 se destruye pared para indicar ventana
W 4 1 0 302 14 33 2 4

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1

```

Compuerta N° 3 y 4

Abertura 0.50 m, Q 34.47 m³/s en cada compuerta.

```

control Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
jr c3y4 / Q68.94 / w0.50
F 33 1 20 da el numero de timestep y el numero de inner iteracion
F 36 2 simulacion tiempo dependiente
F 48 0
F 54 0.0001 el error maximo permitido es el que se indica
F 206 4 para correr en paralelo, se indica el numero de procesadores

G 1 302 90 11 1 grid and array sizes
G 3 0 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100.0 vertical grid distribution
G 6 250 84 12 0.5 0.01 punto de referencia localizado
G 7 0 1 2 90 2 11 0 0 68.94 1 0 0 la entrada del flujo
G 7 1 -1 36 55 2 5 0 0 34.47 1 0 0 la salida del flujo
G 7 1 -1 14 33 2 5 0 0 34.47 1 0 0

G 13 3 200 302 79 80 2 11
G 13 3 200 302 56 58 2 11
G 13 3 200 302 34 35 2 11
G 13 3 200 213 12 13 2 11
G 13 3 214 302 2 13 2 11

G 13 3 298 302 2 90 6 11
G 13 3 297 297 2 90 7 11
G 13 3 296 296 2 90 8 11
G 13 3 295 295 2 90 9 11
G 13 3 294 294 2 90 11 11

G 16 302 302 1 90 0 3.05 6.10 9.15 12.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 301 301 1 90 0 4.12 8.22 12.34 16.44 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 300 300 1 90 0 5.24 10.51 15.76 21.00 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 299 299 1 90 0 6.49 12.95 19.44 25.90 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 298 298 1 90 0 7.80 15.59 23.39 31.20 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 297 297 1 90 0 9.15 18.29 27.44 36.59 38.37 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 296 296 1 90 0 9.85 19.71 29.56 39.41 45.12 48.73 60.02 74.68 79.73 100
G 16 295 295 1 90 0 10 20 30 40 47.34 54.68 60.02 74.68 79.73 100
G 16 294 294 1 90 0 10 20 30 40 49.17 58.17 67.54 74.68 79.73 100
G 16 293 293 1 90 0 10 20 30 40 50 59.68 69.46 78.46 87.85 100

W 1 35.714 68.9400000 348.1000000
W 2 4 1 100 200 302
W 4 1 -1 302 2 90 2 11 se construye pared
W 4 1 0 302 36 55 2 5 se destruye pared para indicar ventana
W 4 1 0 302 14 33 2 5

K 1 40000 60000
K 2 0 1
K 3 0.8 0.8 0.8 0.2 0.5 0.5
K 4 1 1 1 5 1 1
K 5 0 0 0 0 0 0

```