

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UNA
BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL RÍO SANTA ROSA EN EL
DISTRITO DE AQUIA, BOLOGNESI, ANCASH”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

PAÚL JOE DE LA CUBA ESPEJO

LIMA – PERÚ

2021

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“MODELAMIENTO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL DE UNA
BOCATOMA TIPO TIROLESA EN EL RÍO SANTA ROSA EN EL
DISTRITO DE AQUIA, BOLOGNESI, ANCASH”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

PAÚL JOE DE LA CUBA ESPEJO

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. TERESA OLINDA VELÁSQUEZ BEJARANO
Presidente

Mg. Sc. CAYO LEONIDAS RAMOS TAIPE
Asesor

Mg. Sc. MIGUEL ÁNGEL SÁNCHEZ DELGADO
Miembro

Dr. JESUS ABEL MEJIA MARCACUZCO
Miembro

LIMA – PERU

2021

DEDICATORIA

A mis padres Miguel y Yolanda por su esfuerzo, confianza y apoyo incondicional durante mi aprendizaje académico y profesional. A mis mentores y amigos: Luis Mayurí, Mario Cangahuala, Reynaldo Lama, Iván Carrasco y Pável Aragón, que forjaron mi disciplina, carácter y conocimiento en inicios de mi vida profesional.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento al Msc. Ing. Cayo Ramos Taipe, por su guía, apoyo y tiempo durante la elaboración de la presente tesis.

A mis compañeros de trabajo, por siempre motivarme a cumplir mis metas y brindarme el apoyo para conseguir la información necesaria para este estudio.

A mis hermanos menores Miranda, Micaela y Farid por alegrar mis días con sus ocurrencias y travesuras.

Finalmente, a mis amigos y amigas más cercanos de la carrera, por los conocimientos y momentos compartidos, así como el apoyo emocional durante este largo camino.

ÍNDICE GENERAL

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
II. REVISIÓN DE LITERATURA.....	3
2.1. Antecedentes	3
2.2. Obras Hidráulicas	4
2.3. Definición de Bocatoma.....	4
2.4. Tipos de Bocatomas	5
2.4.1. Toma directa.....	5
2.4.2. Toma mixta o convencional	5
2.4.3. Toma Móvil.....	9
2.4.4. Toma Tirolesa o Caucasiona	9
2.5. Hidrología.....	11
2.6. Proceso de la Información Hidrológica para diseño Hidráulico de la Bocatoma tipo Tirolesa.....	12
2.6.1. Cuencas Hidrográficas	12
2.6.2. Tiempo de Concentración	16
2.6.3. Precipitación.....	18
2.6.4. Análisis Estadístico	20
2.6.5. Análisis de Frecuencia	21
2.6.6. Distribución de probabilidad.....	23
2.6.7. Test de Bondad de Ajuste.....	24
2.7. Hietograma de Diseño utilizando Análisis de Eventos de Tormenta.....	26
2.8. Método SCS para Abstracciones	27
2.9. Estimación de Caudales.....	31
2.9.1. Hidrograma Unitario	31
2.9.2. Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System).....	32
2.10. Modelo Hidráulico IBER	33
2.10.1. Módulo Hidrodinámico	34
2.10.2. Módulo de Turbulencia	36
2.10.3. Módulo de Transporte de Sólido No - Estacionario.....	37

2.10.4. Operaciones básicas del programa	37
2.11. Erosión en Corrientes de Agua.....	38
2.11.1. Resistencia a la erosión	39
2.11.2. Etapas de las corrientes de agua	39
2.11.3. Tipos de cauce	41
2.12. Criterios para Diseño de una Bocatoma tipo Tirolesa.....	41
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	43
3.1. Zona de Estudio.....	43
3.1.1. Cuenca de interés	43
3.1.2. Descripción del área de estudio.....	45
3.2. Materiales y Equipos	47
3.2.1. Topografía de la zona de estudio.....	47
3.2.2. Información Hídrica	47
3.2.3. Coeficientes de rugosidad	47
3.2.4. Equipos.....	48
3.3. Metodología del Trabajo	48
3.3.1. Topografía	48
3.3.2. Estudio Hidrológico	49
3.3.3. Modelo Hidrológico con HEC – HMS.....	60
3.3.4. Cálculo de Coeficiente de Manning.....	66
3.3.5. Elaboración de la Geometría del Terreno	69
3.3.6. Modelación bidimensional Hidráulica IBER	73
3.3.7. Calibración del Modelo	84
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	86
4.1. Modelo Hidrológico	86
4.2. Modelamiento Hidráulico.....	89
4.2.1. Modelamiento hidráulico del Río Santa Rosa.....	89
4.2.2. Modelamiento hidráulico de la Bocatoma tipo Tirolesa	94
V. CONCLUSIONES.....	99
VI. RECOMENDACIONES.....	101
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	103
VIII. ANEXOS.....	106

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de factor de rugosidad.....	18
Tabla 2: Valores Kn para la prueba de datos dudosos.....	21
Tabla 3: Distribución de probabilidad para el ajuste de información hidrológica	24
Tabla 4: Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov.....	26
Tabla 5: Distribuciones de lluvias SCS	27
Tabla 6: Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvias del SCS	29
Tabla 7: Valores de CN de esorrentía para zonas de montañas áridas y semiáridas en condiciones medias de humead previa y para Ia = 0.2S.....	30
Tabla 8: Características geomorfológicas y geomorfométricas de la cuenca de estudio	50
Tabla 9: Características geomorfométricas de la subcuenca N°1 (Pastoruri) de estudio	50
Tabla 10: Características geomorfométricas de la subcuenca N°2 (Isoccocha) de estudio	51
Tabla 11: Descripción de la estación Chiquian	52
Tabla 12: Datos de precipitación Máxima en 24 horas, para detectar “outlier”	53
Tabla 13: Valor máx. y mín., promedio, desviación estándar y coef. Asimétrico	54
Tabla 14: Distribución de probabilidad y bondad de ajuste de la precipitación máxima en 24 horas – subcuenca de estudio Sta. Rosa.....	56
Tabla 15: Valores Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje.....	57
Tabla 16: Coeficiente de corrección de Pmax de 24 horas por número de lecturas, f(2 lecturas) = 1.13	58
Tabla 17: Hietograma calculado con el software Hydronogmon	59
Tabla 18: Valores de los Hidrogramas de la Subcuenca 1 y 2 generado en HEC HMS	66
Tabla 19: Coeficiente de Manning en Cauces Naturales.....	67
Tabla 20: Hidrograma sintético en el punto de interés (Bocatoma) para un Tr=50 años....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Partes de una toma común o convencional	5
Figura 2: Sección transversal del azud	10
Figura 3: Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS.....	28
Figura 4: Módulos de cálculo en el programa IBER.....	33
Figura 5: Módulos de cálculo en el programa IBER.....	34
Figura 6: Esquema del módulo de transporte sólido no – estacionario	37
Figura 7: Mapa de ubicación geográfica de la Cuenca de Estudio.....	44
Figura 8: Mapa Hidrográfico de la Cuenca de Estudio	44
Figura 9: Río Sta. Rosa, zona de formación de meandros.....	45
Figura 10: Toma directa existente, antes de la construcción de la Bocatoma.....	46
Figura 11: Bocatoma tipo tirolesa, estructura actual	46
Figura 12: Punto de control topográfico IGN “RCC8”. Altura de letrero Pacarenca	48
Figura 13: Histograma de precipitación Máxima en 24 horas. Estación de Chiquian	54
Figura 14: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil.....	57
Figura 15: Hietograma de precipitación generado. Tr = 50 años	59
Figura 16: Componentes hidrológicos del modelo de la cuenca de estudio en HEC - HMS	61
Figura 17: Parámetros Hidrológicos ingresados al modelo, subcuenca de estudio 1 y 2....	62
Figura 18: Parámetros Hidrológicos ingresados al modelo, subcuenca Sta. Rosa.....	62
Figura 19: Data del hietograma generado por el método SCS	63
Figura 20: Parámetros de inicio y final del hidrograma a generar	63
Figura 21: Hidrograma de máxima avenida en la subcuenca 1 (Pastoruri). Tr=50 años	64
Figura 22: Hidrograma de máxima avenida en la subcuenca 2 (Isoccocha). Tr=50 años ...	65
Figura 23: Cauce de la Río Santa Rosa a 50 m aguas abajo de la Bocatoma.....	68
Figura 24: Vista general de la Bocatoma en funcionamiento y ambas márgenes del Cauce principal del Río Santa Rosa	68
Figura 25: Curvas de Nivel cada 20 cm del río Santa Rosa	69
Figura 26: Geometría de Bocatoma tipo tirolesa en vista Planta, perfil e isométrico	69
Figura 27: Generación de curvas de nivel de la Bocatoma	70
Figura 28: Conversión de la Qbda. Sta. Rosa de Curvas de nivel (.shp) a TIN (.tin)	70
Figura 29: Conversión de curvas de nivel (.shp) a TIN (.tin) de la Bocatoma.....	71

Figura 30: Conversión de TIN (.tin) a RASTER (.dem) de la Qbda. Sta. Rosa.....	71
Figura 31: Conversión de TIN (.tin) a RASTER (.dem) de la Bocatoma en Arc-Gis.....	72
Figura 32: Información básica del encabezado del archivo ráster ASCII.....	72
Figura 33: Superficie delimitada según uso de suelo importada a IBER.....	74
Figura 34: Superficie delimitada según uso de suelo importada a IBER.....	75
Figura 35: Áreas de Uso de Suelo asignadas en Iber.....	76
Figura 36: Coeficiente de Rugosidad asignado a la Bocatoma en Iber. Vista en planta.....	76
Figura 37: Condiciones de contorno (entrada y salida) de área de estudio en IBER.....	77
Figura 38: Hidrograma ingresado a la condición de contorno “entrada” en IBER.....	77
Figura 39: Mallas generadas en IBER.....	78
Figura 40: Malla estructurada generadas en IBER para la Bocatoma.....	79
Figura 41: Mallas Estructuradas y No Estructuradas generadas en IBER.....	79
Figura 42: Capas de encausamiento en la Bocatoma generadas en IBER.....	80
Figura 43: Malla No estructurada con elevaciones del cauce y márgenes del río en IBER.....	81
Figura 44: Malla Estructurada con elevaciones de la Bocatoma generada en IBER.....	81
Figura 45: Ventana de datos para el modelamiento en IBER.....	82
Figura 46: Ventana de Información del Proceso en IBER.....	83
Figura 47: Nivel de marca de agua medido para la calibración del modelo.....	84
Figura 48: Hidrograma simulado para un tiempo de retorno de 50 años.....	87
Figura 49: Caudal máximo para un tiempo de retorno de 50 años con HEC HMS.....	87
Figura 50: Modelamiento hidráulico de máximo calado para el tramo de estudio para un Periodo de retorno de 50 años.....	90
Figura 51: Mapa de máximo calado en la Bocatoma, modelamiento hidráulico del tramo de estudio para un $Tr=50$ años.....	91
Figura 52: Mapa de Velocidades para un $Tr = 50$ años.....	93
Figura 53: Máximo Calado (m) de la Bocatoma tipo Tirolesa con IBER. Máx. calado = 1.748 m.....	95
Figura 54: Máximas velocidades (m/s) del funcionamiento de la Bocatoma $Tr=50$ años. IBER. Máx. Velocidad = 7.086 m/s.....	97
Figura 55: Fotografía de Bocatoma tipo tirolesa construida en funcionamiento.....	98
Figura 56: Simulación bidimensional con IBER, de bocatoma tipo tirolesa. Vista de caudal específico (m^2/s).....	98
Figura 57: Vista panorámica de la Bocatoma tipo tirolesa, construida y en	

funcionamiento	113
Figura 58: Vista aguas arriba de la Bocatoma tipo tirolesa, en funcionamiento.....	113
Figura 59: Vista aguas abajo de Bocatoma tipo tirolesa en funcionamiento.....	114
Figura 60: Barraje y rejilla de captación de Bocatoma, sin funcionamiento.....	114
Figura 61: Toma directa, vista antes de la construcción de la Bocatoma tipo tirolesa.....	115
Figura 62: Aguas abajo de la bocatoma tipo tirolesa.....	115
Figura 63: Vista general del río Santa Rosa, aguas abajo de la Bocatoma tipo tirolesa, en esta fotografía se puede apreciar el tramo el cual se realizó el modelamiento hidráulico	116
Figura 64: Salida de captación de la Bocatoma hacia el desarenador	116
Figura 65: Confluencia de quebradas, el cual conforman el río Santa Rosa en un cauce común. Parte derecha de la Fotografía es la quebrada denominada Subcuenca Isoccocha y el lado izquierda Subcuenca del Pastoruri	117
Figura 66: Levantamiento topográfico aguas arriba del Río Santa Rosa	117
Figura 67: Vista aguas arriba del río Santa Rosa, tramo donde se realizó el modelamiento hidráulico bidimensional del presente estudio.....	118

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Registro de precipitaciones máximas de 24 horas por estación existente en la cuenca de Pativilca	106
Anexo 2: Registro histórico 1964 – 2019 de Precipitación máxima de 24 h. - Estación meteorológica de Chiquian.....	108
Anexo 3: Estación Chiquian.....	110
Anexo 4: Estación Chiquian.....	111
Anexo 5: Tabla de Distribución de lluvia SCS y Tabla de Tormenta de lluvia	112
Anexo 6: Panel Fotográfico en la zona de estudio	113

RESUMEN

En la presente investigación se ha desarrollado el modelamiento hidráulico bidimensional en flujo no permanente de una Bocatoma tipo tirolesa y un tramo de 01 km del Río Santa Rosa, ubicado en la Localidad de Sta. Rosa, Distrito de Aquia, Provincia de Bolognesi, Región Ancash – Perú. Utilizando información pluviométrica de la Estación de Chiquian, el cual está ubicada a 20 km del punto de interés, generando un hidrograma sintético por medio de un modelo hidrológico de máximas avenidas aplicando el método numérico de curva o Soil Conservation Service (SCS, 1964) con el modelo HEC – HMS, con un periodo de retorno de 50 años y un caudal pico de $10.8 \text{ m}^3/\text{s}$. También se trabajó con una topografía detallada de la zona y la Bocatoma tipo tirolesa el cual se logró generar el modelo digital de terreno y el mapa de uso de suelos con sus coeficientes respectivos.

Luego, se realizó el análisis de la modelación hidráulica bidimensional con el software IBER 2.4.3, considerando las condiciones de borde entrada (hidrograma) y salida, para un tiempo de retorno de 50 años, el cual fue resultado de la formula del cuadro de “Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil” para este tipo de estructuras; así como el mallado estructurado y no estructurado, asignación de elevación, y asignación de sumideros para simular la captación por la rejilla de la Bocatoma tipo tirolesa.

Con ello se concluye que la información donde se puede determinar la configuración del curso fluvial del río intervenido y el funcionamiento de la Bocatoma tipo tirolesa son adecuados y acorde a los resultados de campo, obteniendo mapas de inundación, calado (tirante) y velocidad del agua.

Palabras claves: Modelamiento hidráulico Bidimensional, Hidrograma, Inundación, Bocatoma Tirolesa o Caucasiona, IBER, HEC-HMS.

ABSTRACT

In the present investigation the two-dimensional hydraulic modeling in non-permanent flow of a Tyrolean-type intake and a 01 km stretch of the Santa Rosa River, located in the town of Sta. Rosa, District of Aquia, Province of Bolognesi, Ancash Region has been developed. - Peru. Using pluviometric information from the Chiquian Station, which is located 20 km from the point of interest, generating a synthetic hydrograph through a hydrological model of maximum floods applying the numerical curve method or Soil Conservation Service (SCS, 1964) with the HEC - HMS model, with a return period of 50 years and a peak flow of 10.8 m³ / s. We also worked with a detailed topography of the area and the Tyrolean intake, which was able to generate the digital terrain model and the land use map with their respective coefficients.

Then, the analysis of the two-dimensional hydraulic modeling was carried out with the IBER 2.4.3 software, considering the conditions of the entry edge (hydrograph) and exit, for a return time of 50 years, which was the result of the formula of the table of "Risk of at least one exceedance of the design event during the useful life" for this type of structures; as well as the structured and unstructured meshing, elevation assignment, and sump assignment to simulate the catchment by the Tyrolean-type manhole grate.

With this, it is concluded that the information where the configuration of the fluvial course of the intervened river and the operation of the Tyrolean-type mouth can be determined are adequate and according to the field results, obtaining maps of flooding, draft (tension) and water speed.

Keywords: Two-dimensional hydraulic modeling, Hydrogram, Flood, Tyrolean or Caucasian mouth, IBER, HEC-HMS.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

En el Perú, uno de los fenómenos naturales de mayor impacto es el Fenómeno El Niño (FEN), el cual altera las condiciones climatológicas, provocando temporadas de lluvias torrenciales, ocasionando inundaciones el cual afectan a estructuras hidráulicas que tengan contacto directo con los ríos o quebradas, como lo son las represas, diques, bocatomas, entre otros.

La bocatoma es una estructura que tiene como finalidad derivar parte o el total del caudal que discurre en un río, para irrigar un área bajo riego o generar energía mediante su utilización en una central hidroeléctrica. Según Mansen 2010.

Actualmente los estudios realizados a nivel de expediente técnico de este tipo de estructuras consisten en la presentación del diseño hidráulico y estructural, para luego ejecutar la construcción de este mediante las indicaciones de un plano, pero en muy pocas ocasiones se presenta una simulación o modelamiento hidráulico del funcionamiento de la bocatoma proyectada, para verificar que opere sin ningún problema ante un evento extraordinario, en este caso, máximas avenidas.

El proyecto de ampliación y mejoramiento del servicio de riego del canal Ocupampa – Mutgo, se encuentra ubicado en el distrito de Aquia, provincia de Bolognesi, departamento de Ancash, el cual tiene como objetivo ampliar las áreas de riego con el uso eficiente del agua, el cual consistió en la ejecución de 01 Bocatoma tipo tirolesa, 01 desarenador, 01 medidor RBC, el mejoramiento de 6.4 km de canal de concreto abierto y la ampliación de 7 km de canal cerrado. Cabe mencionar que la bocatoma está ubicada en la Localidad de Sta. Rosa, en el río que recibe el mismo nombre de la localidad.

En el presente trabajo de investigación se realizará un modelamiento hidráulico del funcionamiento de la Bocatoma a condiciones extraordinarias como es el caso de avenidas máximas, de tal manera se verificará si la estructura existente puede soportar la cantidad de flujo de agua que escurrirá sobre ella en caso se diese dicho evento.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar el modelamiento hidráulico bidimensional del funcionamiento de la bocatoma en el río Santa Rosa en flujo no permanente ante una máxima avenida.

1.2.2. Objetivos específicos

- Modelamiento hidrológico de máximas avenidas de la subcuenca del Río Santa Rosa, para determinar los caudales máximos a diferentes periodos de retorno.
- Simular un modelo hidráulico bidimensional que permita visualizar el funcionamiento de la Bocatoma tipo tirolesa.
- Simular un modelo hidráulico bidimensional que permita identificar las posibles áreas vulnerables a desbordes, que puede haber aguas arriba, aguas abajo o en la Bocatoma.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Antecedentes

La ampliación y mejoramiento del proyecto fue solicitado por la Comunidad Campesina de Aquia, el cual fue ejecutado por la modalidad de Obras por Impuestos, financiado por la Empresa Minera Antamina S.A., ejecutado por la empresa Chacon Contratistas Generales S.A., mediante la Entidad del Gobierno Regional de Ancash.

Con fecha 28 de Diciembre de 2017, se suscribe el convenio de Inversión Pública Regional para el Financiamiento de Ejecución de Proyecto. Previo a ello, el 27 de Diciembre de 2017 se suscriben el contrato de la obra para la ejecución del proyecto “Ampliación, Mejoramiento del Servicio de Riego del Canal Ocupampa – Mutgo Distrito de Aquia, Provincia de Bolognesi, Ancash” – SNIP N°274866, celebrado entre la COMPAÑÍA MINERA ANTAMINA S.A. y la Empresa Contratista CHACON CONTRATISTAS GENERALES S.A.

El 29 de Diciembre de 2017, el Comité Especial adjudicó la Buena Pro del PROCESO DE SELECCIÓN DE REGIMEN ESPECIAL N°02-2017GRA/CE, para la construcción del Servicio de SUPERVISIÓN de la Elaboración del Expediente Técnico y Ejecución del Proyecto al CONSORCIO SUPERVISOR ESPARZA – MUTGO.

El 07 de Septiembre de 2018, mediante RESOLUCIÓN GERENCIAL REGIONAL N°0201-2018-GRA/GRI, se aprueba el Expediente Técnico del Proyecto mencionado por un monto de inversión a S/7'312,457.50 (Siete Millones Trescientos Doce Mil Cuatrocientos Cincuenta y Siete con 50/100 Soles), incluyendo el costo de Supervisión y los impuestos de ley. Dando inicio de la ejecución de la obra con fecha 29 de Setiembre del 2018 y finalizando el 17 de Diciembre de 2019, con suspensiones y ampliaciones de plazo, el cual se dio durante la ejecución del proyecto.

La Bocatoma tipo tirolesa construida actualmente capta un caudal de 350 l/seg a través de una rejilla ubicado en el barraje, cuyo flujo del río pasa por encima del mismo, ingresando por gravedad a una caja canal derivando el flujo hacia el desarenador.

2.2. Obras hidráulicas

Estructuras físicas construidas para el beneficio del hombre, el cual sirven para muchos propósitos, entre los cuales se tiene principalmente al Riego de cultivo, Abastecimiento de agua para consumo doméstico e industrial, producción de energía eléctrica y Navegación. También existen casos en los que el agua puede producir daños y las obras se construyen para eliminarla o controlarla, así tenemos a Alcantarillados para evacuar las aguas servidas, Drenaje para eliminar el exceso de agua de una zona cultivada y, el Control de crecientes y protección de orillas (Krochin, 1982).

2.3. Definición de bocatoma

Vargas Vargas (2013) define una bocatoma o captación, como una estructura hidráulica destinada a derivar agua de un río, arroyo, o canal; o desde un lago; o incluso desde el mar, una parte del agua disponible en esta, para ser utilizada en un fin específico, como pueden ser abastecimiento de agua potable, riego, generación de energía eléctrica, acuicultura, enfriamiento de instalaciones industriales, etc.

Rocha Felices (2003) define que las obras de toma o bocatomas son las estructuras hidráulicas construidas sobre un río o canal con el objeto de captar, es decir extraer, una parte o la totalidad del caudal de la corriente principal. Las bocatomas suelen caracterizarse principalmente por el Caudal de Captación, el que se define como el gasto máximo que una obra de toma puede admitir.

2.4. Tipos de bocatomas

2.4.1. Toma directa

Se trata de una toma que capta 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. Su mayor ventaja es que no se necesita construir un barraje o azud que por lo general constituye una de las partes de mayor costo. Sin embargo; tiene desventaja de ser obstruida fácilmente en época de crecidas, además permite el ingreso de sedimentos hacia el canal de derivación.

2.4.2. Toma mixta o convencional

Se trata de una toma que realiza la captación mediante el cierre del río con una estructura llamada azud o presa de derivación, el cual puede ser fija o móvil dependiendo del tipo del material usado. Será fija cuando se utiliza un elemento rígido, por lo general concreto, y será móvil cuando se utilizan compuertas de acero o madera. La captación en ese tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana que puede funcionar como orificio o vertedero dependiendo del tirante en el río.

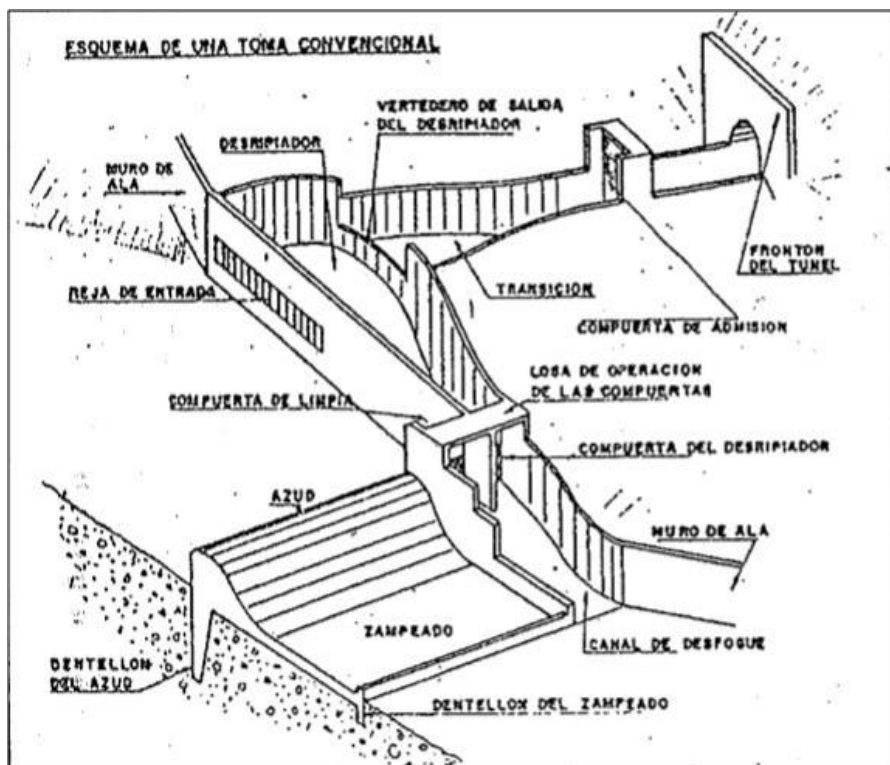


Figura 1: Partes de una toma común o convencional

FUENTE: Krochin, 1982.

2.4.2.1. Partes de una bocatoma convencional

a. Barraje, vertedero o azud

O azud, es un dique transversal (fijo, movable o mixto) que cierra el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta entre a la conducción o al canal de demasías por la ventana de captación.

El tiempo de creciente el exceso de agua pasa por encima de este dique, es decir que funciona como vertedero. Este tipo de dique vertedero se llama azud. Para evitar que, en creciente entre excesiva agua a la conducción, entre ésta y la toma se dejan estructuras de regulación. Una de estas es la compuerta de admisión que permite interrumpir totalmente el servicio para el caso de reparación o inspección.

- **Tipos de barraje**

Barraje fijo: Las bocatomas con barraje fijo son aquellas que tienen una presa sólida, para levantar el tirante frente a las compuertas de captación. Esta solución es posible cuando el régimen del río es uviforme y la capacidad de captación de la toma es menor que la descarga promedio del río, por lo que no es necesario ninguna regulación, ya que el exceso de agua pasará encima de la presa.

Barraje móvil: En este tipo de barraje se consigue la retención del caudal y elevación del tirante mediante el cierre del curso del río por un sistema de compuertas sostenidas en un conjunto de pilares y adosadas en sus extremos a los muros de contención. Es conveniente cuando el caudal de la captación es igual o mayor de la descarga promedio del río o cuando la velocidad del flujo no es alta debido a la pequeña pendiente del curso del río. Como consecuencia el transporte de sólidos es pequeño y no afecta mayormente al sistema de compuertas.

Barraje mixto: Tiene una parte de presa integrada por una estructura sólida (barraje fijo) y una parte integrada por compuertas sustentadas en pilares (barraje móvil). La parte móvil tiene en ciertos casos muros guías o separadores del barraje fijo que forma un canal denominado “de limpia” y un segundo canal separado por un vertedero de rebose lateral que sirve para eliminar las gravas llamado también desempedrados.

Tipos de perfil de Barraje

- Tipo Creager
- Tipo Indio

b. Reja de entrada o Reja de captación

Es la que impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso. Para esto el umbral de la reja se pone a cierta altura sobre el fondo del río y la separación entre barrotes, normalmente no pasa de los 20 cm. A pesar de esto, parte del material sólido alcanza a pasar, al otro lado de la reja se deja una cámara llamada desripiador para detenerlo.

c. Desripiador

El desripiador permite acumular material sólido en el fondo, éste debe tener una compuerta hacia el río a través de la cual periódicamente se lava, para eliminar dicho material que logra pasar la rejilla de captación.

d. Transición

Una transición de entrada de canal. Se desea que la mayor parte del material grueso que llega al desripiador se deposite dentro de éste y no pase al canal. Por este motivo la conexión del desripiador se hace generalmente por medio de un vertedero cuyo ancho es bastante mayor que el del canal que sigue. Para evitar que haya pérdidas grandes de energía entre la salida del desripiador y el canal las dos estructuras se conectan por medio de una transición.

e. Colchón disipador

Un zampeado y colchón de aguas al pie del barraje. El agua que vierte por el barraje en creciente, cae con gran energía que erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción. El zampeado o el colchón sirven para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones.

f. Compuerta de limpia

La compuerta de limpia o purga se ubica a un extremo del azud, al lado de la reja de captación. Generalmente el río trae en creciente una gran cantidad de piedras que se acumulan aguas arriba del azud pudiendo llegar a tapar la reja de la entrada con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar ese material grueso. Por lo general la eficiencia de la compuerta de purga es pequeña, pero por lo menos se consigue mantener limpio el cauce frente a la rejilla.

La compuerta se abre en las crecientes, cuando sobra agua, y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto grado, regular el caudal captado.

g. Canal de limpia

Según Alfaro (1981), es un canal ubicado junto a la ventana de captación, con la finalidad de eliminar el material sólido que hubiera sedimentado frente a ella, y que de no ser eliminado podría dar origen a la inutilización de la toma. Además, en época de avenidas sirve para desaguar parte del caudal de agua. El ingreso de las aguas a este canal, está controlado por un sistema de compuertas.

h. Muros de encausamiento

En la mayoría de los casos, al colocar un obstáculo (barraje o azud) en un río, por un remanso hacia aguas arriba podría causar inundaciones a los terrenos ribereños, situación no deseada que se podría agravar si el río forma un nuevo cauce como consecuencia del remanso y que podría dejar aislada a la bocatoma. Para controlar

esta situación se construyen diques de encauzamiento por lo general del tipo escollera si existen canteras de rocas en la zona del proyecto.

2.4.3. Toma móvil

Se llama así aquella toma que para crear la carga hidráulica se vale de un barrage móvil. Son tomas que, por la variación de niveles en forma muy marcada entre la época de estiaje y avenida, necesitan disponer de un barrage relativamente bajo, pero que para poder captar el caudal deseado necesitan de compuertas que le den la cota a nivel de agua adecuado.

A los barrajes con compuertas que permiten el paso del caudal de avenida a través de ellos se les conoce como barrage móvil. Su principal ventaja es que permite el paso de los materiales de arrastre por encima de la cresta del barrage vertedero a azud.

2.4.4. Toma Tirolesa o Caucasiona

Son tomas cuyas estructuras de captación se encuentran dentro de la sección del azud, en un espacio dejado en él, protegido por una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente o con una pequeña inclinación, sobre una galería hecha en el cuerpo del barrage, el cual impide el ingreso de materiales gruesos. Se recomienda para los ríos de montaña o que los torrentes tengan las siguientes características:

- Pendientes longitudinales fuertes que pueden llegar al 10% o a veces más.
- Crecientes súbitos causadas por aguaceros de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.
- Grandes variaciones diarias de caudal cuando provienen de nevados.
- Pequeño contenido de sedimentos finos y agua relativamente limpia en estiaje.

2.4.4.1. Partes de una bocatoma tirolesa

La presa que cierra el río se compone principalmente en tres partes: Azud, tramo central con la rejilla y un tramo hueco que tiene en su interior una galería que conduce el agua desde la rejilla al canal.

a. Barraje, vertedero o azud

Un tramo en la orilla opuesta del canal que se compone de un azud macizo (presa) sobre la cual vierte el agua en creciente. Este azud debe tener un perfil hidrodinámico que normalmente se diseña con las coordenadas de Creager.

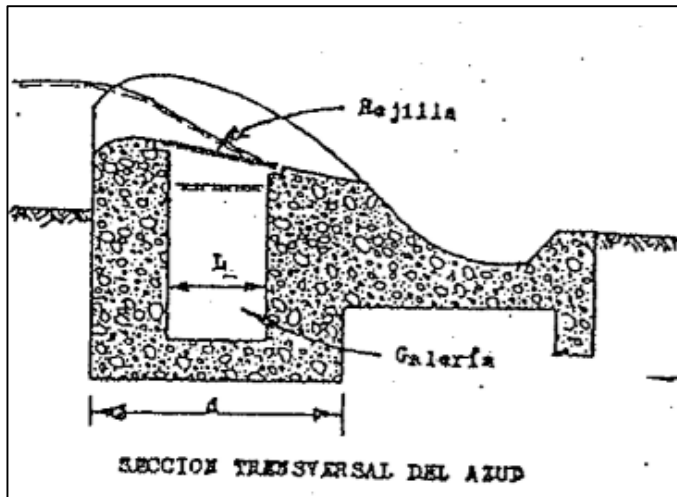


Figura 2: Sección transversal del azud

FUENTE: Krochin, 1982.

b. Zampeado

Enrocados o protección construidas aguas arriba y aguas debajo del barraje, su finalidad es evitar la erosión, así como también disipar la energía o reducir las cargas. Sus dimensiones dependen de la altura del barraje y del caudal creciente.

c. Rejilla

Son barras de hierro de sección rectangular (platina) o trapezoidal con la base mayor hacia arriba, se localiza en la parte superior del barraje (presa), colocados de manera paralela al flujo del río. Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud lo cual se suprime la costosa puerta de purga. No se aconseja las barras redondas pues se obstruyen más rápidamente con arena y piedra fina y son más difíciles de limpiar.

Una desventaja de las platinas es su posibilidad de deformarse o ceder en el sentido

horizontal. Para evitar esto se usan a veces barras en gorma de T. A veces también en vez de barrotes se usan planchas perforadas con orificios redondos. Estas disposiciones obligan a aumentar considerablemente las dimensiones brutas de las rejillas.

La rejilla tiene una inclinación con la horizontal entre 0° y 20% para calificar el paso de las piedras, pero según Bouvard se podría llegar a 30° o hasta 40°

d. Desripiador

En vista de que una gran cantidad de arenas y piedras pequeñas entran por la rejilla, es imprescindible construir un desripiador eficiente a continuación de la toma. Para que el desripiador tenga una salida al río con una longitud dentro de los límites económicos, éste debe tener una gradiente de por lo menos 3% . O sea que este tipo de toma solamente es práctico en los torrentes ríos de montaña y no se la ha utilizado para caudales mayores de $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

e. Canal de aducción

Es una galería (tramo hueco) ubicada dentro del barraje donde recibe el agua que ingresa por la rejilla, el cual deriva el agua al canal de limpia o desripiador. Tiene una pendiente de 1% a 4% , con la finalidad de darle la velocidad adecuada, de tal manera que las piedras que pasen por la rejilla sean arrastradas hacia el desripiador o canal de limpia.

f. Muros de encausamiento

Son estructuras cuyo objetivo es guiar las aguas y encauzarlas hacia la bocatoma, y que toda ésta pase por encima del barraje, de tal manera que el flujo pase por la rejilla de captación.

2.5. Hidrología

La hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos (Villón, 2002).

2.6. Proceso de la Información Hidrológica para diseño Hidráulico de la Bocatoma tipo Tirolesa

La modelación matemática de la hidrología de cuenca tiene una gran importancia en la interpretación de las interacciones dinámicas producidas entre los sistemas climáticos, terrestres, edafológicos, litológicos e hidrosféricos. La modelación se ha convertido en una componente esencial del manejo integral del recurso hídrico y del medio ambiente. Como se demuestra, los modelos hidrológicos han sido aplicados de manera creciente para dirigirse un gran rango de problemas sociales y desarrollo que incluye agua, energía, medio ambiente y ecología (Fattorelli y Fernández, 2011).

Para proyectar una obra hidráulica es necesario conocer los caudales del río que se quiere aprovechar, con ello se puede garantizar un buen funcionamiento de la bocatoma y el caudal a derivar, así como el correcto dimensionamiento de los elementos que conforman la bocatoma.

Para el presente estudio se quiere evaluar el funcionamiento hidráulico de una bocatoma existente del tipo tirolesa a condiciones extraordinarias, mediante un análisis de tormenta con la finalidad de obtener un hidrograma, que permia verificar si la bocatoma existente tiene la capacidad de funcionar sin ningún problema ante un evento como éste.

2.6.1. Cuencas Hidrográficas

La cuenca hidrográfica es un sistema que presenta como principal entrada la lluvia, y como salidas el caudal, la evapotranspiración, el flujo subsuperficial y la percolación. Las tres últimas son salidas que tienen poco valor en el marco de una creciente súbita, pero son importantes en relación al flujo base y en la consideración de modelos de simulación continua, así como en la condición antecedente del suelo en lluvias prolongadas, especialmente de regiones húmedas (Fattorelli y Fernández, 2011)

Según Villón, la cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

Es un espacio geográfico cuyos aportes de agua son alimentados exclusivamente por precipitaciones que caen en el interior y el excedente de agua o en materia sólida transportadas por el agua forman, en un punto especial único, una desembocadura, una estación de aforo o un punto arbitrario (Llamas, 1993).

2.6.1.1. Parámetros geomorfológicos de una cuenca

El ciclo hidrológico, en la que una cuenca hidrográfica es parte fundamental en el estudio de la respuesta a la precipitación de entrada, ocurre diversos procesos que alteran el escurrimiento en su salida. En estos procesos intervienen la geomorfología de la cuenca en la que la climatología es el factor más importante, el tipo y uso del suelo, la cobertura vegetal o nivel de urbanización. Existen parámetros calculables que consideran la importancia de estos procesos para establecen comparaciones y establecer cuencas afines de una forma preliminar.

a. Área de una cuenca

Es la superficie del terreno en las aguas de las precipitaciones que ocurren a un mismo punto de evacuación a través de cauces secundarios o quebradas que se unen a un cauce principal.

Según Villón, se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

La delimitación de la cuenca hidrográfica se realiza a través de una línea imaginaria, denominada divisoria de agua o *divortium aquarium*, que separa las pendientes opuestas de las cumbres, fluyendo las aguas de las precipitaciones a ambos lados de la línea imaginaria hacia los cauces de las cuencas continuas.

b. Longitud de cauce principal

Este parámetro suele coincidir con la longitud del cauce más largo, y es un criterio muy representativo de la longitud de una cuenca. Puede medirse considerando toda la sinuosidad del cauce o la longitud del eje del mismo.

c. Perímetro de la cuenca

Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

d. Curva hipsométrica

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud, es decir, representa en el eje de ordenadas, las elevaciones en metros sobre el nivel del mar y en el eje de las abscisas, el porcentaje del área de la cuenca que queda por encima de la elevación indicada (MINAGRI, 1978).

e. Curva de frecuencia de altitudes

Es la presentación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes. Es un complemento de la curva hipsométrica.

Con las curvas mencionadas anteriormente, se puede determinar las siguientes altitudes características:

- Altitud media: es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% está situado debajo de ella.
- Altitud más frecuente: es el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes.
- Altitud de frecuencia $\frac{1}{2}$: es a altitud correspondiente al punto de abscisa $\frac{1}{2}$ de la curva de frecuencia de altitudes.

f. Índices representativos

Para identificar las características de forma se emplean varios parámetros asociados con la relación área, perímetro o la longitud del cauce de agua más largo que se define como la distancia desde el punto de la salida de desembocadura de la cuenca hasta el punto agua arriba más alejada.

– **Índice o factor de forma de una cuenca (F)**

Es uno de los parámetros que explica la elongación de una cuenca, se expresa como la relación entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, o suponiendo a la cuenca de forma rectangular se expresa como la relación entre el área de la cuenca y la longitud de la misma.

Si una cuenca tiene un F mayor que otra existe la posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea, sobre toda la extensión de la cuenca. Por el contrario, si la cuenca tiene un F menor, tiene menos tendencia a concentrar las intensidades de lluvias, que una cuenca de igual área, pero con un F mayor. Cabe mencionar que si el valor de F se acerca a uno, la cuenca es aproximadamente circular, mientras que, las cuencas más alargadas, tendrán un F menor.

– **Índice de compacidad (índice de Gravelious)**

El índice de compacidad (K) de una cuenca, definida por Gravelious, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca.

El índice de compacidad trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma. Si $K=1$, la cuenca será de forma circular, por lo general, para cuencas alargadas se espera que $K>1$. Las cuencas de forma alargada, reducen las probabilidades de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río.

g. Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad o índice de Gravelious), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de

cobertura. En este rectángulo las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curvas de nivel.

h. Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas.

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca, entre las que se pueden citar: criterio de Alvord, criterio de Horton, Criterio de Nash y criterio del rectángulo equivalente.

i. Perfil longitudinal del curso de agua

Si se plotea la proyección horizontal de la longitud de un cauce versus su altitud, se obtiene el perfil longitudinal del curso de agua. La importancia de conocer el perfil longitudinal del curso principal radica en que nos proporciona una idea de las pendientes que tiene el cauce, en diferentes tramos de su recorrido, y que es un factor de importancia para ciertos trabajos, como control del agua, puntos de captación y ubicación de posibles centrales hidroeléctricas.

2.6.2. Tiempo de concentración

Es un parámetro que se usa intensamente en los cálculos de la relación precipitación – escorrentía, es el tiempo de concentración de la cuenca que es el tiempo que una partícula de agua tarda en llegar del punto más alejado al punto de desagüe.

También es definido como el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto, hidráulicamente, más alejado hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida.

Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor

duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración y el tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues a una mayor pendiente produce flujos más veloces y un menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran a continuación:

a. Método de Kirpich

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Donde:

Tc: tiempo de concentración (minutos)

L: longitud máxima de salida (m)

S: pendiente (m/m)

b. Método de Hataway

$$T_c = 0.61 * (L * n)^{0.467} * S^{-0.234}$$

Donde:

Tc: tiempo de concentración (horas)

L: longitud de cauce principal (Km)

n: factor de rugosidad

S: pendiente (m/m)

El factor de rugosidad (n) está dado por la Tabla 1

Tabla 1: Valores de factor de rugosidad

Tipos de Superficies	Valor de n
Suelo liso impermeable	0.02
Suelo desnudo	0.10
Pastos pobres cultivos en hileras o suelo desnudo	0.20
Pastizales	0.40
Bosque de Frondosas	0.60
Bosque de coníferas o frondosas con una capa densa de residuos orgánicos o de césped	0.80

FUENTE: Tomado de Pilgmn y Cordery, 1975.

c. Método del US Corps Of Engineers

$$T_c = 0.3 * L^{0.76} * S^{-0.19}$$

Donde:

Tc: tiempo de concentración (horas)

L: longitud del cauce principal (Km)

S: pendiente (m/m)

d. Método del US Soil Conservation Service (1973)

$$T_c = \frac{0.136 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$$

Donde:

L: longitud hidráulica de la cuenca, mayor trayectoria del flujo (m).

CN: número de curva SCS

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m).

2.6.3. Precipitación

Se define precipitación a toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo con esta definición, las lluvias, las granizadas, las garúas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación (Chereque, 2003).

La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca. La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense (Chow Ven, 2000).

Las nubes son arrastradas por los vientos, algunas permanecen sobre los océanos y, otras, son trasladadas hacia continentes. En estos movimientos pueden enfriarse, por medio de los cuales las gotitas que forman las nubes se pueden agrandar, ya sea porque se juntan entre ellas o porque se aglomeran alrededor de partículas que flotan en la atmósfera. Al agrandarse, las gotas de agua caen por su propio peso hacia la superficie de la Tierra, provocando las precipitaciones. Las precipitaciones que se producen con temperaturas sobre 0°C caen en forma de lluvia. Las gotas de lluvia se congelan si la temperatura es bajo 0°C y la precipitación es en forma de nieve o de granizo, estado sólido del agua (Fattorelli y Fernández, 2011).

La precipitación, es toda forma de humedad que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de: lluvias, granizadas, garúas y nevadas. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua (Villón, 2002).

a. Precipitación efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano o flujo terrestre insaturado (MTC, 2008).

2.6.4. Análisis estadístico

a. Datos Atípicos (Outliers)

Al analizar los datos de un evento (lluvias, caudales) para realizar curvas de frecuencia y graficar los datos, es frecuente encontrar puntos que se separan en forma más o menos sensible de la línea media de frecuencias. Estos datos pueden ser altos o bajos o ambos, consecuentemente, su inclusión sin un análisis previo puede llevar a una curva de frecuencias distorsionada con relación a la que la muestra podría indicar. El USWRC (1982) define outlier como “Evento extremo o dato puntual que se separan de la tendencia general de la muestra”.

En realidad, el análisis es primeramente subjetivo, un análisis de consistencia de los datos resulta útil, por lo menos para separar datos dudosos provenientes de errores de medición. Estos valores atípicos no se pueden considerar como pertenecientes a la misma muestra.

El USWR Council (1982) establece un método para detectar datos dudosos altos y bajos, respectivamente; en las siguientes ecuaciones.

$$y_a = \bar{y} + k_o * \sigma_y$$

$$y_b = \bar{y} - k_o * \sigma_y$$

Donde:

\bar{y} : promedio de los logaritmos de la muestra, incluyendo los dudosos (logaritmos decimales).

σ_y : desviación estándar de los logaritmos de la muestra.

k_o : se obtiene de la Tabla 2.

Tabla 2: Valores K_n para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

FUENTE: U.S. Water Resources Council, 1981

y_a : umbral de datos dudosos altos (unidades logarítmicas).

Y_b : umbral de datos dudosos bajos (unidades logarítmicas).

$$\bar{y} = \frac{y}{n}$$

Donde:

y : log(precipitación).

n : número de datos disponibles.

$$S_y = \left(\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^n (y_i - y)^2 \right)^{0.5}$$

2.6.5. Análisis de frecuencia

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo de análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. La información hidrológica

empleada debe seleccionarse cuidadosamente de tal manera que se satisfagan las suposiciones de independencia y de distribución idéntica. (Chow. Ven, 2000).

En diseño hidrológico es siempre necesario conocer la probabilidad de ocurrencia de eventos de determinadas magnitudes, para los cuales se debe diseñar una estructura. Desde el punto de vista seguridad, la estructura debería ser diseñada para controlar el evento extremo mayor que pueda ocurrir. Desde el punto de vista económico, por otro lado, el costo de la misma, debe justificar los periodos de retorno que se esperan de su construcción o alcanzar un nivel de seguridad aceptable en función del daño que su falla pueda ocasionar. Por lo tanto, el diseño hidrológico es un compromiso entre seguridad y economía y en ese contexto se incluye el concepto de riesgo calculado o riesgo de falla. En diseño hidrológico la probabilidad de ocurrencia de un evento se estima a través de métodos estadísticos mediante el análisis de frecuencia.

En este caso, esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable que está siendo analizada (precipitaciones máximas anuales) con la expectativa de que observaciones sucesivas de esta variable de un año a otro sean independientes.

a. Periodo de Retorno

El periodo de retorno (T) es el número promedio de años dentro del cual se espera que un evento sea igualado o excedido solo una vez. El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde las variaciones aleatorias toman un valor igual o superior a cierto número (x). (Pizarro y Novoa, 1986).

El objetivo primario del análisis de frecuencia de una serie hidrológica es determinar el periodo de retorno de un evento de determinada magnitud. Para ello, lo primero que se debe realizar es ordenar los valores registrados de mayor a menor para frecuencias de valores altos o de menor a mayor para frecuencia de valores bajos y asignarles una posición $1, 2, 3, \dots, n$.

2.6.6. Distribución de probabilidad

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan para el diseño hidrológico. Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste. Se debe tener presente que una determinada distribución de probabilidad no necesariamente se aplica por igual a diferentes ríos (en el caso de análisis de caudales) o diferentes tipos de lluvias (en el caso de análisis de precipitaciones).

A continuación, se presenta una selección de las distribuciones de probabilidad comúnmente utilizadas para variables hidrológicas, según Ven Te Chow, en el libro de Hidrología Aplicada (2000).

- Distribución Normal
- Distribución Lognormal 2 parámetros
- Distribución Exponencial
- Distribución Gamma
- Distribución Pearson tipo III
- Distribución log-Pearson tipo III
- Distribución de Valor Extremo Tipo I (Gumbel)

Tabla 3: Distribución de probabilidad para el ajuste de información hidrológica

Distribución	Función de densidad de probabilidad	Rango	Ecuaciones de los parámetros en términos de los momentos de la muestra
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\mu = \bar{x}, \sigma = s_x$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$ donde $y = \log x$	$x > 0$	$\mu_y = \bar{y}, \sigma_y = s_y$
Exponencial	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$	$x \geq 0$	$\lambda = \frac{1}{\bar{x}}$
Gamma	$f(x) = \frac{\lambda^\beta x^{\beta-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(\beta)}$ donde $\Gamma =$ función gamma	$x \geq 0$	$\lambda = \frac{\bar{x}}{s_x^2}$ $\beta = \frac{\bar{x}^2}{s_x^2} = \frac{1}{CV^2}$
Pearson tipo III (gamma de tres parámetros)	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\epsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	$x \geq \epsilon$	$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$ $\epsilon = \bar{x} - s_x \sqrt{\beta}$
Log Pearson tipo III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\epsilon)}}{x \Gamma(\beta)}$ donde $y = \log x$	$\log x \geq \epsilon$	$\lambda = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}}$ $\beta = \left[\frac{2}{C_s(y)}\right]^2$ $\epsilon = \bar{y} - s_y \sqrt{\beta}$ (Suponiendo que $C_s(y)$ es positivo)
Valor extremo tipo I	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$	$-\infty < x < \infty$	$\alpha = \frac{\sqrt{6}s_x}{\pi}$ $u = \bar{x} - 0.5772\alpha$

FUENTE: Ven Te Chow, 2000.

2.6.7. Test de bondad de ajuste

La bondad del ajuste de una distribución de probabilidad puede probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia relativa o de frecuencia acumulada.

La aplicación de los test de bondad de ajuste a determinadas distribuciones puede ayudar a

seleccionar aquella que mejor represente a la distribución de frecuencia de la población. Según establece el USWRC (1982), “ninguna distribución es la mejor para todos los criterios, luego el juicio del hidrólogo resulta fundamental”.

Para el siguiente proyecto se aplicará las pruebas de bondad Ji-cuadrado (X^2) y el Kolmogorov – Smirnov (K-S). Algo importante de estos test (X^2 y K-S) es que se usan para determinar si hay evidencias para aceptar o rechazar las hipótesis hechas para seleccionar determinadas distribuciones, pero no indican en forma absoluta, cual es mejor.

a. Test de Ji - Cuadrado

Este método se usa tanto para verificar distribuciones de probabilidad, ya sean distribuciones continuas con grupos de datos expresados como frecuencias absolutas de intervalos de clase o como frecuencias absolutas en distribuciones discretas. Es un método paramétrico que se evalúa mediante la expresión.

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \left(\frac{(f_i - n \cdot p_i)^2}{n \cdot p_i} \right)$$

Donde:

n: Número de intervalos de clase para variables discretas o el número de eventos para variables continuas.

f_i : Frecuencia absoluta observada de cada evento (o cada intervalo de clase).

p_i : Es la probabilidad de los eventos (o de intervalos) calculados con la ecuación a verificar $p(x, \alpha, \beta, \gamma, \dots)$.

b. Test de Smirnov - Kolmogorov

Este método se usa cuando no se verifican parámetros de una distribución previa y se trabaja con una distribución acumulada. Con este método se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre

la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D_o = \text{máx}[F_o(x_m) - F(x_m)]$$

Con un valor crítico que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (ver tabla N°8). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m/(n+1)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996)

Tabla 4: Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov

Tamaño de la muestra	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

FUENTE: Adaptado de Aparicio, 1996

2.7. Hietograma de diseño utilizando análisis de eventos de tormenta

El Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture (1986) desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. La tabla N°9 presenta los hietogramas acumulados. Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, el cual se describe a continuación:

Tipo I: Corresponde a un clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos.

Tipo IA: Son tormentas de menor duración que corresponde a un clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos.

Tipo III: Corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes.

Tipo II: Corresponde al resto del país (EEUU).

Tabla 5: Distribuciones de lluvias SCS

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 horas		
P_t/P_{24}								
Hora t	$t/24$	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III	Hora t	$t/6$	P_t/P_6
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.0	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.5	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.5	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.0	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.5	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.0	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.5	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.0	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.0	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.0	1.00
16.0	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

FUENTE: Ven Te Chow, 2000.

2.8. Método SCS para abstracciones

El Soil Conservatio Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación la (abstracción inicial antes de encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$.

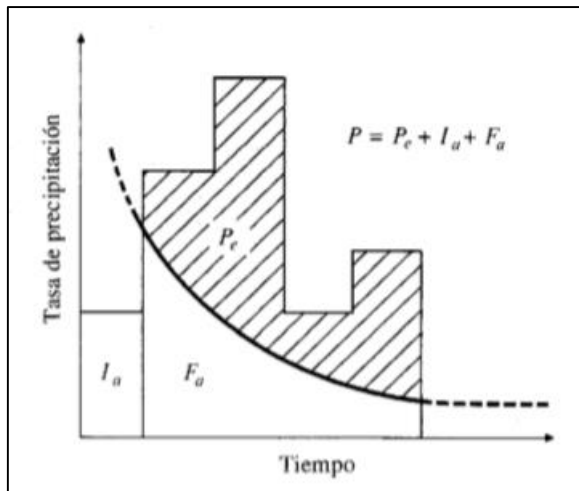


Figura 3: Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS

FUENTE: Ven te Chow, 2000.

Donde: I_a (abstracción inicial), P_e (exceso de precipitación), F_a (abstracción continuada) P (precipitación total).

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN , tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN=100$; para superficies naturales $CN < 100$.

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. En un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas.

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Tabla 6: Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvias del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación activa
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

FUENTE: Adaptado del MTC, 2008

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la Tabla 11. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

Tabla 7: Valores de CN de escorrentía para zonas de montañas áridas y semiáridas en condiciones medias de humedad previa y para $I_a = 0.2S$

Descripción de la cubierta	Estado hidrológico ⁽²⁾	Número de curva para cada grupo hidrológico de suelo			
		A ⁽³⁾	B	C	D
Herbácea: Mezcla de hierba, maleza matorral de bajo crecimiento, siendo el matorral el elemento de menor importancia	Malo		80	87	93
	Medio		71	81	89
	Bueno		62	74	85
Roble/álamo: Mezcla de álamo caoba de montaña, “bitter brush”, arce y otros arbustos	Malo		66	74	79
	Medio		48	57	63
	Bueno		30	41	48
Inaceas/Juniperus: Pinaceas, Juniperus o ambas con hierba bajo cubierta	Malo		75	85	89
	Medio		58	73	80
	Bueno		41	61	71
Labiadas con hierba bajo cubierta	Malo		67	80	85
	Medio		51	63	70
	Bueno		35	47	55
Mata desértica: La mayoría de las plantas incluyen plantas halófilas, plantas crasas, plantas con aceites esenciales	Malo	63	77	85	88
	Medio	55	72	81	86
	Bueno	49	68	79	84

(1) Para regiones húmedas utilizar cuadro de áreas forestales

(2) Malo: <30% de cobertura de suelo (hierbas y arbustos)

Medio: 30-70% de cobertura de suelo

Bueno: >70% de cobertura de suelo

(3) Los números de curva del grupo A sólo se han desarrollado para matas desérticas

FUENTE: Fattorelli y Fernández, 2011.

2.9. Estimación de caudales

La estimación de caudales se puede realizar de dos formas, la primera es obteniendo datos suficientes de aforo de la estación más cercana al punto de interés, con el cual se realizará un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales usando la distribución log normal, log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc., para los tiempos de retorno 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años (valores estándar).

El segundo, con el cual se trabajó el presente proyecto, es cuando no existen datos de aforo, por lo tanto, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal. La precipitación inicialmente humedece la cuenca infiltrándose en una parte del subsuelo y luego el flujo se convierte en un flujo superficial.

Existen varios métodos para estimar el caudal en el punto de interés, como lo son el Método IILA, Método Racional, Racional Modificado, Hidrograma Unitario y con el uso de Sistemas de Modelamientos Hidrológicos (HMS – Hydrologic Modeling System).

2.9.1. Hidrograma Unitario

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de las variaciones del caudal con respecto al tiempo, arregladas en orden cronológico, en un lugar dado de la corriente.

El hidrograma unitario (HU) de una cuenca, se define como el hidrograma de escurrimiento debido a una precipitación con altura en exceso (hp_e) unitaria (un mm, un cm, una pulg, etc.) repartido uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un periodo específico de tiempo (duración en exceso de).

El hidrograma unitario, es un hidrograma típico de cuenca. Como las características fisiográficas de la cuenca (área, forma, pendiente, etc), mencionadas anteriormente en el presente trabajo, el cual son relativamente constantes. (Villón, 2002).

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto, es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escurrimiento producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma

unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel $U(t-T)$ dada por:

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt$$

Donde:

$q(t)$: función del hidrograma de salida

$i(t)$: función del hidrograma de entrada

(MTC, 2008)

2.9.2. Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)

El Sistema de Modelamiento Hidrológico es una aplicación desarrollada por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC – Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC – HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

Para el uso del HEC – HMS se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas de

Intensidad – duración – frecuencia, o puede ajustarse utilizando los procedimientos mencionados anteriormente.

- Características de la cuenca (área, forma, longitud de cauce principal, centro de gravedad, pendiente media, cobertura vegetal, etc.).

2.10. Modelo Hidráulico IBER

IBER es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transportes de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios. El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros. (Manual básico de usuario IBER, 2012).

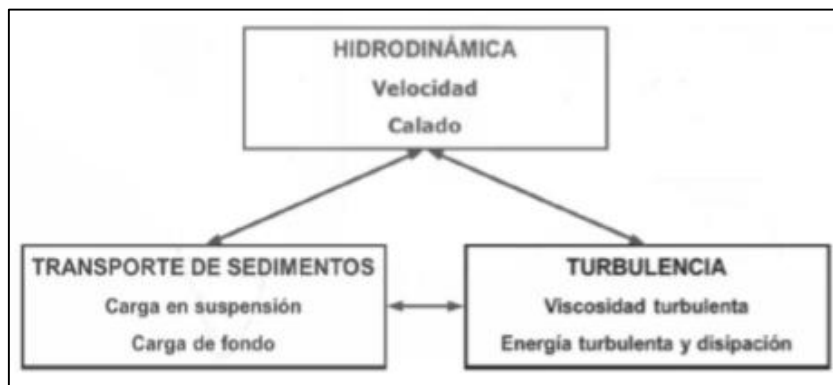


Figura 4: Módulos de cálculo en el programa IBER

FUENTE: IBER V. 2.2, 2015.

A partir de la versión 2.3 en adelante se adiciona un nuevo módulo mostrado en la siguiente figura.

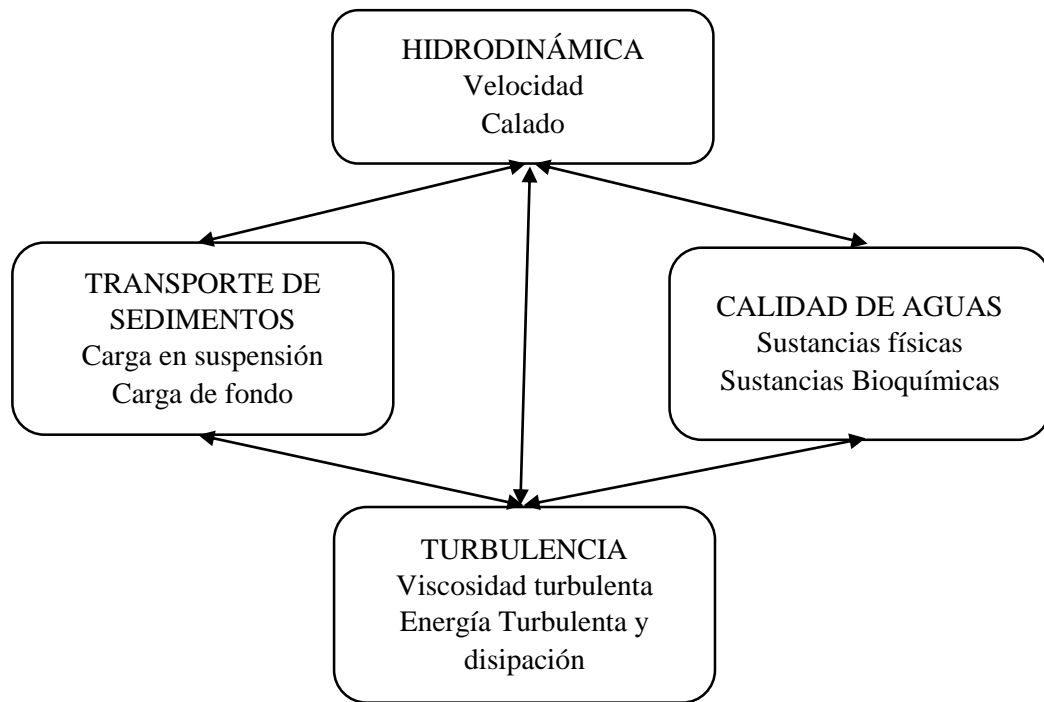


Figura 5: Módulos de cálculo en el programa IBER

FUENTE: Adaptado de IBER V. 2.5

2.10.1. Módulo hidrodinámico

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de Saint Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios. (Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas – IBER, 2012).

Para poder llevar a cabo la deducción de las ecuaciones de Saint – Venant son necesarias las siguientes suposiciones:

- Pendiente de fondo suave.
- Presión hidrostática.
- Movimiento de las partículas solo ocurre en planos horizontales.
- Velocidad vertical de la partícula despreciable con respecto a la gravedad.

- Los componentes de la velocidad en las direcciones X e Y en una misma vertical son casi iguales.
- La profundidad es pequeña en relación con las otras dimensiones. (Bladé & Gómez, 2006; Calzas Pérez, 2013; Fe Marqués, 2005; Gonzáles Aguirre, 2012).

Aplicando estas hipótesis al modelo turbulento de Reynolds se obtienen las ecuaciones bidimensionales de Saint – Venant, que consisten en un sistema hiperbólico de tres ecuaciones en tres derivadas parciales con 3 incógnitas, estando definidas sobre un dominio espacial bidimensional (Calzas Pérez, 2013).

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

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

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2 \Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} - 2 \Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

Donde:

h: Calado de agua

U_x , U_y: Velocidades horizontales promediadas en profundidad

Z_s: Elevación de la lámina libre

g: Aceleración de la gravedad

τ_s: Fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento

τ_b: Fricción debida al rozamiento de fondo

ρ: Densidad del agua

Ω: Velocidad angular de rotación de la tierra

λ: Latitud del punto considerado

τ_{xx}^e, τ_{yy}^e, τ_{xy}^e: Tensiones tangenciales efectivas horizontales

M_s, M_x, M_y: Son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de

momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

Adicionalmente, las ecuaciones pueden considerar variaciones en la presión atmosférica y aportaciones puntuales o distribuidas de caudal (Bladé, 2005).

En su forma más general pueden incluir los efectos de la presión hidrostática, la pendiente de fondo, el rozamiento de fondo, las tensiones tangenciales viscosas, las tensiones tangenciales turbulentas, el rozamiento superficial por viento y la fuerza de Coriolis. (Robles, 2016).

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

2.10.2. Módulo de Turbulencia

Prácticamente la totalidad de flujos en lámina libre son turbulentos. En cualquier río pueden observarse pequeños remolinos que aparecen con movimientos aparentemente caóticos, mostrando la complejidad del movimiento turbulento.

Estos remolinos turbulentos son los principales responsables de los procesos de mezcla, por lo que juegan un importante papel en la difusión de sustancias solubles, de sólidos en suspensión, etc. El objetivo de los modelos de turbulencia es calcular las tensiones de Reynolds. En los modelos basados en la hipótesis de Boussinesq (todos los utilizados en Iber), las tensiones de Reynolds se evalúan a partir de la expresión:

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

El modelo de turbulencia proporciona la viscosidad turbulenta para utilizar en la expresión anterior.

2.10.3. Módulo de Transporte de Sólido No - Estacionario

Este módulo resuelve las ecuaciones de transporte de sedimentos no – cohesivos en régimen no estacionario. Se resuelven tanto las ecuaciones de transporte de fondo como las ecuaciones de transporte en suspensión, modelándose el acoplamiento entre la carga de fondo y la carga en suspensión mediante un término de sedimentación / resuspensión. El módulo de transporte de sedimentos utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionado por los módulos hidrodinámico y de turbulencia.

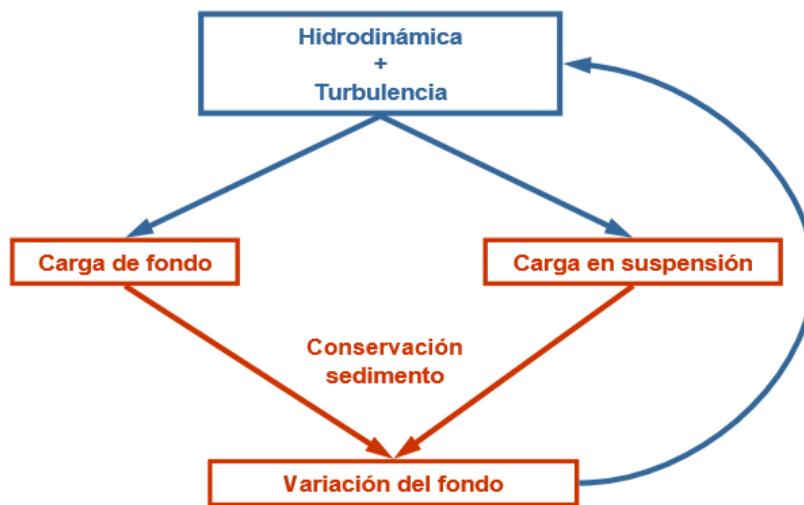


Figura 6: Esquema del módulo de transporte sólido no – estacionario

FUENTE: IBER, 2014.

2.10.4. Operaciones básicas del programa

a. Pre – Proceso

En este pre – proceso se debe crear o importar una geometría, asignar los parámetros de entrada como la rugosidad de fondo, modelo de turbulencia, etc., asignar las condiciones de contorno e iniciales, opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales), construcción de la malla de cálculo y finalmente el lanzamiento o desarrollo del cálculo.

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros de entrada se pueden asignar tanto sobre la geometría, como sobre la malla. Las

condiciones asignadas sobre la geometría se traspasan a la malla al crearla, las condiciones asignadas sobre la malla se pueden al remallar. Para generar una malla se debe tener una geometría formada por superficies.

b. Cálculo

Para el lanzamiento de cálculo, primero se debe fijar los parámetros de cálculo, o datos del problema, mediante las distintas pestañas del menú “*Datos>Datos del problema*”. En el siguiente sub apartado se explican las distintas opciones de dicho menú.

El cálculo se lanza con el menú calcular. A través de dicho menú es posible lanzar directamente el cálculo (“*calcular>Calcular*”) o acceder a la ventana de cálculo (“*calcular>ventana de cálculo*”). Esta segunda opción permite tener un mejor control del proceso de cálculo, o acceder al archivo que muestra el estado del proceso (Botón Ver salida), mientras el cálculo se está ejecutando.

La ventana de información del proceso también se abre, durante el proceso o cuando éste ha finalizado, con el menú “*Calcular>Ver la información del proceso*”. Es conveniente consultar dicha información para detectar posibles avisos de errores.

c. Post - Proceso

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

2.11. Erosión en corrientes de agua

El movimiento del agua que circula por el cauce de una corriente de agua produce el desprendimiento y posterior transporte de los materiales que conforman su perímetro mojado, el cual puede ser definido como aquella porción de la sección transversal que queda en contacto con el agua. De forma general, en una cañada o río pueden tenerse dos tipos de

erosión, una lateral que amplía su ancho y una vertical que produce la profundización del cauce (Suárez, 1992).

2.11.1. Resistencia a la erosión

Características propias del material y cubrimiento permiten grados diferenciales de respuesta a la acción erosiva del agua en los canales; así, la erosión en ellos dependen de las características geotécnicas de los materiales del fondo y los taludes, de su geometría, pendiente y características del flujo de agua. (Suárez, 1992). Por ejemplo, terrenos aledaños a corrientes de agua de naturaleza arenosa o con proporciones grandes de materiales gruesos como grava y cascajo, ofrecen poca resistencia a la capacidad abrasiva y de arrastre de la corriente, situación agravada cuando la presencia de vegetación es escasa (Suárez, 1980).

2.11.2. Etapas de las corrientes de agua

Para comprender y evaluar adecuadamente la capacidad erosiva de las corrientes de agua, es asimismo necesario conocer la dinámica propia de las mismas, desde el momento en que se originan o nacen, hasta que mueren al desembocar en otras corrientes o cuerpos de agua; para estos efectos han sido desarrolladas clasificaciones de morfología fluvial que describen en forma genérica el comportamiento de las corrientes según éstas se localicen en su recorrido. Pueden ser diferenciadas a efectos interpretativos cuatro etapas o edades básicas: Niñez, Juventud, Madurez y Vejez. (Suarez, 1992)

a. Etapa de formación o Niñez

Cada corriente en zonas de alta montaña posee una cuenca de drenaje en forma de embudo, con laderas de fuerte pendiente (>6%); dicha cuenca, en la cual se está formando la corriente principal de agua, se encuentra conformada por varias corrientes bien sean de flujo continuo o intermitente. La erosión que se produce es de tipo laminar, en surcos y en cárcavas, siendo el área que mayor aporte de sedimentos hace por concepto de erosión (Suárez, 1992). Son característicos además pequeños cauces semirectos con cambios bruscos de pendiente y dirección, así como cauces en “V” con fuertes taludes laterales.

Villota (1991) expone que en esta fase de denudación se presenta una fuerte meteorización de las rocas, las corrientes de agua profundizan intensamente sus valles y posteriormente ganan anchura gracias a la incidencia erosiva de los

tributarios y al desplome gravitacional de sus paredes; de esta forma, las áreas Interfluviales se estrechan progresivamente y los sistemas de drenaje aumentan sus ramificaciones, perdiendo así identidad las geoformas iniciales (pliegues, volcanes, etc.).

b. Etapa de Juventud

Las principales características de las corrientes de agua en esta etapa tienen que ver con las pendientes moderadas y grandes velocidades del agua; se presenta el fenómeno conocido como “corrosión” o profundización del fondo del cauce, proceso que se acelera al ser transportadas por las aguas partículas de gran tamaño como arena, gravas y cantos, pudiéndose desarrollar “gargantas angostas” o cañones de taludes semi verticales y trayendo consigo deslizamientos (inestabilidad lateral). En este sector suelen encontrarse acumulaciones de materiales provenientes de la zona de Formación o Niñez (Suárez, 1992).

c. Etapa de Madurez

Dados los menores valores de pendiente, el proceso que caracteriza esta zona es de tipo cíclico: socavación, transporte y nuevamente sedimentación; esto es, la erosión que se produce en el lecho es sólo momentánea, ya que, al disminuirse la velocidad del agua, se produce sedimentación. En esta etapa se comienzan a presentar divagaciones del cauce, que permiten el desarrollo de meandros, lo cual se explica por la búsqueda de canales que hace el agua cuando tienen lugar avenidas, así como en la ocupación de cauces antiguos (madres muertas), produciéndose en ambos profundización de abajo hacia arriba (Suárez, 1992).

d. Etapa de senectud o vejez

Corresponde a sectores caracterizados por bajos valores de pendiente, prácticamente del 0%, previa entrega de caudales de las corrientes al mar, formándose deltas al dividirse en cauces menores. Aunque no se presenta erosión vertical, tienen lugar movimientos laterales de los cauces; el proceso de mayor importancia es el de sedimentación (Suárez, 1992). Villota (1991) describe esta etapa como la reducción del paisaje -luego de un tiempo prolongado- pasando de superficies colinadas a onduladas, con algunos relieves residuales de poca extensión, y más frecuentemente,

con algunos montes aislados constituidos por materiales altamente resistentes a la meteorización y erosión.

2.11.3. Tipos de cauce

Tres patrones de cauce pueden ser diferenciados con base en su forma: semirectos, trenzados y meándricos.

- **Semirectos:** Corresponden a cauces de fondos sinuosos con algunas depresiones y con cambios de pendiente relativamente bruscos; las pendientes altas y los controles geológicos y topográficos condicionan a mantener un cauce relativamente recto. (Suárez, 1992)
- **Trenzados:** Aquel cuyo lecho mayor se divide en varios canales menores que sucesivamente se bifurcan y reúnen aguas abajo, separados por numerosos islotes y playones llamados en conjunto barras de cauce. Pendiente longitudinal entre 1 y 3% que permita comunicarle a la corriente la velocidad suficiente para transportar a intervalos su pesada carga. (Villota, 1991).
- **Meándricos:** En sistemas de ríos meándricos, el tamaño de los meandros es directamente proporcional al tamaño de la corriente, y la amplitud del cinturón de ellos es equivalente a unas 15-20 veces el ancho promedio de la corriente que los origina; dentro de las posibles explicaciones el serpenteo de la corriente.

2.12. Criterios para Diseño de una bocatoma tipo tirolesa

- Este tipo de estructura se adecua a ríos de montaña, donde las pendientes longitudinales son pronunciadas y que pueden llegar a 10% o a veces más.
- Funcionan para cauces que traen avenidas de corta duración y que lleva gran cantidad de piedras.
- En ríos que tienen cauces con pequeños contenidos de sedimentos finos y agua relativamente limpia en épocas de estiaje.

- La rejilla es la parte más baja del coronamiento de la presa que cierra el río, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella. Debido a esto la rejilla puede ubicarse a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura del azud puede llegar a ser cero, aunque normalmente oscila entre 20 a 100 cm. Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga o limpieza.
- La crecida de diseño se recomienda un periodo de retorno de 50 años, dependiendo de la importancia aguas abajo.
- La hidráulica del sistema diferencia dos estados de flujo a saber: flujo a través de las rejillas y flujo en la cámara de captación.
- La sección efectiva de la Bocatoma se determina en función del caudal medio diarios, el diseño de la reja de protección y las posibles obstrucciones por material de arrastre del curso de agua.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Zona de Estudio

Región	: ANCASH	Longitud	: 77° 8'50.97"O
Provincia	: BOLOGNÉSI	Latitud	: 9°58'40.51"S
Distrito	: AQUIA	Altitud	: 3959 m.s.n.m.

La ubicación política de la Bocatoma, el cual es objeto del presente estudio, se ubica en el departamento de Ancash, provincia de Bolognesi, distrito de Aquia, localidad de Sta. Rosa, a una distancia de 2.5 km aguas arriba del centro poblado de Sta. Rosa.

3.1.1. Cuenca de interés

La bocatoma capta agua del Río Sta. Rosa, también nombrado Río Desagüe. Se denomina cuenca de interés a la cuenca que se va a delimitar a partir de la bocatoma como punto especial único como desembocadura. Dicha cuenca de estudio pertenece a la subcuenca del Río Sta. Rosa, la misma que aporta a la cuenca del río Pativilca, perteneciendo a la vertiente del Pacífico.

Según información cartográfica la cuenca de interés se encuentra en las hojas 20-i (Recuay) y 21-i (Chiquian).

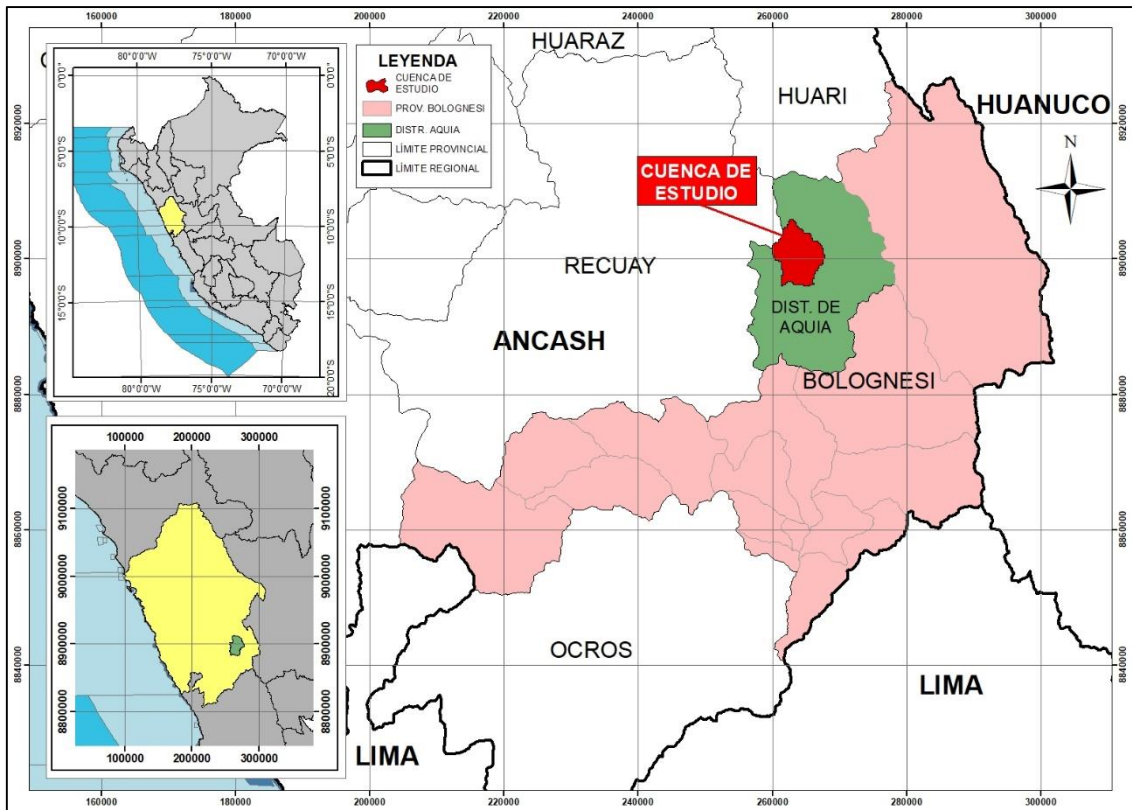


Figura 7: Mapa de ubicación geográfica de la Cuenca de Estudio

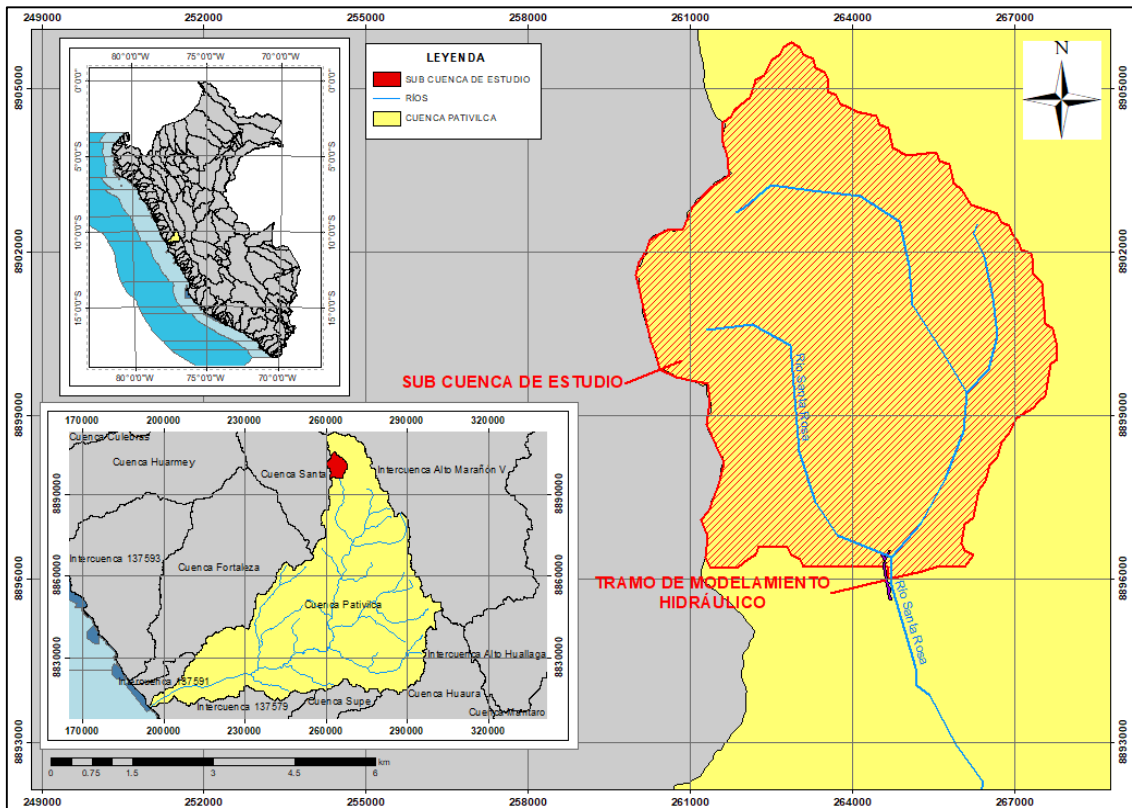


Figura 8: Mapa Hidrográfico de la Cuenca de Estudio

3.1.2. Descripción del área de estudio

El área de estudio se encuentra a 2.5 km del Centro Poblado de Santa Rosa, el cual se realizó un estudio a nivel de expediente técnico y la ejecución del expediente propiamente dicho. Para ello se realizó un estudio hidrológico de la cuenca de estudio, un levantamiento de información topográfica de 01 km del tramo del río Santa Rosa (400 ml aguas arriba y 600 ml aguas abajo de la captación), en el que se incluye el levantamiento de la estructura de captación (bocatoma tipo tirolesa) y el estudio de suelo de la zona de trabajo.

Se encontró que una gran parte del área de estudio tiene como uso actual de tierra el pastoreo de animales (ganados ovino, vacuno y equino), por lo que los tipos de pastizales en dicha zona son bofedales y césped de puna.

La morfología del río Santa Rosa en cabecera de cuenca es accidentado y rectilíneo, aguas más abajo del tramo donde se ubica la bocatoma se modifica a un río conformado por meandros, debido a que la pendiente del terreno disminuye considerablemente. Como se muestra en las siguientes figuras.



Figura 9: Río Sta. Rosa, zona de formación de meandros

La figura 8 fue capturada a 600 ml aguas abajo de la ubicación de la bocatoma, y se logra visualizar que el tipo de pastizal es bofedal y césped de puna. También se visualiza cercos para el pastoreo de animales.



Figura 10: Toma directa existente, antes de la construcción de la Bocatoma

De la Figura 9, se aprecia la preexistencia de una toma directa, antes de la intervención de la misma para su demolición y la construcción de la bocatoma tipo tirolesa. Nótese que en este tramo el río es rectilíneo, y el tipo de pastizal dominante es el césped de puna con tramos rocosos.



Figura 11: Bocatoma tipo tirolesa, estructura actual

En la Figura 10 se aprecia la Bocatoma tipo tirolesa culminada y en funcionamiento en temporada de sequía. En el presente trabajo se realizará el modelamiento hidráulico de la estructura en mención.

3.2. Materiales y equipos

3.2.1. Topografía de la zona de estudio

Para el modelamiento hidráulico de la bocatoma se utilizó información de los planos As-Built del proyecto, con el fin de incorporar las dimensiones de la estructura, para su correcto funcionamiento.

En caso de las márgenes del río Santa Rosa, se realizó un levantamiento topográfico con una longitud de 1 km aproximadamente, para tener información del cauce principal, extendiéndose 400 ml aguas arriba y 600 ml aguas abajo de la bocatoma tipo tirolesa.

3.2.2. Información hídrica

Debido a que no se cuenta con información de estaciones hidrométricas, se tuvo que generar un hidrograma sintético, con la información obtenida con los pluviómetros cercanos a la zona de estudio. La data se obtuvo de la página oficina del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), cuya información consiste en precipitaciones diarios, del cual se obtendrá las medidas máximas anuales, para el desarrollo del análisis de tormenta, debido a que se requiere modelar el funcionamiento de la Bocatoma en condiciones de máximas avenidas.

3.2.3. Coeficientes de rugosidad

Los coeficientes de rugosidad fueron propuestos según características del suelo de la zona por una inspección visual de la zona, además de obtener la información de la mecánica de suelo según las calicatas realizadas en el estudio a nivel de Expediente Técnico del proyecto “Ampliación y Mejoramiento del servicio de riego del canal Ocupampa Mutgo, Aquia, Bolognesi, Ancash”.

3.2.4. Equipos

- Estación Total Topcon y 03 primas.
- Cámara fotográfica
- GPS Navegador Garmín
- Programas: Word, Excel, Autocad Civil 3D 2019 metric, Arc Gis 10.3, IBER 2.4.3, HEC-HMS 3.5, Hydrognomon 4.
- Lap Top Hacer, Ryzen 7.

3.3. Metodología del Trabajo

3.3.1. Topografía

Para el presente estudio se realizó el levantamiento de información topográfica en campo, con referencia de los BM's instalados en la zona, para reforzar la información proporcionada en los planos del expediente técnico del proyecto ejecutado, así mismo se cuenta con los planos As-built de la bocatoma construida y georeferenciada. En la etapa del expediente se instaló una estación en el punto IGN "RCC8", ubicado en la localidad de Pacarenca, para así referenciar los puntos BM's para el control plano – altimétrico.



Figura 12: Punto de control topográfico IGN "RCC8". Altura de letrero Pacarenca

3.3.2. Estudio hidrológico

a. Cuenca de estudio o de interés

La subcuenca del río Sta. Rosa recorre aproximadamente 77.55 Km con una pendiente promedio de 12.4% desde su nacimiento en el nevado del Pastoruri hasta su desembocadura en el río Pativilca. En la figura 10 se muestra la ubicación de la cuenca de estudio. Según el tipo de cauce del río, pendiente y etapa de corriente del agua, se deduce que el río Sta. Rosa es semirrecto aguas arriba y meándrico aguas abajo de la Bocatoma tipo tirolesa, el cual se puede verificar que tiene un pequeño nivel de contenidos de sedimentos finos y agua relativamente limpia en época de estiaje, y en avenidas de corta duración el cauce trae una gran cantidad de piedras, pero puede pasar por encima de la rejilla sin problemas.

Para el presente trabajo se calculó los parámetros geomorfológicos para la cuenca de estudio en general, así como las dos subcuencas que la conforman, debido a que en el modelamiento hidráulico del río Santa Rosa existe una confluencia, donde las condiciones de contorno (inflow) son dos, por lo que se realizó un diseño de tormenta para cada subcuenca, nombradas Pastoruri (Subcuenca 1) e Isoccocha (Subcuenca 2).

Los parámetros geomorfológicos y características geomorfométricas de la cuenca de estudio y de ambas subcuencas que la conforman son:

Tabla 8: Características geomorfológicas y geomorfométricas de la cuenca de estudio

DESCRIPCIÓN	UND	VALOR
De la superficie		
Área	Km2	47.5
Perímetro de la cuenca	Km	30.5
Cotas		
Cota máxima	m.s.n.m.	5200
Cota mínima	m.s.n.m.	3960
Centroide (PSC:WGS 1884 UTM Zone 18S)		
X Centroide	m	
Y Centroide	m	
Z Centroide	m.s.n.m.	4702.65
Altitud		
Altitud media	m.s.n.m.	4702.65
Altitud más frecuente	m.s.n.m.	4780.00
Altitud de frecuencia media (1/2)	m.s.n.m.	4631.66
Pendiente		
Pendiente promedio del cauce principal	%	10.00
De la Red Hídrica		
Longitud del curso principal	Km	12.00
Orden de la Red Hídrica	und	3
Longitud de la Red Hídrica	Km	12.00
Parámetros Generados		
Tiempo de concentración	Horas	1.08
Factor forma		0.33
Coeficiente de compacidad		1.24

Tabla 9: Características geomorfométricas de la subcuenca N°1 (Pastoruri) de estudio

DESCRIPCIÓN	UND	VALOR
De la superficie		
Área	Km2	15.35
Perímetro de la cuenca	Km	23.26
Cotas		
Cota máxima	m.s.n.m.	5200
Cota mínima	m.s.n.m.	4200
Centroide (PSC:WGS 1884 UTM Zone 18S)		
X Centroide	m	262180.038
Y Centroide	m	8899218.353
Z Centroide	m.s.n.m.	4791.86
Altitud		
Altitud media	m.s.n.m.	4791.86

«continuación»

Altitud más frecuente	m.s.n.m.	4741.67
Altitud de frecuencia media (1/2)	m.s.n.m.	4770.51
Pendiente		
Pendiente promedio de la cuenca	%	38.25
De la Red Hídrica		
Longitud del curso principal	Km	8.4
Orden de la Red Hídrica	und	2
Longitud de la Red Hídrica	Km	8.4
Parámetros Generados		
Tiempo de concentración	Horas	0.775
Pendiente del cauce principal	%	7.4

Tabla 10: Características geomorfológicas de la subcuenca N°2 (Isoccocha) de estudio

DESCRIPCIÓN	UND	VALOR
De la superficie		
Área	Km ²	31.41
Perímetro de la cuenca	Km	32.65
Cotas		
Cota máxima	m.s.n.m.	5200
Cota mínima	m.s.n.m.	4016.8
Centroide (PSC:WGS 1884 UTM Zone 18S)		
X Centroide	m	264419.47
Y Centroide	m	8901265.630
Z Centroide	m.s.n.m.	4686.78
Altitud		
Altitud media	m.s.n.m.	4686.78
Altitud más frecuente	m.s.n.m.	4682.35
Altitud de frecuencia media (1/2)	m.s.n.m.	4707.12
Pendiente		
Pendiente promedio de la cuenca	%	29.12
De la Red Hídrica		
Longitud del curso principal	Km	7.31
Orden de la Red Hídrica	und	2
Longitud de la Red Hídrica	Km	7.31
Parámetros Generados		
Tiempo de concentración	Horas	0.62
Pendiente del cauce principal	%	4.6

b. Información pluviométrica

La información pluviométrica fue obtenida de datos de monitoreo de precipitación diaria cuyo periodo de acumulación es largo, el cual es proporcionado por el SENAMHI a través de su página web en el enlace de “descarga de datos” y “datos hidrometeorológicos”.

Los datos de precipitación trabajados para el presente estudio son de la Estación hidrometeorológica Chiquian, donde nos proporciona datos desde el año 1964 hasta el 2018. Se seleccionó únicamente dicha estación, ya que es la más cercana a la Bocatoma, con una distancia de 19 km, y las condiciones geográficas del lugar son muy similares al punto de estudio.

Tabla 11: Descripción de la estación Chiquian

Cuenca	Estación	Coordenadas Geográficas		Altitud	Periodo de Registro
		Longitud	Latitud	(m.s.n.m.)	
Cuenca Pativilca	Chiquian	10° 9' 00" O	77° 9' 00" S	3350	1964 - 2018

Para obtener la precipitación máxima en 24 horas se trabajó con los registros mensuales y luego anuales para la estación seleccionada, los registros de precipitación máxima de la estación de Chiquian se puede apreciar en el Anexo 1 y Anexo 2 del presente estudio.

c. Prueba de datos dudosos

Los datos de precipitación máxima de 24 horas de la estación de Chiquian, debe ser sometido a una evaluación o prueba de datos dudosos con objetivo de encontrar datos que se alejan de la tendencia de la información obtenida, estos datos pueden ser altos, bajos o ambos, que en el caso se eliminen pueden afectar significativamente los resultados de evaluación de los parámetros estadísticos. El cálculo se realizará según el método indicado por el U.S. Water Resources Council (1981).

Tabla 12: Datos de precipitación Máxima en 24 horas, para detectar “outlier”

Nº	Año	Orden	P24	Log(P24)
1	1964	30	20.4	1.3096
2	1965	3	41.3	1.6160
3	1966	36	18.9	1.2765
4	1967	5	30.6	1.4857
5	1968	26	22.0	1.3424
6	1969	31	20.0	1.3010
7	1970	29	20.6	1.3139
8	1971	8	29.2	1.4654
9	1972	38	18.3	1.2625
10	1973	21	23.0	1.3617
11	1974	27	21.0	1.3222
12	1975	15	25.5	1.4065
13	1976	6	30.0	1.4771
14	1977	44	15.5	1.1903
15	1978	16	25.5	1.4065
16	1979	22	23.0	1.3617
17	1980	10	29.0	1.4624
18	1981	4	38.2	1.5821
19	1982	7	30.0	1.4771
20	1983	17	24.2	1.3838
21	1984	1	54.0	1.7324
22	1985	14	26.0	1.4150
23	1986	39	18.3	1.2625
24	1987	18	24.1	1.3820
25	1988	11	29.0	1.4624
26	1989	28	21.0	1.3222
27	1990	37	18.5	1.2672
28	1991	35	19.5	1.2900
29	1992	41	16.7	1.2227
30	1993	9	29.1	1.4639
31	1994	25	22.4	1.3502
32	1995	23	23.0	1.3617
33	1996	19	24.0	1.3802
34	1997	32	20.0	1.3010
35	1998	20	24.0	1.3802
36	1999	40	18.0	1.2553
37	2000	42	16.6	1.2201
38	2001	13	28.0	1.4472
39	2002	48	14.5	1.1614
40	2003	54	11.5	1.0607
41	2004	45	15.5	1.1903
42	2005	50	12.0	1.0792
43	2006	51	12.0	1.0792
44	2007	46	15.5	1.1903
45	2008	49	14.0	1.1461
46	2009	52	12.0	1.0792
47	2010	55	6.3	0.7993
48	2011	24	22.5	1.3522
49	2012	33	20.0	1.3010
50	2013	53	12.0	1.0792
51	2014	34	20.0	1.3010
52	2015	47	15.5	1.1903
53	2016	43	16.0	1.2041
54	2017	2	41.5	1.6180
55	2018	12	28.8	1.4594

De la Tabla 12, se verifica que el mayor valor es de 54.0 mm y el menor valor de precipitación es de 6.3 mm pertenecientes a los años 1984 y 2010, respectivamente, obteniendo los siguientes datos:

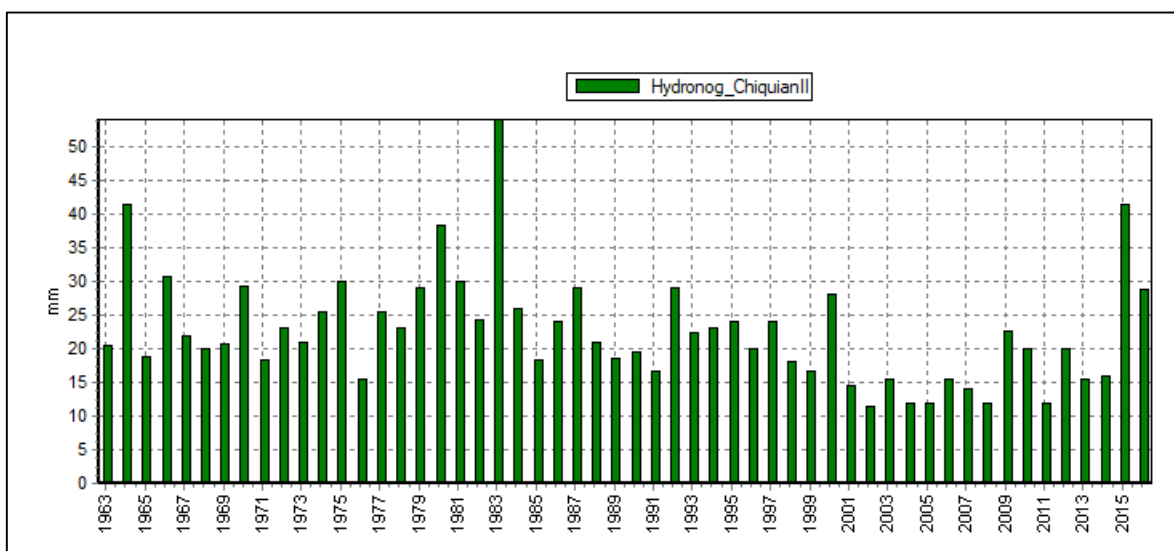


Figura 13: Histograma de precipitación Máxima en 24 horas. Estación de Chiquian

Tabla 13: Valor máx. y mín., promedio, desviación estándar y coeficiente asimétrico

Numero de datos n	55	55
Suma Σ	1228.0	72.6119
Máximo	54.0	1.7324
Mínimo	6.3	0.7993
Promedio \bar{x}	22.3	1.3202
Desviación estándar s	8.4021	0.1611
Coeficiente asimetría Cs	1.2894	-0.2986
Cs/6 k	0.2149	-0.0498

Según método Water Resources Council se calcula la precipitación máxima y mínimo aceptado.

Número de datos (n) = 55

$Kn = 2.084$ (Valor recomendado, varía según el valor de “n”, significancia 10%).

(Ver Tabla).

- Umbral de datos dudosos altos (x_H : unid. Logarítmica)

$$x_H = \bar{x} + Kn*s$$

Donde:

$$\bar{x} = 1.3202 \quad Kn = 2.084 \quad s = 0.1611$$

Reemplazando los valores, se obtiene que:

$$x_H = 1.77$$

Es decir que, la precipitación máxima aceptada es,

$$PH = 10^{x_H}$$

$$PH = 10^{1.77}$$

$$PH = 59.1 \text{ mm}$$

- Umbral de datos dudosos bajos (x_L : unid. Logarítmica)

$$x_L = \bar{x} - Kn*s$$

Donde:

$$\bar{x} = 1.3202 \quad Kn = 2.084 \quad s = 0.1611$$

Reemplazando los valores, se obtiene que:

$$x_L = 0.87$$

Es decir que, la precipitación mínima aceptada es,

$$PH = 10^{x_H}$$

$$PH = 10^{0.87}$$

$$PH = 7.4 \text{ mm}$$

De lo calculado se verifica que el límite máximo y mínimo permitido son 59.1mm y 7.4mm respectivamente, detectando que no todos los valores de precipitación máxima de 24 horas están dentro de este rango. Según Tabla N°13, la P24 N°47 (6.3 mm) está fuera del rango de análisis, siendo considerado en estadística como “outlier”, el cual este valor se desestimará para análisis corregido.

d. Análisis estadístico

- **Ajuste a distribución de probabilidad y prueba de bondad de ajuste**

Luego de obtener las precipitaciones máximas anuales a 24 horas proporcionadas por el SENAMHI, haber evaluado y descartado los datos dudosos, se procede a ajustar la subcuena de interés a una distribución de frecuencia que se ajuste al mejor comportamiento probabilístico de la estación seleccionada, luego se opta por seleccionar el menor valor de delta de la prueba de Kolgomorov – Smirnov.

- **Periodo de retorno**

Para la identificación de la vulnerabilidad a desbordes de la bocatoma se consideró realizar el modelamiento para periodos de retorno de 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años.

Tabla 14: Distribución de probabilidad y bondad de ajuste de la precipitación máxima en 24 horas – subcuena de estudio Sta. Rosa

Estación	Distribución	Periodo de retorno						Kolmogorov Smirnov	Valor de delta
		10	20	50	100	500	1000		
Chiquian	EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	33.07	37.57	43.38	47.74	57.82	62.15	99.75%	0.054

El tiempo de retorno para la modelación se determinó en función a la vida útil y riesgo admisible para “alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes”, el cual se asemeja más a la funcionalidad de una bocatoma tipo tirolesa, según indicación del “Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje” del M.T.C, asumiendo un valor de 64% del riesgo admisible (ver

Figura 13 y Tabla 15) y con una vida útil de diseño de 50 años, se calcula el periodo de retorno con la siguiente formula.

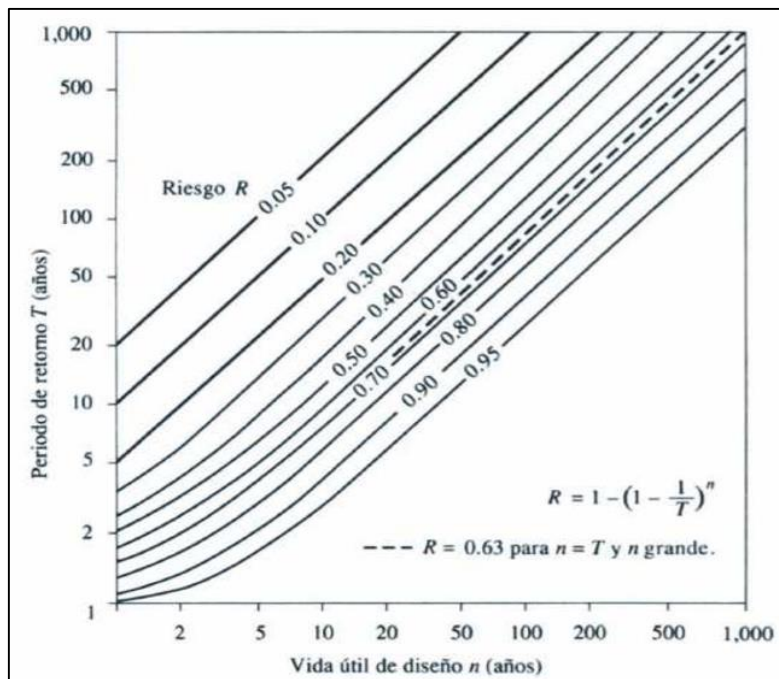


Figura 14: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

FUENTE: Ven te Chow, 2000.

Tabla 15: Valores Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas ribereñas	22

FUENTE: MTC, 2008.

De la fórmula:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

$$0.64 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{50}$$

$$T = 50 \text{ años}$$

Tabla 16: Coeficiente de corrección de P_{\max} de 24 horas por número de lecturas, $f(2 \text{ lecturas}) = 1.13$

T (años)	P_{\max} mm	P_{\max} mm
10	33.1	37.4
20	37.6	42.4
50	43.4	49.0
100	47.7	54.0
500	57.8	65.3
1000	62.1	70.2

Los cálculos de la precipitación máxima en 24 horas, para los periodos de retorno de 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años, fue efectuado con el software HYDRONOGMON, utilizando la distribución y ajuste mencionado en la tabla N° 14. La prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov de la estación seleccionada se puede apreciar a detalle en el anexo 3, así como el cálculo de la precipitación máxima para cada tiempo de retorno y distribución, en el Anexo 4.

Por lo tanto, para el modelamiento hidráulico del río Santa Rosa y funcionamiento de la bocatoma, se trabajará con la precipitación hallada con un tiempo de retorno de 50 años, resultando una precipitación máxima de 43.4mm. Luego se multiplicará por un coeficiente de corrección como se muestra en la tabla 16, obteniendo una precipitación de 49.0mm.

e. Cálculo de hietograma de diseño

El Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture (1986) desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. En el Perú no se cuenta con estudio de tormentas tipo, es por ello por lo que en el presente estudio se diseñó tormentas sintéticas, razón por la cual al tener precipitaciones máximas a 24 horas las ajustamos a uno de los hietogramas sintéticos desarrollados por el SCS, como se observa en la Tabla 9.

Para el presente proyecto se trabajó con la tormenta sintética Tipo I, debido a que corresponde a un clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos, características que tiene cierta similitud a nuestro país (Ver Anexo 5).

Tabla 17: Hietograma calculado con el software Hydronogmon

TIPO I					
PR 10	PR 20	PR 50	PR 100	PR 500	PR 1000
0.654	0.743	0.858	0.944	1.143	1.229
0.654	0.743	0.858	0.944	1.143	1.229
0.766	0.870	1.005	1.106	1.339	1.440
0.766	0.870	1.005	1.106	1.339	1.440
0.916	1.040	1.201	1.322	1.601	1.721
0.916	1.040	1.201	1.322	1.601	1.721
1.158	1.316	1.520	1.672	2.025	2.177
1.420	1.613	1.863	2.050	2.483	2.669
2.242	2.547	2.941	3.237	3.920	4.214
9.754	11.079	12.795	14.081	17.052	18.330
4.073	4.627	5.344	5.881	7.121	7.655
2.167	2.462	2.843	3.129	3.789	4.073
1.682	1.910	2.206	2.428	2.940	3.160
1.495	1.698	1.961	2.158	2.613	2.809
1.177	1.337	1.544	1.699	2.058	2.212
1.177	1.337	1.544	1.699	2.058	2.212
0.897	1.019	1.177	1.295	1.568	1.685
0.897	1.019	1.177	1.295	1.568	1.685
0.897	1.019	1.177	1.295	1.568	1.685
0.897	1.019	1.177	1.295	1.568	1.685
0.691	0.785	0.907	0.998	1.209	1.299
0.691	0.785	0.907	0.998	1.209	1.299
0.691	0.785	0.907	0.998	1.209	1.299
0.691	0.785	0.907	0.998	1.209	1.299

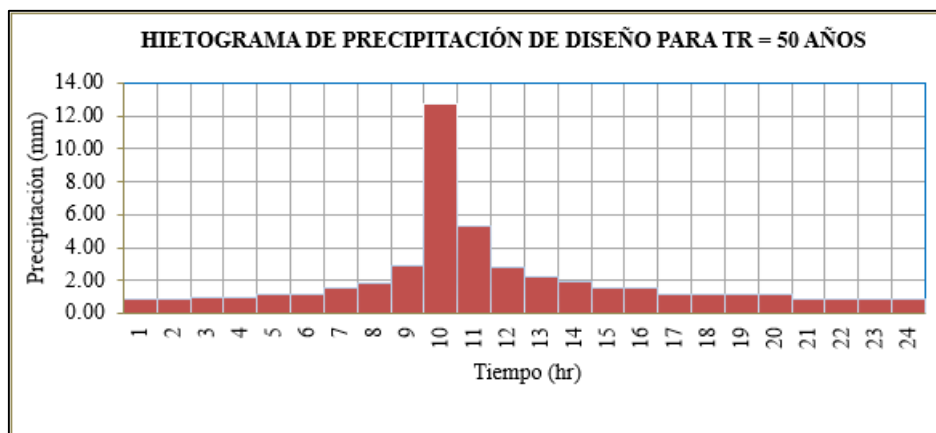


Figura 15: Hietograma de precipitación generado. Tr = 50 años

f. Cálculo de tiempo de concentración

- Método de Kirpich

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

$$T_c = 0.01947 * 12000^{0.77} * 0.1^{-0.385}$$

$$T_c = 65.36 \text{ min.}$$

- Método de Hataway

$$T_c = 0.61 * (L * n)^{0.467} * S^{-0.234}$$

$$T_c = 0.61 * (12 * 0.1)^{0.467} * 0.1^{-0.234}$$

$$T_c = 1.13 \text{ horas} = 68.31 \text{ min.}$$

n: se considera el valor de 0.1 por ser un suelo saturado (bofedales). Ver tabla 5, del presente estudio.

g. Cálculo de tiempo de retraso

Del tiempo de retraso, en estudios de muchas cuencas se ha demostrado que:

$$tr = 0.6 * tc$$

Por lo tanto, de la ecuación anterior:

$$tr = 0.6 * 65.36 \text{ min}$$

$$tr = 39.22 \text{ min.}$$

3.3.3. Modelo Hidrológico con HEC – HMS

Para obtener el Hidrograma de diseño se modeló con el HEC-HMS del U.S Army Corp of Engineers, el cual está compuesto por diferentes técnicas hidráulicas, estadísticas para la simulación de eventos, se realizó el modelamiento hidrológico para ambas microcuencas, el cual se nombraron Pastoruri (Subcuenca 1) e Isoccocha (Subcuenca 2) para diferenciarlos en el presente estudio.

- **Creación del modelo de la cuenca**

Como primer paso, luego de creado un nuevo proyecto, se genera un nuevo

modelo de la cuenca el cual se agrega desde el menú de herramientas del software, Components – Basin Model Manager. En este paso se introduce el nombre y descripción de la cuenca de estudio, y luego se selecciona la opción Create.

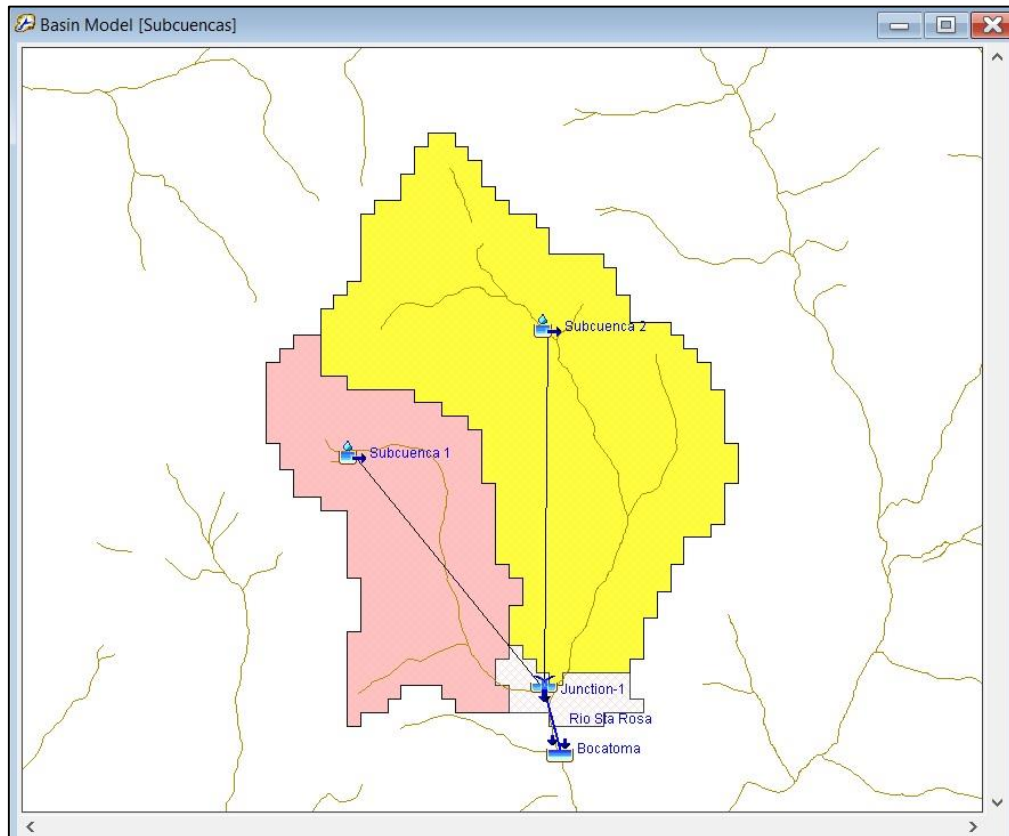


Figura 16: Componentes hidrológicos del modelo de la cuenca de estudio en HEC - HMS

Una vez creado la carpeta Basin Model, se activan las opciones hidrológicas, el cual, para el presente estudio, se crea la opción Subbasin Creation Tool, donde se ingresará los datos de la cuenca de estudio, como es el área de la cuenca en km², y la selección de los métodos con el que el programa realizará los cálculos, para el presente caso, se trabajará con Loss Method: SCS Curve Number y Transform Method: SCS Unit Hydrograph.

Basin Name: Subcuencas Element Name: Subcuencia 2 Description: Isoccocha Downstream: Junction-1 *Area (KM2) 31,41 Canopy Method: --None-- Surface Method: --None-- Loss Method: SCS Curve Number Transform Method: SCS Unit Hydrograph Baseflow Method: --None--	Basin Name: Subcuencas Element Name: Subcuencia 1 Description: Pastoruri Downstream: Junction-1 *Area (KM2) 15,35 Canopy Method: --None-- Surface Method: --None-- Loss Method: SCS Curve Number Transform Method: SCS Unit Hydrograph Baseflow Method: --None--
---	---

Figura 17: Parámetros Hidrológicos ingresados al modelo, subcuencia de estudio 1 y 2

En la opción Sink Creation Tool, será el punto de salida de la cuenca de estudio, es decir será el punto de control, para este caso la Bocatoma. Este ícono será conectado con la opción Connect Downstream, el cual simulará la salida de toda la escorrentía recaudada en la cuenca de estudio.

Basin Name: Subcuencas Element Name: Subcuencia 1 Initial Abstraction (MM) 18,79 *Curve Number: 73 *Impervious (%) 0,0	Basin Name: Subcuencas Element Name: Subcuencia 2 Initial Abstraction (MM) 18,79 *Curve Number: 73 *Impervious (%) 0,0
Basin Name: Subcuencas Element Name: Subcuencia 1 Graph Type: Standard *Lag Time (MIN) 27,90	Basin Name: Subcuencas Element Name: Subcuencia 2 Graph Type: Standard *Lag Time (MIN) 22,29

Figura 18: Parámetros Hidrológicos ingresados al modelo, subcuencia Sta. Rosa

- **Creación de data pluviográfica**

Como segundo paso se ingresó los datos del hietograma generados según Tabla 17, con un tiempo de retorno de 50 años, calculado en el presente estudio. Dicha opción se agregó con la opción Components – Time Series Data Manager.

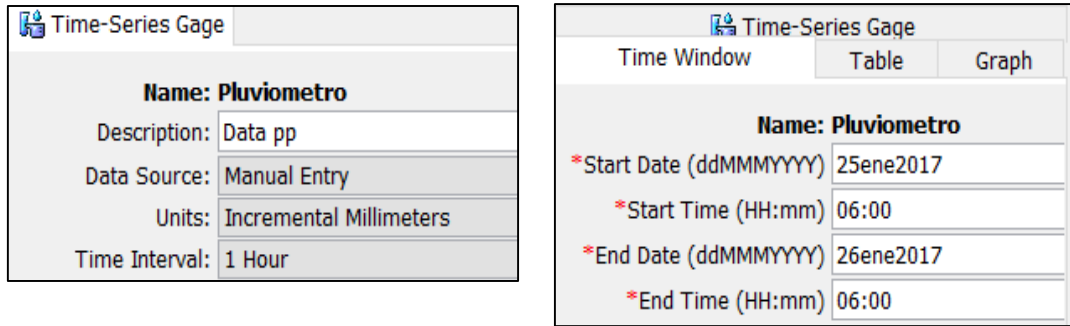


Figura 19: Data del hietograma generado por el método SCS

- **Modelo meteorológico de la cuenca y Especificación de control**

El tercer paso constituye la creación de la carpeta Components – Meteorologic Model Manager, donde se ingresará las especificaciones del Hietograma generado. Luego, como cuarto paso, se crea la carpeta control Components – Control Specifications Manager, con esta opción se da los parámetros de fecha de inicio y fecha final al programa, con la finalidad de modelar los datos, y generar el hidrograma con dicha información.

Para el presente estudio se escogió un tiempo de duración de 29 horas en función al tiempo que se requiere generar el hidrograma de la cuenca de estudio (Subcuenca de la Qbda. Sta. Rosa), para un intervalo de tiempo de 01 hora, como se muestra en la siguiente figura.

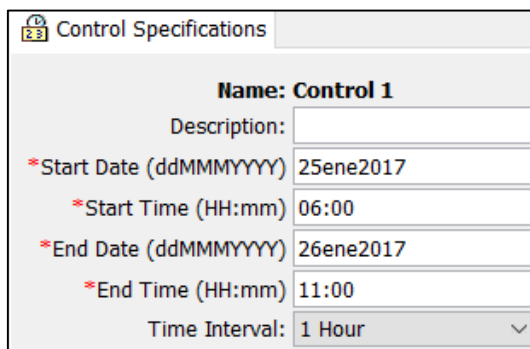


Figura 20: Parámetros de inicio y final del hidrograma a generar

- **Corrida de la modelación**

Las modelaciones se pueden realizar en la pestaña *Compute – Create Simulation Run*, finalmente, el programa genera el hidrograma de caudales máximos para

las subcuencas de estudio, para este caso la subcuenca 1 (Pastoruri) y Subcuenca 2 (Isoccocha), teniendo como punto de control la Bocatoma. Ver las siguientes figuras.

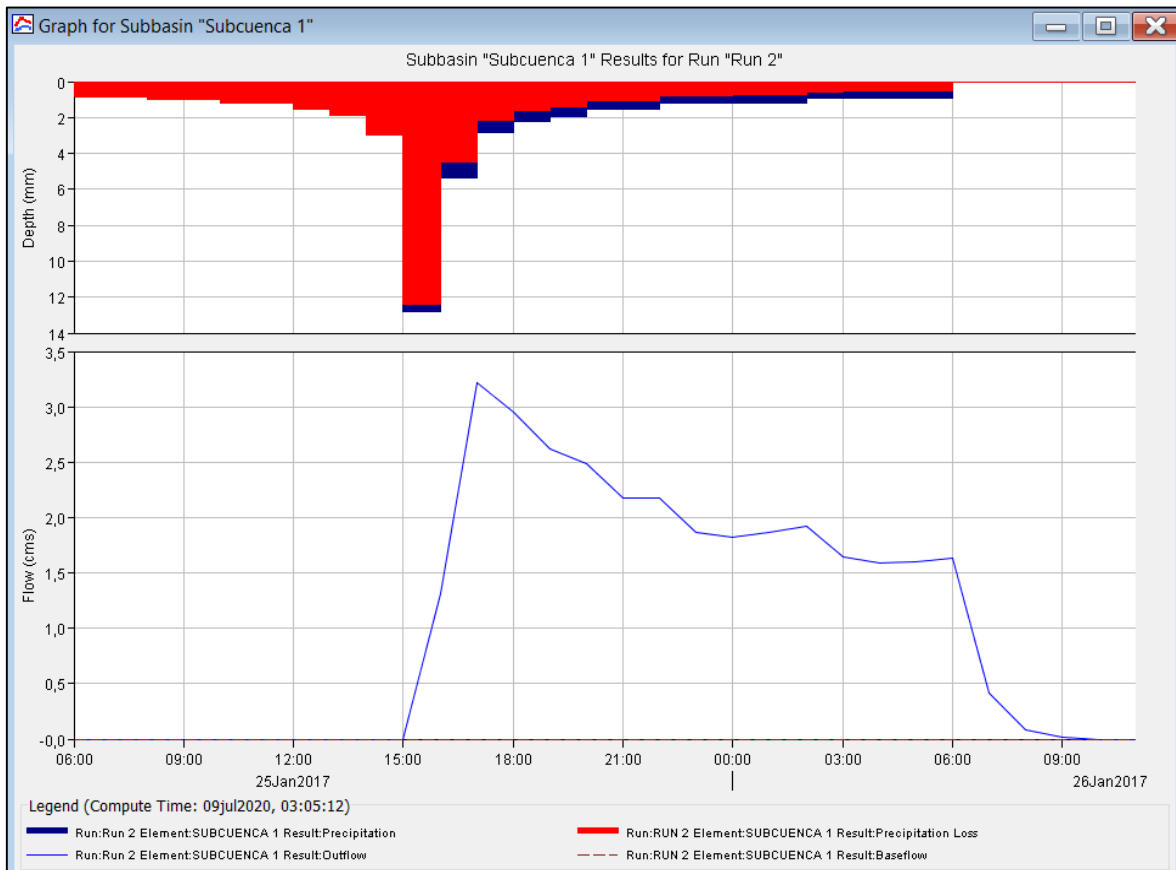


Figura 21: Hidrograma de máxima avenida en la subcuenca 1 (Pastoruri). Tr=50 años

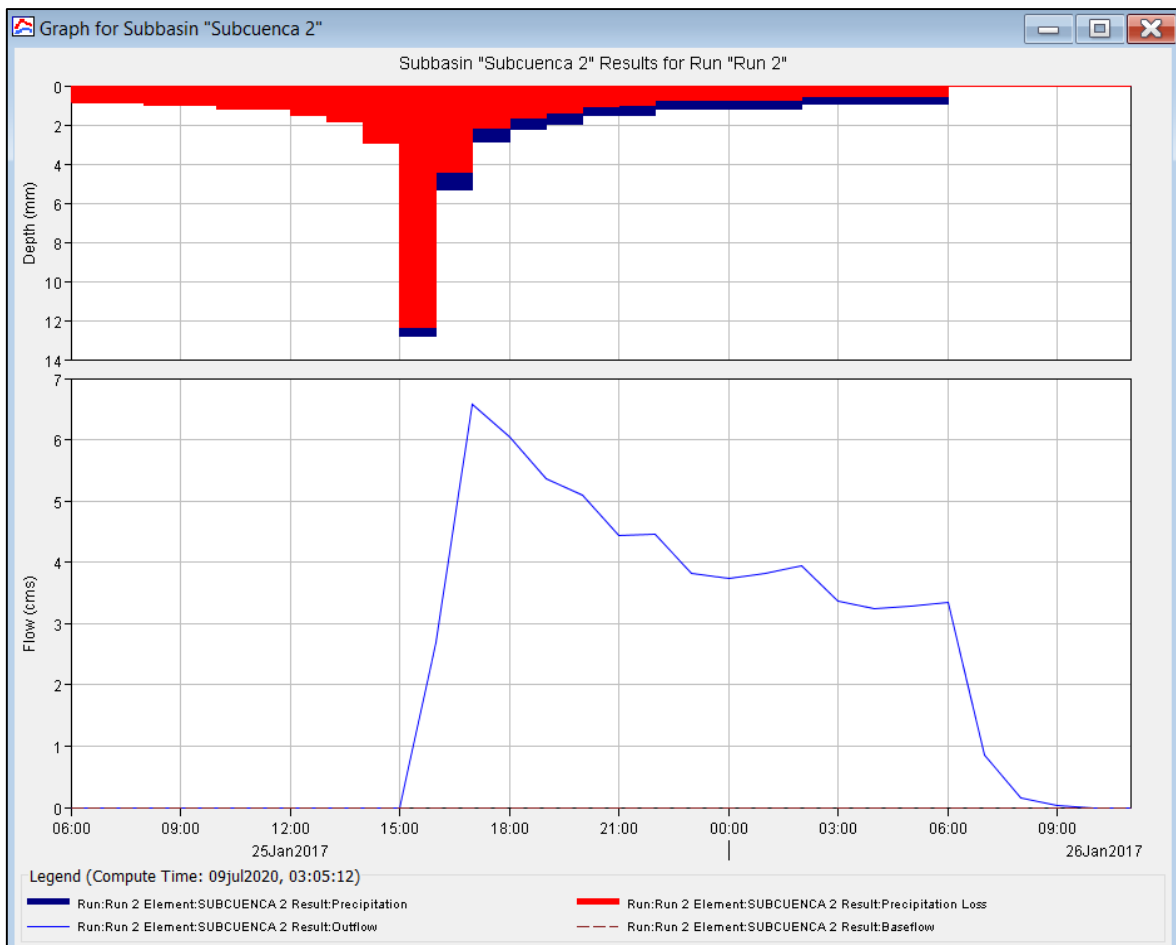


Figura 22: Hidrograma de máxima avenida en la subcuenca 2 (Isoccocha). Tr=50 años

- **Valores del Hidrograma utilizado para el modelamiento hidráulico.**

Los valores del Hidrograma fueron generados para cada subcuenca el cual son aportantes principales del río Santa Rosa, según se verifica en el área de estudio. Se consideró un caudal base de 0.5 m³/s, debido a que dicho flujo es constante en todo el año. A continuación, se presenta los valores del hidrograma de ambas subcuencas aportantes generadas en el modelamiento hidrológico con el software HEC RAS, el cual se utilizó para el modelamiento hidráulico.

Tabla 18: Valores de los Hidrogramas de la Subcuenca 1 y 2 generado en HEC HMS

Subcuenca 1		Subcuenca 2	
Tiempo (Horas)	Caudal (m3/s)	Tiempo (Horas)	Caudal (m3/s)
0	0.50	0	0.50
1	0.50	1	0.50
2	0.50	2	0.50
3	0.50	3	0.50
4	0.50	4	0.50
5	0.50	5	0.50
6	0.50	6	0.50
7	0.50	7	0.50
8	0.50	8	0.50
9	0.50	9	0.50
10	1.80	10	3.20
11	3.70	11	7.10
12	3.50	12	6.50
13	3.10	13	5.90
14	3.00	14	5.60
15	2.70	15	4.90
16	2.70	16	5.00
17	2.40	17	4.30
18	2.30	18	4.20
19	2.40	19	4.30
20	2.40	20	4.40
21	2.10	21	3.90
22	2.10	22	3.70
23	2.10	23	3.80
24	2.10	24	3.80
25	0.90	25	1.40
26	0.60	26	0.70
27	0.50	27	0.50
28	0.50	28	0.50
29	0.50	29	0.50

3.3.4. Cálculo de Coeficiente de Manning

Una de las características para realizar el modelamiento hidráulico de la subcuenca se requirió darle valores de coeficiente de rugosidad (n) de las unidades de uso de suelo en la zona de estudio, se asignaron de acuerdo con los valores propuestos por Chow (1994) en su libro de Hidráulica de Canales Abiertos.

Tabla 19: Coeficiente de Manning en Cauces Naturales

Descripción de Corriente	Mínimo	Normal	Máximo
A Cauces Naturales			
A.1 Cursos Secundarios (Ancho de las superficies libre en crecida < 30 m)			
A.1.1 Cursos en Planicies			
Limpio, recto, sin fallas ni pozos	0.0250	0.030	0.033
Rectos con algunas piedras y pastos	0.0300	0.035	0.040
Limpios con meandros, con algunos pozos y bancos	0.0330	0.040	0.045
Meandros con algunas piedras y pastos	0.0350	0.045	0.050
Meandros con muchas piedras	0.0450	0.050	0.060
Tramos sucios, con piedras y pozos profundos	0.0500	0.070	0.080
Tramo con mucho pasto, pozos profundos y cauce en crecida con mucho arbusto y matorral	0.0750	0.100	0.150
A.1.2 Cursos Montañosos, carentes de vegetación en el fondo, laderas con pendiente pronunciada y árboles y arbustos en laderas que se sumergen en niveles de crecida			
Cauce de grava, cantos rodados y algunas rocas	0.0300	0.040	0.050
Cauce de cantos rodados, con grandes rocas	0.0400	0.050	0.070
A.2 Cursos en Planicies Inundadas			
A.2.1 Zonas de pastos, sin arbustos			
Pasto corto	0.0250	0.030	0.035
Pasto alto	0.0300	0.035	0.050
A.2.2 Zonas cultivadas			
Sin cultivo	0.0200	0.030	0.030
Cultivos sembrados en línea en fase de madurez fisiológica	0.0250	0.035	0.045
Cultivos sembrados a volteo en fase de madurez fisiológica	0.0300	0.040	0.050
A.2.3 Zonas Arbustivos			
Escasos arbustos y pastos abundantes	0.0350	0.050	0.070
Pequeños árboles y arbustos sin follaje (parada invernal)	0.0350	0.050	0.060
Pequeños árboles y arbustos con follaje (fase vegetativa)	0.0400	0.060	0.080
Arbustos medianos a densos durante la parada invernal	0.0450	0.070	0.110
Arbustos medianos a densos durante la fase vegetativa	0.0700	0.100	0.160
A.2.4 Zonas Arbóreas			
Sauces densos, temporada invernal	0.1100	0.150	0.200
Terreno claro con ramas sin brotes	0.0300	0.040	0.050
Terreno claro con ramas con grandes crecidas de brotes	0.0500	0.060	0.080
Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación por debajo de las ramas	0.0800	0.100	0.120
Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas altas y nivel de inundación que alcanza las ramas	0.1000	0.120	0.160
A.3 Cursos Importantes (ancho de la superficie libre en crecida > 30 m)			
En este caso, los valores de coeficiente n son inferiores a los correspondientes de cauces secundarios análogos, ya que los bancos ofrecen una resistencia efectiva menor			
Sección regular sin rocas ni arbustos	0.0250		0.060
Sección regular y rugosa	0.0350		0.010

FUENTE: Ven Te Chow, 1994.

Para la identificación de las características del cauce del río y márgenes de inundación se realizó una inspección visual de la zona, el cual se puede apreciar en las siguientes figuras.



Figura 23: Cauce de la Río Santa Rosa a 50 m aguas abajo de la Bocatoma



Figura 24: Vista general de la Bocatoma en funcionamiento y ambas márgenes del Cauce principal del Río Santa Rosa

3.3.5. Elaboración de la geometría del terreno

Para generar la geometría del terreno se partió por la información de las curvas de nivel en formato *DXF, el cual fue generada con el software AUTOCAD CIVIL 3D 2019, con la información de los puntos levantados en campo con la Estación Total. Cabe resaltar que la generación de esta data se hizo con el mismo método para la Bocatoma como estructura a diferencia que se tuvo que agregar un procedimiento con la herramienta “Corridors”, para poder generar curvas de nivel para la estructura de concreto propiamente dicho.



Figura 25: Curvas de Nivel cada 20 cm del río Santa Rosa

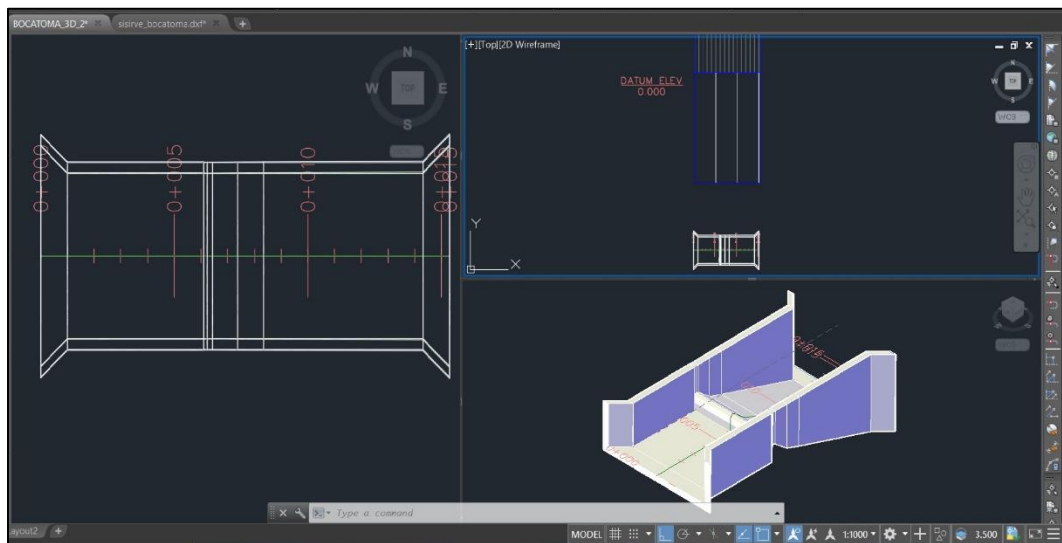


Figura 26: Geometría de Bocatoma tipo tirolesa en vista Planta, perfil e isométrico

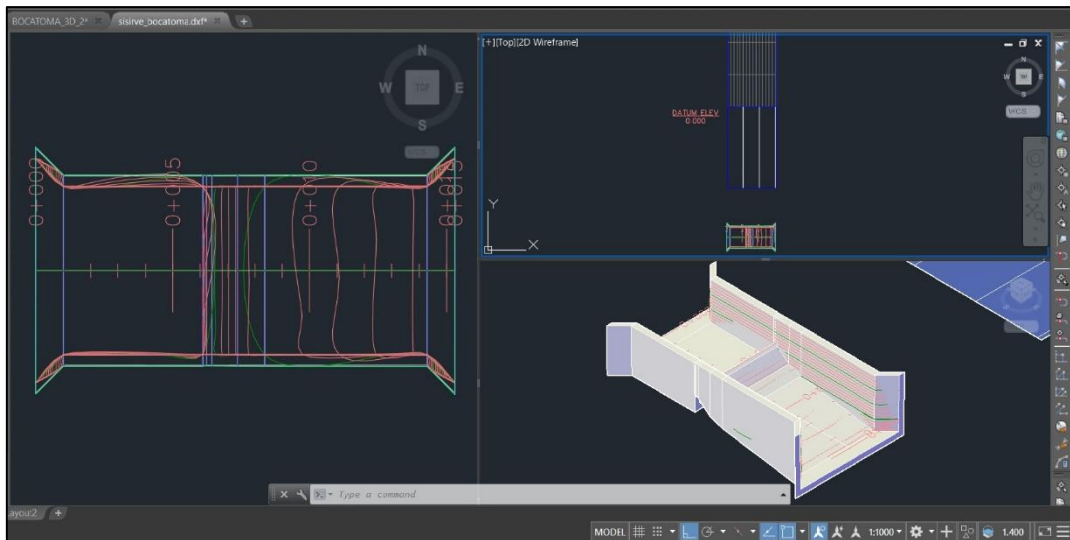


Figura 27: Generación de curvas de nivel de la Bocatoma

Una vez obtenidas las curvas de nivel del AutoCAD en formato DXF, se procedió a trabajar con el software Arc-Gis, donde se digitalizó dichas curvas en el formato SHP (shape). Para ello, se tiene que georeferenciar el plano con el sistema de coordenadas UTM – WGS 1984, el cual el estudio del presente proyecto pertenece a la Zona 18 Sur. Luego se realizó la creación de una superficie de red irregular de triángulos (TIN), mediante la herramienta ArcToolbox – 3D Analyst Tools – Data Management – TIN – Create TIN.

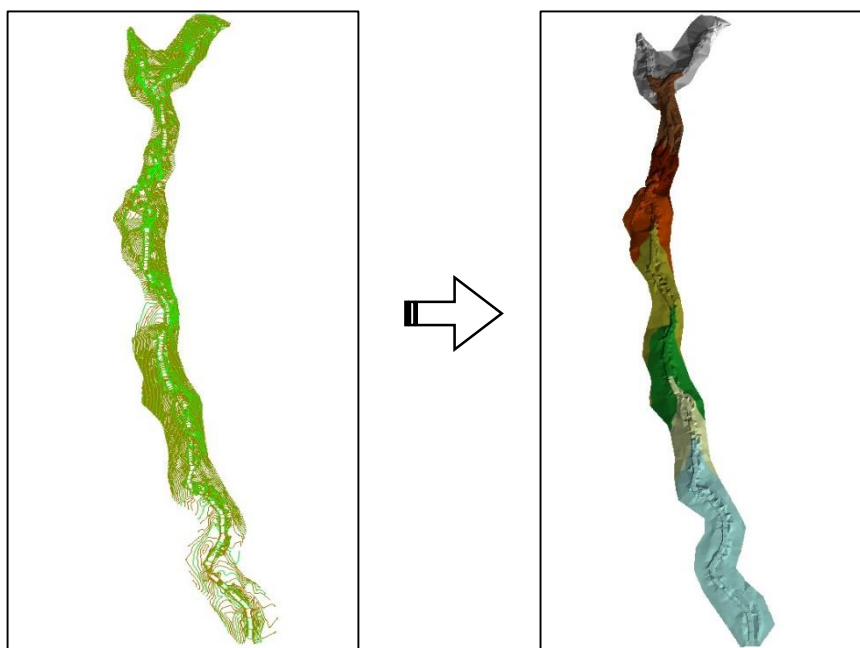


Figura 28: Conversión de la Qbda. Sta. Rosa de Curvas de nivel (.shp) a TIN (.tin)

La geometría de la Bocatoma se trabajó con el mismo procedimiento en paralelo, pero de manera independiente.

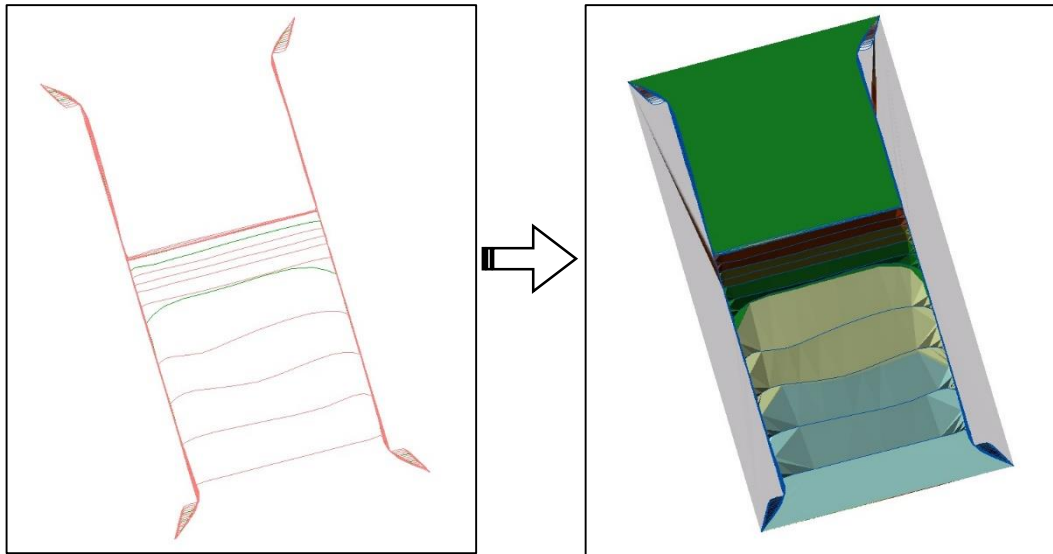


Figura 29: Conversión de curvas de nivel (.shp) a TIN (.tin) de la Bocatoma

Luego se requiere convertir el formato TIN al formato RASTER, e cual se realizó con la herramienta *ArcToolbox – 3D Analyst Tools – Conversion – From Tin – TIN to Raster*, en el que se especificó el tamaño de la celda o píxeles (Ver la Figura 30).

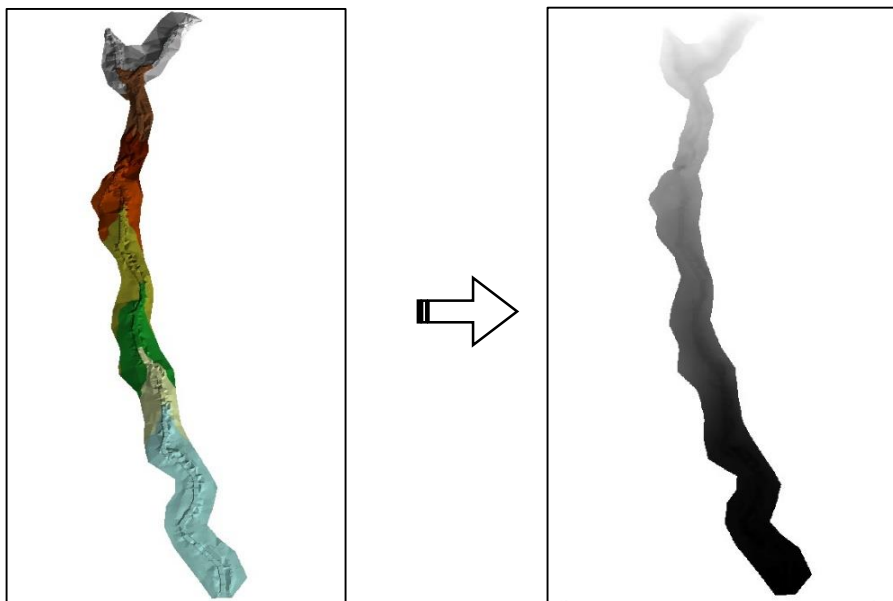


Figura 30: Conversión de TIN (.tin) a RASTER (.dem) de la Qbda. Sta. Rosa

Se continúa con el mismo procedimiento para la Bocatoma.

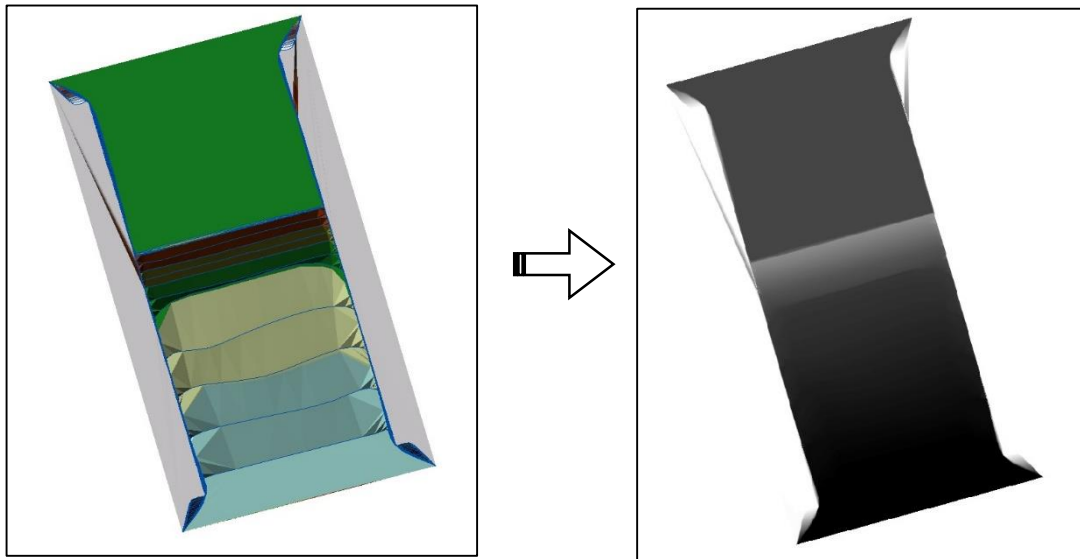


Figura 31: Conversión de TIN (.tin) a RASTER (.dem) de la Bocatoma en Arc-Gis

Generado el RASTER del tramo del Río Santa Rosa y de la Bocatoma, se procede a convertir dicha información al formato ASCII (.txt), el cual se realiza mediante el menú *ArcToolbox – Conversion Tools – From Raster – Raster to ASCII*. Éste último se usó para la transferencia de información desde un sistema basado en celdas, como lo es el ráster.

ascii_bocat2: Bloc de notas					rastertoascii_2: Bloc de notas				
Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda	Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
ncols		594			ncols		514		
nrows		845			nrows		2218		
xllcorner		264562.85660272			xllcorner		264540.23292458		
yllcorner		8896262.9970859			yllcorner		8895797.7562714		
cellsize		0.02			cellsize		0.3		
NODATA_value		-9999			NODATA_value		-9999		

Figura 32: Información básica del encabezado del archivo ráster ASCII

A continuación, se detalle la descripción y requisitos de la información del encabezado.

a. Formato de encabezado

La sintaxis de la información del encabezado es una palabra clave emparejada con el valor de esa palabra clave. Las definiciones de las palabras son:

- “NCOLS”: Número de columnas de celdas, debe ser un valor entero mayor que 0.
- “NROWS”: Número de filas de celdas, debe ser un valor entero mayor que 0.
- “XLLCENTER” o “XLLCORNER”: Coordenada X del origen (por centro o esquina inferior izquierda de la celda), tiene que coincidir con el tipo de coordenada Y.
- “YLLCENTER” o “YLLCORNER”: Coordenada Y del origen (por centro o esquina inferior izquierda de la celda), tiene que coincidir con el tipo de coordenada X.
- “CELLSIZE”: Tamaño de la celda, debe ser mayor que 0.
- “NODATA_VALUE”: Los valores de entrada son No Data en el ráster de salida. Es opcional que el valor predeterminado es -9999.

b. Formato de datos

El componente de datos del ráster ASCII de ESRI sigue la información del encabezado.

- Los valores de celda deben estar delimitados por espacios.
- El número de columnas es el encabezado determina cuándo comienza una nueva fila.
- La fila 1 de los datos está en la parte superior del ráster, la fila 2 está justo debajo de la fila 1, y así sucesivamente.

3.3.6. Modelación bidimensional Hidráulica IBER

Para el modelamiento bidimensional con IBER se requiere realizar una serie de procedimientos el cual demandará información topográfica e hidrológica y de suelos, detalladas en los anteriores puntos del presente estudio.

- **Importación de Mapa según Uso de Suelo**

Para importar las características delimitadas según uso de suelo de la zona de estudio, previamente se elaboró dicha información con el software Arc Gis, para realizar la conversión en formato SHP, debido a que en el entorno del preproceso de IBER trabaja directamente con este formato.

Para ello se debe ingresar al menú *Archivo – Importar – Shapefile*, donde se importará la información, luego se colapsó la geometría con el fin de eliminar líneas que se hayan duplicado, ingresando al menú *Geometría – Edición – Colapsar - Modelo*, quedando la siguiente imagen.

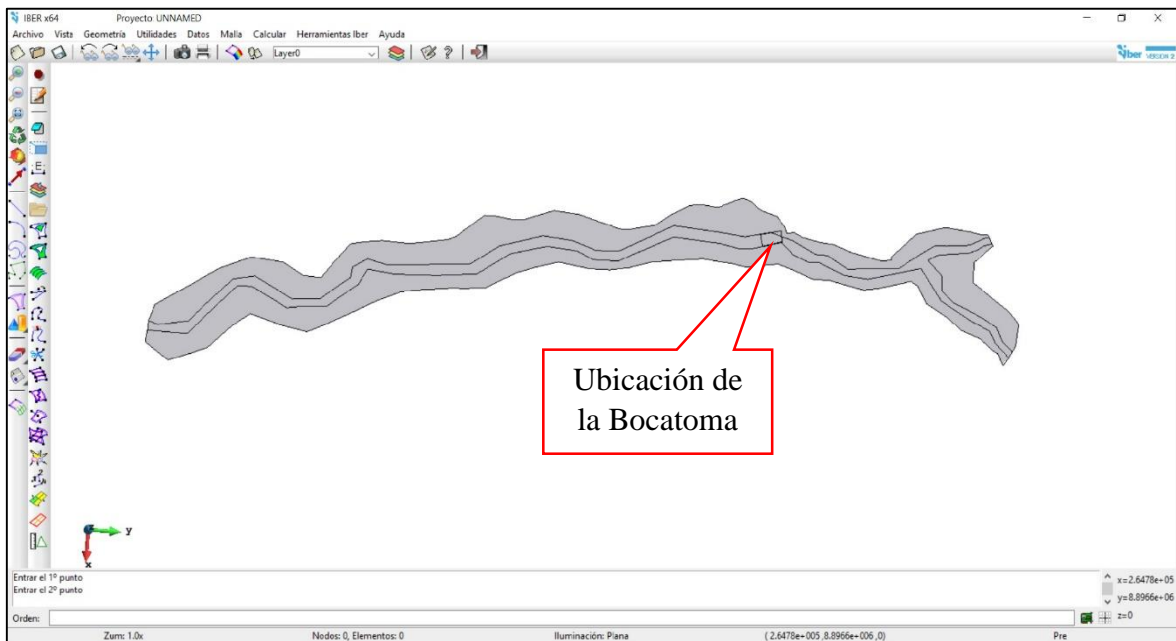


Figura 33: Superficie delimitada según uso de suelo importada a IBER

Debido a que el presente estudio se requiere observar con detalle el correcto funcionamiento de la Bocatoma a condiciones de máxima avenidas, se realizó un modelamiento adicional con la estructura, en el cual se importó el archivo SHP del mismo modo que se importó el cauce del río Sta. Rosa.

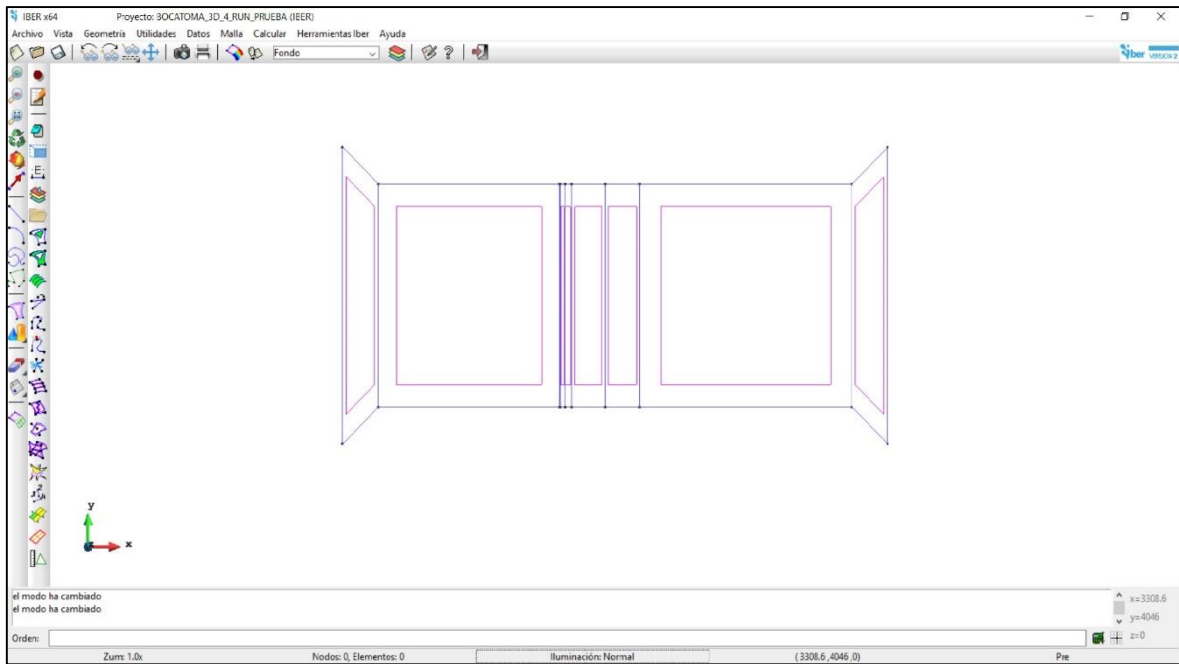


Figura 34: Superficie delimitada según uso de suelo importada a IBER

- **Asignación de valores de Coeficiente de Rugosidad (n)**

Para el presente estudio, debido a que las áreas delimitadas según uso de suelo son pocas, sólo se asignaron directamente desde el menú *Datos – Rugosidad – Uso de Suelo – Nuevo Uso del Suelo*.

Se crearon 3 nuevos coeficientes de rugosidad con los que se trabajó. El primero es del cauce del río a condiciones normales con características cursos secundarios montañosos (ver tabla 18) con un valor de 0.040, el segundo corresponde a las márgenes del río donde predomina el césped de puna, pasto con bofedales y algunas rocas de diferentes tamaños con coeficiente de 0.035 y la bocatoma ubicada en el mismo cauce del río construido con material de concreto, asignando un coeficiente de rugosidad de 0.014.

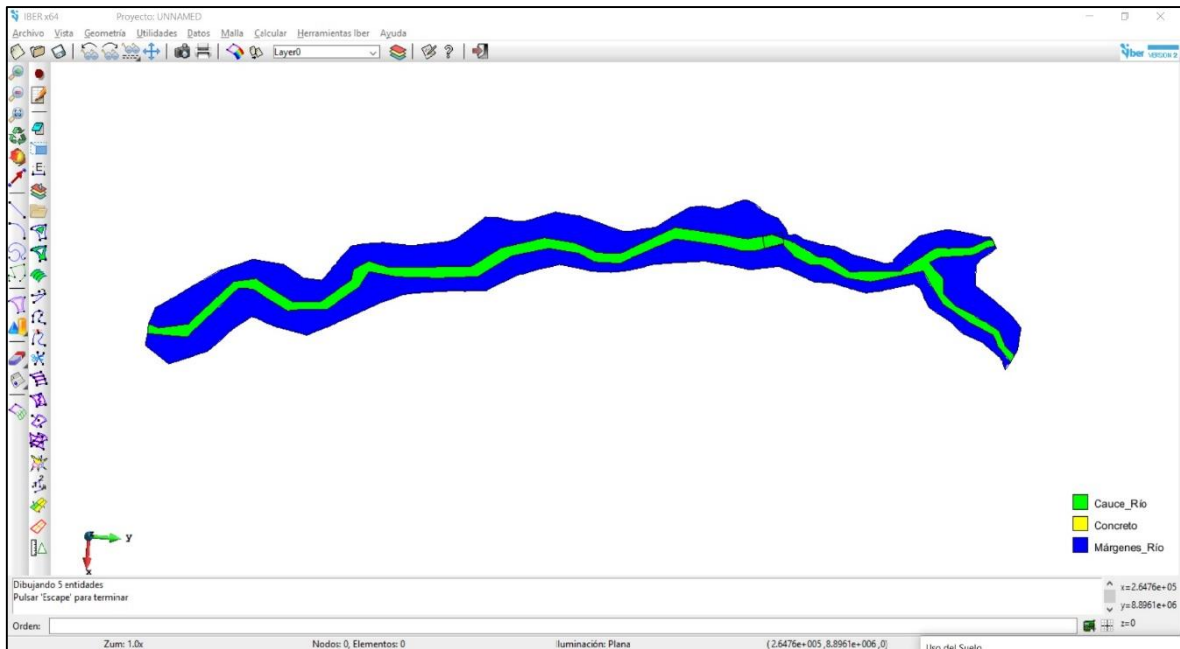


Figura 35: Áreas de Uso de Suelo asignadas en Iber

En el caso de la Bocatoma, se considera una estructura hecha de concreto armado en su totalidad, con una calidad de $f'c=315 \text{ kg/cm}^2$, motivo por el que se considera un coeficiente de 0.013.

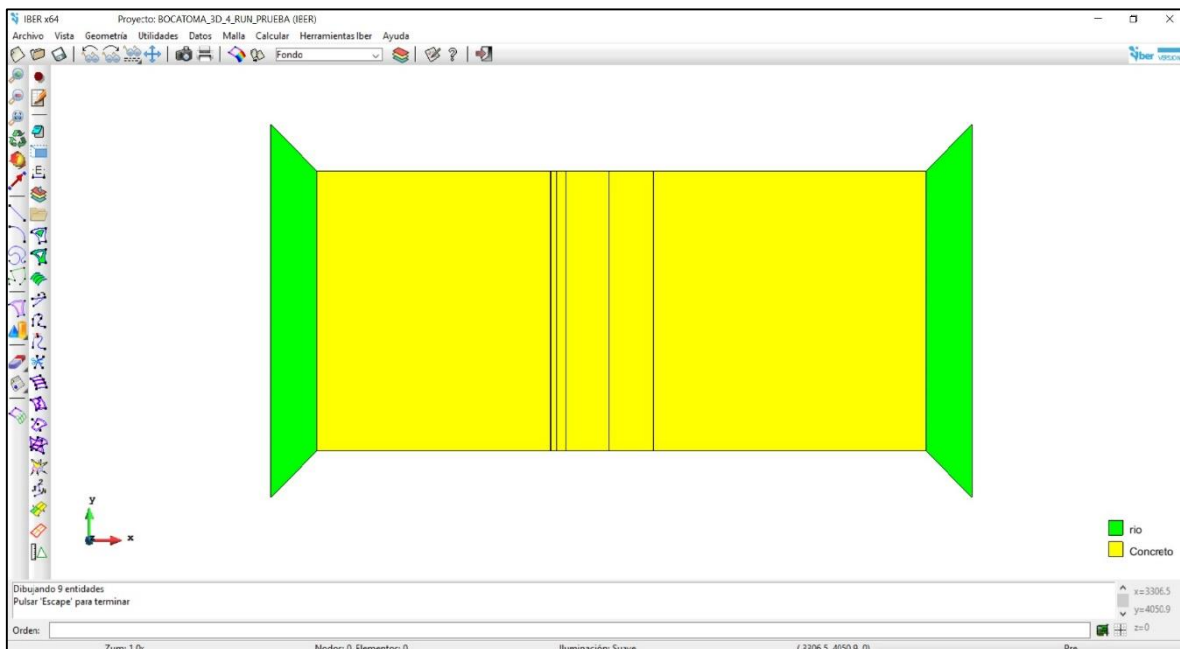


Figura 36: Coeficiente de Rugosidad asignado a la Bocatoma en Iber. Vista en planta

- **Asignación de condiciones de contorno**

En esta sección se selecciona las condiciones de contorno, tanto de entrada como de salida. Para definir la condición por donde entra el flujo de agua (entrada), tiene que ser dentro del cauce del río, posterior a ello se seleccionó el tipo de régimen, para este caso es crítico/subcrítico y luego se ingresó el hidrograma hallado en el estudio hidrológico.

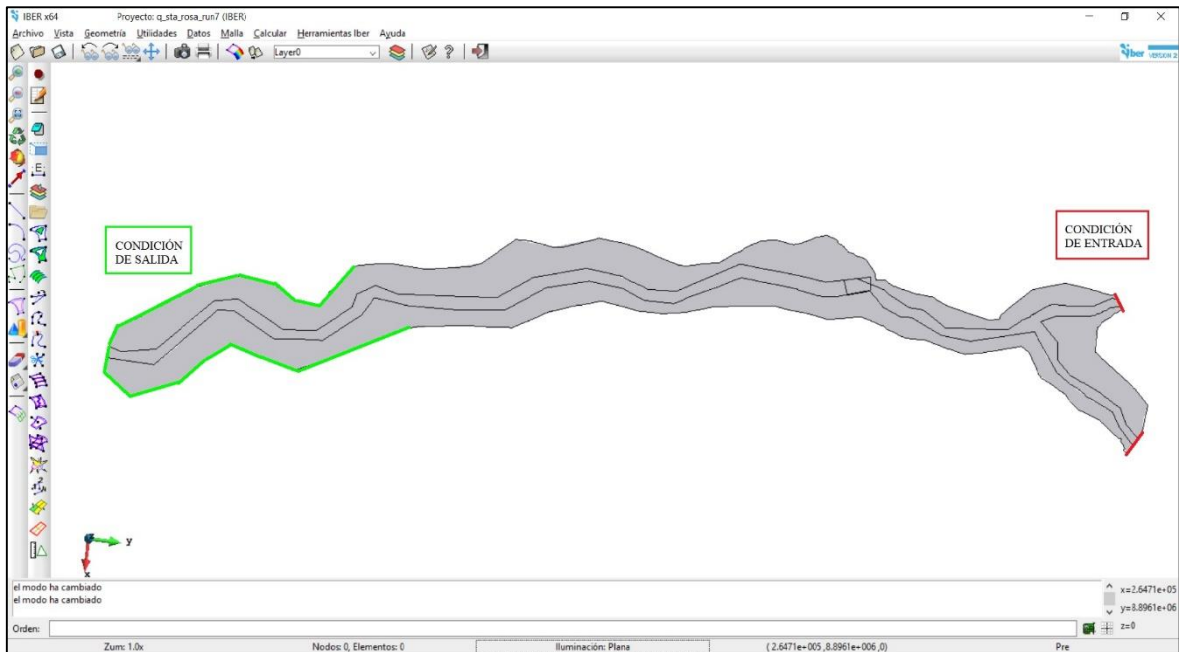


Figura 37: Condiciones de contorno (entrada y salida) de área de estudio en IBER

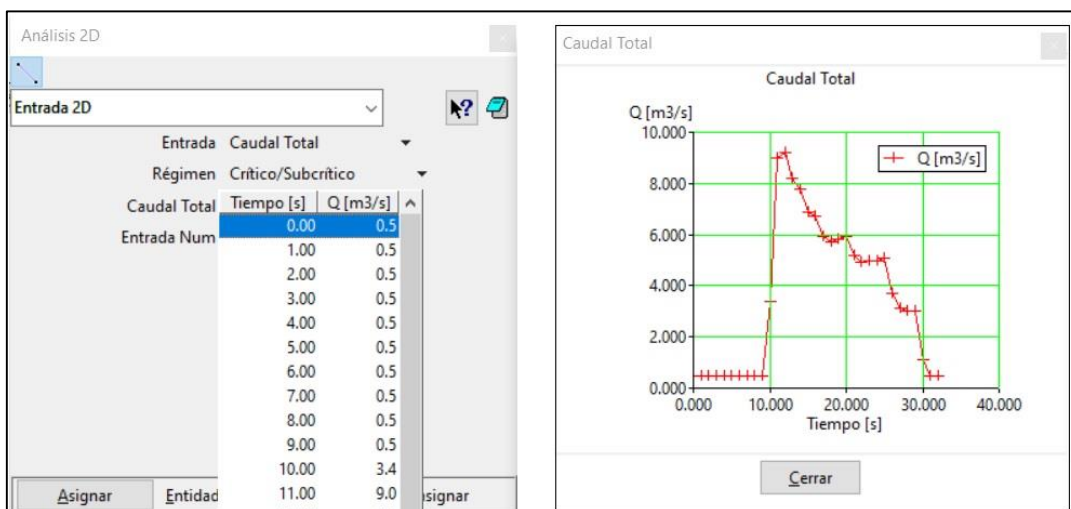


Figura 38: Hidrograma ingresado a la condición de contorno “entrada” en IBER

- **Generación de Malla 2D**

Malla No estructurada: La condición de malla no estructurada se realizó para el cauce y márgenes del río Santa Rosa, asignándole un tamaño de 0.3 metros y 2 metros respectivamente, la primera se le asignó una malla más fina, debido a que se requiere resultados más precisos y nos permite comparar el calado cuando se haga el modelamiento de la Bocatoma.

La malla no estructurada se selecciona mediante el menú *Malla – No Estructurada – Asignar tamaño a superficies*.

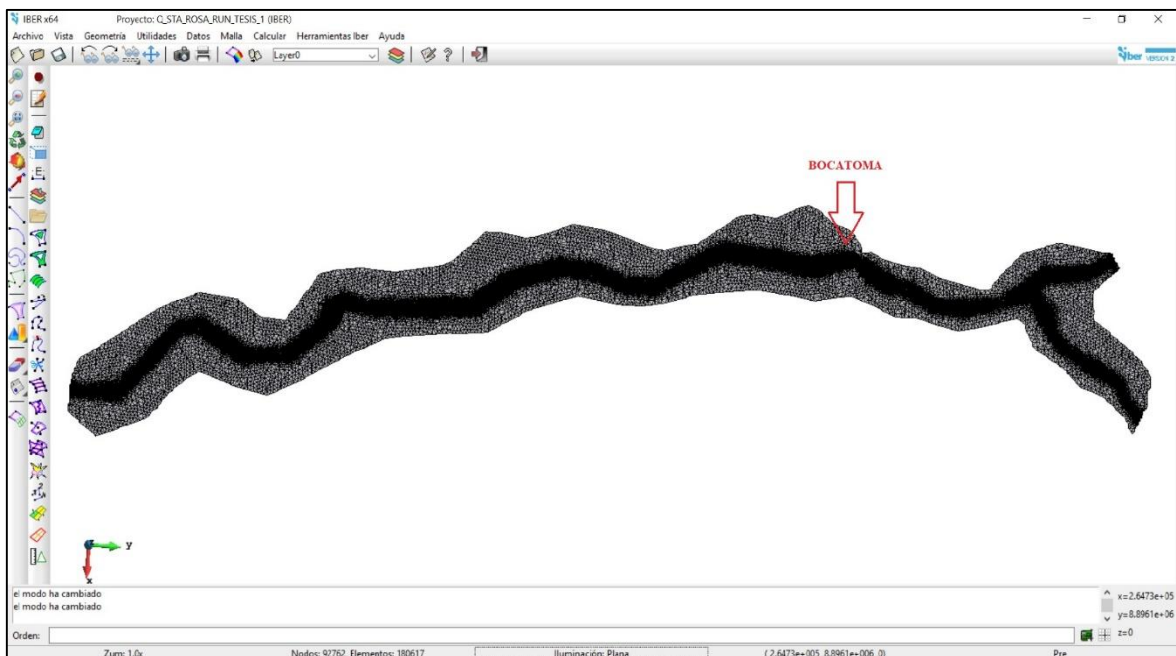


Figura 39: Mallas generadas en IBER

Malla Estructurada: La condición de malla estructurada se realizó solo para la Bocatoma, con un tamaño de celda de 0.2 metros, este valor es mucho más fino ya que se quiere obtener resultados con mayor exactitud para observar el funcionamiento de esta.

Para el presente estudio la malla estructurada se seleccionó en el menú, opción *Malla – Estructurada – Superficies – Asignar tamaño*.

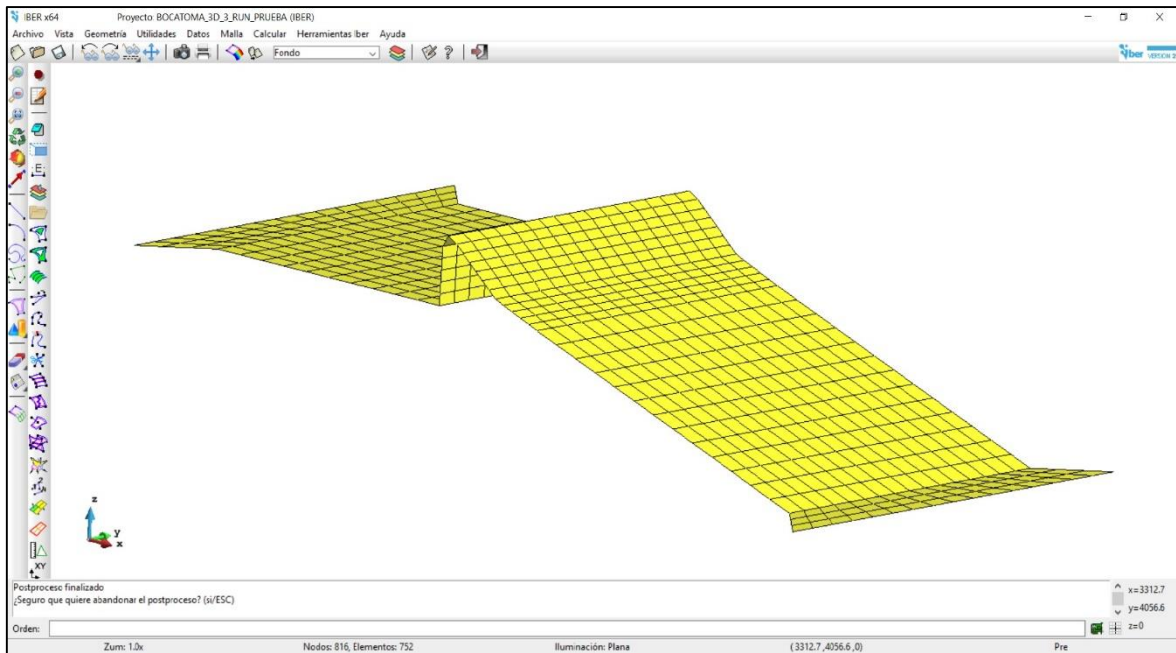


Figura 40: Malla estructurada generadas en IBER para la Bocatoma

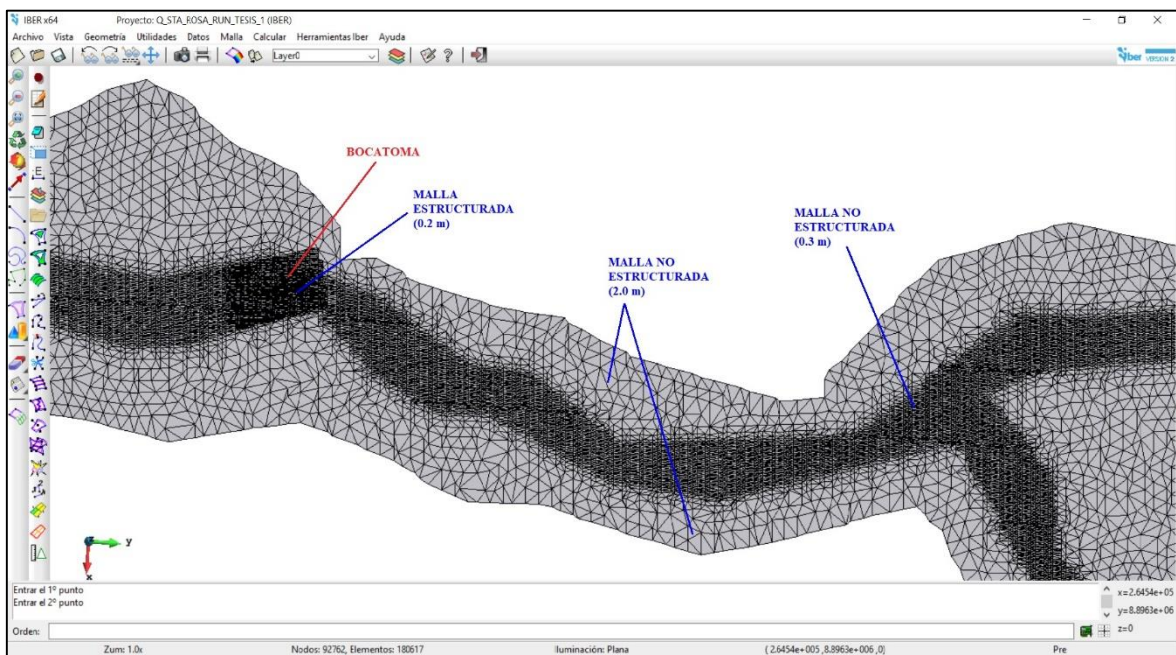


Figura 41: Mallas Estructuradas y No Estructuradas generadas en IBER

- **Asignación de Elevación de la Malla generada**

Las mallas generadas se les asignó datos de elevación, para este proyecto IBER trabajó con archivos en formato ASCII (*.txt), el cual se generó desde un Modelo Digital de Terreno (DEM), esta conversión se hizo desde el Software ArcGis. El procedimiento de la conversión de los formatos para generar la data fue con la

siguiente secuencia, *Polyline (*.DXF) – Shape (*.SHP) – Tin (*.tin) – DEM (*.dem) – ASCII (*.txt)*. Para mejor detalle ver el punto 3.3.5 del presente estudio.

Luego de obtener la data de elevación con el formato ASCII, se asignan los valores de elevación al terreno por medio del menú *Herramienta IBER – Malla – Editar – Asignar elevación desde Archivo*, donde se podrá seleccionar el archivo generado en formato ASCII.

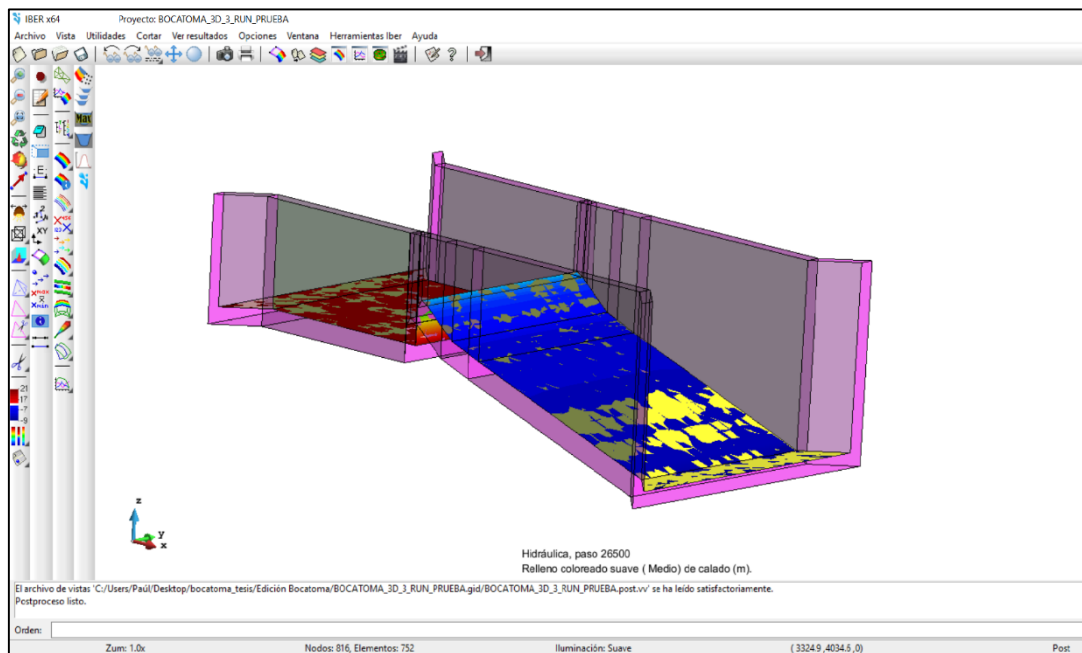


Figura 42: Capas de encausamiento en la Bocatoma generadas en IBER

Para el caso de la bocatoma, no es necesario asignarle elevación a la malla estructurada, debido a que geometría ya contiene la información de elevación desde que se dibuja en el Civil CAD.

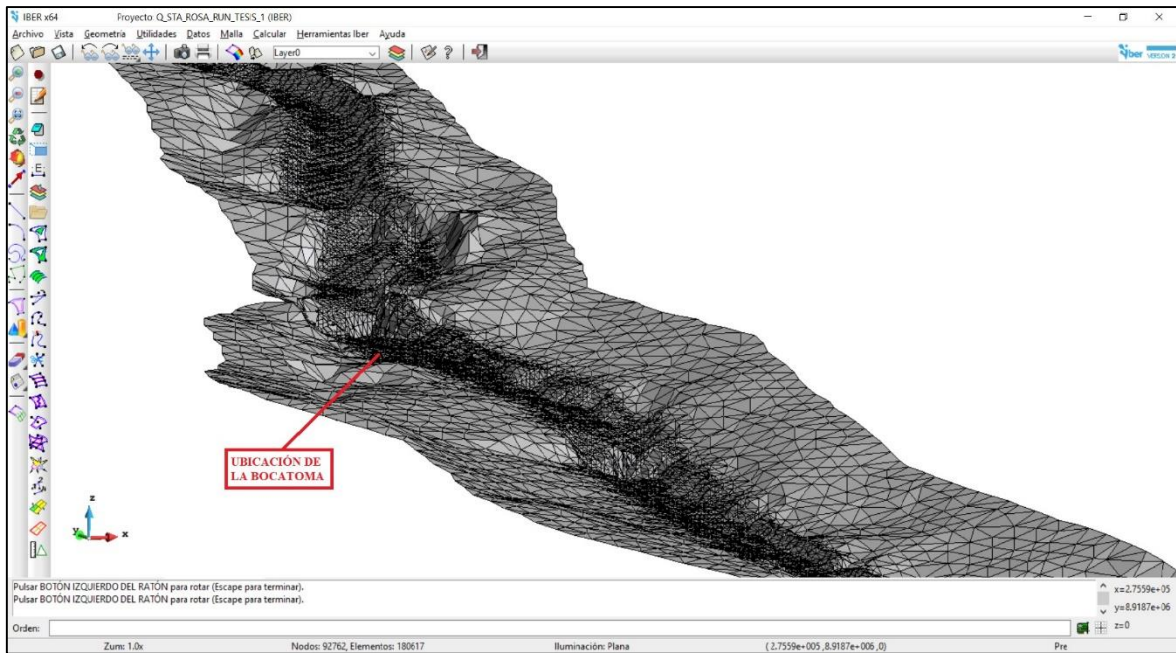


Figura 43: Malla No estructurada con elevaciones del cauce y márgenes del río en IBER

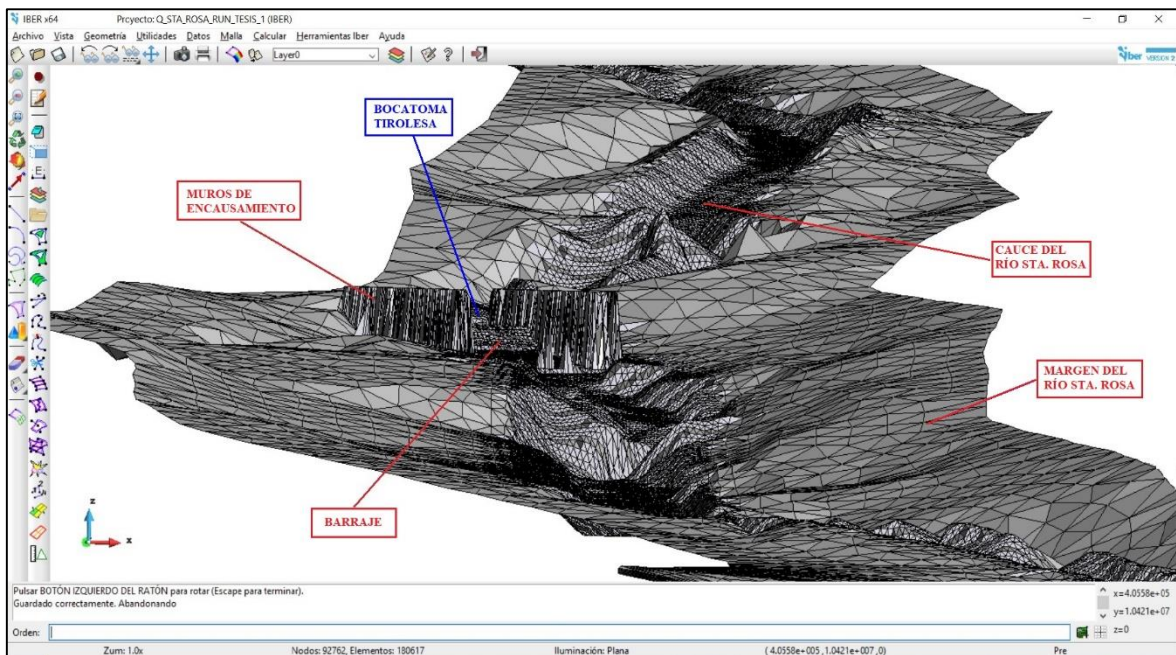


Figura 44: Malla Estructurada con elevaciones de la Bocatoma generada en IBER

Se puede apreciar en la Figura 45 los desniveles del río Santa Rosa luego de ingresar la información de los datos de elevación de la misma, pero aún no se ingresa los datos de la Bocatoma, por ello no se visualiza. En cambio, la Figura 43, ya se puede verificar la elevación de la Bocatoma ya que la información fue

ingresada, de tal manera se logra diferenciar la malla estructurada de la No estructurada.

- **Modelamiento Hidráulico 2D sus parámetros**

Ya ingresado las condiciones de contorno, información del suelo y la asignación de la malla con los datos de elevación, se procede a modelar desde el menú *Datos – Datos del Problema* en el cual se abrirá una ventana donde se introducirá los siguientes datos:

- **Parámetros de Tiempo:** Donde se ingresará el instante Inicial (28,800 seg.), Tiempo máximo de simulación (104,400 seg.) e Intervalo de Resultados (cada 240 seg.). El instante inicial no es cero, debido a que el hidrograma tiene un caudal constante las 08 horas iniciales.
- **General:** En el Análisis 2D se modifica el Número de procesadores a 8, este indica el número de núcleos con el que puede trabajar la computadora.
- **Resultados:** Se selecciona los resultados que desea que el modelamiento arroje una vez culminado, para este proyecto se seleccionó los valores de Calado, Velocidad, Caudal Específico, Cota del Agua, Número de Froude, Máximo Calado, Máxima Velocidad, Máximo Caudal Específico, Máxima Cota de Agua, Vector Calado y Energía.

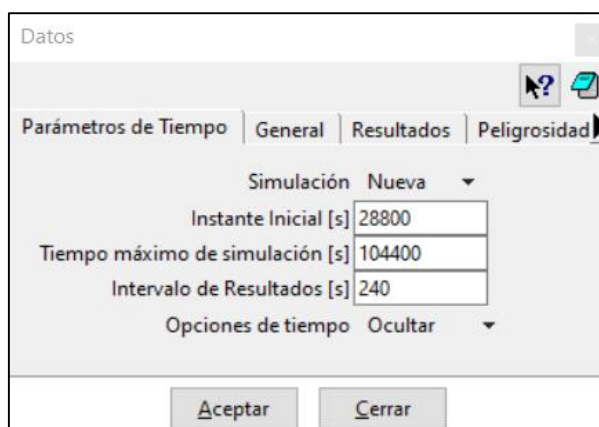


Figura 45: Ventana de datos para el modelamiento en IBER

Luego de ingresar los datos en el programa se procede a calcular el modelo

bidimensional mediante el menú *Calcular* – *Calcular*. Además, se puede visualizar la información del proceso durante el cálculo y también finalizado, con el menú *Calcular* – *Ver Información del proceso*.

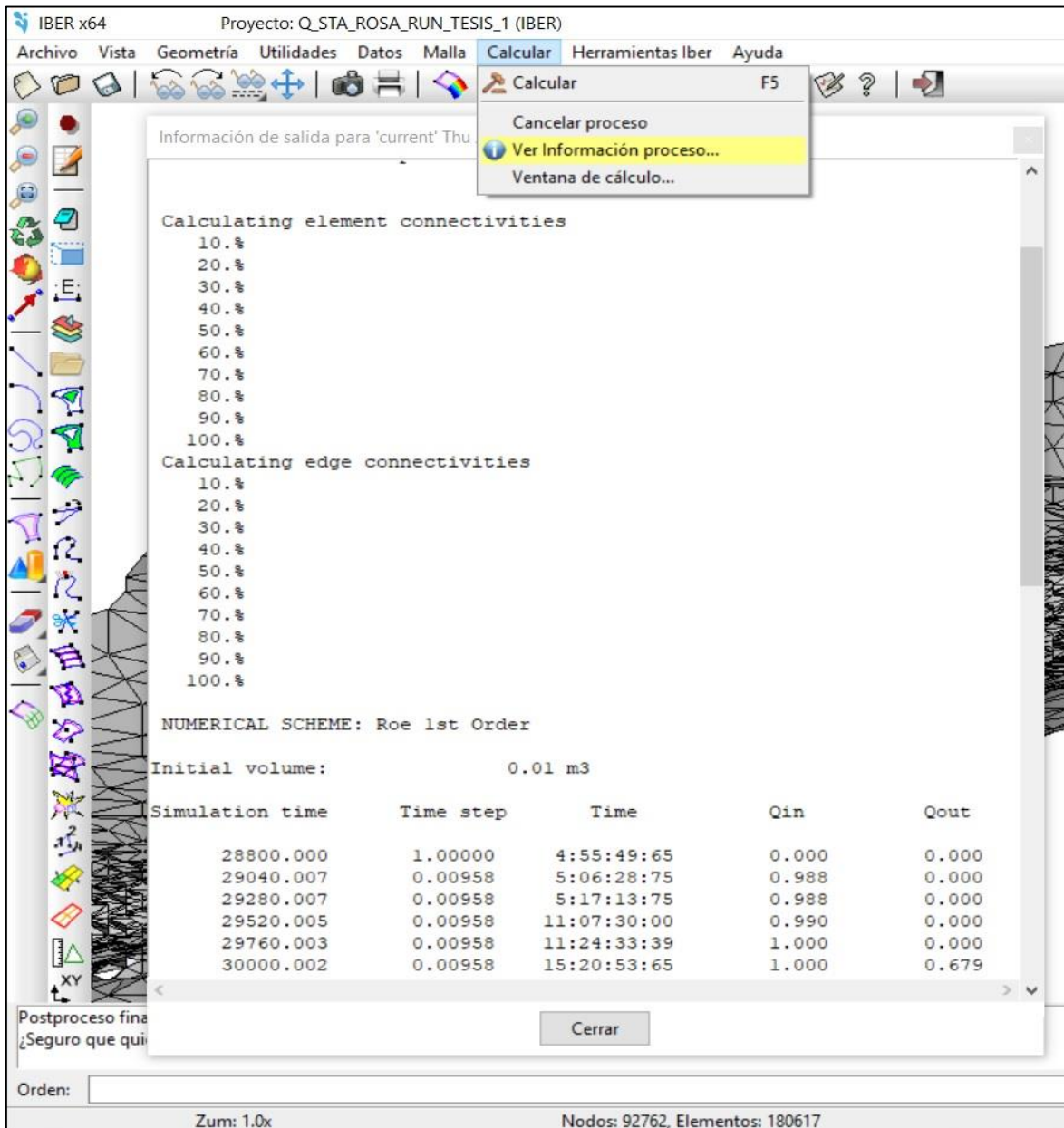


Figura 46: Ventana de Información del Proceso en IBER

3.3.7. Calibración del modelo

Para calibrar el modelo hidráulico en un instante del funcionamiento de la Bocatoma tipo tirolesa se debe realizar una comparación de los caudales calculados en el modelo vs el caudal hallado en campo, éste debe tener una variación máxima de $\pm 1\%$ ya que no necesariamente deben coincidir ambos valores con exactitud. Respecto al tirante o calado de agua registrado es aceptable en una variación de ± 20 cm, según Chávez (2012).



Figura 47: Nivel de marca de agua medido para la calibración del modelo

Según marcas históricas en la zona, luego de varias mediciones se calculó un caudal máximo promedio de $10.902 \text{ m}^3/\text{s}$, asumiendo que dicho dato es el más reciente de marzo del año 2017.

Con los valores del tirante y caudal se procedió a calibrar mediante la variación de los valores de Manning para lo cual se modeló con el caudal máximo registrado y variando el coeficiente de rugosidad del cauce hasta alcanzar el valor de la marca de superficie de agua medida en el campo. Según Chow (1994), este cálculo tiene que reflejar la influencia de materiales de las paredes, el lecho del río, obstrucciones y vegetación en el cauce.

Al realizar un análisis de sensibilidad del coeficiente de Manning para el cauce del río se obtuvo una variación entre 0.039 a 0.042 el cual se tiene una variación menor al 1% del valor

del tirante máximo modelado versus el medido en el campo, por lo que tiene un valor promedio de 0.0405, por lo que se seleccionó el valor de 0.040 según la Tabla 23 del presente estudio, el cual es característico de este tipo de ríos montañoso.

En el río Santa Rosa se verificó el calado máximo histórico registrado de siendo 0.92 m y se comparó con el calado para el máximo caudal en el modelo con el coeficiente de rugosidad calibrado, siendo 0.8831 m, resultando una diferencia de +0.0369 metros, el cual se considera aceptable para el modelo.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados que se presentan a continuación son obtenidos del modelamiento hidrológico y modelamiento hidráulico. Cabe resaltar que para el presente estudio se realizó un modelamiento hidrológico en el que se realizó un análisis de tormenta para obtener el hidrograma sintético del mismo, esta data es necesaria para ingresar los caudales al modelo hidráulico.

Para el modelamiento hidráulico fue necesario realizarlo en dos formas, la primera consiste en realizar un modelamiento hidráulico del Río Santa Rosa, siendo el tramo de interés de un (01) km de largo aproximadamente, en el que está incluida la bocatoma en la progresiva 0+450 del tramo. Esto es necesario para calibrar y obtener un calado más real en los muros de contención de la bocatoma.

La segunda forma es, realizar un modelamiento hidráulico únicamente a la Bocatoma tipo tirolesa, como estructura propiamente dicho, aquí se realizó el calibrado del calado respecto a los resultados obtenidos del modelamiento del Río Santa Rosa, esto con el fin de obtener un resultado más preciso y similar a la realidad.

4.1. Modelo hidrológico

El modelo hidrológico se realizó en base a la data de una sola estación pluviométrica (Estación de Chiquian), debido a que está muy cerca al área de estudio, a 20 km de distancia aproximadamente, además contiene información desde el año 1964 hasta el año 2017. El periodo de retorno seleccionado es de 50 años, según cuadro de riesgos y vida útil de la Bocatoma diseñada (ver Figura 13).

El modelo hidrológico para un periodo de retorno de 50 años dio un resultado con un caudal máximo de 9.8 m³/s, pero se estima 1 m³/s adicional debido a que el río Santa Rosa siempre presenta un caudal mínimo producto del deshielo del nevado Pastoruri, por lo tanto se trabajó con el resultado de 10.8 m³/s para el modelamiento de la Bocatoma.

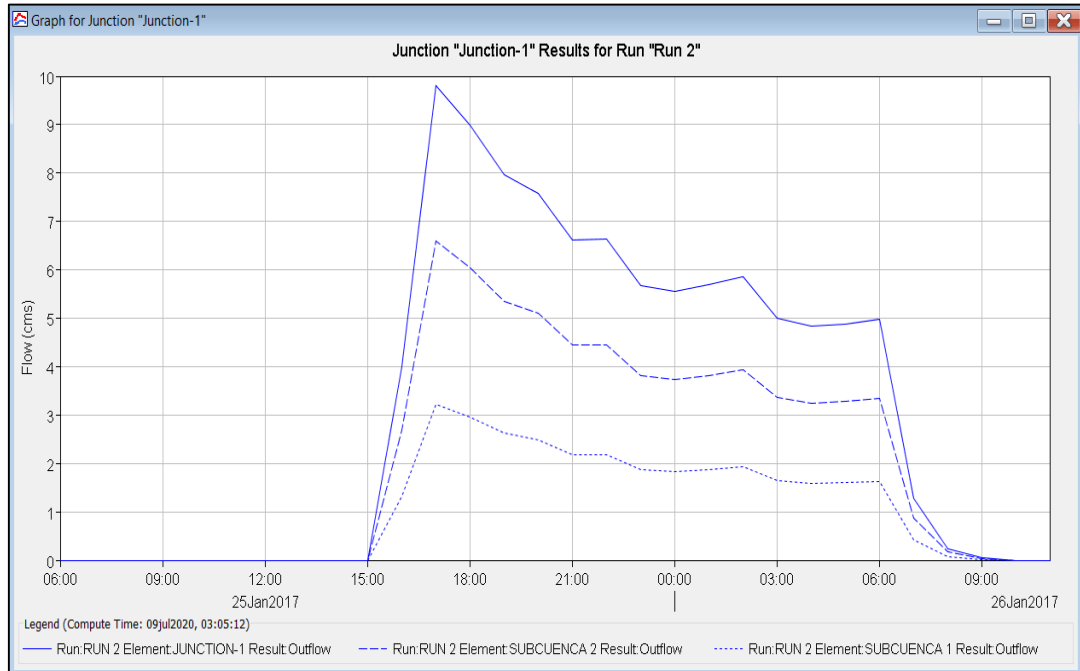


Figura 48: Hidrograma simulado para un tiempo de retorno de 50 años

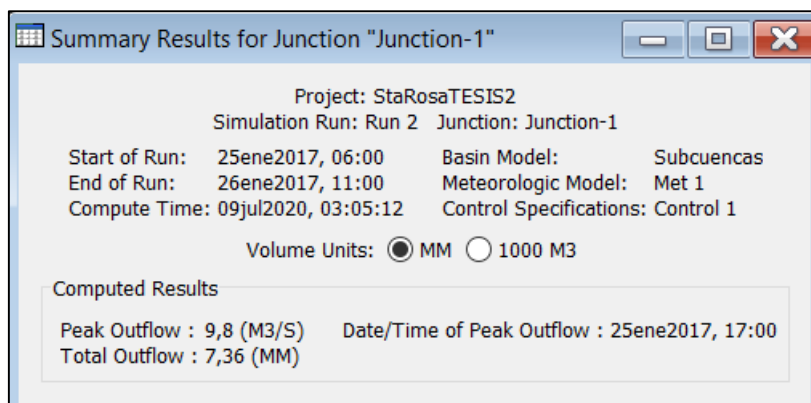


Figura 49: Caudal máximo para un tiempo de retorno de 50 años con HEC HMS

A continuación, se presenta la tabla con los valores del hidrograma sintético en el punto de control o punto de interés, para un tiempo de retorno de 50 años.

Tabla 20: Hidrograma sintético en el punto de interés (Bocatoma) para un $Tr=50$ años

Tiempo (Horas)	Caudal (m3/s)
0	1.0
1	1.0
2	1.0
3	1.0
4	1.0
5	1.0
6	1.0
7	1.0
8	1.0
9	1.0
10	5.0
11	10.8
12	10.0
13	9.0
14	8.6
15	7.6
16	7.6
17	6.7
18	6.6
19	6.7
20	6.9
21	6.0
22	5.8
23	5.9
24	6.0
25	2.3
26	1.2
27	1.0
28	1.0
29	1.0

FUENTE: Elaboración propia

4.2. Modelamiento hidráulico

4.2.1. Modelamiento hidráulico del Río Santa Rosa

a. Mapa de Calado (Tirante), para un $Tr = 50$ años

El presente modelamiento, como se mencionó anteriormente, se realizó con el fin de que los resultados del calado en la bocatoma sean lo más cercano a la realidad, es decir, con la finalidad de obtener los tirantes del flujo del agua en el tramo donde se ubica los muros de contención de la bocatoma, con ello se verificó que el diseño hidráulico de la estructura es la adecuada ante un evento extraordinario, y no afectará su funcionamiento.

A continuación, se puede apreciar en la Figura 52 el modelamiento hidráulico con un caudal pico de $10.8 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Tr = 50$ años de la cuenca estudio.

De la Figura 53 se puede verificar que los muros de encausamiento de la Bocatoma tipo Tirolesa mantienen el flujo, el cual no presenta desbordes en la estructura. Para la calibración del modelamiento hidráulico únicamente de la Bocatoma se calculó los calados en cuatro puntos de la bocatoma en el modelamiento general, donde se analiza el tramo del río Santa Rosa, el cual se puede apreciar en la Figura 49 resultando los siguientes valores del calado:

- Inicio de la Bocatoma aguas arriba : 1.7393 m.
- Antes de cruzar la cresta del barraje : 1.7497 m.
- Después del barraje (caída) : 0.3051 m.
- Finalizando la caída de la Bocatoma : 0.5159 m.

Estos valores sirvieron para poder calibrar el modelamiento hidráulico de la Bocatoma tipo Tirolesa y así verificar su correcto funcionamiento, ver figura 54. También se puede apreciar que el calado máximo es de 5.087 m, antes de ingresar a la Bocatoma, ello es producto de una poza natural existente de 3.337 m de profundidad más el tirante *antes de cruzar la cresta del barraje* con 1.75 m, el cual disipa la energía del flujo, disminuyendo la velocidad del flujo de agua.

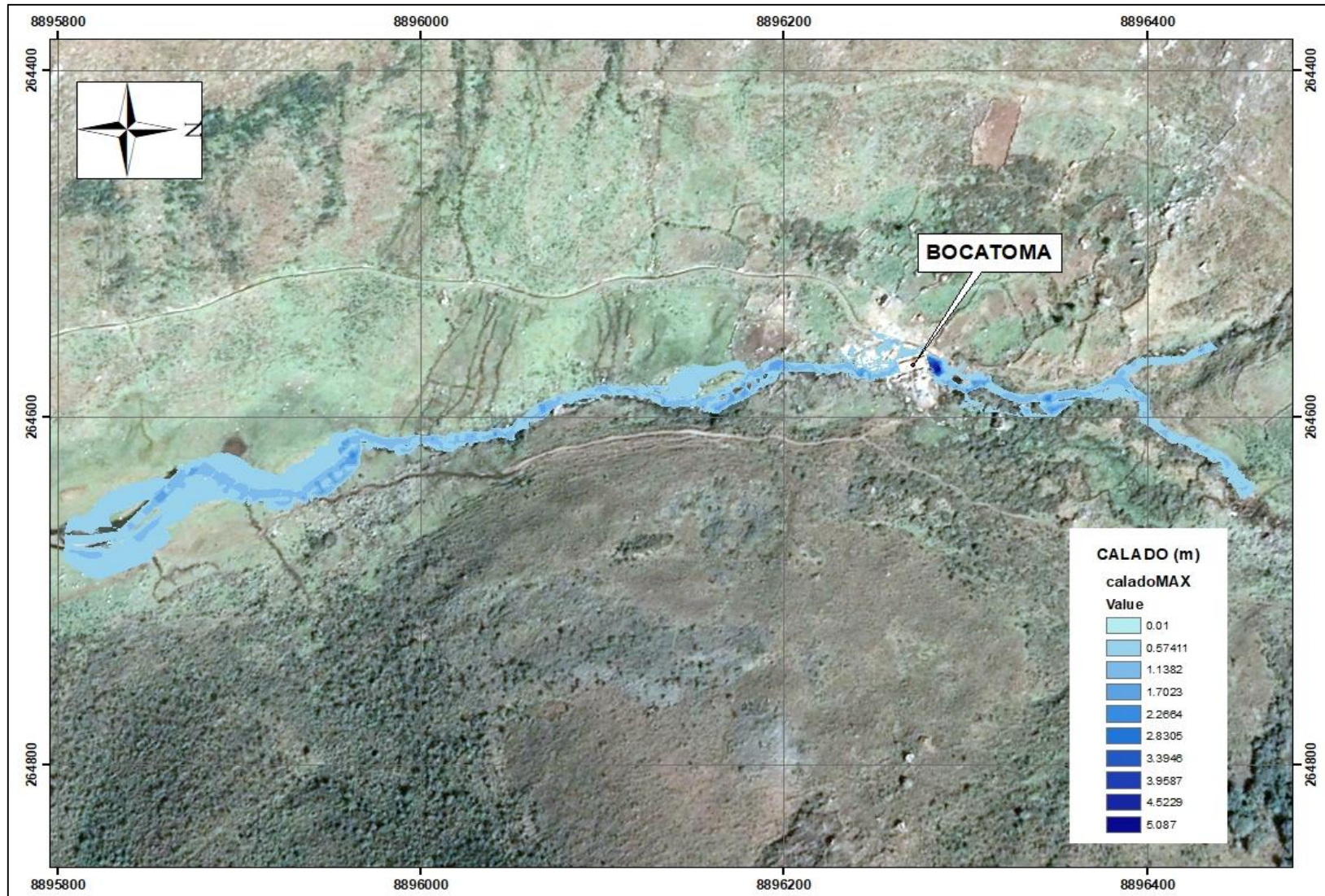


Figura 50: Modelamiento hidráulico de máximo calado para el tramo de estudio para un Periodo de retorno de 50 años

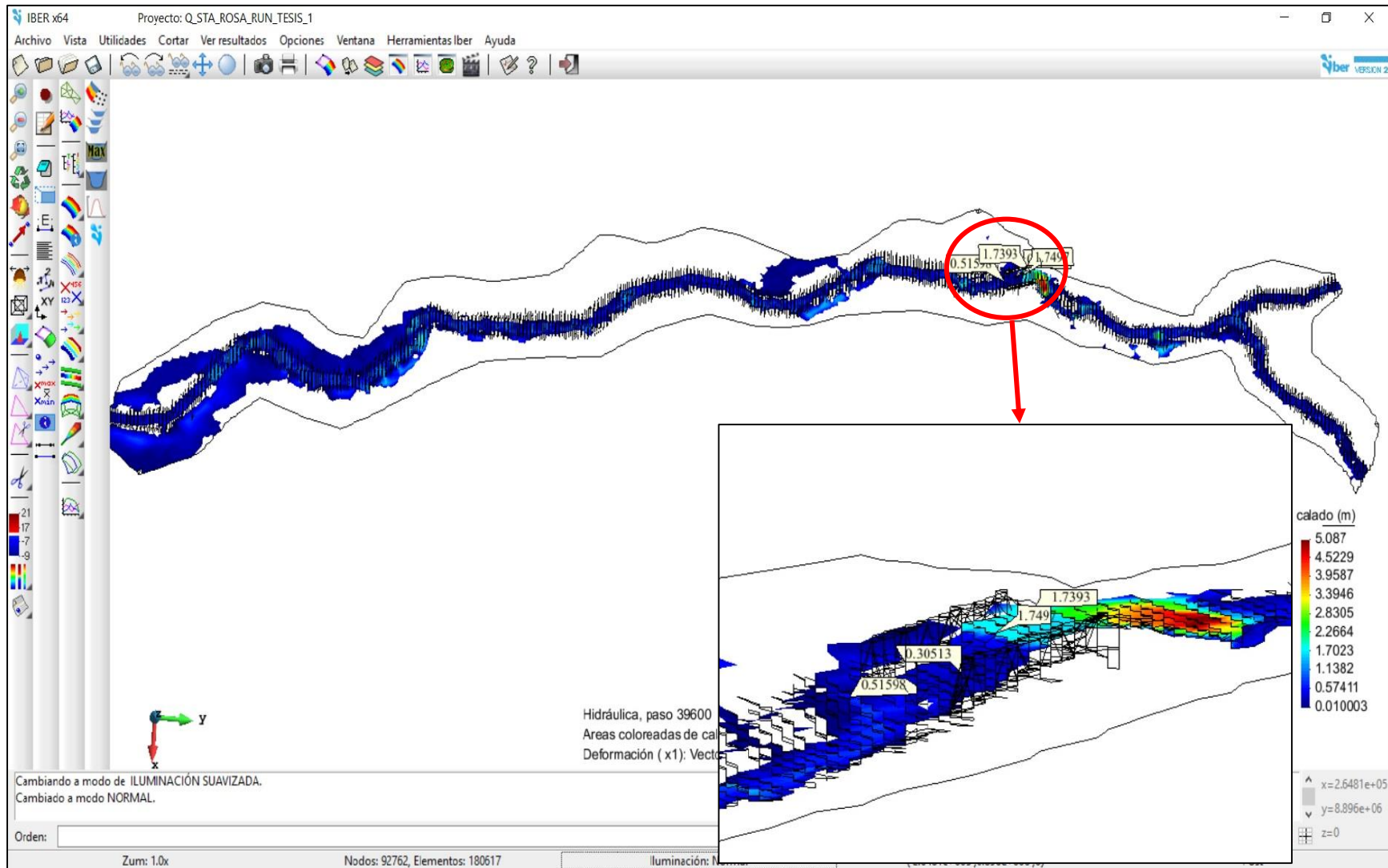


Figura 51: Mapa de máximo calado en la Bocatoma, modelamiento hidráulico del tramo de estudio para un $Tr=50$ años

b. Mapa de Máxima Velocidad (m/s), para un $T_r = 50$ años

Las velocidades máximas del tramo de estudio, muestra las velocidades en m/s, el cual se puede apreciar en la Figura 54. Las capas de colores nos permite visualizar los tramos desde la mínima a máxima velocidad.

Con la herramienta de *Ventana de Resultados* nos permite ingresar a la ventana de *Visualización de Resultados y Deformación*, el cual se puede seleccionar los resultados en forma de vectores en dirección X e Y (V_x , V_y), esto nos proporciona el Vector resultante, es decir, la velocidad del flujo.

Del mapa de velocidades del tramo de estudio se puede verificar que los valores de mayor velocidad están en el cauce del Río Santa Rosa aguas arriba con un valor de 7.17 m/s debido a que el río tiene forma recta y presenta mayores pendientes (>8%). Por otro lado, el menor valor de velocidad con un valor de casi 0 m/s, se encuentra en ambas márgenes del río aguas abajo, donde existe formación de meandros (ver Figura 11), la pendiente disminuye y la profundidad disminuye considerablemente. Adicional a ello también influye el tipo de suelo, ya que en el cauce del río presenta tramos rocosos y en las márgenes existe la presencia de pastizal de tipo bofedal y césped de puna.

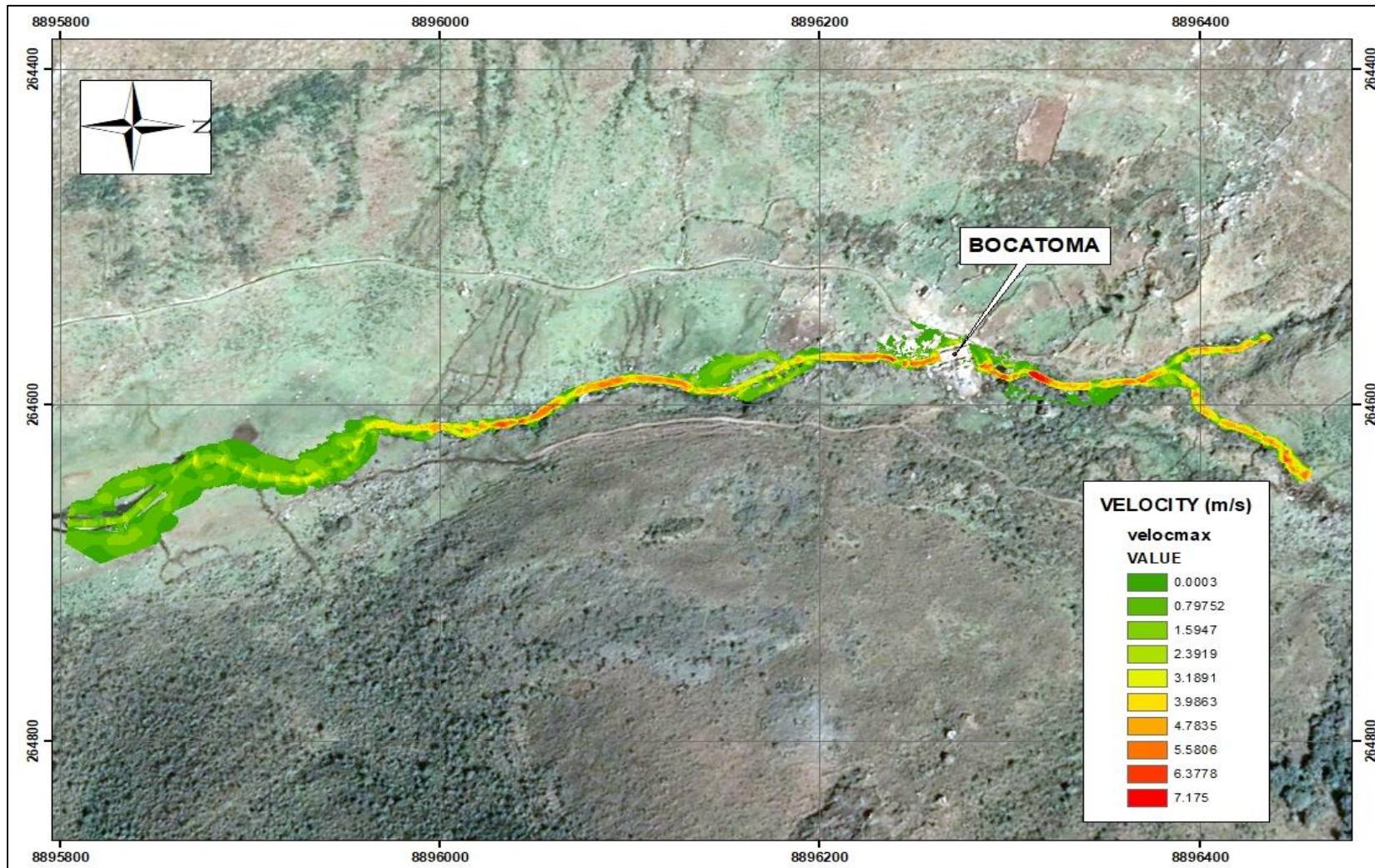


Figura 52: Mapa de Velocidades para un Tr = 50 años

4.2.2. Modelamiento hidráulico de la Bocatoma tipo Tirolesa

a. Mapa de Calado (Tirante), para un $Tr = 50$ años

En este punto del estudio se realizó un modelamiento hidráulico únicamente de la Bocatoma, a diferencia del modelamiento del río Santa Rosa, éste es conformado por una malla Estructurada, y se crearon capas para simular la existencia de los muros de encausamiento, con el fin de verificar el correcto funcionamiento de la Bocatoma.

Para el funcionamiento de la rejilla de captación ubicado en el barraje se crearon las condiciones de *Sumideros* por medio de la herramienta “*Datos – Hidrodinámica – Fuentes y Sumideros*”. Debido a que la condición de sumidero es representada por un punto, se tuvo que crear 10 und de ésta con un caudal de 35 l/s cada uno, con el fin de que cumpla con el caudal de diseño (caudal de captación) de la Bocatoma tipo tirolesa, es decir 350 l/s ó 0.35 m³/s.

De esta manera se verifica que el calado máximo de la Bocatoma para un análisis de tormenta con un caudal pico de 10.8 m³/s y $Tr = 50$ años es de 1.748 m, dicha medición está ubicado antes del barraje. El calado mínimo se presenta en la caída luego de que el flujo rebasa el barraje, debido a que la pendiente es muy pronunciada la velocidad del agua aumenta y por ende el tirante disminuye midiendo 0.203 m. Para ambos casos el calado máximo y mínimo de la bocatoma está acorde a los resultados del modelamiento general del tramo del río Santa Rosa.

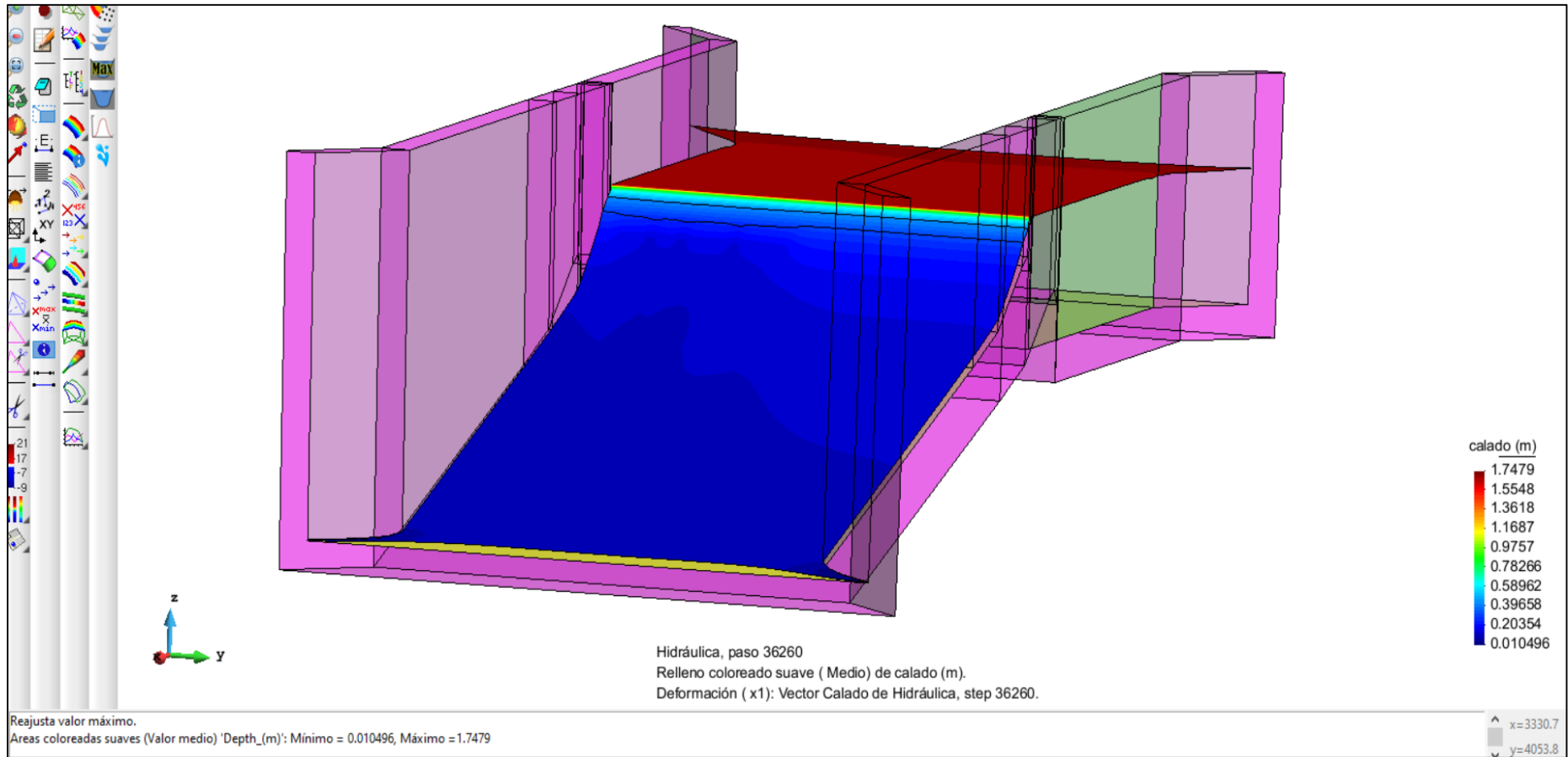


Figura 53: Máximo Calado (m) de la Bocatoma tipo Tirolesa con IBER. Máx. calado = 1.748 m

b. Mapa de Máxima Velocidad (m/s), para un $T_r = 50$ años

Los resultados de las velocidades del flujo en la Bocatoma se presenta en la Figura 52, donde se puede observar que la mínima velocidad está ubicada antes del barraje, donde el agua es almacenada y la velocidad del flujo es de 0.327 m/s. Por otro lado, la máxima velocidad se da luego de pasar por el barraje, donde la velocidad del flujo aumente en la caída, resultando una velocidad de 7.086 m/s, estos valores coinciden con el modelamiento realizado de manera general de un tramo del río Santa Rosa.

Es importante mencionar que las velocidades calculadas son para un análisis de tormenta con un caudal de 10.8 m³/s y $T_r = 50$ años, donde la velocidad mínima se da porque el flujo prácticamente está en reposo antes del barraje, siendo éste un flujo subcrítico (Froude = 0.1057). Caso contrario sucede en la caída, donde el flujo se convierte en un flujo supercrítico (Froude = 7.177), debido a que la pendiente aumenta considerablemente. La rugosidad también afecta a los resultados de la velocidad del flujo, para este caso se utilizó un coeficiente de rugosidad de 0.014, siendo este valor característico del material de concreto.

En la condición de sumideros se observa ligeros cambios de velocidad del flujo, debido a que esa zona representa la rejilla de captación, donde el agua cae verticalmente por gravedad, para así derivarlo al desarenador.

En las figuras 56 y 57 se hace una comparación del modelo con una foto del funcionamiento real de la bocatoma, donde se verifica el comportamiento físico similar del flujo

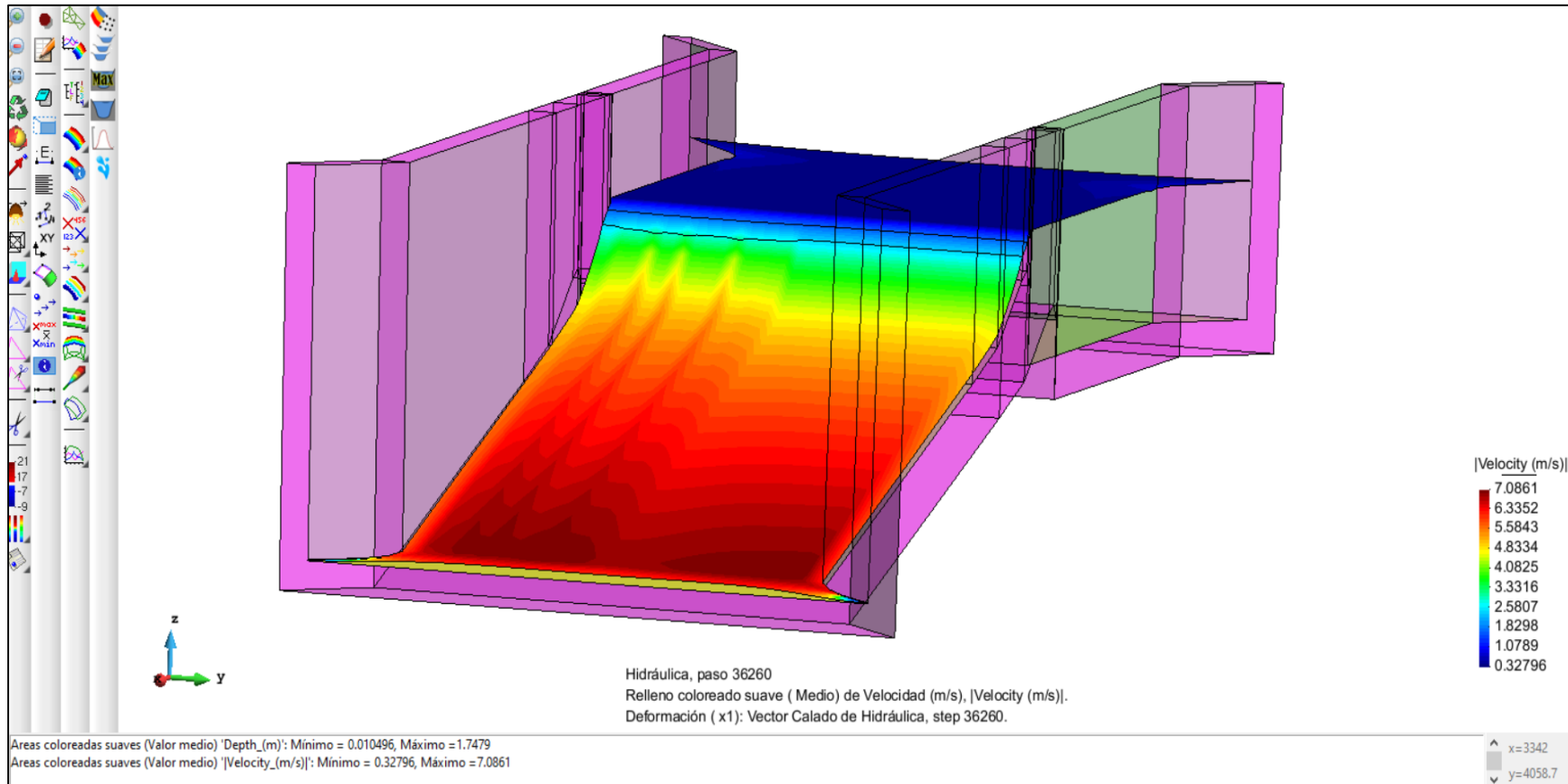


Figura 54: Máximas velocidades (m/s) del funcionamiento de la Bocatoma Tr=50 años. IBER. Máx. Velocidad = 7.086 m/s



Figura 55: Fotografía de Bocatoma tipo tirolesa construida en funcionamiento

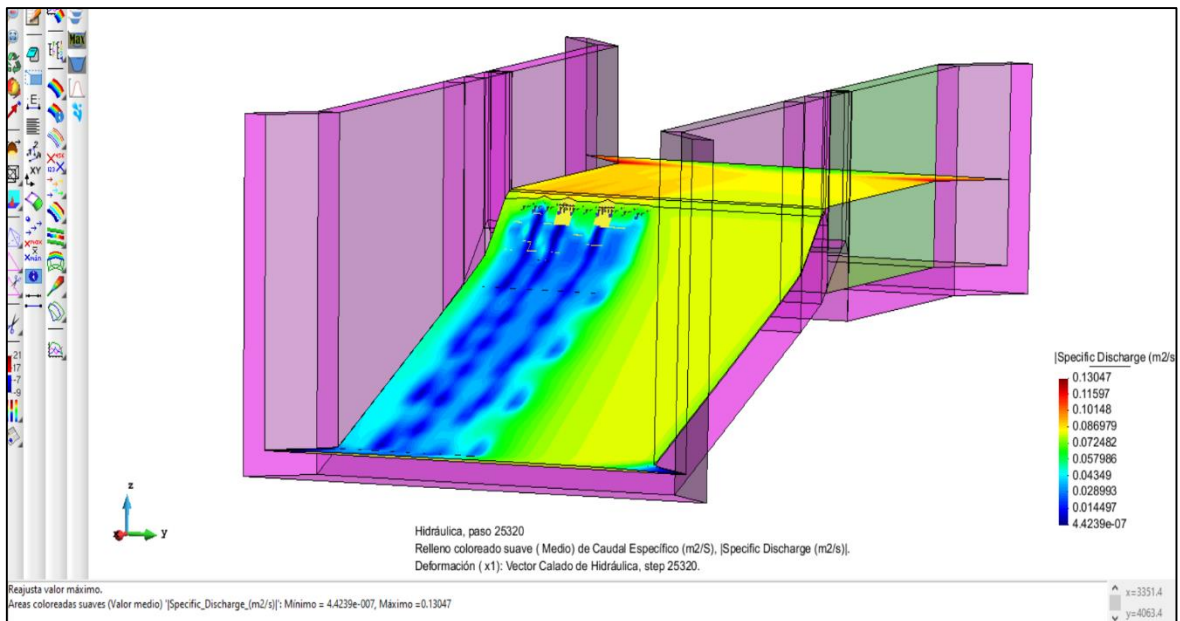


Figura 56: Simulación bidimensional con IBER, de bocatoma tipo tirolesa. Vista de caudal específico (m²/s)

V. CONCLUSIONES

- Se obtuvo un hidrograma de diseño para un TR=50 años por medio del modelo hidrológico HEC-HMS de la cuenca del río Santa Rosa, obteniendo un caudal pico de 10.8 m³/s. y un tiempo de simulación de 24 horas.
- Se efectuó dos modelamientos hidráulicos:
 - El primero, el tramo del río Santa Rosa (400m aguas arriba y 500m aguas debajo de la bocatoma), incluido la Bocatoma y verificar la existencia de algún desborde.
 - La segunda, un modelamiento hidráulico bidimensional solo de la Bocatoma tipo tirolesa, para simular el paso del agua sobre la Bocatoma en funcionamiento, usando la condición de borde de un hidrograma sintético con un TR=50 años y un caudal máximo de 10.8 m³/s.
 - Para la simulación de la captación de agua por medio de una rejilla ubicada en el barraje, se puso la condición de “sumidero” en el software IBER, asignando un caudal de captación de 350 l/s. Para asemejar la rejilla se puso 10 sumideros, distribuyendo el caudal de captación de 35 l/s para cada una de ellas.
- El modelamiento hidráulico permitió identificar que no existe desborde en la Bocatoma ni en el tramo de análisis, para una avenida con periodo de retorno de 50 años.
- Para el modelamiento del tramo del río Santa Rosa, se consideró dos condiciones de borde de entrada a 400m aguas arriba de la ubicación de la bocatoma, debido que existen dos quebradas que conforman el río mencionado, asignando dos hidrogramas sintéticos ambos

- con un TR=50 años y caudales máximos de 7.10 m³/s y 3.70 m³/s. Respecto la condición de contorno de salida, se asignó 500 m aguas abajo de la Bocatoma.
- Los resultados del modelo 2D proporcionan los tirantes, velocidades, número de Froude y caudal específico.
- Del diseño hidráulico se concluye que la Bocatoma será capaz de captar 350 l/s en época de estiaje, así como también en avenidas máximas, además, los muros de encausamiento de la Bocatoma trabajarán de manera adecuada en ambos casos.
- La geometría del cauce del río ha sido generada en base a la topografía de la zona de estudio en un tramo de 1.0 km ubicado en la localidad de Santa Rosa el cual pertenece al distrito de Aquia, provincia de Bolognesi, departamento de Ancash.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda ampliar la información topográfica en ambos márgenes del río Santa Rosa, con la finalidad de evitar acumulaciones de agua debido a limitaciones al generar el modelo digital de elevación (DEM).
- En la modelación bidimensional se recomienda buscar el tamaño de celda adecuada, según precisión del modelo digital del terreno disponible. Ya que se presentaron problemas en la generación de la malla no estructurada, puntualmente en las cuadrículas ubicadas en el límite del terreno.
- En cuanto al modelamiento hidrológico se recomienda la implementación de estaciones pluviométricas e hidrométricas automáticas, de tal forma que se pueda trabajar con más información y mayor precisión de registros horarios de precipitaciones y caudales, puesto que no existe mucha información libre en la zona.
- Se recomienda la instalación de una regla a escala limnimétrica en la Bocatoma, para poder obtener datos de caudales horarios para generar la curva Altura – Caudal, el cual servirá para validar el modelo hidráulico e hidrológico.
- Se recomienda el mantenimiento y limpieza constante de la Bocatoma, para que la rejilla de captación no sea obstruida por ramas o restos orgánicos provenientes del río, de esta manera mantenga el caudal de captación constante de 350 lps.
- Se sugiere una evaluación donde se demuestre que los resultados son diferentes entre el Tránsito Hidráulico y Tránsito Hidrológico.

- Se recomienda incluir este tipo de simulación en los estudios a nivel de Expedientes Técnicos en este tipo de proyectos, ya que nos permitirá mejorar y optimizar el diseño de una Bocatoma tipo Tirolesa.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- Alfaro Gonzales, M. (1981). Diseño de una Bocatoma, Caso: Bocatoma de Bocanegra. (Tesis de Grado). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. 128 pp.
- Aparicio, F.J. (1996). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa S.A. de C.V.
- Autoridad Nacional del Agua (ANA). (2010). Estudio de Máximas Avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico. Lima, Perú. 185 pp.
- Chow, V.T.; Maidment, D. y Mays, L. (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. Trad. Santa Fe de Bogotá. Colombia.
- Chow, V.T.; Maidment, D. y Mays, L. (1994). Hidrología Aplicada. Trad. Santa Fe de Bogotá. Colombia.
- Corcho Romero, F.H.; Duque Serna, J.I. (1997). Acueductos. Teoría y Diseño. (2da ed.).
- Hurtado, M. E. (2017). Modelamiento Hidráulico Bidimensional del Río Rímac en el sector de Huachipa. Tramo KM 27+450 al KM. 28+525. Lima, Perú.
- IBER. (2015). Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. España: Manual de Referencia Hidráulico IBER.
- Jáuregui, J.B. (2019). Diseño Hidráulico de una Bocatoma en el Río Mayobamba para el mejoramiento del sistema de Irrigación CCECC, Ishua y Huaycahuacho. Lima, Perú.
- Krochin, S. (1982). Diseño Hidráulico. (2da ed.). Editorial Universitaria. 372 pp.

- Llamas, J. (1993). Hidrología general. Principios y Aplicaciones. Universidad del País Vasco. Quebec. Canadá.
- Lobo Reyes, E. (2019). Curso Taller Cálculo Hidráulico de Áreas de Inundación de Ríos con IBER.
- Lobo Reyes, E. (2017). Estudio Hidrológico e Hidráulico para la identificación de la vulnerabilidad a desbordes de la cuenca baja del Río Coata – Puno. Lima, Perú.
- Mansen Valderrama, A. (2010) Diseño de bocatomas, Apuntes de Clase. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento Académico de Hidráulica e Hidrología.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). (2008). Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Perú.
- Programa Nacional de Riego (2002). Criterios de diseño y construcción de Obras de captación para Riego – Tomas Tirolesas. (2da ed.). Proagro GTZ. Cochabamba, Bolivia.
- Rocha Felices, A (2003). Hidráulica de Tuberías y Canales. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Rosell Calderón, C. (1993). Irrigación. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima, Perú.
- SENAMHI. (2002). Estudio del Impacto Hidrológico de los eventos El Niño / La Niña – Cuencas de los ríos Mala, Lurín, Rímac, Chillón, Chancay – Huaral, Huaura y Pativilca. Perú.
- Sierra, L.H. (2018). Modelamiento Hidráulico Bidimensional de un tramo del río Pativilca, en flujo no permanente. Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú.
- Soil Conservation Service (SCS). (1972). National Engineering Handbook. Section 4 Hydrology. SCS. U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

Suárez Díaz, J. (1992). Control de Erosión en zonas tropicales, Bucaramanga – Colombia.

Villaseñor, C.T. (1978). Proyecto de obras hidráulicas. México: UACH.

Villela, S.; Mattos, A. (1975). Hidrología Estadística Aplicada. Sao Paulo, Brasil: Editorial McGraw-Hill.

Villón, M. (1985). Hidrología. (2da ed.). Lima, Perú: Horizonte Latinoamericano.

Villón, M. (2005). Diseño de Estructuras Hidráulicas. (2da ed.). Lima, Perú: Editorial Villón.

Villota, H. (1991). Geomorfología aplicada a levantamientos edafológicos y zonificación física de tierras, Instituto Geográfico Agustín Codazzi, Subdirección de Docencia e investigación. Bogotá, Colombia.

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Registro de precipitaciones máximas de 24 horas por estación existente en la cuenca de Pativilca

Año	Estación				
	Paramonga	Ocros	Gorgor	Aco	Chiquian
1964				8.8	20.4
1965		0.7		23.2	41.3
1966		2.4		12.1	18.9
1967		25.5		13.1	30.6
1968		14.5		14.1	22
1969		29.4		9.1	20
1970	0.5	48.7		28	20.6
1971	0.4	20.9		8.8	29.2
1972	0	24.7		29.9	18.3
1973	0	25		10.7	23
1974	0	16.2		15.2	21
1975	0	32.8		19.2	25.5
1976	0	15.2		13.2	30
1977	0	21.4		15.5	15.5
1978	0	13.4		7.8	25.5
1979	0	15.8		16.2	23
1980	0	20.6	23.1	14	29
1981	0	24	34.9	15	38.2
1982	0	13.5	22.1	9.1	30
1983	0	28.7	20.1	21.9	24.2
1984		25	32	10	54
1985	0.7	20.3	30.1	12.1	26
1986	0	12.4	18.6	12.2	18.3
1987	0.6	16.3	16.1	4.3	24.1
1988	1.3	13.2	19.2		29
1989	0	21.1	29.2		21
1990	0.8	17.5	11.5		18.5
1991	4.6	22.4	16.2		19.5

«continuación»

1982	0	13.5	22.1	9.1	30
1983	0	28.7	20.1	21.9	24.2
1984		25	32	10	54
1985	0.7	20.3	30.1	12.1	26
1986	0	12.4	18.6	12.2	18.3
1987	0.6	16.3	16.1	4.3	24.1
1988	1.3	13.2	19.2		29
1989	0	21.1	29.2		21
1990	0.8	17.5	11.5		18.5
1991	4.6	22.4	16.2		19.5
1992	0.5	8.4	22.3		16.7
1993	0.5	30.5	18.2		29.1
1994	0.6	10.2	21.7		22.4
1995	0.3	18.7	30.7		23
1996	0.4	25.9	19.8		24
1997	12	19.3	24.5		20
1998	14	22.2	48.9		24
1999	4.37	20.2	19.8		18
2000	1	15.5	23.8		16.6
2001	6.8	19.5	33.3		28
2002	0.4	18.8	22.3		14.5
2003	1	12.7	19.9		11.5
2004	0.9	25.7	16.9		15.5
2005	2.6	10.7	9.9		12
2006	2.7	19	9.1		12
2007	1.5	14.5	15.7		15.5
2008	2.8	19.4	12.5		14
2009		39	21.1		12
2010		18.7	22.5		6.3
2011		15.2	21.2		
2012		17.5	23		20
2013		15.3	48		12
2014	0.6	15	18.2		20
2015		41.6	11.5		15.5
2016		29.1	8.3		16
2017		37.2	7.2		41.5
2018					28.8
2019					29
2020					25.6
MAX	14	48.7	48.9	29.9	54
DESV	3.1	8.9	9.3	6.3	8.4
MEDIA	1.6	20.4	21.7	14.3	22.5

Anexo 2: Registro histórico 1964 – 2019 de Precipitación máxima de 24 h. - Estación meteorológica de Chiquian

Año	Registro Histórico 1964 - 2019. Estación Meteorológica Chiquian - pp máxima de 24 h.											
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1964		19	13.9	10.1	20.4	0	0	0	3.6	13.4	13	11.1
1965	12.2	29.9	18.6	11.8	1.8	1.2	3	2.8	8.9	10.6	9.2	41.3
1966	17.4	14.2	10.6	13.6	3.3	0	0	0.2	3	18.9	9.6	12.7
1967	16.3	23.8	30.6	7.7	8.3	1.7	5.8	7.2	8.8	22.3	5.6	9
1968	19.1	14.8	21.6	6.5	4.8	4.3					22	4.4
1969	13.8		20	14.1	0.5	0.5	1.5	0.4	2.5	14.3	18.6	17
1970	20.6	19.7	18.6	20.5	12.1	4	0.4	2.4	16.6	18	19.6	18.9
1971	14	27.1	17	14.4	4.1	0.5	0	20.4	17	9.9	6.9	29.2
1972	12.3	18.3										14.5
1973	22	18.8	15.6	14.4	7	0	0	4	12	15.4	23	13.8
1974	21	16.6	13.2	8	0	4	0	0	0	0	0	0
1975	25.5	17	20.6	10	9	5	0	7	6	4	16	10
1976	30	19	15	6.7	0	9.5	4	0	4	0	0	10
1977	10	14	15.5	4	4.3	0	2	0	10	8.4	10	14
1978	10	25.5	11	11	0	0	7	4	7.4	6	10	21
1979	12	23	23	11	0	0	0	0	0	3.9	0	0
1980	7	0	10	0	0	0	0	0	0	3	29	15
1981	19.4	27	20.2	22	0	0	0	20	0	30.2	38.2	15
1982	20	30	8.2	0	0	0	0	0	0	15.6	14.2	8.2
1983	24.2	18.2	0	0	0	18.2	0	0	0	0	12	16.2
1984	45.4	54	30		0	10	0	0	0	0	12	24
1985	26		8.2	10.2	0	0	0	0	0	0		
1986									5	2	16	18.3
1987	24.1	23.3	22	8.7	6.3	0	3	2		4	8.5	
1988	16.6	22.5	29	21.1	8.9	0.5	0	1	3.5	7.3	8	10.2
1989	21	16.2	8.6	8	5.2	0	0	0	1.6	8.8	11.5	12.4
1990	14.5	7.8	16.5	11	4	0	2	0	6.2	18.5	9.4	12.6
1991	10.2	13.9	18.7	10.6	19.5	0	0	2.5	8.8	9.7	8.4	9.9
1992	4.2	14	15.6	16.7	5.4	5	0	12	0	8	10	7
1993	14.6	21	29.1	28	10.2	0	4.5	6	3.5	12	16.8	8.2
1994	15.8	19.3	22.4	18.8	6.5	0	0	2.5	7	2.5	7.2	13.4
1995	15.2	20.5	12.5	16.5	6	2.5	0	0	2.8	6.5	23	18.5
1996	15	24	20	14.5	4	0	0	1.5	1.5	9	9.6	16
1997	11.5	20	8.5	14.5	3.5	0	0	2.8	10.5	11	12.2	20
1998	22.7	24	19.7	12.4	5	0	0	0	6.5	13.5	6.5	16
1999	14	18	14.5	8.5	6.5	3.2	0	0	5.5	6.5	9	16.5
2000	11	16.6	10.5	6.5	8	0	0	12	14.5	12	12.5	12

«continuación»

2001	13	15	14	10	5	0	2.5	0	8	28	17	12.5
2002	11.5	14	14.5	10	6.5	0	0	0	9	13	10.5	10
2003	10.5	10	11.5	8.5	2.5	0	0	0	0	6	6.1	10.4
2004	8.5	10.2	12	10.5	0	3	0	0	15	8	15.5	9.5
2005	7	10.5	10.5	9	3	0	0	2.5	0	10	8	12
2006	10.4	12	10.3	12	3	4.5	0	0	4.5	6.5	8	10
2007	8.5	5	11.5	15.5	7	0	0	0	0	8	4.2	5.2
2008	14	10.5	7.2	5	1	0	0	0	2	5	4.5	5
2009	7.5	9.2	10.2	12	6	0	0	0	0	3.5	5	6.3
2010	6	6.3	6									
2012	8	10.5	19	10	8	0	0	0	7	3.5	6.5	20
2013		12	10.5	6.5	3.5	0	0	0	3	10	7.5	10.5
2014	12	13	20	7	8.2	0	0	0	0	0	0	14.2
2015	14.2	6	15.5	12	7	0	0	0	0	0	8	10
2016	4	15	15	16	0	0	0	0	4	5.2	0	10
2017	14.3	19.2	41.5	11.5	17.3	3.1	29	26.7	28.3	27.8	28.4	26.4
2018	25.6	26	25.9	26.9	26.8	26.3	27	28	28	28.8	27	28.4
2019	29	25	25	25.9	28	28.9	26.4	25.8	26	26.8	25.8	24

Anexo 3: Estación Chiquian

Kolmogorov-Smirnov test for: All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	47.77%	0.11457
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	53.63%	0.10953
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.17%	0.05909
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.04%	0.05981
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	41.96%	0.11988
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	41.80%	0.12003
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.53%	0.06975
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	84.34%	0.08373
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.40%	0.05758
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.37%	0.05777
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	44.46%	0.11755
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	6.45%	0.17831
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	53.95%	0.10925
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.74%	0.0542
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	80.87%	0.08697
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.19%	0.25373
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.69%	0.05475
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.02%	0.07382
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.75%	0.05398
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	59.51%	0.10466
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	6.95%	0.17637
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	54.33%	0.10894
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	28.84%	0.13381
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.46%	0.08162
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	19.78%	0.14633
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.78%	0.07798
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	23.00%	0.14146

Anexo 4: Estación Chiquian

All data - T(Max)= 10.0000	Value
Normal	33.1133
Normal (L-Moments)	32.4552
LogNormal	33.347
Galton	33.1845
Exponential	33.2855
Exponential (L-Moments)	33.8994
Gamma	33.5413
Pearson III	33.5498
Log Pearson III	33.1369
EV1-Max (Gumbel)	33.3058
EV2-Max	31.3612
EV1-Min (Gumbel)	31.6336
EV3-Min (Weibull)	33.3823
GEV-Max	33.063
GEV-Min	33.716
Pareto	34.0248
GEV-Max (L-Moments)	33.0512
GEV-Min (L-Moments)	33.5625
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	33.0714
EV2-Max (L-Moments)	32.5012
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	31.4359
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	32.5809
Pareto (L-Moments)	34.1756
GEV-Max (kappa specified)	32.2471
GEV-Min (kappa specified)	32.6151
GEV-Max (kappa specified)	32.8867
GEV-Min (kappa specified)	32.0295

All data - T(Max)= 20.0000	Value
Normal	36.0869
Normal (L-Moments)	35.2422
LogNormal	37.8784
Galton	38.0543
Exponential	38.9587
Exponential (L-Moments)	39.8994
Gamma	37.5496
Pearson III	38.5478
Log Pearson III	38.0516
EV1-Max (Gumbel)	37.9013
EV2-Max	36.8132
EV1-Min (Gumbel)	33.3136
EV3-Min (Weibull)	36.4211
GEV-Max	37.9312
GEV-Min	38.7376
Pareto	39.1961
GEV-Max (L-Moments)	37.9392
GEV-Min (L-Moments)	38.0068
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	37.5661
EV2-Max (L-Moments)	38.9805
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	33.0791
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	35.3161
Pareto (L-Moments)	38.0937
GEV-Max (kappa specified)	37.5674
GEV-Min (kappa specified)	34.8919
GEV-Max (kappa specified)	38.5606
GEV-Min (kappa specified)	34.1729

All data - T(Max)= 50.0000	Value
Normal	39.4336
Normal (L-Moments)	38.379
LogNormal	43.719
Galton	44.5347
Exponential	46.4584
Exponential (L-Moments)	47.8309
Gamma	42.4125
Pearson III	44.9435
Log Pearson III	44.6906
EV1-Max (Gumbel)	43.8497
EV2-Max	45.3011
EV1-Min (Gumbel)	35.0173
EV3-Min (Weibull)	39.7854
GEV-Max	44.4871
GEV-Min	45.0494
Pareto	45.426
GEV-Max (L-Moments)	44.5389
GEV-Min (L-Moments)	43.4182
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	43.384
EV2-Max (L-Moments)	49.3217
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	34.7454
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	38.3244
Pareto (L-Moments)	42.0891
GEV-Max (kappa specified)	45.3647
GEV-Min (kappa specified)	37.2944
GEV-Max (kappa specified)	46.8762
GEV-Min (kappa specified)	36.4346

All data - T(Max)= 100.000	Value
Normal	41.6648
Normal (L-Moments)	40.4701
LogNormal	48.105
Galton	49.5383
Exponential	52.1317
Exponential (L-Moments)	53.8308
Gamma	45.8653
Pearson III	49.6725
Log Pearson III	49.9014
EV1-Max (Gumbel)	48.3072
EV2-Max	52.9212
EV1-Min (Gumbel)	36.0587
EV3-Min (Weibull)	41.9931
GEV-Max	49.5954
GEV-Min	49.6357
Pareto	49.7191
GEV-Max (L-Moments)	49.6943
GEV-Min (L-Moments)	47.2515
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	47.7436
EV2-Max (L-Moments)	58.8323
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	35.764
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	40.2881
Pareto (L-Moments)	44.4132
GEV-Max (kappa specified)	51.9651
GEV-Min (kappa specified)	38.8111
GEV-Max (kappa specified)	53.9153
GEV-Min (kappa specified)	37.8623

All data - T(Max)= 500.	Value
Normal	46.1812
Normal (L-Moments)	44.7033
LogNormal	58.3764
Galton	61.6683
Exponential	65.3046
Exponential (L-Moments)	67.7623
Gamma	53.3821
Pearson III	60.4137
Log Pearson III	62.8596
EV1-Max (Gumbel)	58.6077
EV2-Max	75.7984
EV1-Min (Gumbel)	37.9722
EV3-Min (Weibull)	46.3737
GEV-Max	62.0751
GEV-Min	59.8171
Pareto	58.4549
GEV-Max (L-Moments)	62.3346
GEV-Min (L-Moments)	55.5243
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	57.8182
EV2-Max (L-Moments)	88.425
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	37.6355
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	44.1623
Pareto (L-Moments)	48.1619
GEV-Max (kappa specified)	70.141
GEV-Min (kappa specified)	41.6964
GEV-Max (kappa specified)	73.2993
GEV-Min (kappa specified)	40.5785

Anexo 5: Tabla de Distribución de lluvia SCS y Tabla de Tormenta de lluvia

Duración de Precipitación Horas	TIPO I	TIPO IA	TIPO II	TIPO III
1	0.018	0.025	0.011	0.010
2	0.035	0.050	0.022	0.020
3	0.056	0.083	0.035	0.032
4	0.076	0.116	0.048	0.043
5	0.101	0.161	0.064	0.058
6	0.125	0.206	0.080	0.072
7	0.156	0.268	0.098	0.089
8	0.194	0.425	0.120	0.115
9	0.254	0.520	0.147	0.148
10	0.515	0.577	0.181	0.189
11	0.624	0.624	0.235	0.250
12	0.682	0.664	0.663	0.500
13	0.727	0.701	0.772	0.751
14	0.767	0.736	0.820	0.811
15	0.799	0.768	0.850	0.849
16	0.830	0.800	0.880	0.886
17	0.854	0.827	0.898	0.904
18	0.878	0.853	0.916	0.922
19	0.902	0.880	0.934	0.939
20	0.926	0.906	0.952	0.957
21	0.945	0.930	0.964	0.968
22	0.963	0.953	0.976	0.979
23	0.982	0.977	0.988	0.989
24	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabla de distribución, para este caso, se trabajó con el Tipo I.

TIPO I					
PR 10	PR 20	PR 50	PR 100	PR 500	PR 1000
0.65	0.74	0.86	0.94	1.14	1.23
1.31	1.49	1.72	1.89	2.29	2.46
2.07	2.36	2.72	2.99	3.63	3.90
2.84	3.23	3.73	4.10	4.97	5.34
3.76	4.27	4.93	5.42	6.57	7.06
4.67	5.31	6.13	6.74	8.17	8.78
5.83	6.62	7.65	8.42	10.19	10.96
7.25	8.24	9.51	10.47	12.67	13.62
9.49	10.78	12.45	13.70	16.59	17.84
19.25	21.86	25.25	27.78	33.65	36.17
23.32	26.49	30.59	33.66	40.77	43.82
25.49	28.95	33.43	36.79	44.56	47.90
27.17	30.86	35.64	39.22	47.50	51.06
28.66	32.56	37.60	41.38	50.11	53.87
29.84	33.90	39.15	43.08	52.17	56.08
31.02	35.23	40.69	44.78	54.23	58.29
31.91	36.25	41.87	46.07	55.80	59.98
32.81	37.27	43.04	47.37	57.36	61.66
33.71	38.29	44.22	48.66	58.93	63.35
34.61	39.31	45.40	49.96	60.50	65.03
35.30	40.09	46.30	50.96	61.71	66.33
35.99	40.88	47.21	51.95	62.92	67.63
36.68	41.66	48.12	52.95	64.13	68.93
37.37	42.45	49.02	53.95	65.33	70.23

Tabla de Tormenta de lluvia, con Tr=50 años.

Anexo 6: Panel Fotográfico en la zona de estudio



Figura 57: Vista panorámica de la Bocatoma tipo tirolesa, construida y en funcionamiento



Figura 58: Vista aguas arriba de la Bocatoma tipo tirolesa, en funcionamiento



Figura 59: Vista aguas abajo de Bocatoma tipo tirolesa en funcionamiento



Figura 60: Barraje y rejilla de captación de Bocatoma, sin funcionamiento



Figura 61: Toma directa, vista antes de la construcción de la Bocatoma tipo tirolesa



Figura 62: Aguas abajo de la bocatoma tipo tirolesa



Figura 63: Vista general del río Santa Rosa, aguas abajo de la Bocatoma tipo tirolesa, en esta fotografía se puede apreciar el tramo el cual se realizó el modelamiento hidráulico



Figura 64: Salida de captación de la Bocatoma hacia el desarenador



Figura 65: Confluencia de quebradas, el cual conforman el río Santa Rosa en un cauce común. Parte derecha de la Fotografía es la quebrada denominada Subcuenca Isoccocha y el lado izquierda Subcuenca del Pastoruri



Figura 66: Levantamiento topográfico aguas arriba del Río Santa Rosa



Figura 67: Vista aguas arriba del río Santa Rosa, tramo donde se realizó el modelamiento hidráulico bidimensional del presente estudio