

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELACIÓN HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL DE LA
BOCATOMA DEL RÍO LLULLÁN, DISTRITO CARAZ,
PROVINCIA HUAYLAS, REGIÓN ANCASH”**

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

IVAN MANUEL TRUJILLO LEIVA

LIMA – PERÚ

2022

Document Information

Analyzed document	TESIS_IVAN_MANUEL_TRUJILLO_LEIVA_14.12.2022.docx (D153435405)
Submitted	12/15/2022 1:21:00 AM
Submitted by	Ricardo Apacla Nalvarte
Submitter email	rapacla@lamolina.edu.pe
Similarity	15%
Analysis address	rapacla.unalm@analysis.orkund.com

Sources included in the report

SA	Universidad Nacional Agraria La Molina / Tesis_FRANKPALOMINO.docx Document Tesis_FRANKPALOMINO.docx (D141991740) Submitted by: rapacla@lamolina.edu.pe Receiver: rapacla.unalm@analysis.orkund.com	 27
W	URL: https://repositorio.lamolina.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12996/3366/lobo-reyes-erik-vladimi... Fetched: 9/1/2022 6:14:43 PM	 2
SA	BORRADOR DE TESISTrujillo.pdf Document BORRADOR DE TESISTrujillo.pdf (D121344796)	 1
SA	Proyecto de grado_Carlos_Cortes.pdf Document Proyecto de grado_Carlos_Cortes.pdf (D109541287)	 4
SA	TESIS FINAL REVISION -DAVID GUZMAN.docx Document TESIS FINAL REVISION -DAVID GUZMAN.docx (D135724614)	 4
SA	TESIS-SEQUEIROS Y FARFAN.pdf Document TESIS-SEQUEIROS Y FARFAN.pdf (D55357867)	 3
SA	Tesis Moya .pdf Document Tesis Moya .pdf (D140268307)	 2
SA	2A_ROQUE TAPIA_GISELA MERCEDES_TITULO.docx Document 2A_ROQUE TAPIA_GISELA MERCEDES_TITULO.docx (D112832319)	 4
SA	5205 taype_lo_.pdf Document 5205 taype_lo_.pdf (D32711568)	 6
SA	TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra.docx Document TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra.docx (D109836523)	 7

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“MODELACIÓN HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL DE LA BOCATOMA DEL
RÍO LLULLÁN, DISTRITO CARAZ, PROVINCIA HUAYLAS, REGIÓN
ANCASH”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. IVAN MANUEL TRUJILLO LEIVA

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. TERESA OLINDA VELÁSQUEZ BEJARANO
Presidente

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE
Asesor

Mg. Sc. CAYO LEONIDAS RAMOS TAIPE
Miembro

Mg. Sc. MIGUEL ÁNGEL SÁNCHEZ DELGADO
Miembro

LIMA – PERU

2022

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios, quien me dio la vida y me permitió llegar a este momento tan importante en mi formación profesional.

A mis padres, Martín Trujillo Rosales y Jacinta Leiva Blas, por su trabajo y sacrificio durante todos estos años, en especial a mi madre, porque ella fue el principal pilar de mi vida y siempre me mostró su amor y apoyo incondicional. A mi hermana por estar siempre presente en los momentos más importantes y brindarme apoyo moral en las peores etapas de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por estar siempre conmigo, no solo en esta etapa tan importante de mi vida, sino también siempre, ofreciendo y buscando lo mejor para mí.

A mis padres por ser los más importantes iniciadores de mis sueños, quienes día a día confían y creen en mí y en mis expectativas; gracias a mi madre por estar dispuesta a participar en este largo y agotador proceso de aprendizaje, a mi padre por querer y desear siempre lo mejor en mi vida.

Quisiera agradecer a mi tía Bernardina Leiva Blas por su confianza y apoyo incondicional no solo en mi desarrollo profesional sino también en mi corta vida.

A mi pareja, Alicia Guadalupe Palomino Jayo, por estar a mi lado en los peores y mejores momentos y brindarme su apoyo incondicional.

A mi alma mater, la Universidad Nacional Agraria de La Molina, por darme la oportunidad de formarme allí, en especial a la Facultad de Ingeniería Agrícola y sus docentes quienes compartieron sus conocimientos conmigo durante mi vida universitaria.

A mi asesor, el ingeniero Ricardo Apaclla Nalvarte, por cada detalle y momento dedicado a aclarar las dudas surgidas, por la caridad y precisión con que impartió cada clase y lección. Gracias por enseñarme tan bien y permitirme desarrollar esta tesis.

Gracias por su amor y amistad incondicional con todos los que han estado presentes durante todo o la mayor parte de esta investigación y desarrollo.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.1.1. Objetivo general	2
1.1.2. Objetivos específicos	2
II. REVISIÓN DE LITERATURA	3
2.1. MODELO NUMÉRICO	3
2.1.1. Modelos matemáticos unidimensionales	3
2.1.2. Modelos matemáticos bidimensionales	3
2.2. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA	4
2.2.1. Modelo ráster.....	4
2.2.2. Modelo vectorial.....	4
2.3. HIDROLOGÍA.....	5
2.3.1. Ciclo hidrológico	5
2.4. CUENCA HIDROGRÁFICA.....	7
2.4.1. Delimitación de una Cuenca	7
2.4.2. Parámetros de una Cuenca	7
2.5. PRECIPITACIÓN.....	10
2.5.1. Prueba de datos dudosos	11
2.5.2. Periodo de retorno (T).....	12
2.5.3. Distribución de probabilidades	14
2.5.4. Prueba de bondad de ajuste	18
2.5.5. Corrección de la precipitación máxima	19
2.6. ANÁLISIS DE TORMENTAS.....	19
2.6.1. Curva I-D-F.....	20
2.6.2. Hietograma	23
2.7. INFLUENCIA DE PRECIPITACIÓN SOBRE UNA CUENCA	23
2.7.1. Método del polígono de Thiessen.....	24
2.7.2. Método de Isoyetas	24
2.8. INFILTRACIÓN.....	25

2.8.1. Método SCS para abstracciones	25
2.9. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	29
2.9.1. Método de Kirpich	29
2.9.2. Método de California	29
2.9.3. Método del SCS	29
2.10. RELACIÓN Y MODELOS PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA	30
2.10.1. Hidrograma unitario sintético de Snyder	30
2.10.2. Hidrograma unitario sintético del SCS	32
2.11. MÁXIMAS AVENIDAS	34
2.11.1. Tránsito de avenidas en cauces naturales	34
2.11.2. Tránsito hidrológico en ríos – método de Muskingum	35
2.12. MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS	36
2.12.1. Componentes del Hec-Hms	37
2.13. CLASIFICACIÓN DE FLUJO	38
2.13.1. Flujo permanente	38
2.13.2. Flujo no permanente	39
2.14. NÚMERO DE FROUDE	39
2.15. TIPOS DE FLUJO SEGÚN EL NÚMERO DE FROUDE	39
2.15.1. Flujo subcrítico	40
2.15.2. Flujo crítico	40
2.15.3. Flujo supercrítico	40
2.16. ESTADOS DE FLUJO	40
2.16.1. Flujo laminar	40
2.16.2. Flujo turbulento	41
2.16.3. Flujo transicional	41
2.17. HIDRÁULICA FLUVIAL	41
2.17.1. Dinámica fluvial	41
2.17.2. Morfología fluvial	42
2.17.3. Clasificación morfológica de ríos	43
2.18. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD MANNING	44
2.19. BOCATOMA	47
2.19.1. Bocatoma directa	47
2.19.2. Bocatoma convencional	47
2.20. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA CONVENCIONAL	48

2.20.1. Diseño de ventana captación	49
2.20.2. Diseño de presa derivadora	50
2.20.3. Diseño de poza de disipación	55
2.20.4. Diseño de canal de limpia	60
2.21. MODELO HIDRÁULICO IBER.....	62
2.21.1. Hidrodinámica	63
2.21.2. Condiciones de contorno.....	63
2.21.3. Malla de cálculo.....	66
2.21.4. Módulos de operación.....	67
2.22. ANTECEDENTES.....	68
III. METODOLOGÍA.....	69
3.1. ZONA DE ESTUDIO.....	69
3.1.1. Ubicación política	69
3.1.2. Ubicación hidrográfica.....	70
3.1.3. Ubicación geográfica	70
3.1.4. Acceso	71
3.1.5. Descripción general de la zona de estudio	72
3.2. MATERIALES	73
3.2.1. Modelo digital de elevación (DEM)	73
3.2.2. Información pluviométrica	74
3.2.3. Topografía	74
3.2.4. Equipos.....	75
3.2.5. Software	75
3.3. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	75
3.3.1. Delimitación de la cuenca	75
3.3.2. Parámetros morfométricos	77
3.3.3. Análisis estadístico	78
3.3.4. Elaboración de curva I-D-F.....	80
3.3.5. Selección del periodo de retorno	82
3.3.6. Hietograma de diseño	83
3.3.7. Pérdida por infiltración	83
3.3.8. Transformación precipitación a escorrentía	84
3.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO	86
3.4.1. Creación del modelo digital de terreno (MDT).....	86

3.4.2. Geometría del modelo	88
3.4.3. Determinación del coeficiente de rugosidad Manning	90
3.4.4. Importación de geometría	91
3.4.5. Asignación de condición de contorno.....	92
3.4.6. Asignación de condición interna	94
3.4.7. Asignación de coeficiente de rugosidad Manning.....	95
3.4.8. Creación de enmallado.....	96
3.4.9. Asignación de datos de elevación.....	97
3.4.10. Corrida del modelo bidimensional.....	98
3.4.11. Calibración del modelo	101
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	104
4.1. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	104
4.1.1. Curvas I-D-F.....	104
4.1.2. Hietogramas de diseño	108
4.1.3. Hidrograma sintético de Snyder	111
4.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO	110
4.2.1. Resultados de velocidades máximas.....	110
4.2.2. Resultados de tirantes máximos	111
4.2.3. Perfil hidráulico	113
4.3. ANÁLISIS DE DISEÑO HIDRÁULICO	113
4.3.1. Análisis del colchón disipador	114
4.3.2. Análisis del canal de limpia	117
4.3.3. Análisis de muros de encauzamiento.....	118
4.3.4. Análisis de ventana de captación y barraje fijo	118
V. CONCLUSIONES	119
VI. RECOMENDACIONES	121
VII. BIBLIOGRAFÍA	123
VIII. ANEXOS	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores Kn para la prueba de datos dudosos	12
Tabla 2: Periodo de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores.....	14
Tabla 3: Valores críticos d del estadístico Smirnov-Kolmogorov.....	19
Tabla 4: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria	19
Tabla 5: Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC)	27
Tabla 6: Número de curva según el uso de la tierra y grupo de suelo	28
Tabla 7: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan	45
Tabla 8: Valores del coeficiente de rugosidad “n”	46
Tabla 9: Valores del coeficiente β	52
Tabla 10: Valores del exponente X.....	52
Tabla 11: Valores del coeficiente de Lane	59
Tabla 12: Coeficiente “c” según tipo de material	61
Tabla 13: Fricción de pared.....	65
Tabla 14: Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos.....	66
Tabla 15: Ubicación en coordenadas UTM.....	70
Tabla 16: Vías de acceso	71
Tabla 17: Extensión de los DEM’s utilizados	74
Tabla 18: Estaciones meteorológicas.....	74
Tabla 19: Nombres de subcuencas.....	77
Tabla 20: Parámetros morfométricos de las subcuencas.....	78
Tabla 21: Parámetros del modelo de Snyder.....	78
Tabla 22: Parámetros para la determinación de datos dudosos	79
Tabla 23: Prueba de bondad de ajuste – Smirnov Kolmogorov	79
Tabla 24: Precipitación máxima en 24 horas para distintos periodos de retorno	80
Tabla 25: Precipitación máxima en 24 horas corregida	80
Tabla 26: Precipitación máxima en 24 horas para un T = 10 años.....	81
Tabla 27: Números de curva en condiciones húmedas de las subcuencas.....	83
Tabla 28: Parámetros para el cálculo del tránsito de avenidas	85
Tabla 29: Variables para el método de Cowan.....	90
Tabla 30: Coeficientes de rugosidad Manning estimados.....	91

Tabla 31: Parámetros de la condición interna (compuerta).....	94
Tabla 32: Tamaño de malla	96
Tabla 33: Tamaño de malla	98
Tabla 34: Configuraciones generales de simulación	99
Tabla 35: Parámetros aforados	101
Tabla 36: Valores del hidrograma sintético – TR 100 años.....	112
Tabla 37: Velocidades para un periodo de retorno de 100 años.....	110
Tabla 38: Tirantes para un periodo de retorno de 100 años	111
Tabla 39: Resumen de cálculos por el método de Lane.....	114
Tabla 40: Resumen de cálculos para determinar el espesor de la poza disipadora	115
Tabla 41: Comparación de valores de diseño para el canal de limpia	117
Tabla 42: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Artesoncocha	127
Tabla 43: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Artesonraju	128
Tabla 44: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Caraz	129
Tabla 45: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Parón	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Celdas de una malla ráster con sus valores asociados	4
Figura 2: Representación vectorial con atributos asociados	5
Figura 3: Esquematación del ciclo hidrológico	6
Figura 4: Ejemplo de curva de distribución de pendientes	8
Figura 5: Tramos de la longitud del cauce	10
Figura 6: Registro de un pluviógrafo	20
Figura 7: Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.....	21
Figura 8: Hietograma por el método del bloque alterno	23
Figura 9: Ejemplo de polígonos de Thiessen	24
Figura 10: Ejemplo de isoyetas	25
Figura 11: Variables involucradas en el método	26
Figura 12: Hidrograma unitario sintético de Snyder	32
Figura 13: Paso de una onda o tránsito	35
Figura 14: Fases de trabajo del modelo Hec-Hms.....	37
Figura 15: Componentes básicos de un proyecto en Hec-Hms	38
Figura 16: Tipos de lecho.....	42
Figura 17: Tipos de ríos	44
Figura 18: Bocatoma convencional	48
Figura 19: Bocatoma convencional	50
Figura 20: Altura de barraje fijo	53
Figura 21: Forma de cresta de un barraje fijo.....	54
Figura 22: Variables en la transición	54
Figura 23: Parámetros hidráulicos	55
Figura 24: Visualización de variables para el cálculo de la longitud de ruptura compensada	58
Figura 25: Diagramas de supresión	60
Figura 26: Ejemplo de malla no estructurada.....	67
Figura 27: Ubicación política de la zona de estudio	69
Figura 28: Cuenca del río Lullán	70
Figura 29: Ubicación de la bocatoma Lullán	71
Figura 30: Cauce del río Lullán.....	73

Figura 31: Cuenca delimitada.....	76
Figura 32: Isoyetas en la cuenca de estudio	82
Figura 33: Número de curva en condiciones húmedas en la cuenca delimitada	84
Figura 34: Modelo de cuenca	85
Figura 35: Conversión de curvas de nivel a modelo digital de terreno.....	87
Figura 36: Uso de suelo de la zona de estudio	89
Figura 37: Geometría Isométrica de la Bocatoma Lullán	89
Figura 38: Geometría del modelo	92
Figura 39: Hidrograma insertado en la condición de contorno de ingreso	93
Figura 40: Límites de condiciones de contorno de entrada y salida del flujo	94
Figura 41: Condición interna tipo compuerta.....	95
Figura 42: Coeficiente de rugosidad para cada uso de suelo	95
Figura 43: Malla no estructurada 2D	97
Figura 44: Asignación de topografía a la malla.....	98
Figura 45: Parámetros ingresados en la ventana de datos.....	100
Figura 46: Ventana de información del proceso de modelación	100
Figura 47: Medición de tirante en el río Lullán.....	101
Figura 48: Aforo por el método del flotador	102
Figura 49: Geometría de modelo de calibración	102
Figura 50: Cauce con cantos rodados y rocas	103
Figura 51: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC1.....	105
Figura 52: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC2.....	105
Figura 53: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC3.....	106
Figura 54: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC4.....	106
Figura 55: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC5.....	107
Figura 56: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC6.....	107
Figura 57: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC1	108
Figura 58: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC2	108
Figura 59: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC3	109
Figura 60: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC4	109
Figura 61: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC5	110
Figura 62: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC6	110
Figura 63: Hidrograma sintético en el punto de interés – TR 100 años.....	111
Figura 64: Caudal pico en el punto de interés – TR 100 años.....	112

Figura 65: Vista de velocidades máximas en la bocatoma Llullán para un periodo de retorno de 100 años.....	111
Figura 66: Vista de tirantes máximos en la bocatoma Llullán para un periodo de retorno de 100 años.....	112
Figura 67: Perfil del comportamiento hidráulico de la bocatoma Llullán para un periodo de retorno de 100 años.....	113
Figura 68: Diagrama de supresiones para un periodo de retorno de 100 años.....	115
Figura 69: Esbozo de la bocatoma Llullán para un periodo de retorno de 100 años.....	116
Figura 70: Material de arrastre acumulado en la bocatoma existentes aguas abajo de la bocatoma Llullán.....	132
Figura 71: Colchón disipador de la bocatoma existente aguas abajo de la bocatoma Llullán en muy mal estado	132
Figura 72: Medición de diámetro de rocas acumuladas en la bocatoma existentes aguas abajo de la bocatoma Llullán	133
Figura 73: Bocatoma existente aguas arriba de la bocatoma Llullán con materia de arrastre acumulado	133
Figura 74: Material de arrastre acumulado en la bocatoma existentes aguas arriba de la bocatoma Llullán.....	134
Figura 75: Medición de diámetro de rocas acumuladas en la bocatoma existente aguas arriba de la bocatoma Llullán	134
Figura 76: Uso de wincha para la medición de longitud de la sección de aforo	135
Figura 77: Aforo de velocidad por medio del método del flotador	135
Figura 78: Uso de vara de madera para la medición de tirante en la sección de aforo del río Llullán	136
Figura 79: Uso de Wincha para la medición de tirante en la sección de aforo del río Llullán	136

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: PRUEBAS DE KOLMOGOROV-SMIRNOV DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS.....	126
ANEXO 2: PANEL FOTOGRÁFICO.....	131
ANEXO 3: MAPAS TEMÁTICOS.....	137
ANEXO 4: PLANOS DE PLANTA, PERFIL Y DETALLES DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA LLULLÁN.....	143

RESUMEN

En esta investigación se desarrolló un modelo hidráulico bidimensional de la bocatoma Lullán, ubicado en el río Lullán en el distrito de Caraz, Provincia de Huaylas, Región Ancash, Perú. Con el propósito de realizar un análisis de criterios de ingeniería del diseño de una estructura pertinente, además de incentivar la implementación de este tipo de simulaciones en proyectos similares a nivel de expediente.

Para lograr los objetivos de este documento, primero se llevó a cabo el modelado hidrológico de las crecidas máximas para un período de retorno de 100 años utilizando el software Hec-Hms, ya que este era el escenario de diseño. En esta simulación se utilizó el método de transformación lluvia-escorrentía de Snyder y el método de curva numérica del Servicio de Conservación de Suelos [SCS] para estimar la pérdida de la cuenca, lo que proporcionó un hidrograma sintético para la cuenca de Lullán. cuyo caudal máximo resultó ser de 135, 40 m³/s. Luego, usando el hidrograma sintético de Snyder generado por el modelado hidrológico de la crecida máxima durante para un período de retorno de 100 años, se desarrolló un modelado hidráulico bidimensional de la bocatoma Lullán usando el software Iber. Para ello, se usó el diseño hidráulico elaborado por el Consorcio Nuevo Caraz para el municipio de la Provincia de Huaylas en el proyecto “Mejoramiento del sistema de agua potable y saneamiento del casco urbano de la ciudad de Caraz, Distrito de Caraz, Provincia de Huaylas, Distrito de Ancash”.

Se visualizó el comportamiento de la estructura en condiciones extremas con ayuda de la simulación y se obtuvieron los valores máximos de tirantes y velocidades, que se utilizaron en el análisis de criterios técnicos para el diseño hidráulico. Finalmente, en base a los resultados de tirantes y velocidades máximas obtenidos de la modelación hidráulica bidimensional de la bocatoma Lullán, se realizó un análisis de los criterios técnicos para el diseño hidráulico de la estructura, concluyendo y recomendando que se debería hacer un rediseño del barraje, ventana de captación, canal de limpia y colchón disipador, porque no cumplen con ciertos criterios mínimos recomendados por autores como Mansen (2010) y Krochin (1986).

Palabras clave: Modelamiento hidrológico de máximas avenidas, modelamiento hidráulico bidimensional, bocatoma convencional, diseño de bocatomas, Hec-Hms, Iber.

ABSTRACT

In this research, a two-dimensional hydraulic model of the Lullán intake, located on the Lullán river in the district of Caraz, Province of Huaylas, Ancash Region, Peru, was developed. With the purpose of carrying out an analysis of engineering criteria for the design of a relevant structure, in addition to encouraging the implementation of this type of simulation in similar projects at the file level.

To achieve the objectives of this paper, hydrological modeling of the maximum floods for a return period of 100 years was first carried out using the Hec-Hms software, since this was the design scenario. In this simulation, the Snyder rainfall-runoff transformation method and the Servicio de Conservación de Suelos [SCS] numerical curve method was used to estimate the basin loss, which provided a synthetic hydrograph for the Lullán basin. whose maximum flow turned out to be 135.40 m³/s. Then, using the Snyder synthetic hydrograph generated by the hydrological modeling of the maximum flood during a return period of 100 years, a two-dimensional hydraulic modeling of the Lullán intake was developed using the Iber software. For it,

The behavior of the structure in extreme conditions was visualized with the help of simulation and the maximum values of tie rods and velocities were obtained, which were used in the analysis of technical criteria for hydraulic design. Finally, based on the results of drawbars and maximum speeds obtained from the two-dimensional hydraulic modeling of the Lullán intake, an analysis of the technical criteria for the hydraulic design of the structure was carried out, concluding and recommending that a redesign of the barrage should be carried out., intake window, cleaning channel and dissipating mattress. because they do not meet certain minimum criteria recommended by authors such as Mansen (2010) and Krochin (1986).

Keywords: Hydrological modeling of main avenues, two-dimensional hydraulic modeling, conventional intake, intake design, Hec-Hms, Iber.

I. INTRODUCCIÓN

Las avenidas máximas ocurren naturalmente en todo el mundo y no se pueden evitar. En Perú, la llegada del fenómeno El Niño, modifica las condiciones climáticas y provoca fuertes lluvias en varios puntos del país que genera mayor impacto. El exceso de agua de lluvia se escurre, lo que en ocasiones hace que los arroyos se activen y los ríos se desborden, lo que genera consecuencias adversas para la población, como inundaciones, daños y destrucción de estructuras, pérdidas económicas y sociales, etc.

El agua superficial, especialmente el agua de ríos y arroyos, es ampliamente utilizada por las personas para diversos fines, algunos de los cuales son la recolección de agua potable, el riego en fincas o grandes empresas agrícolas, la generación de energía, la industria, etc. En ocasiones, los eventos extraordinarios conducen a desastres, tales como desbordamientos y posteriores inundaciones, deslizamientos de tierra, erosión y daños, colapso y destrucción de estructuras (presas, presas, ensenadas, canales, puentes, etc.).

La bocatoma es una estructura con conexión directa a ríos y quebradas, de la cual se desvía parte o la totalidad del caudal por el cauce, su finalidad de uso es variable y depende de las necesidades de la población, puede ser utilizada para proyectos de riego, abastecimiento de agua potable, producción de electricidad por central hidroeléctrica, etc.

Generalmente los estudios de diseño de estructuras hidráulicas que se realizan a nivel de expediente técnico, en este caso de una bocatoma, consisten propiamente en el diseño hidráulico y estructural, para luego proceder con su ejecución de acuerdo a lo que se indica en los planos. Es muy raro que se construyan modelos físicos hidráulicos de la mencionada estructura para comprobar con cierto grado de certeza si la bocatoma podría funcionar sin problemas a máxima inundación.

El desarrollo de la población de Caraz depende principalmente de las actividades agrícolas, siendo esta actividad económica la que mayor ingreso genera a la población, debido a que se trata de los principales cultivos: arroz, algodón, papa, maíz y caña de azúcar. Otra parte de la ciudad se dedica a la ganadería, como la cría y comercialización de cabras, cerdos y ovejas. Debido a lo anterior y al crecimiento poblacional, expansión urbana y mayores necesidades, se decidió la necesidad de construir proyectos de abastecimiento de agua para los pobladores de Caraz. Cabe señalar que el estado de agua potable y alcantarillado sanitario tiene una antigüedad de unos 40 años, por lo que el sistema está funcionando en condiciones averiadas y defectuosas. Cabe decir que el 24 de enero de 2019 se presentaron derrumbes y desprendimientos de rocas en el arroyo Huandoy, lo que provocó un deslizamiento de lodo por fuertes lluvias, que dañó la toma del sistema de agua potable, el cual se encuentra deteriorado.

Tal como se ha descrito en los párrafos anteriores, en esta investigación se realizará el análisis y la validación del diseño hidráulico de la nueva bocatoma Lullán mediante el modelamiento hidráulico bidimensional haciendo uso del software Iber. La bocatoma que se plantea construir en el río Lullán forma parte del proyecto “Mejoramiento del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario del casco urbano de Caraz, Distrito de Caraz, Provincia de Huaylas, Región Ancash”.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo general

Plantear el modelamiento hidráulico bidimensional de estructuras de captación - bocatomas.

1.1.2. Objetivos específicos

- Realizar el modelamiento hidrológico de máximas avenidas de la subcuenca del río Lullán mediante el software Hec-Hms.
- Realizar el modelamiento hidráulico bidimensional de la bocatoma Lullán mediante el software Iber.
- Analizar los criterios técnicos en el diseño hidráulico de la bocatoma Lullán.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. MODELO NUMÉRICO

Según el Instituto Geofísico del Perú [IGP] (s.f.), el modelo matemático consiste en utilizar ecuaciones diferenciales parciales que describen el desarrollo futuro de varias variables importantes en función de los valores instantáneos de los diversos factores, así como los valores de los parámetros y las condiciones de contorno, como las características topográficas., la cantidad de energía radiada por la tierra, el sol, etc.

2.1.1. Modelos matemáticos unidimensionales

De acuerdo a Ayala (2014), para diseños matemáticos unidimensionales se requieren datos topográficos e hidráulicos a lo largo de un río o canal en secciones transversales en lugares donde se define mejor la geometría del canal y sus márgenes. Estos modelos tienen la limitación de que solo pueden analizar aguas abajo continuas y siempre perpendiculares a las secciones transversales elegidas para modelar.

2.1.2. Modelos matemáticos bidimensionales

Estos modelos utilizan ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento expresadas en dos dimensiones, y los resultados se calculan en cada punto de la cuadrícula en el dominio de la solución. Los modelos bidimensionales se pueden resolver mediante el método de elementos finitos, pero la desventaja de estos modelos es que requieren un tiempo de realización mayor. Como refiere Robles (2016), la principal diferencia entre los modelos unidimensionales y bidimensionales es que el primero considera solo la velocidad promedio en la sección transversal, asumiendo que su dirección es perpendicular a ella; mientras que el bidimensional usa dos componentes de velocidad promediados sobre su profundidad.

2.2. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

El sistema de información geográfica es “un conjunto de hardware, software, datos y herramientas de usuario para capturar, almacenar, administrar y analizar información digital, así como crear gráficos y mapas y presentar datos alfanuméricos”. (López, 2015, citado en Pucha-Cofrep et al., 2017).

Y como afirma Buzai (2013), el propósito de un sistema de información espacial es combinar datos gráficos, con datos numéricos, para representarlos en un sistema de coordenadas geográficas y realizar un procesamiento espacial para obtener información significativa.

2.2.1. Modelo ráster

El modelo ráster o de red como dice Pucha-Cofrep et al. (2017), es “La estructura de la red se basa en una matriz de celdas representada en filas y columnas, cada celda puede almacenar información sobre una variable (precipitación, temperatura, humedad relativa, radiación solar, longitudes de onda del espectro electromagnético, etc.)” (Ver Figura 1).

132.90	133.90	135.60	139.20	140.60	144.40
126.80	128.50	131.40	133.90	135.90	139.90
122.30	124.10	125.80	128.50	131.80	135.60
118.70	119.90	121.90	124.30	128.20	131.50

Figura 1: Celdas de una malla ráster con sus valores asociados

FUENTE: Olaya (2014)

2.2.2. Modelo vectorial

Olaya (2014), refiere que otro modelo de representación importante es el modelo vectorial. En este modelo no existen unidades básicas que dividan el área recolectada, sino que su variabilidad y características se recogen a través de unidades geométricas, para cada una de las cuales dichas características son constantes. La forma de estas unidades (su borde) está

explícitamente codificada, a diferencia del modelo ráster donde se incorporó a la propia estructura de malla. En la Figura 2 se observan las diferentes representaciones de los modelos vectoriales (puntos, líneas y polígonos).

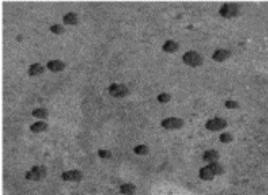
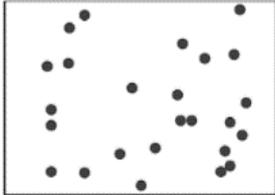
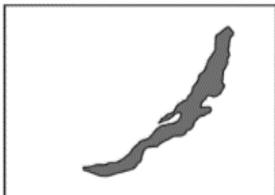
<i>Primitiva</i>	<i>Entidad espacial</i>	<i>Representación</i>	<i>Atributos</i>																					
Puntos			<table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Altura</th> <th>Diámetro Normal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>17.5</td> <td>35</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>22</td> <td>45.6</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>15</td> <td>27.2</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>19.7</td> <td>36.1</td> </tr> <tr> <td>.</td> <td>.</td> <td>.</td> </tr> <tr> <td>.</td> <td>.</td> <td>.</td> </tr> </tbody> </table>	ID	Altura	Diámetro Normal	1	17.5	35	2	22	45.6	3	15	27.2	4	19.7	36.1
ID	Altura	Diámetro Normal																						
1	17.5	35																						
2	22	45.6																						
3	15	27.2																						
4	19.7	36.1																						
.	.	.																						
.	.	.																						
Líneas			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ancho máx(m)</th> <th>Calado máx(m)</th> <th>Longitud(km)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>4.3</td> <td>35</td> </tr> <tr> <td>6.3</td> <td>3.9</td> <td>5.2</td> </tr> </tbody> </table>	Ancho máx(m)	Calado máx(m)	Longitud(km)	15	4.3	35	6.3	3.9	5.2												
Ancho máx(m)	Calado máx(m)	Longitud(km)																						
15	4.3	35																						
6.3	3.9	5.2																						
Polígonos			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Superficie(km)²</th> <th>Profundidad máx(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>31494</td> <td>1637</td> </tr> </tbody> </table>	Superficie(km) ²	Profundidad máx(m)	31494	1637																	
Superficie(km) ²	Profundidad máx(m)																							
31494	1637																							

Figura 2: Representación vectorial con atributos asociados

FUENTE: Olaya (2014)

2.3. HIDROLOGÍA

Para Villón (2002), la hidrología es una ciencia natural que estudia el agua, su apariencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas, y su relación con el medio ambiente, incluidos los seres vivos.

La hidrología se define como la ciencia que se ocupa de los procesos de drenaje y reposición de los cuerpos de agua en las regiones de sobre la tierra, es decir, es la ciencia que estudia las diferentes fases del ciclo hidrológico (Wisier y Brater, sf., citado en Mejía, 2006).

2.3.1. Ciclo hidrológico

Como menciona Aparicio (1992), el agua en la superficie de la tierra se evapora bajo la influencia de la radiación solar y el viento, provocando la formación de vapor de agua, que asciende y se mueve a través de la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae a la tierra en forma de lluvia. " Mientras viaja a la superficie de la tierra, el agua depositada

puede evaporarse nuevamente o ser retenida por plantas o edificios y luego fluir sobre la superficie en corrientes o filtraciones. El agua atrapada y parte del agua absorbida y el agua que pasa a través de la superficie se vuelve a evaporar. Parte de la lluvia que llega a los arroyos se filtra y parte a los océanos y otras grandes masas de agua".

El ciclo hidrológico ocurre cuando el agua se evapora de los océanos y la superficie de la tierra, el vapor de agua se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita en la tierra o en el mar, la vegetación puede retener la precipitación, convertirse en escorrentía de agua superficial, penetrar el suelo como flujo subterráneo, y entran a los ríos como escorrentías que eventualmente desembocan en el mar (Chow et al., 1994).

De manera general, en la Figura 3 se representa el proceso de un ciclo hidrológico en una cuenca hidrográfica.

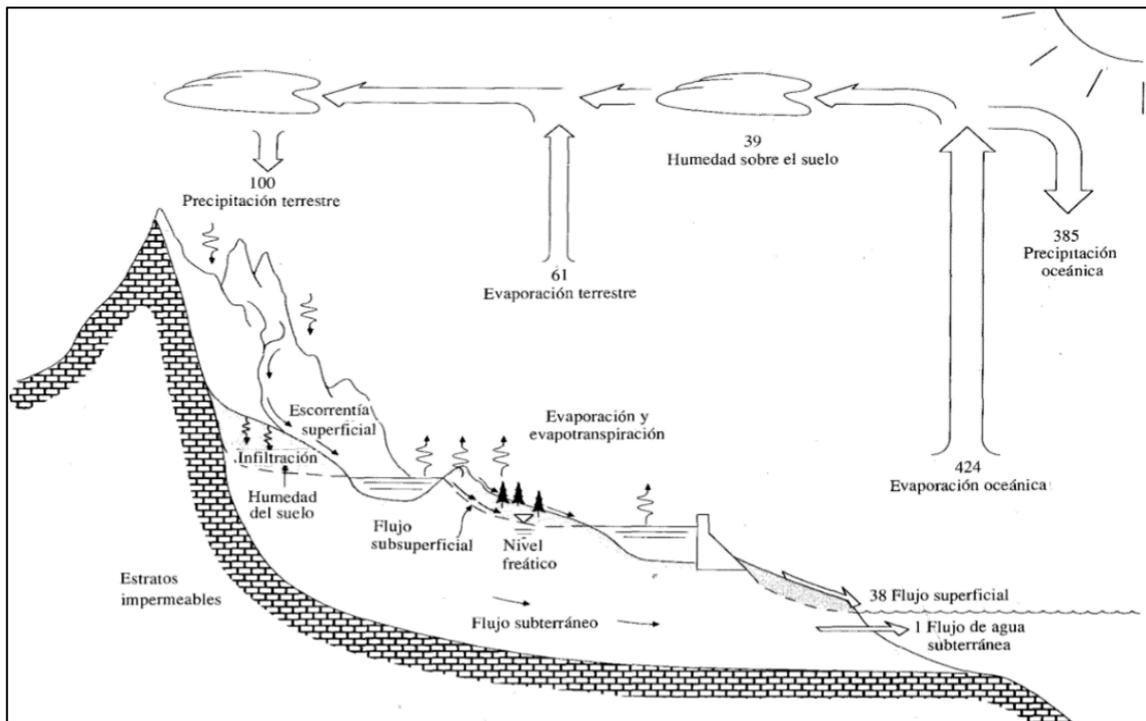


Figura 3: Esquemización del ciclo hidrológico

FUENTE: Chow et al. (1994)

2.4. CUENCA HIDROGRÁFICA

Una cuenca hidrográfica es toda el área drenada por un sistema de escurrimiento de agua que fluyen hasta un punto de desagüe; en otras palabras, una cuenca contribuye al drenaje y proporciona todo o parte del caudal del cauce principal y sus afluentes (Knapp et al., 1997, citado en Mejía, 2006).

Por lo que (Aparicio, 1992) describe que la cuenca es un área de tierra desde la cual el presente sistema tendería a desviar las gotas de lluvia que caen sobre ella hacia la misma salida. La definición anterior se refiere a una cuenca poco profunda; cada uno también está asociado con una captación subterránea de forma similar a la superficie. De ahí la explicación de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

2.4.1. Delimitación de una Cuenca

Según Villón (2002), la delimitación de cuencas se realiza en un plano o mapa con líneas de contorno que siguen las líneas del divisor de agua, una línea imaginaria que separa cuencas adyacentes y separa la escorrentía inducida por la lluvia que, en cualquier sistema de flujo, que fluye hacia la salida de la piscina. A partir de los puntos del nivel topográfico más alto, se forma una línea divisoria de aguas o brecha, que se cruza con los arroyos en los puntos de salida. El límite entre la cuenca topográfica y la correspondiente cuenca freática puede no tener la misma proyección horizontal, por lo que se puede realizar un deslinde topográfico o deslinde real, que corresponde al deslinde considerando la proporción de agua subterránea.

2.4.2. Parámetros de una Cuenca

Área:

Según Mejía (2006), el área de una cuenca o vertiente, es el área plana, es decir, la proyección horizontal comprendida dentro del límite o divisoria de aguas. El área de la cuenca es el elemento básico en el cálculo de otros parámetros, cabe mencionar que cuencas con áreas similares pueden tener un comportamiento diferente dependiendo de la intervención de otros factores.

Perímetro:

Para Villón (2002), el perímetro de la cuenca es la longitud de la divisoria de aguas y está formada por el contorno del área de la cuenca, se obtiene luego de su delimitación. Al comparar cuencas de áreas similares, este parámetro es útil para distinguir su forma, es decir, si es oblongo o redondo.

Pendiente:

Como refiere Mejía (2006), la pendiente de la cuenca tiene una gran influencia en los factores meteorológicos e hidrológicos, ya que la tasa de escorrentía superficial está determinada por la pendiente de la cuenca, mientras que la temperatura, la precipitación, la evaporación, etc. dependen de la altura de la cuenca. El método más completo disponible para determinar el valor representativo de la pendiente de una cuenca es una cuadrícula asociada a un vector en el que la distribución porcentual se determina mediante el muestreo estadístico de pendientes perpendiculares al contorno.

En la Figura 4 se muestra una típica curva de distribución de pendientes en una cuenca hidrográfica.

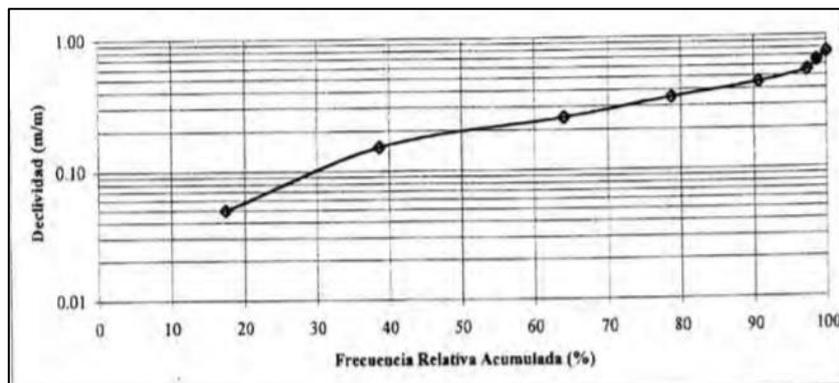


Figura 4: Ejemplo de curva de distribución de pendientes

FUENTE: Mejía (2006)

Factor forma:

Según Mejía (2006), es la relación entre el ancho promedio y su longitud axial. La longitud axial de la cuenca se mide como el cauce más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más lejana de la vertiente. Una cuenca de factor de forma bajo es menos

propensa a sufrir inundaciones, a comparación de otras del mismo tamaño que cuentan con un factor forma mayor.

El factor forma se determina con la siguiente formula:

$$F = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

F: factor forma de la cuenca.

A: área de la cuenca, en km².

L: longitud principal de la cuenca, en km.

Índice de compacidad:

Refiere Mejía (2006), que este parámetro es también conocido como índice de Gravelius, la relación del perímetro de una cuenca con su área. Un valor mínimo igual a la unidad correspondería a una vertiente con tendencia circular.

El índice de Gravelius se determina de la siguiente manera:

$$K = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

K: índice de compacidad.

P: perímetro de la cuenca, en km.

A: área de la cuenca, km².

Pendiente del cauce principal:

La pendiente del cuerpo de agua afecta el caudal del río, porque la velocidad del flujo desde la fuente hasta la desembocadura depende de la pendiente del cauce natural, es decir cuanto mayor sea la pendiente, mayor será la velocidad y más pronunciados serán los hidrogramas de inundación. La pendiente del cauce entre dos puntos se obtiene dividiendo la diferencia total de alturas del lecho por la longitud horizontal del flujo de agua entre dichos puntos (Mejía, 2006).

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde:

S: pendiente del cauce principal.

H: diferencia de cotas entre los extremos del cauce, en km.

L: longitud del cauca, km.

Otra forma de estimar con mayor aproximación el valor de la pendiente del cauce principal, es haciendo uso de la ecuación de Taylor y Schwarz, este método considera que un río está formado por n tramos de la misma longitud y pendientes uniformes, tal y como se muestra en la Figura 5 (Villón, 2002).

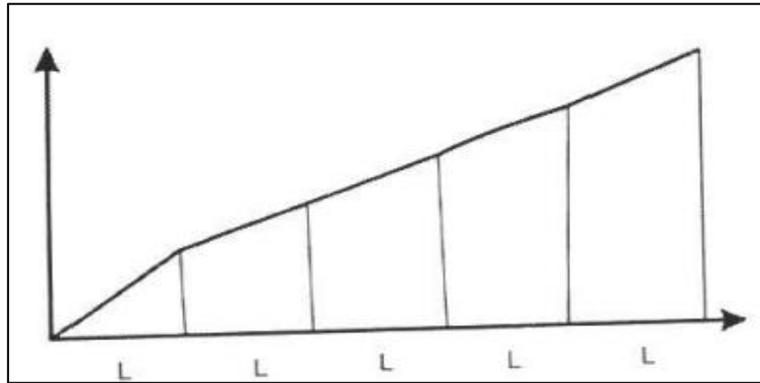


Figura 5: Tramos de la longitud del cauce

FUENTE: Villón (2002)

La ecuación de Taylor y Schwarz está descrita por la siguiente expresión:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Donde:

S: pendiente del cauce principal.

N: número de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil.

S_1, S_2, S_n : pendiente de cada tramo, de acuerdo a la relación $S = \frac{H}{L}$

2.5. PRECIPITACIÓN

Según Aparicio (1992), desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la lluvia es la principal fuente de agua en la tierra y sus mediciones son el punto de partida para la mayoría de los estudios de uso y manejo del agua.

También Chereque (s.f.), dice que la precipitación es una especie de humedad que se forma en las nubes y cae sobre el suelo. Pueden presentarse como granizo, lluvia y nieve.

2.5.1. Prueba de datos dudosos

El método de Water Resources Council recomienda hacer las correcciones para datos sospechosos que difieren significativamente de las tendencias en el resto de la información. Retener o borrar estos datos puede afectar el tamaño de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas (Chow et al., 1994).

$$X_H = \bar{y} + K_n * S$$

Donde:

X_H : umbral máximo dudoso en unidades logarítmicas.

\bar{y} : promedio de los logaritmos de los datos.

S: desviación estándar.

K_n : coeficiente, varía según el valor n (número de datos) (Ver Tabla 1).

$$X_L = \bar{y} - K_n * S$$

Donde:

X_L : umbral mínimo dudoso en unidades logarítmicas.

\bar{y} : promedio de los logaritmos de los datos.

S: desviación estándar de los logaritmos de los datos.

K_n : coeficiente, varía según el valor n (número de datos) (Ver Tabla 1).

Precipitaciones máximas y mínimas aceptadas:

$$PH = 10^{X_H}$$

Donde:

PH: precipitación máxima aceptada

X_H : umbral máximo dudoso en unidades logarítmicas.

$$PL = 10^{X_L}$$

Donde:

PL: precipitación mínima aceptada

X_L : umbral mínimo dudoso en unidades logarítmicas.

Tabla 1: Valores Kn para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	Kn						
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	123	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: Chow et al. (1994)

Con este método solo se pueden determinar “Outliers” para estaciones con al menos 10 registros, se deben analizar valores fuera de los umbrales para verificar si hubo algún fenómeno meteorológico en la fecha de registro que pudiera afectar la respuesta del hídrica de la cuenca, como una inundación o sequía excepcional, lo que puede explicar por qué los datos cayeron por debajo del umbral. Cuando se encuentra una explicación lógica, los datos deben considerarse válidos, de lo contrario, los datos serán excluidos.

2.5.2. Periodo de retorno (T)

Según Villón (s.f.), el período de retorno se define como el intervalo de tiempo promedio en años durante el cual un evento de magnitud x puede ser igualado o superado, por lo menos una vez. Por lo tanto, si un evento igual o mayor que x ocurre una vez en T años, la probabilidad P de que ocurra es igual a 1 en T veces.

Es decir:

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \quad \text{o} \quad T = \frac{1}{P(X \geq x)}$$

Donde:

$P(X \geq x)$: Probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq x$

T: Período de retorno

Entonces, la probabilidad de no ocurrencia se expresa como:

$$P(X < x) = 1 - P(X \geq x)$$

De donde:

$$T = \frac{1}{1 - P(X < x)}$$

Donde:

$P(X \geq x)$: Probabilidad de excedencia

$P(X < x)$: Probabilidad de no excedencia

Cabe enfatizar que, los eventos hidrológicos, como la precipitación, son variables de naturaleza aleatoria cuyo comportamiento no puede predecirse con certidumbre, por lo tanto, se requiere hacer un análisis probabilístico con el registro histórico del evento (muestra) que se tiene disposición.

La distribución de probabilidad es una función que refleja el comportamiento y la probabilidad de ocurrencia de una serie de datos tanto hidrológicos como meteorológicos. En hidrología, las distribuciones más utilizadas y reconocidas para el análisis de eventos máximos, son:

- Distribución de probabilidad normal.
- Distribución de probabilidad Log-normal.
- Distribución de probabilidad Gumbel.
- Distribución de probabilidad Pearson III.
- Distribución de probabilidad Log-Pearson III.

Los periodos de retorno varían de acuerdo al tipo de estudio o estructura se desea construir y también están en función de la zona que se desea proteger. En la Tabla 2 se muestran los periodos de retorno recomendados para cada situación.

Tabla 2: Periodo de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje Agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50
Alcantarillas para carretera	1,1 - 5

FUENTE: Villón (s.f.)

2.5.3. Distribución de probabilidades

Los eventos hidrológicos, tal y como lo es la precipitación, son variables de naturaleza aleatoria cuyo comportamiento no puede predecirse con certidumbre, por lo tanto, se requiere hacer un análisis probabilístico con el registro histórico del evento (muestra) que se tiene a disposición.

Según Aparicio (1992), una distribución de probabilidad es una función que representa el comportamiento y probabilidad de ocurrencia de una secuencia hidrometeorológica. Si se define un período de retorno para un evento, es necesario extrapolar a partir de los datos anuales máximos registrados para ese evento, ya que este período de retorno rara vez es más corto que el período de datos observado. Para realizar estas extrapolaciones, se debe buscar entre diferentes funciones teóricas de distribución de probabilidad y utilizar la que mejor se ajuste al registro observado (Aparicio, 1992).

Hay docenas de funciones teóricas de distribución de probabilidad en estadística, por lo que no es posible probarlas todas para una tarea determinada. Sin embargo, las funciones de distribución de probabilidad más utilizadas en estudios hidrológicos son:

a. Distribución Normal

De acuerdo a (Chow et al., 1994), las variables hidrológicas como la precipitación anual, que se calcula como la suma de los efectos de varios eventos independientes, siguen una distribución normal. Las principales limitaciones de la distribución normal para describir variables hidrológicas son que el rango de esta distribución toma valores negativos cuando las variables hidrológicas no lo son, y, por otro lado, es simétrica, mientras que los datos hidrológicos son en su mayoría asimétricos.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} * S} e^{\left(\frac{-1(x-\mu)}{2S}\right)^2}$$

Donde:

f(x): función de densidad de probabilidad.

x: variable independiente.

μ : media aritmética de x.

S: desviación estándar de x.

e: función logaritmo neperiano de base “e”.

b. Distribución Log-Normal

Como menciona Chow et al. (1994), la distribución log-normal tiene la ventaja sobre la normal de que solo toma valores positivos, como las variables hidrológicas. También reduce el sesgo positivo que es muy común en los datos hidrológicos, porque los logaritmos de estas variables reducen en gran medida el tamaño de grandes números en comparación con números pequeños. Esta distribución se usa ampliamente para variables como la conductividad hidráulica en medios porosos, el tamaño de las gotas de lluvia en una tormenta y otras variables hidrológicas.

$$f(x) = \frac{1}{x * \sqrt{2\pi} * S} e^{\left(\frac{-(y-\mu)}{2S}\right)^2}$$

Donde:

f(x): función de densidad de probabilidad.

x: variable independiente.

y: logaritmo de la variable x.

μ : media aritmética de y.

S: desviación estándar de y.

c. Distribución Pearson III

De acuerdo a Chow et al. (1994), la distribución de Pearson Tipo III, también conocida como función gamma de tres parámetros, es una distribución muy flexible que le permite adoptar diferentes formas a medida que cambian los parámetros. Esta distribución se aplica a las variables de picos máximos anuales de inundación para describir su distribución de probabilidad.

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x - x_0)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-x_0)}}{\Gamma(\beta)}$$

Ecuaciones para los parámetros:

$$\lambda = \frac{S}{\sqrt{\beta}}, \quad \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$$
$$x_0 = \mu - S\sqrt{\beta}$$

Rango:

$$x \geq x_0$$

Donde:

$f(x)$: función de densidad de probabilidad.

x : variable independiente.

μ : media aritmética de x .

S : desviación estándar de x .

C_s : coeficiente de asimetría o sesgo.

Γ : función gamma.

d. Distribución Log-Pearson III

Cuando la información o la distribución de probabilidades de la relación de datos históricos de cualquier evento es muy asimétrica positivamente, es decir, cuando tiene un sesgo muy pronunciado hacia la derecha, se tiene la posibilidad de utilizar la distribución de probabilidades Log-Pearson III, puesto que la transformación logarítmica de la variable en cuestión reducirá significativamente el sesgo o asimetría de la distribución de esta (Chow et al., 1994).

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y - y_0)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-y_0)}}{x\Gamma(\beta)}$$

Rango:

$$\log y \geq y_0$$

Ecuaciones para los parámetros:

$$\lambda = \frac{S}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left[\frac{2}{C_s(y)} \right]^2$$
$$y_0 = \mu - S\sqrt{\beta}$$

Donde:

f(x): función de densidad de probabilidad.

x: variable independiente.

y: logaritmo de la variable x.

μ : media aritmética de y.

S: desviación estándar de y.

$C_s(y)$: coeficiente de asimetría o sesgo.

Γ : función gamma

e. Distribución Gumbel

La distribución de Gumbel es llamada también distribución de valores extremos y es utilizada generalmente para ajustar las distribuciones empíricas de información de eventos máximos, por ejemplo, caudales y precipitación máximos anual. Una de las desventajas de esta distribución es que puede tomar valores negativos, cuando en la realidad las variables hidrológicas son positivas o cero (Villón, s.f.).

$$f(x) = e^{-e^{-y}}$$

Rango:

$$-\infty < x < \infty$$

Ecuaciones para los parámetros:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha}$$
$$\alpha = \frac{1,2825}{S}$$
$$\mu = \bar{x} - 0,45S$$

Donde:

$f(x)$: función de densidad de probabilidad.

x : variable independiente.

\bar{x} : media aritmética de la variable x .

S : desviación estándar de x .

e : función logaritmo neperiano de base “e”.

2.5.4. Prueba de bondad de ajuste

En las pruebas de bondad de ajuste se comprueba gráfica o estadísticamente si la función de distribución de probabilidad empírica de la variable estudiada coincide con una determinada función de distribución de probabilidad teórica, cuyos componentes son parámetros estimados a partir de valores muestrales. El propósito de las pruebas estadísticas es medir el grado en que una función de distribución de probabilidad se ajusta a datos históricos (Villón, s.f.).

Una de las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas en estudios hidrológicos sobre crecidas máximas es la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, el cual consiste en una hacer una comparación del valor absoluto máximo de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad empírica $F_o(x)$ y teórica $F(x)$ con un valor d crítico que depende de la cantidad de datos y del nivel de significancia elegido (ver Tabla 3); es decir, si $D < d$; la distribución teórica observada es la función más representativa de la función de distribución observada (Aparicio, 1992).

$$D = \text{máx}|F_o(x) - F(x)|$$

$$F_o(x) = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

Donde:

$F_o(x)$: función de distribución de probabilidad empírica.

$F(x)$: función de distribución de probabilidad teórica.

m : número de orden de la variable.

n : número de datos.

Tabla 3: Valores críticos d del estadístico Smirnov-Kolmogorov

Tamaño de muestra (n)	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
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
Para n > 40	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

FUENTE: Aparicio (1992).

2.5.5. Corrección de la precipitación máxima

Según la Organización Meteorológica Mundial [OMM] (2011), los datos de precipitación obtenidas en horas fijas no siempre permiten conocer las cantidades máximas verdaderas de las mismas, por ello recomiendan utilizar distintos factores de corrección para cada cantidad de registros en 24 horas de precipitación máxima diaria anual, tal y como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria

Número de observaciones/día	1	2	3-4	5-8	9-24	>24
Factor de ajuste	1,13	1,04	1,03	1,02	1,01	1,00

FUENTE: OMM (2011)

2.6. ANÁLISIS DE TORMENTAS

Se entiende por tormenta un conjunto de lluvias provocadas por una misma perturbación meteorológica y que tienen unas características bien definidas, es decir, una lluvia torrencial puede durar desde unos minutos hasta unas horas e incluso días y puede abarcar diferentes extensiones de terreno, desde áreas pequeñas hasta las más grandes (Villón, 2002).

Según Villón (2002), los principales factores considerados en el análisis de tormentas son:

Intensidad (I): Es la cantidad de agua por unidad de tiempo, lo importante en una tormenta es la intensidad máxima, es decir, la altura máxima de caída de agua por unidad de tiempo. De acuerdo con esto, la intensidad se expresa como:

$$i_{\text{máx}} = \frac{P}{t}$$

Donde:

$i_{\text{máx}}$: intensidad máxima, en mm/hora.

P: precipitación en altura de agua, en mm.

t: tiempo, en horas.

Duración (D): Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta, en minutos u horas.

Frecuencia (F): Es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años.

Estos elementos se obtienen con la lectura de un pluviograma, generado a partir del registro de un pluviógrafo, en la Figura 6 se observa un registro pluviográfico típico.

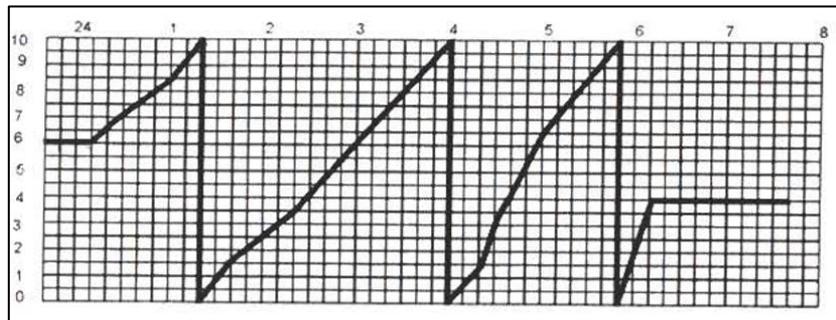


Figura 6: Registro de un pluviógrafo

FUENTE: Villón (2002)

2.6.1. Curva I-D-F

Es el gráfico que representa la ocurrencia de una tormenta tomando datos producidos por un pluviógrafo. Proporciona, por ejemplo, la intensidad de lluvia en mm/hora para cualquier duración, tal como se puede observar en la Figura 7 (Mejía, 2006).

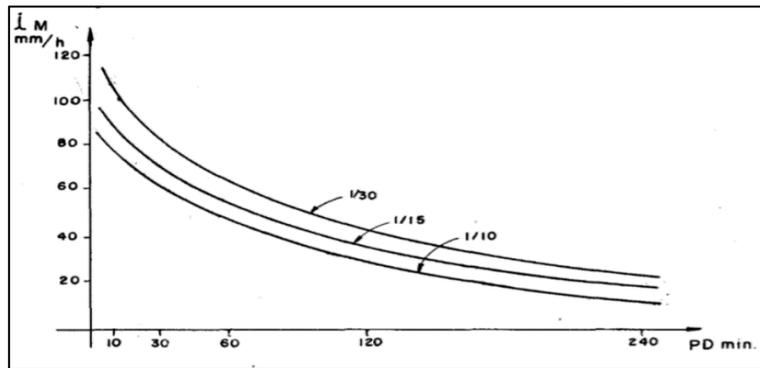


Figura 7: Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

FUENTE: Chereque (s.f.)

Cuando no se dispone con información de precipitación generados por un pluviógrafo, como es el caso en la mayoría de las cuencas del Perú, existe la posibilidad de hacer uso de métodos de desagregación que nos permita conocer la distribución de la precipitación en el periodo de la tormenta, esto se lleva a cabo utilizando los datos de precipitación máxima en 24 horas (Capítulo de Ingeniería Civil Lambayeque, 2009).

Método de desagregación de Frederick Bell, es un modelo que es muy utilizado para estimar la intensidad de la lluvia a partir de la precipitación máxima en 24 horas, dicho método está en función del período de retorno, duración de la tormenta y la precipitación máxima en el transcurso de una hora para una frecuencia de 10 años (Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC], 2015).

La fórmula del modelo de Bell se expresa de la siguiente manera:

$$P_t^T = (0,21 \log_e T + 0,52) * (0,54t^{0,25} - 0,5)P_{60}^{10}$$

Donde:

t: duración de la precipitación, en min.

T: periodo de retorno, en años.

P_t^T : precipitación en t minutos con período de retorno de T años, en mm.

P_{60}^{10} : precipitación en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años, en mm.

Yance Tueros propone un modelo para calcular el valor de P_{60}^{10} , que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas (MTC, 2015).

La expresión es la siguiente:

$$I = a * P_{60}^b$$

Donde:

I: intensidad máxima, en mm/h.

a, b: parámetros del modelo; 0,4602 y 0,876 respectivamente.

P₂₄: precipitación máxima en 24 horas, en mm.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia estima indirectamente aplicando la siguiente relación:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Donde:

I: intensidad máxima, en mm/min.

K, m, n: factores característicos de la zona de estudio.

T: período de retorno, en años.

t: duración de la precipitación, en min.

Tomando los logaritmos de la ecuación de intensidad se obtiene:

$$\log I = \log K + m * \log T - n * \log t$$

Y cambiando valores:

$$Y = a_0 + a_1 * X_1 - a_2 * X_2$$

Donde:

Y: Log(I)

X: Log(T)

X₂: Log(t)

a₀: Log(K)

a₂: m

a₃: -n

Los factores K, m y n se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas con el modelo de Frederich Bell, mediante regresión múltiple.

2.6.2. Hietograma

Es un gráfico de forma escalonada que representa la variación de la intensidad expresada en mm/hora de la tormenta en el transcurso de esta, expresada en minutos u horas. Facilita la visualización de la hora en la que la precipitación adquirió su máxima intensidad y cuál fue el valor de ésta (Villón, 2002).

Método del bloque alterno:

El método de bloque alterno es menudamente utilizado para generar el gráfico de hietograma de diseño, éste utiliza la curva de intensidad-duración-frecuencia para producir la lámina de profundidad de un evento de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración t sobre la duración total de la tormenta. Estos valores de precipitación calculados se reordenan de tal manera que en el centro del gráfico tipo hietograma se represente el máximo valor de la precipitación y los demás valores estén quedados de forma descendente hacia la derecha y hacia la izquierda (Chow et al., 1994) (Ver Figura 8).

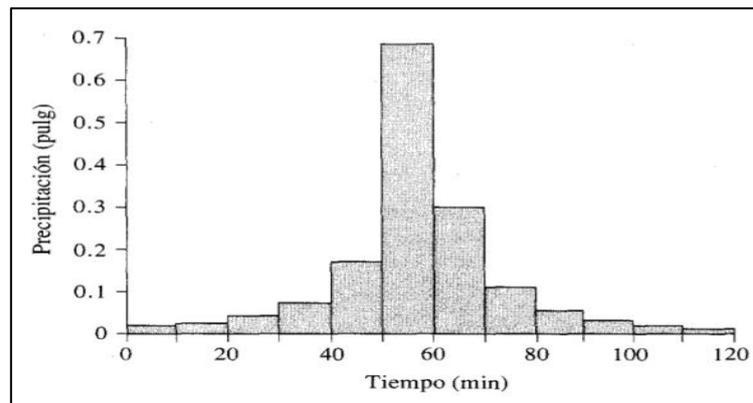


Figura 8: Hietograma por el método del bloque alterno

FUENTE: Chow et al. (1994)

2.7. INFLUENCIA DE PRECIPITACIÓN SOBRE UNA CUENCA

Los datos medidos por los pluviómetros son puntuales y representan un área reducida, por ello existen diversos métodos que permiten distribuir las precipitaciones en una cuenca, algunos de estos son:

2.7.1. Método del polígono de Thiessen

Según Monsalve (1999), este método da resultados más precisos en una cuenca más o menos plana. El método consiste adjudicar un factor de ponderación de precipitación para cada estación, el cual es proporcional al área de influencia de cada uno de ellos. Este método no considera efectos orográficos, las áreas de influencia se definen mediante mapas de cuencas que incluyen ubicaciones de estaciones, conectan esos puntos de ubicación con líneas rectas y luego delinear sus bisectrices perpendiculares para formar polígonos (Figura 9). Los lados del polígono representan los límites de las áreas de influencia de cada estación pluviométrica.

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \times P_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Donde:

n: número de estaciones pluviométricas

P_i: Precipitación registrada en la estación pluviométrica.

A_i: Área de influencia correspondiente cada estación pluviométrica.

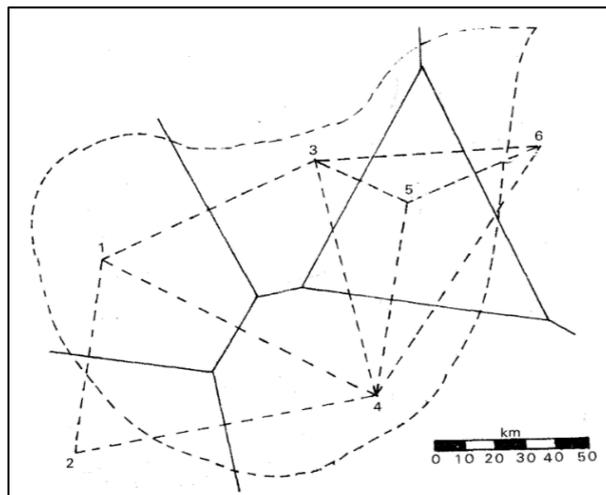


Figura 9: Ejemplo de polígonos de Thiessen

FUENTE: Aparicio (1992)

2.7.2. Método de Isoyetas

Según Aparicio (1992), este método consiste en utilizar los datos registrados en las estaciones para trazar líneas que conectan puntos de la misma altura de precipitación, llamados isoyetas, tal como se dibujan las curvas de nivel en topografía.

En la Figura 10 se observan las curvas de las isoyetas generadas por medio de la interpolación de los valores de la precipitación de cada estación.

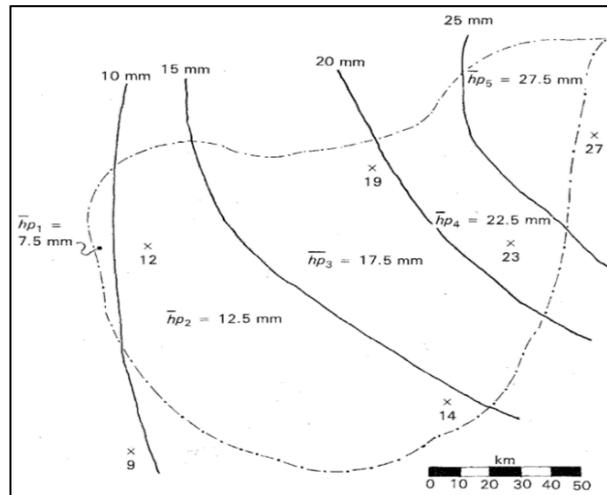


Figura 10: Ejemplo de isoyetas

FUENTE: Aparicio (1992)

2.8. INFILTRACIÓN

La infiltración del agua es el acto de desplazamiento a través de la superficie terrestre en un tiempo en minutos u horas determinado, parte del agua infiltrada se puede desplazar de forma lateral por medio de la materia debajo de la superficie, a esto se le llama flujo subsuperficial (Breña y Jacobo, 2006).

“Se denomina infiltración al fenómeno de penetración del agua en las capas de suelo cerca de la superficie de terreno, moviéndose para abajo, a través de los poros por la acción de la gravedad, hasta llegar a una capa impermeable que lo retiene, formando así el agua del suelo” (Sousa et al., 1969).

2.8.1. Método SCS para abstracciones

El Servicio de Conservación de Suelos [SCS] (1972) desarrolló un método para calcular las pérdidas por lluvias torrenciales. La profundidad del exceso de lluvia o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual que la profundidad de la lluvia total P , además la profundidad adicional de retención de agua en el área de captación F_a después del inicio de la escorrentía es menor o igual a alguna retención máxima posible. Por otro lado, existe cierta cantidad de

precipitación antes de que el escurrimiento de inicio, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$ (MTC, 2018) (Ver Figura 11).

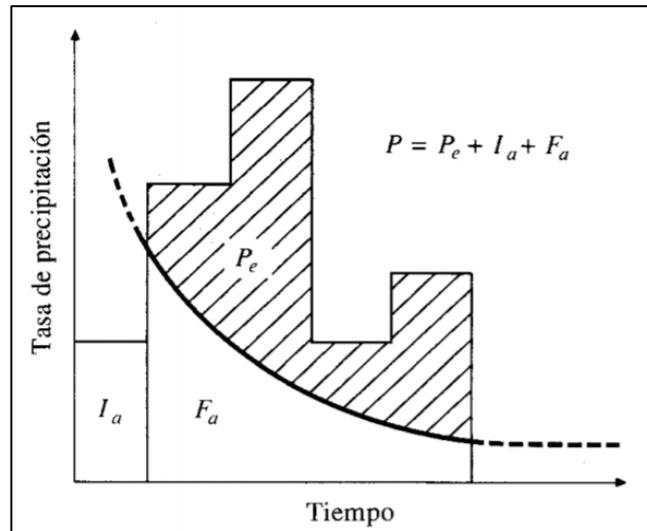


Figura 11: Variables involucradas en el método

FUENTE: Chow et al. (1994)

El método del SCS consiste en relacionar las dos cantidades reales con las cantidades potenciales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Por el principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Donde:

Fa: cantidad de lluvia infiltrada.

S: retención potencial máxima.

Pe: precipitación efectiva.

P: precipitación total.

Ia: abstracción de la lluvia inicial.

Combinando las ecuaciones anteriores y despejando Pe, obtenemos que:

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

Producto de los estudios elaborados por la SCS en cuencas pequeñas se desarrolló la expresión empírica siguiente:

$$I_a = 0,2 * S$$

Con base a la expresión anterior, se tiene que:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 * I_a)^2}{P + 0,8 * S}$$

Donde:

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

La curva número (CN) es adimensional y se encuentra dentro del rango $0 \leq CN \leq 100$, es decir, para superficies impermeables CN será igual a 100 y para superficies naturales CN tomará valores menores a 100.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normal (AMC II), para condiciones secas (AMC I) y condiciones húmedas (AMC III), todos ellos se calculan por:

$$CN(I) = \frac{4,2 * CN(II)}{10 - 0,058 * CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 - 0,13 * CN(II)}$$

En la Tabla 5, elaborada por el Servicio de Conservación de Suelos, se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase:

Tabla 5: Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC)

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg.)	
	Estación iniciativa	Estación de crecimiento
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: Chow et al. (1994).

El número de curva ha sido tabulado por el SCS con base al tipo de suelo y el uso de la tierra, estos se definen en cuatro grupos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limo agregado.

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 número de curva para varios tipos de suelo se muestran en la Tabla 6, que fue elaborada por el Servicio de Conservación de Suelos.

Tabla 6: Número de curva según el uso de la tierra y grupo de suelo

Descripción del uso de tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada:				
Sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales:				
Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques:				
Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Cubierta buena	25	55	70	77
Área abierta, césped, parques, etc.:				
Óptimas condiciones: cubierta de pasto $\leq 75\%$	39	61	74	80
Condiciones aceptables: cubierta $50 \leq 75\%$	49	69	79	84
Áreas comerciales (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	95
Residencial:				
Tamaño promedio:				
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Porcentaje impermeable:				
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.:	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillas	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	87	87	89

FUENTE: Chow et al. (1994)

2.9. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

2.9.1. Método de Kirpich

El método de Kirpich fue desarrollada a partir de la información que el SCS obtuvo del estudio de siete cuencas rurales de Tennessee con pendientes empinadas entre el 3-10 por ciento (MTC, 2018).

$$t_c = 0,0195 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Donde:

L: longitud del cauce principal, en m.

S: pendiente media de la subcuenca, m/m.

t_c: tiempo de concentración, horas.

2.9.2. Método de California

Este método es en esencia la ecuación de Kirpich, aplicada en pequeñas cuencas montañosas en California (MTC, 2018).

$$t_c = 60 * \left(\frac{0,87075 * L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Donde:

L: longitud del curso de agua más largo, en m.

H: diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en m.

2.9.3. Método del SCS

La ecuación del SCS fue desarrollada a partir de información de cuencas de uso agrícola, ha sido aceptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 hectáreas (MTC, 2018).

$$t_c = \frac{0,0136 * \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}}$$

Donde:

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

CN: número de curva SCS.

S: pendiente promedio de la cuenca, en m/m.

2.10. RELACIÓN Y MODELOS PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA

La escorrentía es agua resultante de la precipitación que circula por encima o por debajo de la superficie, como flujo superficial o subterráneo, respectivamente, y luego llega al punto de drenaje (Villón, 2002).

“La disponibilidad de datos observados actualmente muestra un claro desequilibrio entre datos hidrométricos y pluviométricos a favor de estos últimos, es decir, en la mayoría de los casos, la información sobre la cantidad de precipitación es más confiable, lo que ha llevado a los investigadores a desarrollar métodos basados, por ejemplo, en la cantidad de precipitación, ya que estos permiten la reconstrucción de las descargas totales. Las herramientas que posibilitan este cambio de precipitación a escorrentía pueden denominarse modelos de precipitación-escorrentía” (Mejía, 2006).

Según Cahuana y Yugari (2009), los parámetros que influyen en el cambio de precipitación a escorrentía son:

- Área de la cuenca
- Altura total de precipitación.
- Características generales de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
- Distribución de la lluvia en el tiempo y el espacio.

2.10.1. Hidrograma unitario sintético de Snyder

Este método proporciona ecuaciones que definen las características de la hidrografía unitaria sin el uso de un modelo conceptual. Se desarrollaron ecuaciones para calcular el caudal pico y la base de un hidrograma unitario. El ancho de la UC al 50 y 75% de la corriente de pico también se determina empíricamente, como se puede observar en la Figura 12 (Fattorelli y Fernández, 2011).

Las principales ecuaciones de Snyder en unidades del sistema internacional, son:

$$T_R = C_1 * C_t * (L * L_{ca})^{0,3}$$
$$Q_p = \frac{0,2778 * C_p * A}{T_R}$$

Donde:

T_R : tiempo de retraso de la cuenca, en horas.

L_{ca} : distancia desde la estación de salida de la cuenca y el centroide de esta medido a lo largo del canal principal, en km.

L : distancia desde la estación de salida al punto más alejado de la cuenca, medido a lo largo del canal principal, en km.

C_t : coeficiente empírico que depende de las características de la cuenca.

C_1 : constante igual a 0,7517 en el SI de unidades (Chow et al., 1994).

Q_p : caudal pico producido por una lluvia neta unitaria, en m^3/s .

C_p : coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0,4 y 0,9, tomando valores mayores en cuencas con grandes pendientes.

A : área de la cuenca, en km^2 .

El producto L, L_{ca} , es una medida del tamaño y la forma de la cuenca. Este factor intenta parametrizar la forma de la cuenca en términos de la longitud (L) y el ancho (L_{ca}).

Una ecuación propuesta para C_t (Chow et al., 1964) es:

$$C_t = \frac{0,6}{\sqrt{S}}$$

Con S , la pendiente media de la cuenca. Snyder propone valores entre 1,8 y 2,2; siendo los valores menores los correspondientes a cuencas de mayores pendientes.

La duración del exceso de lluvia T_d , en horas, es:

$$T_d = \frac{T_R}{5,5}$$

La duración de la esorrentía superficial y base del hidrograma unitario T_b , en días, está dada por:

$$T_b = 3 + \frac{T_R}{8}$$

El cálculo manual del hidrograma por el método de Snyder necesita de dos valores que dan el ancho del hidrograma (en horas) correspondiente a los valores del 75 por ciento del caudal pico, W_{75} y al 50 por ciento, W_{50} . El método se usa fácilmente como una de las opciones del modelo HEC-1 o el HMS. También, se puede construir un hidrograma triangular con los valores de Q_p y T_b (Ver Figura 12).

Los valores de W_{75} y W_{50} en horas y fracción, están dados por la ecuación empírica:

$$W = C_w * Q_p^{-1,081}$$

Donde: C_w es igual a 1,22 para W_{75} y 2,14 para W_{50} .

Donde: C_w es igual a 1,22 para W_{75} y 2,14 para W_{50} .

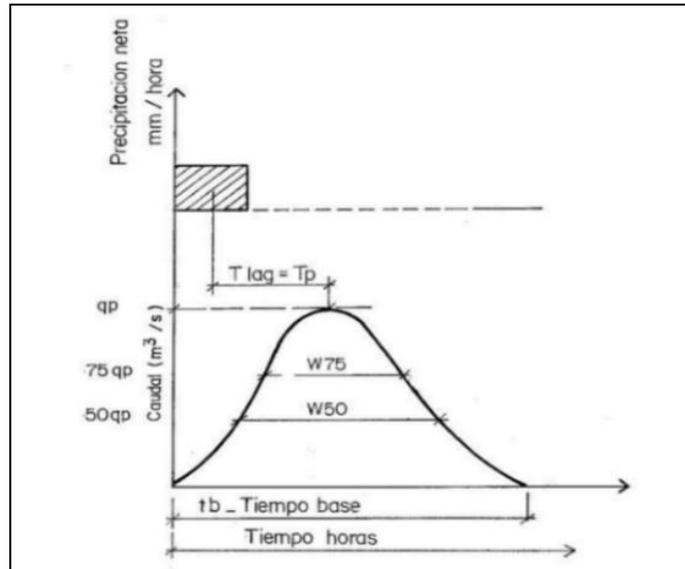


Figura 12: Hidrograma unitario sintético de Snyder

FUENTE: Fattorelli y Fernández (2011)

2.10.2. Hidrograma unitario sintético del SCS

Este método, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS), también llamado del “número de curva” consta de dos partes. En la primera de ellas se hace una estimación del volumen de escorrentía resultante de una precipitación - escurrimiento directo, en la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de pico.

La ecuación de escurrimiento puede escribirse como:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Donde:

Q: escorrentía superficial.

P: precipitación, en mm.

S: retención potencial máxima, es decir, la máxima cantidad de lluvia que la cuenca puede

absorber.

El valor de S (en pulgadas) se relaciona con el número de curva de escorrentía (CN) por la definición:

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

La distribución temporal del caudal se realiza de la siguiente manera: se utiliza la hidrografía unitaria adimensional desarrollada por el Servicio de Conservación de Suelos, cuya forma está predeterminada. La escala de tiempo hidrográfico se expresa en unidades de período de subida del hidrograma (T_p) y el caudal de escorrentía se expresa en unidades de pico (q_p). (Villon, 2002).

Para convertir las ordenadas adimensionales del hidrograma en valores reales, se debe conocer el período de subida (T_p) y el caudal de pico (q_p). Este último se obtiene por la relación obtenida del hidrograma triangular sintético según el siguiente método.

El caudal pico, en m^3/s , se determina mediante la expresión:

$$q_p = \frac{0,208 * A * Q}{T_p}$$

Donde:

A: área de aporte, en Km^2

Q: volumen de escurrimiento directo, en mm.

T_p : tiempo hasta el caudal pico, en horas.

El tiempo de pico (T_p) se determina mediante la expresión:

$$T_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Donde:

T_p : tiempo hasta el caudal pico, en horas.

d_e : duración en exceso, en horas.

t_r : tiempo de retraso, en horas.

El tiempo de retraso se puede calcular usando la siguiente ecuación:

$$t_r = 0.6 * t_c$$

Donde t_c es el tiempo de concentración de la cuenca, y según el método del SCS se estima de la siguiente manera:

$$t_c = \frac{0,0136 * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{S^{0,5}}$$

Donde:

CN: número de curva SCS.

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

S: pendiente promedio de la cuenca, en m/m.

La duración en exceso, en horas, con la que se tiene mayor gasto pico, se calcula aproximadamente como:

$$d_e = 2 * \sqrt{t_c}$$

Y el tiempo base t_b , en horas, se calcula con la expresión:

$$t_b = 2,67 * T_p$$

2.11. MÁXIMAS AVENIDAS

En general, la avenida máxima es un fenómeno donde ocurren flujos relativamente grandes. Una inundación se caracteriza por grandes cantidades de agua que sale de un canal. Un evento extremo no tiene por qué provocar una inundación, sobre todo si se construyen defensas ribereñas u obras de control (Monsalve, 1999).

“Se define crecida como un caudal superficial muy grande que excede la capacidad de transporte del cauce y provoca la inundación de los terrenos aledaños” (Mejía, 2006).

2.11.1. Tránsito de avenidas en cauces naturales

Para determinar los efectos aguas abajo y, por lo tanto, diseñar e implementar la protección contra inundaciones, debe haber una manera de comprender cómo cambia el nivel del agua a lo largo de un tramo de vía fluvial. La simulación de los cambios de nivel del agua al cruzar un cauce se conoce como tránsito de avenidas (Aparicio, 1992).

Un hidrograma de avenida en realidad representa el movimiento de la ola cuando pasa por

una estación. Es necesario recordar que cuando una onda se mueve corriente abajo, su forma cambia. Estos cambios de oleaje se deben al aumento de agua en los afluentes y a la diferente velocidad en distintos puntos a lo largo de la onda (Chereque, s.f.).

En la Figura 13 se observa la variación del pico del hidrograma en los instantes t_1 , t_2 y t_3 , a medida que avanza en el espacio.

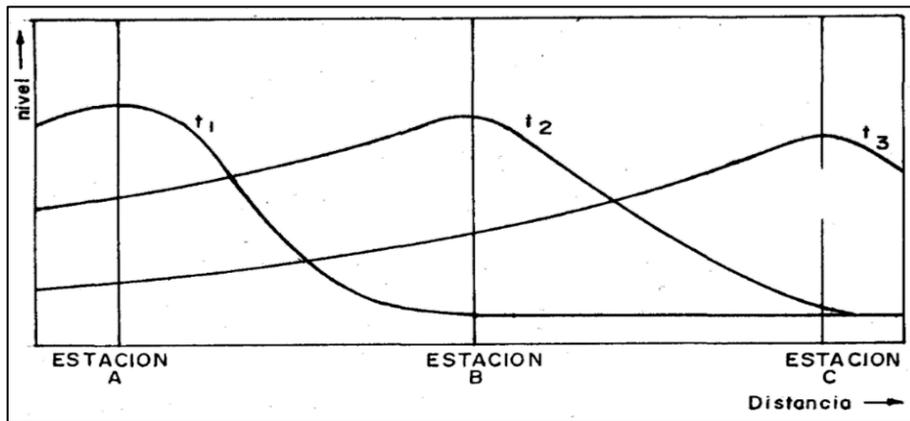


Figura 13: Paso de una onda o tránsito

FUENTE: Chereque (s.f.)

2.11.2. Tránsito hidrológico en ríos – método de Muskingum

El método de Muskingum se basa en el principio de continuidad y es usada muy a menudo para relacionar las variables caudal y almacenamiento. Éste último puede subdividirse en dos partes, el almacenamiento en prisma, que sería proporcional al gasto de salida y el almacenamiento en cuña, que sería la resta entre el caudal de entrada con el de la salida (Chow et al., 1994).

La representación de este método se expresa con la siguiente ecuación:

$$S = K(X * Q_e + (1 - X * Q_s))$$

$$K = 0,18 * \left(\frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Donde:

S: almacenamiento en el tramo del cauce.

Q_e : caudal de ingreso al inicio del intervalo de tiempo.

Q_p : caudal de salida al final del intervalo de tiempo.

K: parámetro de Muskingum en función de las características del cauce.

L: longitud del cauce, en km.

i: pendiente del cauce, en m/m.

X: parámetro de Muskingum, varía entre 0 y 0,5, tomando valores mínimos para almacenamientos tipo embalse y mayores para una cuña completamente desarrollada. Para fines ingenieriles y en cauces naturales, habitualmente se considera el valor de 0,2.

2.12. MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

Es un modelo conceptual con base física y empírica y una representación espacial semidistribuida, dividiendo la cuenca en unidades de subcuenca más pequeñas. HEC-HMS está disponible gratuitamente, por lo que se puede descargar, así como una cantidad considerable de información, incluidos manuales de usuario para diferentes versiones, directamente desde su sitio web oficial (Pascual y Díaz, 2016).

HEC-HMS utiliza los siguientes componentes: modelo de cuenca, modelo meteorológico, especificaciones de control y datos de entrada. La simulación calcula la transformación de precipitación a caudal del modelo de cuenca en función de la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el período de tiempo durante el cual se realiza la simulación (Estrada y Pacheco, 2012).

La Figura 14 muestra una descripción general de los pasos de trabajo requeridos para realizar el modelo hidrológico Hec-Hms de crecidas máximas.

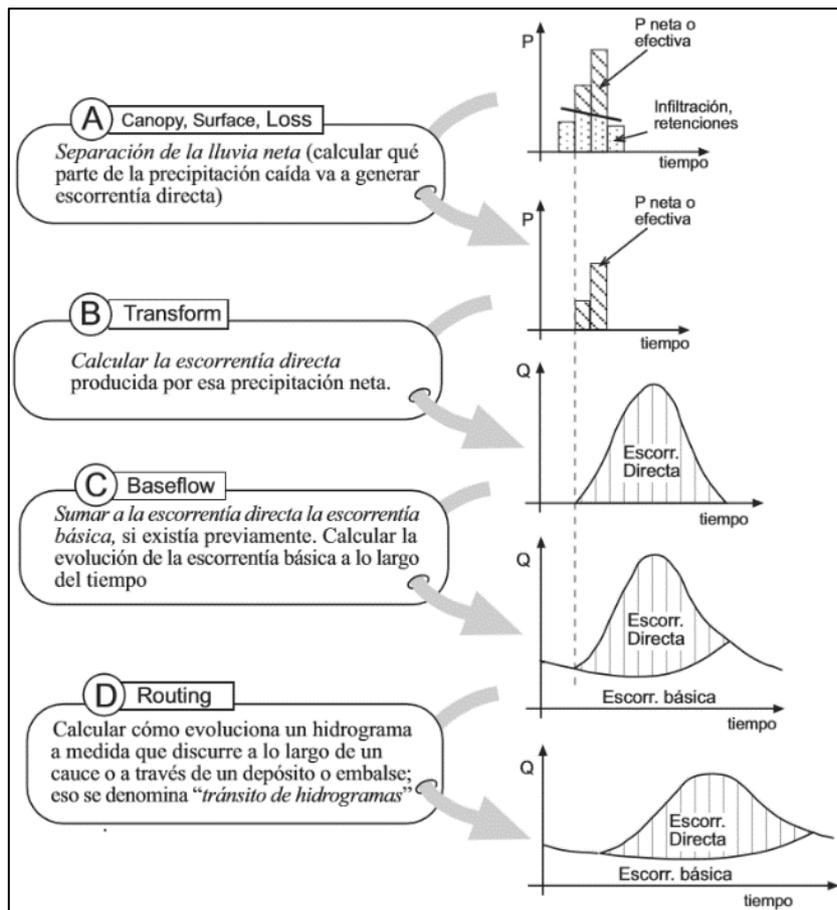


Figura 14: Fases de trabajo del modelo Hec-Hms

FUENTE: Sánchez (2017)

2.12.1. Componentes del Hec-Hms

Para simular el comportamiento de una cuenca hidrográfica, el software Hec-Hms utiliza componentes esenciales que son necesariamente aplicados en cualquier modelo de acuerdo al requerimiento del proyecto, estos componentes son: Modelo de la cuenca (Basin Model), Modelo meteorológico (Meteorological Model) y Especificaciones de control (Control Specifications).

Modelo de cuenca, este componente representa el modelo físico de la cuenca hidrográfica, donde el usuario puede representar la cuenca insertando y conectando los distintos elementos hidrológicos, estos usan modelos matemáticos para describir los procesos que se producen en dicha hoya hidrográfica; en este modelo se inserta las características de la cuenca, si es un proyecto sencillo, y de las subcuencas, si se trata de un trabajo más elaborado (Villón, 2007).

Modelo meteorológico, este modelo asocia registros de los pluviógrafos con la cuenca o subcuencas correspondientes, también se pueden utilizar precipitaciones observadas, teóricas o tormentas de diseño. La información que se inserta en ese componente es en forma de hietograma, que anteriormente fue graficada por el método del bloque alterno (Villón, 2007).

Especificaciones de control, en este componente se sugiere cuando debe iniciar y cuando debe terminar los cálculos, así como el incremento de tiempo, es decir se indican los tiempos de simulación y optimización, o, en otras palabras, se estima el tiempo de duración de la tormenta de diseño (Villón, 2007).

En la Figura 15 se muestra un esquema de los componentes básicos del modelo Hec-Hms.

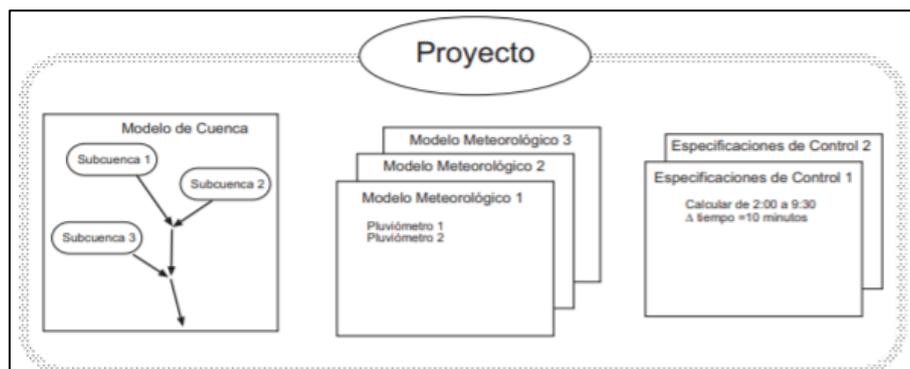


Figura 15: Componentes básicos de un proyecto en Hec-Hms

FUENTE: Sánchez (2017)

2.13. CLASIFICACIÓN DE FLUJO

El flujo de canal abierto se puede clasificar en muchos tipos y se describe de diferentes maneras, la siguiente clasificación es de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y el espacio (Chow, 2004).

2.13.1. Flujo permanente

Se dice que el flujo es permanente si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

a. Flujo uniforme

El flujo es uniforme si la profundidad de flujo es la misma a lo largo del tramo del canal en consideración.

b. Flujo variado

Se dice que es un flujo variado cuando la profundidad de este cambia a lo largo del canal.

- Flujo gradualmente variado, se da cuando la profundidad de agua cambia lentamente a lo largo del canal.
- Flujo rápidamente variado, si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas.

2.13.2. Flujo no permanente

El flujo es no permanente cuando la profundidad cambia con respecto al tiempo.

a. Flujo uniforme no permanente (raro)

Para que este tipo de flujo suceda, la superficie del agua debería fluctuar de un tiempo a otro, pero permaneciendo paralela al fondo del canal, en efecto, ésta es una condición prácticamente imposible.

2.14. NÚMERO DE FROUDE

El número de Froude es adimensional y relaciona las fuerzas de inercia de velocidad con las fuerzas gravitacionales. Está definida por la siguiente ecuación (Villón, 2007):

$$F = \frac{v}{\sqrt{g * R}}$$

Donde:

v: velocidad media de la sección, en m/s.

g: aceleración de la gravedad, en m/s².

R: Radio hidráulico, que es igual al área entre el espejo de agua, en m.

2.15. TIPOS DE FLUJO SEGÚN EL NÚMERO DE FROUDE

Para Villón (2007), según el Número de Froude, el flujo se puede clasificar de la siguiente manera:

2.15.1. Flujo subcrítico

En este estado, las fuerzas de gravedad se vuelven dominantes, por lo que el flujo es tranquilo y lento, por lo que el número de Froude es menor que uno ($F < 1$).

2.15.2. Flujo crítico

En este caso, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio, siendo así el número de Froude igual a uno ($F = 1$).

2.15.3. Flujo supercrítico

Para que se produzca este tipo de flujo las fuerzas de inercia son más pronunciadas, por lo que el flujo tiene una gran velocidad, siendo rápido o torrencioso, es decir, el número de Froude es mayor a uno ($F > 1$).

2.16. ESTADOS DE FLUJO

El flujo puede ser laminar, turbulento o transicional, de acuerdo al efecto de la viscosidad en relación con la inercia, esto puede representarse mediante el número adimensional de Reynolds (Rodríguez, 2008).

$$Re = \frac{4 * V * R}{\mu}$$

Donde:

V: velocidad media del flujo, en m/s.

R: Radio hidráulico, en m.

μ : viscosidad cinemática del agua, en m^2/s .

2.16.1. Flujo laminar

El flujo se llama laminar cuando las fuerzas viscosas son muy fuertes en comparación con las fuerzas de inercia. En ese estado, las partículas de agua se mueven a lo largo de líneas de corriente muy bien definidas, es decir, las partículas de fluido se mueven a lo largo de trayectorias bastante regulares, discretas y perfectamente definidas que dan la impresión de estar compuestas por placas o capas, que se deslizan suavemente unas sobre otras sin mezcla macroscópica (Rodríguez, 2008).

Si $Re < 2000$, entonces el flujo se encuentra en un estado laminar.

2.16.2. Flujo turbulento

La turbulencia es el flujo más común en la práctica de la ingeniería. Si la fuerza viscosa es débil en comparación con la fuerza de inercia, el flujo es turbulento. En este estado, las partículas de agua se mueven a lo largo de trayectorias irregulares que no son ni uniformes ni fijas, pero que colectivamente aún representan el movimiento completo hacia adelante del flujo (Rodríguez, 2008).

Si $Re > 4000$, entonces el flujo se encuentra en un estado turbulento.

2.16.3. Flujo transicional

Se encuentra entre los estados de flujo laminar y turbulento (Rodríguez, 2008).

Si $2000 < Re < 4000$, entonces el flujo se encuentra en un estado transicional.

2.17. HIDRÁULICA FLUVIAL

Según Pérez et al. (s.f.), la hidráulica fluvial examina los conductos externos que pueden ser propensos a la erosión, es decir, estudia los canales descubiertos, y dado que son parte integral del sistema de drenaje de una cuenca hidrológica, pueden causar problemas de desbordamiento, sedimentación, formación de meandros, cambio de fondo, formación de uno o más brazos, migración de sedimentos, etc., que requiere un estudio detallado para evitar o prevenir posibles daños.

2.17.1. Dinámica fluvial

Hidráulicamente, un río es un canal, pero se comporta de manera muy diferente a las contrapartes esquematizadas que solemos hacer cuando estudiamos el flujo en un canal. Hay poco movimiento constante en el río, ya que el flujo cambia constantemente lenta o rápidamente. El movimiento continuo puede ocurrir en canales diseñados por el hombre, donde el flujo es constante gracias a un control conveniente de la fuente de captación (Rocha, 1998).

No existe un movimiento uniforme en el cauce natural de un río, porque su sección

transversal varía mucho y además no es prismática. En muchos casos pretendemos que hay un movimiento cuasi-estacionario o cuasi-permanente. En los canales hechos por el hombre (artificiales), los contornos suelen ser rígidos y constantes, pero en un lecho de río en movimiento, los contornos cambian constantemente debido a las fuerzas que actúan en el fondo y las orillas (Ver Figura 16).

Estos cambios pueden ser lentos o rápidos, naturales o inducidos por el comportamiento humano (Rocha, 1998).

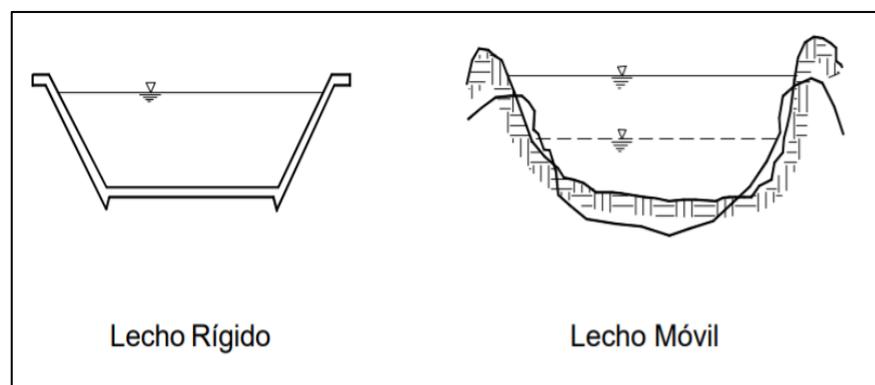


Figura 16: Tipos de lecho

FUENTE: Rocha (1998)

2.17.2. Morfología fluvial

La morfología fluvial, es el estudio de las diversas formas características de los ríos. La fluviomorfología incluye el estudio de los cambios de los ríos tanto en la dirección del flujo (perfil longitudinal) como en la sección transversal (cauce y márgenes). Sin embargo, cabe señalar que la morfología fluvial no se trata solo del estudio de las formas actuales de un río, sino esencialmente de la explicación de la situación en que el río alcanzó su forma actual. Generalmente, los cambios en un río comienzan en una determinada sección y progresan aguas arriba y/o aguas abajo (Rocha, 1998).

La irregularidad de los caudales de los ríos, especialmente la alternancia de grandes crecidas y sequías, es causa muy importante de las formas de los ríos. Por ejemplo, el río Piura tiene un caudal máximo observado de 4400 m³/s (en 1998) y un mínimo de cero (en 1950). La ocurrencia de estas corrientes extremas influye fuertemente en la morfología de los ríos. A

lo largo de la costa del Perú, la ocurrencia del fenómeno El Niño provoca grandes inundaciones, especialmente en las partes bajas de los valles, que contribuyen a cambios significativos en la pendiente de los ríos (Rocha, 1998).

2.17.3. Clasificación morfológica de ríos

Según (Rocha, 1998), los tipos de cauces se dividen en tres grupos, desde el punto de vista geomorfológico, estos son los rectos, trenzados y meándricos. A continuación, se describe cada uno de ellos.

a. Ríos rectos

Este tipo de ríos, prácticamente no existen en la naturaleza. Lo que en realidad existe es un sistema de encauzamiento recto, el cual está compuesto por diques paralelos dentro del cauce, cabe mencionar que para caudales pequeños el río ocupa su propia sinuosidad, por otro lado, para los caudales altos el río se comporta como si fuese recto.

b. Ríos trenzados

Los también llamados ríos entrelazados normalmente tienen un ancho considerable y son de pendiente fuerte, lo que genera tirantes pequeños y que el flujo escurra en forma de brazos alrededor de islas minúsculas formadas por la sedimentación, la cual, dicho sea de paso, se produce por un exceso de material que el río no puede transportar en su totalidad.

c. Ríos meándricos

Estos ríos están formados por curvas sucesivas muy dinámicas, puesto que varían con respecto al tiempo; estos cauces suelen tener una pendiente suave, lo que genera concluye en la sedimentación y con ella la evolución de los meandros. Estas sinuosidades no dependen necesariamente de las propiedades del lecho.

En la Figura 17 se pueden observar los tres tipos de cauces según su morfología:

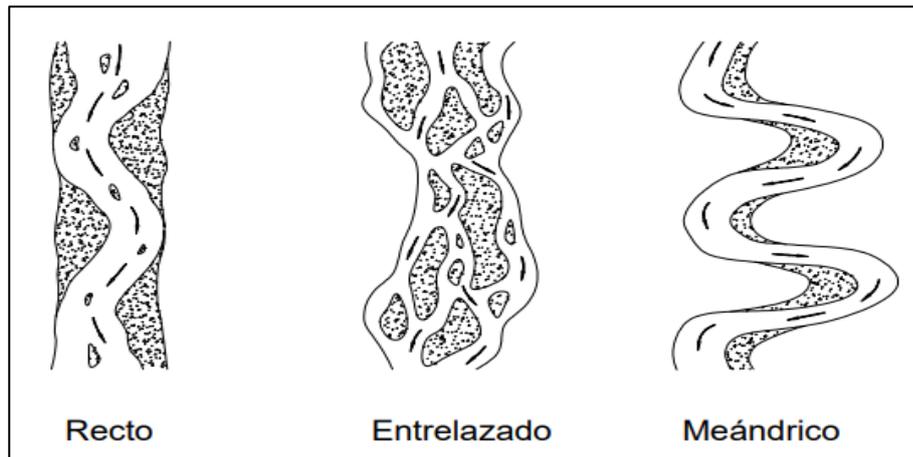


Figura 17: Tipos de ríos

FUENTE: Rocha (1998)

2.18. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD MANNING

Para determinar el coeficiente aproximado se deben evaluar las condiciones del tipo de cauce, el estado del flujo y el nivel de mantenimiento; estos proporcionan una base para estimar el valor apropiado de "n" para un problema dado. Para seleccionar un factor de Manning apropiado, generalmente se acepta que las condiciones que tienden a crear turbulencia y causan desaceleración aumentarán el valor de n, y aquellas que reducen la turbulencia y la desaceleración disminuirán el valor de n. (Chow, 2004).

Método de Cowan: De acuerdo al reconocimiento de los distintos factores primordiales que afectan al coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de "n", el cual consiste en la siguiente fórmula (Chow, 2004):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

Donde:

n_0 : valor básico para un canal recto, uniforme y liso en los materiales involucrados.

n_1 : valor de corrección del efecto de las rugosidades superficiales.

n_2 : valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal.

n_3 : valor para considerar las obstrucciones.

n_4 : valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo.

m_5 : factor de corrección de los efectos por meandros.

Los valores apropiados pueden ser seleccionados de acuerdo a las condiciones existentes en

la Tabla 7.

Tabla de coeficiente de rugosidad Manning: En la Tabla 8 se presenta una lista de valores de “n” para canales de diferentes clases, se muestran valores mínimo, normal y máximo, la elección dependerá del estado actual del canal (Chow, 2004).

Tabla 7: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan

Condición del canal		Valores
	Tierra	0,020
Material involucrado	Corte en roca	0,025
	Grava fina	0,024
	Grava gruesa	0,028
	Suave	0,000
Grado de irregularidad	Menor	0,005
	Moderado	0,010
	Severo	0,020
	Gradual	0,000
Variaciones de la sección transversal	Ocasionalmente alternante	0,005
	Frecuentemente alternante	0.010 - 0.015
	Insignificante	0,000
Efecto relativo de las obstrucciones	Menor	0,010 – 0,015
	Apreciable	0,020 – 0,030
	Severo	0,040 – 0,060
Vegetación	Baja	0,005 – 0,010
	Media	0,010 – 0,025
	Alta	0,025 – 0,050
	Muy alta	0,050 – 0,100
Grado de los efectos por meandros	Menor	1,000
	Apreciable	1,150
	Severo	1,300

FUENTE: Chow (2004)

Tabla 8: Valores del coeficiente de rugosidad “n”

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
1. Corrientes naturales			
1.1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente <100 pies)			
a) Corrientes en planicies			
- Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos.	0,025	0,030	0,033
- Igual al anterior, pero con más piedras y malezas.	0,030	0,035	0,040
- Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena.	0,033	0,040	0,045
- Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0,035	0,045	0,050
- Igual al anterior, niveles más bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0,040	0,048	0,055
- Igual al cuarto punto, pero con más piedras.	0,045	0,050	0,060
- Tramos lentos, con malezas y pozos profundos.	0,050	0,070	0,080
- Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos.	0,075	0,100	0,150
b) Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos.			
- Fondo: Gravas, cantos rodados y algunas rocas.	0,030	0,040	0,050
- Fondo: Cantos rodados con rocas grandes.	0,040	0,050	0,070
1.2. Planicies de Inundación			
a) Pastizales, sin matorrales			
- Pasto corto	0,025	0,030	0,035
- Pasto alto	0,030	0,035	0,050
b) Áreas cultivadas			
- Sin cultivo	0,020	0,030	0,035
- Cultivos en línea maduros	0,030	0,035	0,050

Continuación

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
c) Matorrales			
- Matorrales dispersos, mucha maleza	0,035	0,050	0,070
- Pocos matorrales y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
- Pocos matorrales y árboles, en verano	0,040	0,030	0,080
- Matorrales medios densos, en invierno	0,045	0,070	0,110
- Matorrales medios densos, en verano	0,070	0,100	0,160
d) Árboles			
- Sauces densos, rector y en verano	0,110	0,150	0,200
- Terreno limpio, con troncos sin retoños	0,030	0,040	0,050
- Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0,050	0,060	0,080
- Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel de agua por debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
- Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas.	0,100	0,120	0,160

FUENTE: Chow (2004)

2.19. BOCATOMA

Las tomas son estructuras hidráulicas construidas en un río o canal que captan parte o la totalidad del agua de la corriente principal. La captación suele caracterizarse principalmente por el caudal de captación, que se define como el caudal máximo que puede recibir la operación de captación (Rocha, 2003).

Existen varios tipos de captación, siendo las más populares la toma directa, la bocatoma tirolesa y convencional. Algunos de ellos se describen a continuación.

2.19.1. Bocatoma directa

Según Krochin (1986), la captación de agua por una toma directa no retiene el agua que pasa por el río, es decir, no hay regulación y se utiliza caudal instantáneo. Sin embargo, una gran desventaja es la obstrucción, y más aún durante las inundaciones, así como la entrada de sedimentos en la salida.

2.19.2. Bocatoma convencional

Esta es la toma más común, consiste en una presa de derivación que interrumpe flujo en el cauce del río y capta el agua por una ventana lateral, en muchos casos, cuando la variación

de profundidad entre la época seca y lluviosa es muy fuerte, la presa debe ser baja, esto se compensa con compuertas colocadas en su cresta, que pueden ser de diferente tipo y se apoyan en pilas y columnas que dividen la presa en partes (Krochin, 1986).

En la Figura 18 se puede observar un esquema típico de una bocatoma convencional.

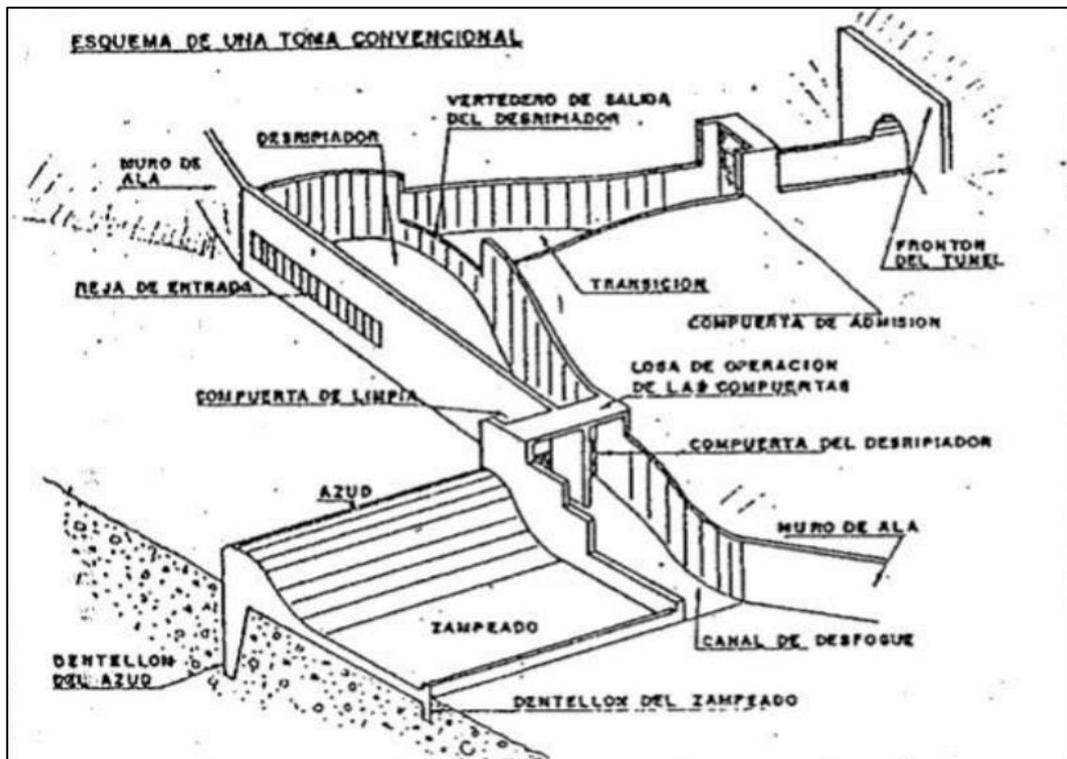


Figura 18: Bocatoma convencional

FUENTE: Krochin, (1986).

2.20. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA CONVENCIONAL

Para realizar un buen diseño hidráulico de cualquier tipo de estructura, es necesario tomar en cuenta diversas ciencias, tales como la hidráulica, hidrología, geología, geotecnia, medio ambiente, aspecto social, aspecto económico, etc.

En cuanto a la hidráulica, a continuación, se describe como se debe diseñar las partes más importantes de la bocatoma convencional; cabe mencionar que la ampliación y/o variación de esta dependerá del criterio del especialista en diseño hidráulico.

2.20.1. Diseño de ventana captación

La ventana de captación se ubica, generalmente, al lado lateral del barraje fijo, su fin es derivar parte del agua que fue retenido por la estructura de obstrucción. Sus dimensiones están en función del caudal a derivar, entre estas tenemos el alfeizar, altura de ventana y el ancho.

Según (Mansen, 2010), la altura desde el lecho del río hasta la parte inferior de la ventana debería ser como mínimo 0,60 m, esto con el fin de evitar el ingreso de material arrastrado por el río. Además, la altura de la ventana deberá ser mayor a 0,6 m. El cálculo del ancho de la toma se hace mediante la fórmula de vertedero de cresta ancha, considerando además la sumersión o no sumersión de esta, a continuación, se describen las ecuaciones correspondientes.

Cuando no existe sumersión:

$$Q = MbH^{3/2}$$

Cuando existe sumersión:

$$Q = SMbH^{3/2}$$

Donde:

Q: caudal a derivar, en m³/s.

S: coeficiente de corrección por sumersión.

M: coeficiente de descarga

b: ancho de ventana, en m.

H: carga hidráulica, en m.

El cálculo del coeficiente de sumersión (S) se puede estimar de la siguiente manera:

Según Bazin, $S = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{y_2} \right) \left(\frac{Z}{H} \right)^{\frac{1}{3}}$

Según Villemonte, $S = \left(0,1 + \frac{h_n^{2/3}}{H} \right)^{0,385}$

El cálculo del coeficiente de descarga (M) se puede estimar de la siguiente manera:

Según Konovalov, $M = \left[0,407 + \left(\frac{0,045H}{H+y_1} \right) \right] \left[1 + 0,285 \left(\frac{H}{H+y_1} \right) \right]$

Según Bazin, $M = \left[1,794 + \left(\frac{0,0133}{H} \right) \right] \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H+y_1} \right)^2 \right]$

Las variables y_1 , y_2 , H , h_n , Z y h_2 se pueden observar en la Figura 19.

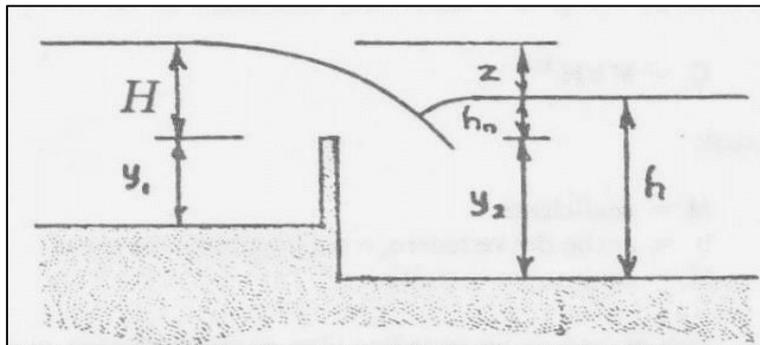


Figura 19: Bocatoma convencional

FUENTE: Krochin, (1986)

Es necesario saber que, se considera que existe sumersión si se cumple que:

$$h_2 > y_2, \quad \frac{z}{y_2} < 0,7$$

Por otro lado, se considera que no existe sumersión cuando:

$$\frac{z}{y_2} > 0,7$$

2.20.2. Diseño de presa derivadora

El diseño de la presa derivadora o azud se puede dividir en dos partes, estos son la altura y la forma de la cresta.

Altura del barraje: Esta altura tiene que ser dimensionada de tal manera que permita elevar o mantener el nivel de agua, con el fin de derivar el caudal demandado. Su dimensionamiento está en función de la profundidad de socavación (P_s), alfeizar (h_0), altura de ventana de captación (h_v) y la pérdida de carga (h_f) (Mansen, 2010).

La altura del barraje se puede estimar de con la siguiente ecuación.

$$H_b = h_0 + h_v + h_f + P_s$$

Donde:

H_b : altura total del barraje o azud, en m.

h_0 : altura desde el lecho del río hasta la ventana (alfeizar), en m.

h_v : altura de la ventana de captación, en m.

h_f : pérdidas de carga en la ventana de captación, en m.

P_s : profundidad de socavación, en m.

La profundidad de socavación producida por la máxima avenida de diseño se puede estimar mediante al formula de Lischtvav-Lebediev.

$$P_s = d_s - y_0$$
$$d_s = \left(\frac{a * y_0^{5/3}}{0,68 * D_n^{0,28} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$
$$a = \frac{Q}{y_0^{5/3} * B * \mu}$$

Donde:

P_s : profundidad de socavación, en m.

d_s : profundidad después de producirse la socavación, en m.

y_0 : tirante normal de agua, en m.

Q : caudal de diseño, en m³/s.

D_n : diámetro medio de partículas, en mm.

β : coeficiente según el periodo de retorno. Ver Tabla 9.

X : exponente que depende del diámetro medio. Ver Tabla 10.

μ : coeficiente por efecto de contracción.

Según (Pérez, 2014), el coeficiente de contracción (μ) se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$\mu = 1 - 0.387 * \frac{V}{B}$$

Donde:

μ : coeficiente por efecto de contracción.

V : velocidad en la sección, en m/s.

B: Ancho de sección, en m.

Tabla 9: Valores del coeficiente β

Periodo de retorno en años (T)	Coeficiente β
1	0,77
2	0,82
5	0,86
10	0,90
20	0,94
50	0,97
100	1,00
500	1,05
1000	1,07

FUENTE: Alfaro (s.f.)

Tabla 10: Valores del exponente X

Dm (mm)	X	Dm (mm)	X	Dm (mm)	X
0,05	0,43	8	0,35	140	0,27
0,15	0,42	10	0,34	190	0,26
0,5	0,41	15	0,33	250	0,25
1	0,40	20	0,32	310	0,24
1,5	0,39	25	0,31	370	0,23
2,5	0,38	40	0,30	450	0,22
4	0,37	60	0,29	570	0,21
6	0,36	90	0,28	750	0,20

FUENTE: Alfaro (s.f.)

En la Figura 20 se pueden observar las variables tomadas en cuenta para el dimensionamiento de la altura del azud.

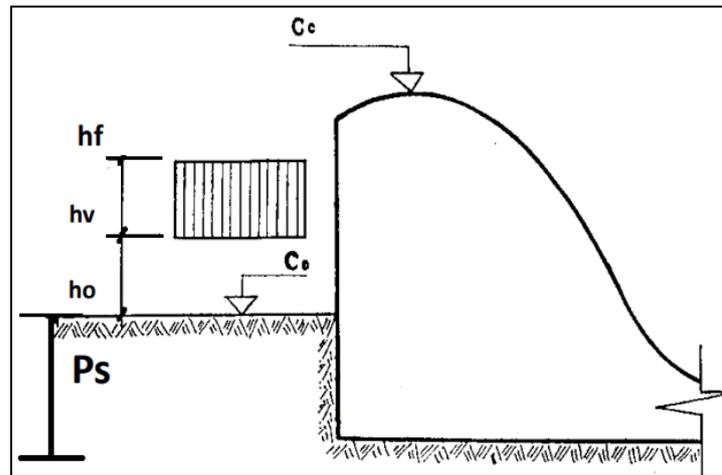


Figura 20: Altura de barraje fijo

FUENTE: Apuntes de clase de diseño hidráulico

Forma del azud o barraje: Es aconsejable dar una forma a la cresta, de tal manera que se eviten cavitaciones por la presencia de presiones negativas, ya que podrían causar daños al concreto.

Según (Krochin, 1986), es conveniente aplicar la fórmula de U.S. Army Corps of Engineers desarrollada a partir de los datos de U.S Bureau of Reclamation.

$$X^{1,85} = H_d^{0,85} * Y$$

Donde:

X, Y: coordenadas del perfil de la cresta con el origen en el punto más alto de la misma.

H_d: carga hidráulica en la cresta, en m.

La carga hidráulica (H_d) se puede calcular con la ecuación del vertedero, a continuación, se describe su expresión.

$$Q_{\text{máx}} = C_d L H_d^{1,5}$$

Donde:

Q_{max}: caudal máximo de diseño, en m³/s.

C_d: coeficiente de escurrimiento. Según Novak C_d=2,4.

L: longitud del barraje, en m.

H_d: carga hidráulica sobre la cresta, en m.

En la Figura 21 se muestra el perfil teórico de la cresta del barraje o azud.

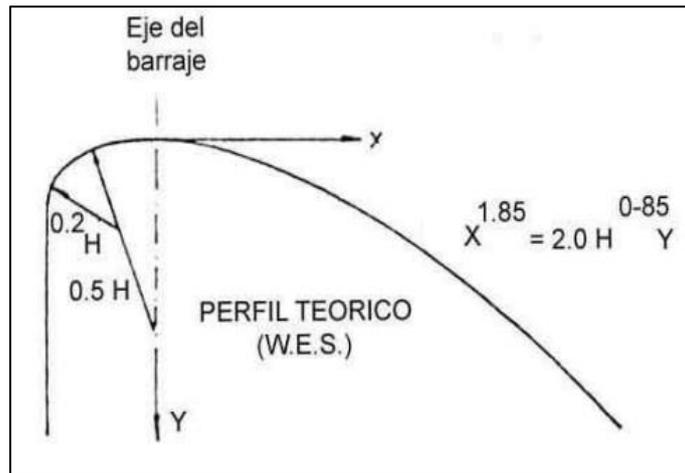


Figura 21: Forma de cresta de un barraje fijo

FUENTE: Mansen, (2010)

Además, con la finalidad de evitar un cambio brusco en el cambio de dirección del flujo del barraje hacia la poza de disipación, es necesario usar un elemento de transición de forma circular.

$$\beta = \text{ArcTan} (1/Z)$$

$$T = R * \text{Tan} (\beta/2)$$

$$R = 0,5H_d \text{ a } 2,0H_d$$

En la Figura 22 se pueden observar las variables para la estimación de la forma de la transición.

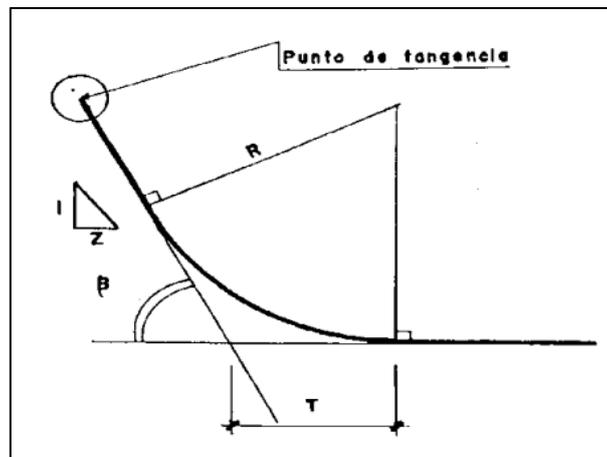


Figura 22: Variables en la transición

FUENTE: Apuntes de clase de diseño hidráulico

2.20.3. Diseño de poza de disipación

El colchón disipador tiene el objetivo de disipar la energía cinética generada por el vertimiento de agua por encima del azud, ya que este exceso de velocidad podría erosionar la estructura.

Según (Mansen, 2010), el diseño de la poza disipadora se divide en dos partes, es decir, en el dimensionamiento de su longitud y espesor, para ello se toma en consideración los tirantes conjugados formados por un salto hidráulico apropiado.

Longitud del colchón disipador: Esta longitud se calcula mediante la ecuación de Bernoulli o conservación de energía, lo que permite calcular la velocidad “ V_1 ” formado en el pie del azud y con ello el tirante “ d_1 ”, con ello, mediante la ecuación de la conservación de fuerza específica se puede calcular el tirante conjugado “ d_2 ”, finalmente, por la relación de los tirantes conjugados, se estima la longitud de la poza disipadora.

En la Figura 23 se muestran los parámetros hidráulicos que se utilizan para el dimensionamiento del colchón disipador.

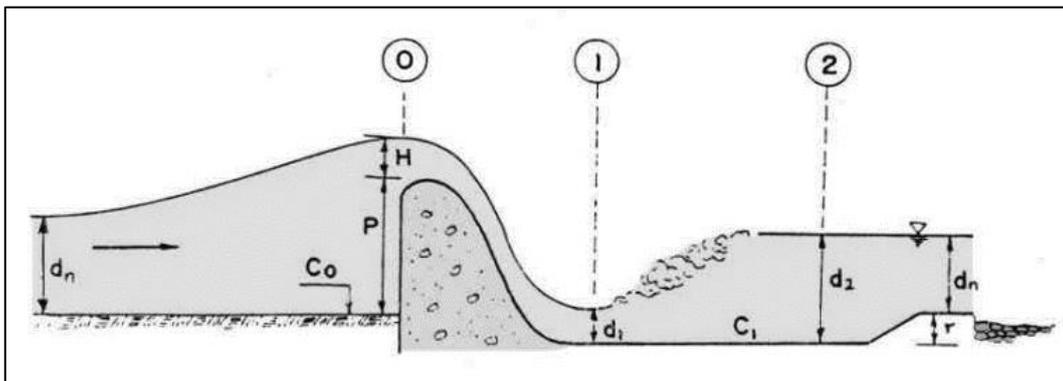


Figura 23: Parámetros hidráulicos

FUENTE: Mansen, (2010)

Estimación del tirante d_1 :

Por Bernoulli tenemos que la energía total en 0 es igual a la energía total en 1.

$$E_0 = E_1 + h_f$$

$$E_0 = C_0 + P + H + \frac{V_H^2}{2g}$$

$$E_0 = C_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{f0-1}$$

Reemplazando,

$$V_1 = \left[2g \left(C_0 - C_1 + P + H - d_1 + \frac{V_H^2}{2g} - h_{f0-1} \right) \right]^{1/2}$$

Donde:

V_1 : velocidad en pie de azud, en m/s.

C_0 : cota del terreno en 0, en m.

C_1 : cota del terreno en 1, en m.

P : altura del barraje, en m.

H : carga hidráulica en la cresta, en m.

d_1 : tirante en el pie de azud, en m.

h_{f0-1} : pérdida de energía entre 0 y 1, en m.

V_H : velocidad en la cresta del barraje, en m/s.

Para estimar esta velocidad " V_1 ", se deben asumir algunos valores, tales como:

$r = (C_0 - C_1)$, entre 0,5 y 1,0 metros.

$h_{f0-1} = \frac{0,1 \cdot V_H^2}{2g}$, en metros.

$d_1 \geq 0,1$ metros

Esta velocidad V_1 tiene que ser corroborada mediante la siguiente relación:

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_1}{b_1 * d_1} = \frac{q_1}{d_1}$$

$$d_1 = \frac{q_1}{V_1}$$

Si el tirante d_1 obtenido es muy cercano al que se estimó, entonces se prosigue con el cálculo del tirante conjugado d_2 , en caso contrario, se vuelve a iterar hasta conseguir el calado correcto.

Cálculo del tirante conjugado d_2 :

Mediante la ecuación de conservación de fuerza específica entre el punto 1 y 2.

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \left(\frac{d_1^2}{4} + 2 \frac{V_1^2}{g} * d_1 \right)^{1/2}$$

Comprobando,

$$d_2 = d_n + r$$

Donde:

d_2 : tirante conjugado, en m.

d_n : tirante normal en el río, en m.

r : profundidad del colchón disipador, en m.

Esta ecuación normalmente no se cumple, por lo que según (Mansen, 2010), se acepta que:

$$d_n + r = 1,15d_2$$

Longitud de colchón disipador: Con los tirantes d_1 y d_2 calculados, se puede estimar la longitud necesaria para producir el salto hidráulico en la poza disipadora, existen diversas fórmulas para realizar ello, algunas de estas se describen a continuación.

$L = (5 \text{ a } 6) * (d_2 - d_1)$, según Schoklitsch.

$L = 6 * F_1 d_1$, siendo $F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd}}$, según Safranez.

$L = 4 * d_2$, según U.S. Bureau of Reclamation.

Esta longitud de la poza disipadora debe ser verificada tomando en cuenta los efectos de la fuerza de supresión provocada por la infiltración del agua, es decir, la longitud mínima del conjunto barraje-colchón disipador debe ser aquella que contrarreste los efectos de supresión.

Según (Krochin, 1986), para estimar la mínima longitud compensada que debería tener el conjunto barraje-colchón disipador, se debe cumplir que:

$$L_c = \frac{1}{3} \sum L_h + \sum L_v > C_L * H$$

Donde:

ΣL_h : suma de longitudes horizontales, en m.

ΣL_v : suma de longitudes verticales, en m.

C_L : coeficiente de Lane. Ver Tabla 11.

L_c : longitud de ruptura compensada, en m.

H: diferencia de nivel de aguas arriba y aguas abajo, en m.

En la Figura 24 se pueden apreciar las variables para la aplicación de la fórmula de longitud de ruptura compensada.

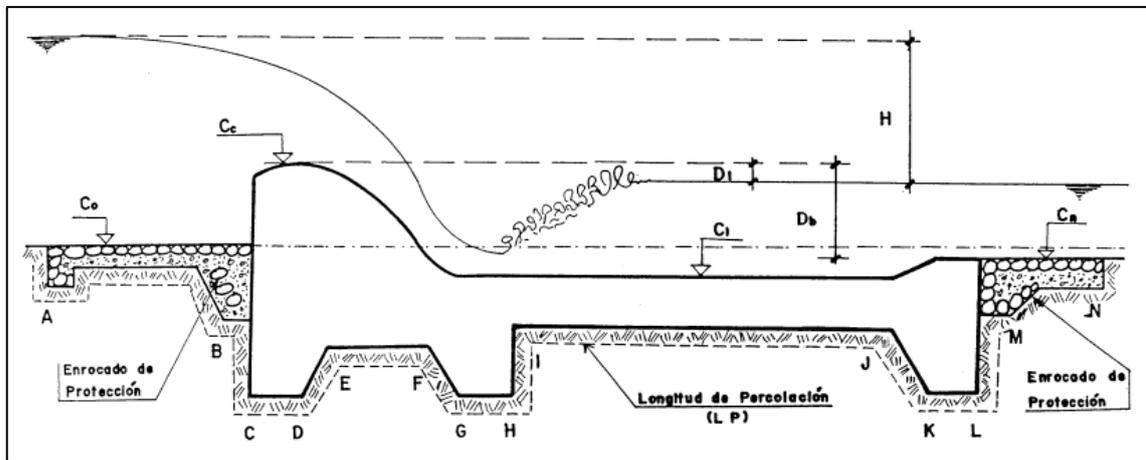


Figura 24: Visualización de variables para el cálculo de la longitud de ruptura compensada

FUENTE: Apuntes de clase de diseño hidráulico

En la Tabla 11 se presentan los coeficientes de Lane en función del lecho del río.

Tabla 11: Valores del coeficiente de Lane

Lecho del cauce	Coefficiente de Lane (CL)
Arena fina y/o limo	8,5
Arena fina	7,0
Arena de tamaño medio	6,0
Arena gruesa	5,0
Grava fina	4,0
Grava media	3,5
Gravas y arenas	3,5
Grava gruesa	3,0
Bolonería con grava	2,5
Bolonería, gravas y arena	2,5
Arcilla plástica	3,0
Arcilla de consistencia media	2,0
Arcilla dura	1,8
Arcilla muy dura	1,6

FUENTE: Krochin (1986)

Espesor del colchón disipador: Para que la poza de disipación pueda soportar los efectos de la fuerza de supresión provocada por la infiltración del agua, es necesario este que tenga un espesor adecuado.

Según (Mansen, 2010), el espesor adecuado se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{4}{3} * \frac{\gamma}{\gamma_c} * S_p$$

Donde:

e: espesor de la loza, en m. Según (Mansen, 2010), debe ser mayor o igual a 0,90 metros.

γ : peso específico del agua, en Ton/m³.

γ_c : peso específico del concreto, en Ton/m³.

S_p : supresión parcial, en m.

Por otro lado, tanto para un escenario de máximas avenidas y estiaje, la supresión parcial se puede estimar mediante la semejanza de triángulos, considerando la carga hidráulica y el tirante normal del río para el evento de máximas y sólo la carga hidráulica aguas arriba del barraje para eventos de estiaje. En la Figura 25 se puede apreciar los diagramas de supresión para ambos escenarios.

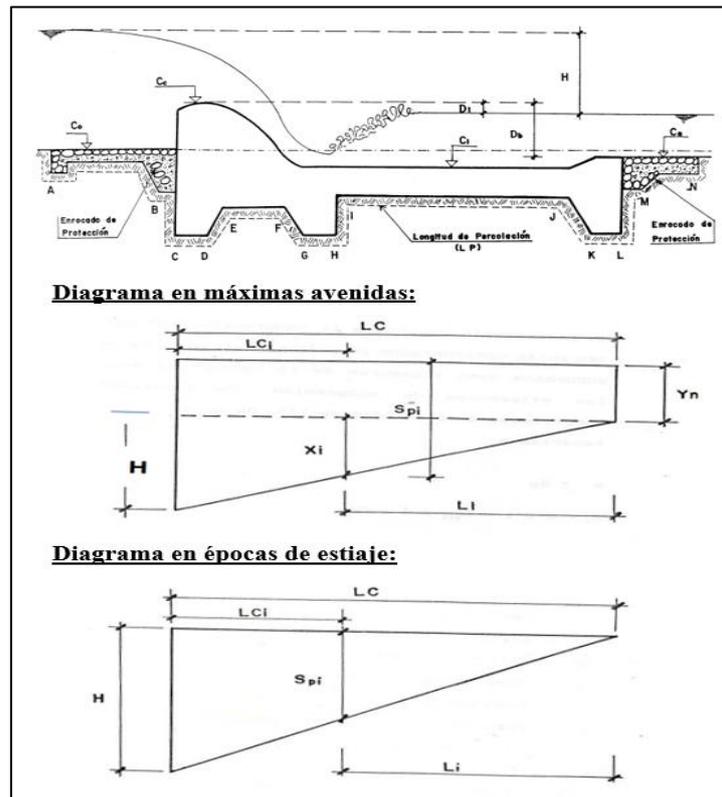


Figura 25: Diagramas de supresión

FUENTE: Apuntes de clase de diseño hidráulico

2.20.4. Diseño de canal de limpia

El canal de limpia permite reducir el ingreso de sedimentos al canal de derivación, además, elimina el material de arrastre acumulado en la base de la toma y aguas arriba del barraje, su ubicación recomendada es perpendicular al azud y paralelo al flujo del río, formando un ángulo entre 60° y 90° con el eje de la ventana de captación (Mansen, 2010).

Velocidad requerida: Con la finalidad de generar el arrastre del material sedimentado, la velocidad mínima en el canal de limpia debe ser la adecuada.

Según (Mansen, 2010) la siguiente fórmula permite estimar la velocidad mínima requerida para iniciar con el arrastre de los sedimentos depositados en las cercanías.

$$V_c = 1,5 * c * d^{1/2}$$

Donde:

V_c : velocidad para iniciar el arrastre, en m/s.

c : coeficiente en función del tipo de material. Observar Tabla 12.

d : diámetro del grano mayor, en m.

Tabla 12: Coeficiente “c” según tipo de material

Tipo de material	c
Arena y grava redondeada	3,2
Grava cuadrada (rectangular)	3,9
Mezcla de arena y grava	3,5 a 4,5

FUENTE: Mansen (2010)

Ancho del canal de limpia: El ancho se puede estimar mediante la siguiente relación.

$$B = Q_c/q$$

$$q = V_c^3/g$$

Donde:

B : ancho del canal de limpia, en m.

Q_c : caudal en canal de limpia para eliminar material acumulado, en m^3/s .

q : caudal unitario en canal de limpia, en $m^3/s/m$.

V_c : velocidad para iniciar el arrastre de material en el canal de limpia, en m/s.

g : aceleración de la gravedad, en m^2/s .

Pendiente mínima requerida: Esta pendiente en el canal de limpia, debe ser la necesario para poder generar la velocidad de arrastre.

Según (Mansen, 2010) la siguiente expresión permite estimar la pendiente crítica para generar la velocidad de arrastre.

$$I_c = n^2 * \frac{g^{10/9}}{q^{2/9}}$$

Donde:

I_c : pendiente crítica, en m/m.

g : aceleración de la gravedad, en m^2/s .

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

q : caudal unitario en canal de limpia, en $m^3/s/m$.

De acuerdo con lo descrito por (Mansen, 2010), algunas recomendaciones con respecto a los parámetros y características del canal de limpia son:

- El caudal en el canal de limpia debe ser por lo menos el doble del caudal a derivar o al caudal medio del río.
- El ancho del canal de limpia debe ser como mínimo la décima parte de la longitud del barraje fijo.

2.21. MODELO HIDRÁULICO IBER

Según Bladé et al. (2012), Iber combina los módulos de hidrónimo, turbulencia y transporte de sedimentos y utiliza el método de volumen finito para resolver las ecuaciones correspondientes. El resultado es una herramienta de modelado numérico para el flujo de agua y sedimentos de ríos que utiliza sistemas avanzados que son particularmente estables en todas las condiciones, pero adecuados para flujos discontinuos y especialmente para cauces con sistema irregular.

IBER es un modelo numérico bidimensional para la simulación de flujo superficial que integra módulos de hidrodinámica, turbulencia, transporte de sedimentos y calidad del agua utilizando el método de volumen finito para resolver las ecuaciones correspondientes. Su interfaz amigable para pre y post procesamiento permite crear videos con resultados y visualizarlos en 3D, esto lo vuelve didáctico, robusto, gratuito, relativamente fácil de usar, práctico y efectivo para el aprendizaje del modelado hidráulico e hidrodinámico. El modelo Iber consta de tres módulos informáticos principales: un módulo de hidrodinámica, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos (Figura 1). Cabe mencionar que todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadrados (Cueva et al., 2018).

2.21.1. Hidrodinámica

El módulo hidrodinámico de Iber desarrolla ecuaciones bidimensionales de Saint Venant que asumen una distribución uniforme de la presión hidrostática y la velocidad del fondo del canal. Esto se cumple en ríos y estuarios (IBER, 2014).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = M_s$$

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

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

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.

$\tau_{xx}^e, \tau_{yy}^e, \tau_{xy}^e$: tensiones tangenciales efectivas horizontales.

M_s, M_x, M_y : son respectivamente los términos fuente, sumidero y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

2.21.2. Condiciones de contorno

En un modelo bidimensional, es necesario distinguir entre dos tipos de contornos: abiertos y cerrados. Estos últimos también se denominan contornos tipo pared, es decir, son impermeables.

Contorno cerrado: crea una fuerza de fricción lateral en el líquido, muy similar a la fricción generada en el fondo. Dentro de ellos, se pueden asumir las siguientes condiciones de contorno del tipo de pared:

- Condiciones de deslizamiento libre (esfuerzo tangencial cero).
- Condición de fricción de la pared (funciones de la pared).

En construcción hidráulica y especialmente en ingeniería de flujo, la fuerza de fricción que ocurre de acuerdo con fricción. Por regla general, el contorno de la pared se ignora porque las escalas horizontales difieren de las verticales, es decir, en aguas poco profundas, que está determinada por el ancho del cauce y su calado (IBER, 2014).

Por otra parte, en tramos de canal muy estrechos, el comportamiento del flujo puede verse afectado por el rozamiento lateral, este rozamiento de pared se define por la siguiente expresión:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}}$$

Donde:

u_* : velocidad de fricción de pared.

τ_w : fricción de la pared.

ρ : densidad del agua.

La velocidad tangencial en la pared se puede determinar en función de la velocidad de fricción, de la altura de rugosidad y de la distancia a la pared, tal que:

$$|u| = \frac{u_*}{K_s} * \ln(E.y)$$

$$K_s^+ = \frac{K_s * u_*}{\nu}$$

Donde:

$|u|$: velocidad tangencial.

K_s : altura de rugosidad.

ν : viscosidad cinemática.

y : distancia en perpendicular a la pared.

E : parámetro que depende de las características del flujo.

Para el cálculo del parámetro E , Iber considera condiciones de flujo turbulento liso, rugoso y transición entre liso y rugoso, tal y como se representa en la Tabla 13.

Tabla 13: Fricción de pared

Tipo de régimen	$K_s^+ = \frac{K_s * u_*}{\nu}$	$ u = \frac{u_*}{K_s} * \text{Ln}(E.y)$
Turbulento liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9$
Turbulento rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = \frac{30}{K_s^+}$
Turbulento liso-rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = \frac{1}{0.11 + 0.033 * K_s^+}$

FUENTE: (IBER, 2014).

Contorno abierto: En hidráulica fluvial generalmente se supone que el flujo se desplaza en régimen lento en el tramo modelado. En este caso el calado se impone en el contorno de aguas abajo, por otro lado, en aguas arriba se suele imponer el caudal de entrada y la dirección del flujo, que en general, a falta de datos más precisos, se asume perpendicular al contorno de entrada. También es posible introducir aguas arriba la velocidad y el caudal específico, en caso de que se imponga el caudal en el contorno de entrada, se realiza una distribución del caudal unitario, usando la siguiente ecuación:

$$q_n = \frac{h^{5/3} * Q}{\int h^{5/3} dy}$$

Donde:

q_n : caudal específico, en $m^3/s/m$.

Q : Caudal total de entrada por el contorno, m^3/s .

h : calado de agua, en m .

Muy aparte del nivel de la superficie libre o calado, en el contorno de salida se pueden considerar condiciones de contorno tipo vertedero con la curva de gasto, esta condición establece una relación entre el caudal de salida y el calado en cada punto del contorno, se expresa de la siguiente manera:

$$q = C_d(Z_s - Z_w)^{1,5}$$

Donde:

q : caudal de salida.

C_d : coeficiente de descarga del vertedero.

Z_s : cota de lámina libre.

Z_w : cota superior del vertedero.

La condición de contorno tipo curva de gasto define una relación entre el caudal de salida y la cota de agua en cada punto. Esta relación es introducida por el modelador en forma de una tabla en la que se establecen pares de valores de caudal específico y cota de la lámina de agua.

En los contornos abiertos, Iber implementa un conjunto de condiciones que se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14: Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos

CONTORNO	RÉGIMEN	CONDICIONES IMPUESTAS
Caudal total	Subcrítico/Crítico	Caudal total en dirección normal al contorno.
	Supercrítico	Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media.
Entrada	Subcrítico/Crítico	Caudal específico en dirección normal al contorno.
	Supercrítico	a. Caudal específico en dirección normal al contorno y calado.
b. Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua.		
Salida	Subcrítico	a. Calado.
		b. Cota de agua.
	Supercrítico/Crítico	c. Vertedero (cota y coeficiente de descarga).
		d. Curva de gasto.
		No es necesario imponer ninguna condición.

FUENTE: IBER, (2014).

2.21.3. Malla de cálculo

Las ecuaciones hidrodinámicas bidimensionales y las que corresponden a los modelos de turbulencia y transporte de sedimentos se resuelven mediante el método de volumen finito, que es uno de los más utilizados en dinámica de fluidos computacional.

Para resolver una ecuación diferencial usando el método de volumen finito, primero es necesario realizar una discretización espacial. Para ello, el área estudiada se divide en celdas relativamente pequeñas, que se denominan cuadrículas informáticas.

Iber trabaja con mallas no estructuradas formadas por polígonos que pueden tener 3 o 4 lados. La principal ventaja de trabajar con este tipo de mallas es su fácil adaptación a cualquier geometría, ya que no es necesario que la malla tenga algún tipo de estructura interna, esta característica los hace muy especiales y por eso son famosos en hidráulica fluvial (IBER, 2014).

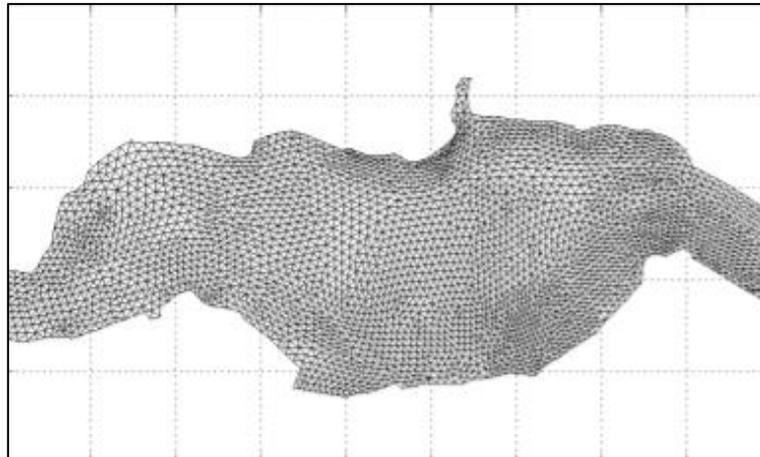


Figura 26: Ejemplo de malla no estructurada

FUENTE: IBER (2014)

2.21.4. Módulos de operación

Iber cuenta con tres operaciones básicas, estas son preproceso, proceso y por último el postproceso, a continuación, se describe un poco más acerca de la utilidad de cada uno de ellos.

a. Preproceso

Antes de realizar el cálculo del modelo numérico se debe ingresar diferentes parámetros, esto se realiza en el preproceso. En este módulo se crea o importa una geometría, se asignan parámetros de entradas, tales como la rugosidad, condiciones de contorno, condiciones internas, etc., además de ello, se construye la malla de cálculo y se ingresa las estructuras correspondientes; por último, en esta parte del modelo se asignan los

datos de problema, es decir, el parámetro de tiempo de simulación, las configuraciones computacionales, las variables que se requieren calcular, etc.

b. Proceso

En esta operación, el modelo Iber realiza los cálculos correspondientes a la resolución de la ecuación de Saint-Venant 2D mediante el esquema numérico de volúmenes finitos, para ello se debe configurar el tiempo de cálculo, la capacidad computacional que utilizará la simulación, los resultados que se requieren visualizar, etc.

c. Postproceso

Finalizada la simulación o durante la misma, se puede acceder al módulo de postproceso para poder visualizar y analizar los resultados que se configuraron en el preproceso. Iber tiene la bondad poder exportar los resultados en formato ráster (ASCII) y configurar la visualización de los resultados, esto queda a disposición del modelador.

2.22. ANTECEDENTES

De la Cuba (2018) desarrolló un estudio con el objetivo principal de modelar hidráulicamente en dos dimensiones el comportamiento del caudal del río Santa Rosa en flujo no estacionario ante un evento extremo. Para ello se utilizaron los modelos Hec-Hms e Iber; el primero para estimar el hidrograma de caudal máximo para períodos de retorno específicos de un hidrograma construido a partir de una precipitación máxima de 2 horas; el segundo para simular el funcionamiento de la bocatoma y así identificar los puntos vulnerables de la mencionada estructura.

Sacachipana (2019) realizó un estudio para realizar una modelación bidimensional con HEC-RAS para la estructura hidráulica de la bocatoma Jila San Jerónimo y asegurar que no presente riesgos durante su operación. Este trabajo utilizó el software Hec-Hms para determinar caudales máximos para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años y para modelar el comportamiento hidráulico del hidráulico de la bocatoma Jila San Jerónimo para un caudal máximo de $354.6 \text{ m}^3/\text{s}$ se usó el software Hec-Ras.

III. METODOLOGÍA

3.1. ZONA DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación política

La ubicación política de la bocatoma proyectada se encuentra en el departamento de Ancash, provincia de Huaylas, distrito de Caraz.

Departamento : Ancash
Provincia : Huaylas
Distrito : Caraz

En la Figura 27 se puede visualizar la ubicación política de la zona de estudio. En el Anexo 3 se presenta el mapa temático de la ubicación política del distrito de Caraz.

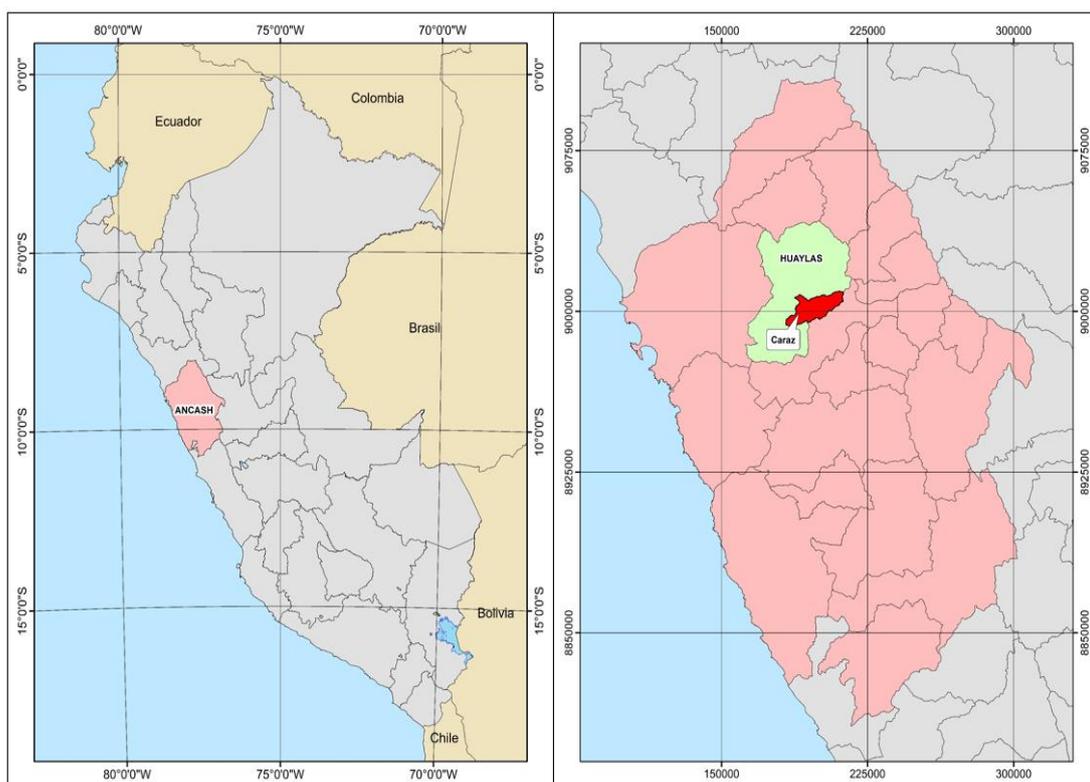


Figura 27: Ubicación política de la zona de estudio

3.1.2. Ubicación hidrográfica

La subcuenca Llullán tiene una superficie de 142,6 km², se ubica en la vertiente del Pacífico de la Cordillera Blanca, en el margen derecho del río Santa, y forma parte de la cuenca del río Santa (Ver Figura 28). El río Llullán nace en la Cordillera Central de los Andes y desemboca en el Río Santa.

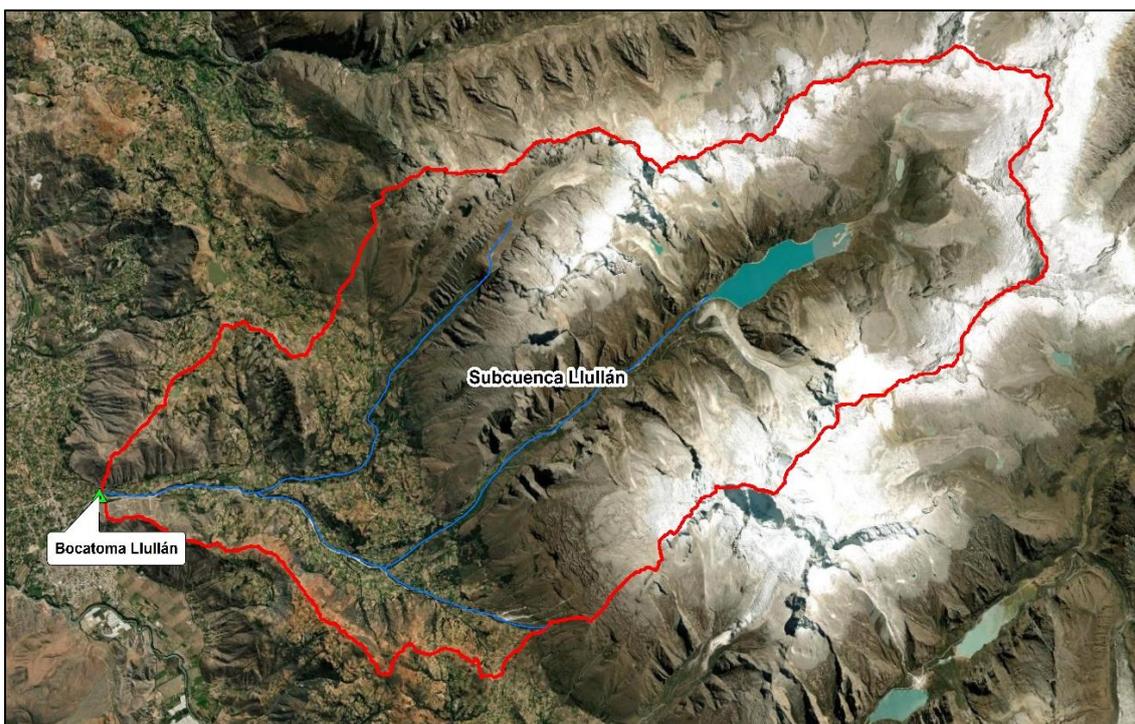


Figura 28: Cuenca del río Llullán

3.1.3. Ubicación geográfica

La bocatoma que se proyecta construir se ubicará en el río Llullán entre las coordenadas UTM, Datum WGS-84 que se muestran en la Tabla 15.

Tabla 15: Ubicación en coordenadas UTM

PUNTO	ESTE (m)	NORTE (m)	ZONA	HEMISFERIO
INICIO	191252,77	8999905,39	18	S
FIN	191607,52	9000168,63	18	S

En la Figura 29 se observa la imagen satelital del tramo del río Llullán y sus alrededores.

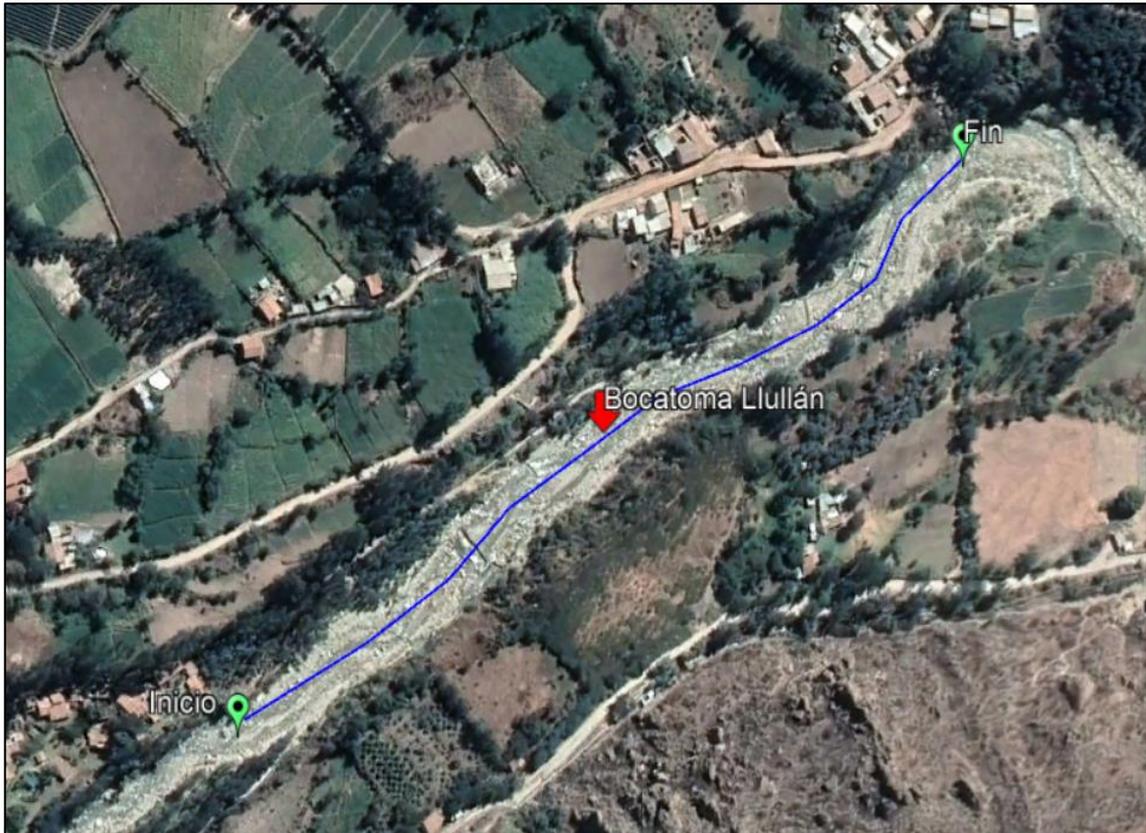


Figura 29: Ubicación de la bocatoma Llullán

FUENTE: Google Earth

3.1.4. Acceso

Para llegar al punto de estudio desde la ciudad de Lima se debe tomar la Carretera Panamericana Norte hasta el Distrito de Paramonga, luego se dobla hacia la derecha en dirección a la Carretera Conococha-Barranca y se continua por la carretera Conococha-Caraz, finalmente de continua por la misma vía hasta el Río Llullán y se desvía hacia el lado derecho en dirección hacia los andes una distancia aproximada de 0,75 Km hasta llegar al destino (Ver Tabla 16).

Tabla 16: Vías de acceso

De	A	Distancia (km)	Tiempo	Tipo de Vía
Lima	Paramonga- Conococha-Caraz	472	8.8 hr	Asfaltada
Caraz	Proyecto	0.75	20 min	Asfaltada

3.1.5. Descripción general de la zona de estudio

De acuerdo a la visita de campo e información recopilada a partir de los estudios realizados para el desarrollo del proyecto, a continuación, se describen algunas características generales de la zona de estudio.

a. Clima

En la ciudad de Caraz, el clima es semi-árido y templado de montaña tropical. La temperatura media anual varía de 11 a 16°C y en ocasiones se superan los 20°C, por otro lado, en época de heladas, la temperatura en el callejón de Huaylas oscila los 0°C.

Las precipitaciones pluviales mensuales varían de 0 a 20 mm, donde los meses con mayor aporte pluvial son de noviembre a marzo y el de estiaje de abril a octubre; cabe mencionar que estas temporadas podrían variar, más aún si se toma en cuenta el impacto del cambio climático.

b. Morfología y topografía

Caraz se encuentra dentro del callejón de Huaylas, el cual es un valle interandino del río Santa y se ubica en la parte central de la región de Ancash; forma un ecosistema peculiar en el país y de gran importancia por sus hermosos nevados, lagunas y campos cultivados. En general, algunas zonas de la provincia de Huaylas corresponden a terrenos con pendientes fuertes y accidentados, lo que vendría a ser las quebradas. Por otro lado, la superficie terrenal con pendiente moderada es abarcada por uso agrícola.

c. Mecánica de suelos

Según el estudio de mecánica de suelos realizado por la Municipalidad Provincial de Huaylas, el lecho del río Lullán está constituido por material conglomerado compacto hasta una profundidad de 0,2 m y de suelo con gravas y cantos rodados compacto hasta una profundidad de 2 m, por lo que la clasificación SUCS es GNEIS, esquisto. Por otro lado, a partir del ensayo de densidad de campo por el método del cono de arena ASTM D1556 que se realizó a partir de una calicata de 3,50 m, la densidad húmeda del suelo es de 1,84 gr/cm³ y la seca de 1,58 gr/cm³. Además, por el análisis granulométrico se tiene que, para una muestra de 534,7 gr, el porcentaje de grava, arena y material fino es 8,8, 87,2 y 4 por ciento, respectivamente. Finalmente, los diámetros característicos que se obtuvieron de este ensayo son $D_{10}=0,08\text{mm}$, $D_{30}=0,12\text{mm}$ y $D_{60}=0,19\text{mm}$.

d. Hidráulica

El tramo del río Lullán en estudio se caracteriza por tener un grado de obstrucción menor, al igual que la irregularidad, asimismo, su variación de sección transversal es poco alternante. El ancho del cauce varía de 20 a 25 metros y su pendiente media es de 0,072 m/m, además el caudal medio mensual que escurre en la quebrada es de 81,26 m³/s. Por otro lado, la cobertura del cauce está compuesta por arena, cantos rodados y vegetación escasa, a diferencia de las márgenes o riberas, que cuentan con la presencia de malezas, matorrales y árboles.

En la Figura 30 se puede observar lo descrito en el párrafo anterior, la fotografía se obtuvo gracias a la visita de campo realizada.



Figura 30: Cauce del río Lullán

3.2. MATERIALES

3.2.1. Modelo digital de elevación (DEM)

La proyección utilizada en esta investigación es ALOS PALSAR DEM, un producto del satélite “Advanced Land Observation Satellite” (ALOS) de la Agencia Japonesa de Exploración Aeroespacial (JAXA). El remuestreo de esta imagen de satélite tiene una resolución global de 12,5 x 12,5 metros, está en formato TIF y su sistema de referencia es el geoide WGS8 con coordenadas de latitud y longitud.

La Tabla 17 muestra las coordenadas proyectadas en WGS8 - UTM18S que limitan la extensión de DEM.

Tabla 17: Extensión de los DEM's utilizados

DEM	Coordenadas en WGS84-UTM18S			
	Arriba	Izquierda	Derecha	Abajo
1	9041679	185755.8	270268.3	8968229

3.2.2. Información pluviométrica

La Información pluviométrica recopilada y empleada para el análisis hidrológico de caudales en el área de influencia de la cuenca en estudio proviene de las estaciones Artesonraju, Artesoncocha, Parón y Caraz; estas están ubicadas dentro y cerca del área de la cuenca colectora del tramo del río Lullán, y vienen siendo administradas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI.

En la Tabla 18 se pueden observar las estaciones meteorológicas de las cuales se extrajeron los datos para realizar el análisis hidrológico.

Tabla 18: Estaciones meteorológicas

Estación	Este (m)	Norte (m)	Cota (m)	Periodo de datos
Parón	204998,83	9003889,6	4311	2014 - 2021
Artesoncochas	209215,63	9006587,6	4308	2010 - 2021
Artesonraju	210046,31	9007368,3	4853	2013 - 2020
Caraz	190306,77	8998388,5	2262	1964 - 1973

3.2.3. Topografía

Los datos del levantamiento topográfico del río Lullán utilizados corresponden al proyecto “Mejoramiento del sistema de agua potable y drenaje del casco urbano de la ciudad de Caraz, Distrito de Caraz, Provincia de Huaylas, Región Ancash” elaborado por la municipalidad provincial de Huaylas-Caraz. El mapeo topográfico del proyecto se realizó con GPS diferencial, además se tomó como base el punto IGN orden C. No fue necesaria la generación de la red poligonal debido a que los puntos se tomaron de una base a través de puntos RTK

utilizando GPS diferencial, este método se utiliza cuando el levantamiento topográfico se realiza con estación total y es necesario movilizar equipos a puntos objetivo que no pueden ser recogidos en la estación anterior.

3.2.4. Equipos

- Laptop Core i5-8300H
- Impresora

3.2.5. Software

- ArcGis
- Qgis
- AutoCAD
- Hydrognomon
- Hec-Hms 4.7
- Iber 2.6
- Google Earth
- Microsoft Excel
- Microsoft Word

3.3. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

3.3.1. Delimitación de la cuenca

Para realizar la delimitación de la cuenca en estudio, se utilizó el DEM ALOS PALSAR de 12,5x12,5 metros de resolución, que fueron descargados desde el portal web ASF Data Search Vertex de la NASA, y posteriormente, procesados con el software Hec-Hms 4.7, tal y como se describe en el siguiente procedimiento:

- a. En el software Hec-Hms 4.7 se creó un nuevo proyecto con la herramienta “*Create a New Project*”, luego se procedió a importar el DEM correspondiente “*Components / Terrain Data Manager / New / Next / Browse For GIS File Containing Elevation Data / Finish*”, por último, se creó el modelo de la cuenca “*Components / Basin Model Manager / New / Create*”, donde se estableció el sistema de unidades métricos y se conectó el DEM de Terrain Data con el Basin Model.
- b. En el modelo de cuenca se ejecutó el algoritmo de eliminación de sumideros del DEM importado “*GIS / Preprocess Sinks*”, esta herramienta permitió generar un nuevo DEM

hidrológicamente correcto.

- c. Luego, se seleccionó “*SIG / Preprocess Drainage*”, herramienta que sirve para determinar la dirección y acumulación de flujo para cada celda del DEM corregido.
- d. Posterior a ello, se seleccionó “*SIG / Identity Streams*”, dicha herramienta permitió generar el ráster de la red de flujo, para lo cual se determinó el umbral de acumulación de flujo, que es el área de drenaje aproximada para los elementos de las subcuencas que resulten.
- e. Por último, se delimitó la cuenca, para ello se utilizó la herramienta “*SIG / Break Points Manager*”, seguido ello, se seleccionó el punto de control con la opción “*Break Point Creation Tool / Create*”, por último, se usó el algoritmo “*SIG / Delineate Elements Options / Insert Junctions (Yes) / Delineate*”, donde se nombraron a las subcuencas, ver Tabla 19.

En la Figura 31 se puede observar la cuenca delimitada. En el Anexo 3 se presenta el mapa temático de la cuenca Llullán delimitada.

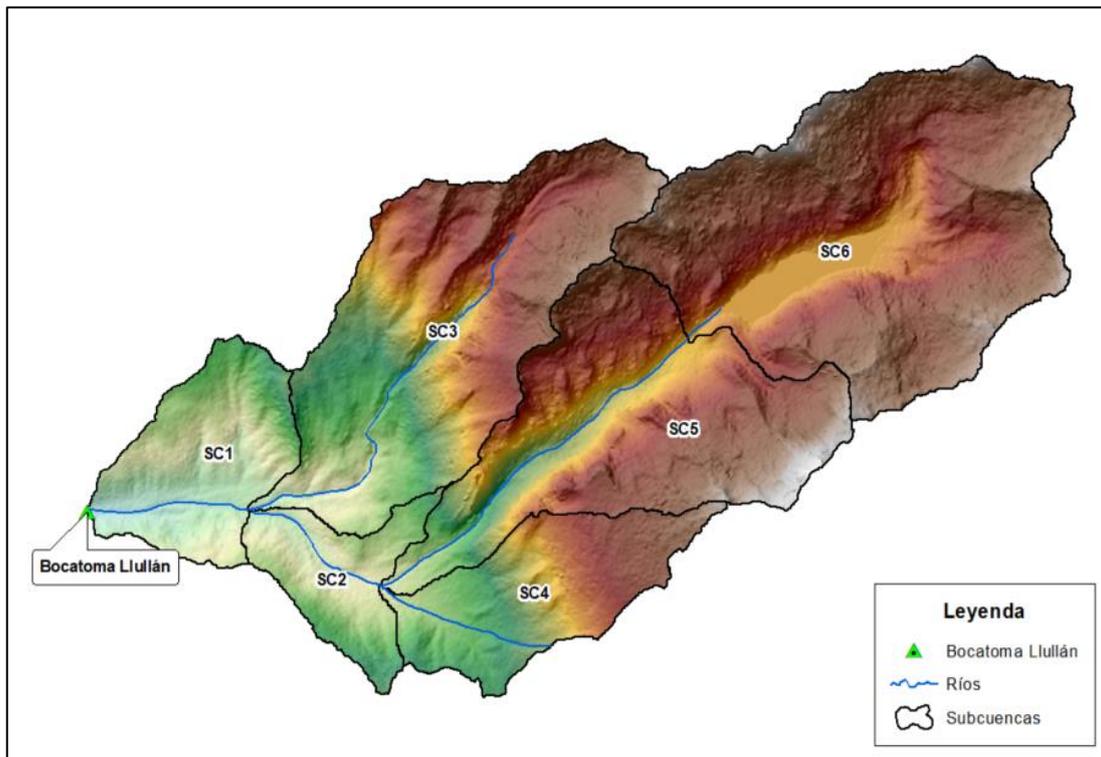


Figura 31: Cuenca delimitada

Tabla 19: Nombres de subcuencas

Subcuencas	Nombre
Subcuenca 1	SC1
Subcuenca 2	SC2
Subcuenca 3	SC3
Subcuenca 4	SC4
Subcuenca 5	SC5
Subcuenca 6	SC6

3.3.2. Parámetros morfométricos

Para calcular los parámetros de la cuenca en estudio se siguió el procedimiento que se describe a continuación:

- Con la cuenca delimitada y utilizando el software He-Hms 4.7, se procedió a estimar el área de cada subcuenca, en km^2 , para ello se seleccionó la opción “*Parameters / Subbasin Area / Apply*”.
- Luego, se empleó el software Hec-Hms 4.7 para estimar algunos de los parámetros necesarios para el modelo del hidrograma unitario sintético de Snyder, tales como la longitud y pendiente de la ruta de flujo más larga (S_L y L , respectivamente), longitud y pendiente de la red de drenaje centroidal (S_{Lca} y L_{ca} , respectivamente) y la pendiente de las subcuencas (S), para ello se utilizó la herramienta “*Parameters / Characteristics / Subbasin / Apply*”.
- Para estimar el tiempo de retraso de las subcuencas se empleó la ecuación de Snyder, descrita en el Título 2 “Referencia de literatura”, acápite 2.10.1. “Hidrograma unitario sintético de Snyder”, el coeficiente C_t se determinó de acuerdo la propuesta de Snyder, C_t toma el valor de 0,7517 (Chow et al., 1994).
- El coeficiente pico (C_p) de cada subcuenca se determinó conforme a lo establecido en el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC (2018).

En la Tabla 20 se pueden observar los valores de algunos de los parámetros morfométricos de las subcuencas.

Tabla 20: Parámetros morfométricos de las subcuencas

Subcuenca	Área (km ²)	Pendiente de subcuenca (%)	Red de drenaje más larga (km)	Pendiente red de drenaje (m/m)	Factor forma
SC1	12,9	43,9	7,2	0,172	0,25
SC2	7,8	39,5	6,2	0,187	0,21
SC3	33,5	58,1	13,7	0,215	0,18
SC4	13,8	41,4	9,2	0,304	0,16
SC5	30,1	75,2	14,1	0,241	0,15
SC6	44,7	63,4	11,8	0,113	0,32

En la Tabla 21 se describen los parámetros necesarios para elaborar el hidrograma unitario sintético a partir del método de Snyder.

Tabla 21: Parámetros del modelo de Snyder

Subcuenca	Red de drenaje centroidal (km)	Pendiente de red de drenaje centroidal (m/m)	Coefficiente C1	Coefficiente pico (Cp)	Tiempo de retardo (hr)
SC1	2,9	0,082	0,752	0,7	3,7
SC2	2,6	0,078	0,752	0,6	3,6
SC3	6,9	0,158	0,752	0,8	5,6
SC4	4,2	0,222	0,752	0,7	4,4
SC5	7,0	0,132	0,752	0,9	5,4
SC6	4,8	0,021	0,752	0,8	4,5

3.3.3. Análisis estadístico

- a. En primer lugar, se realizó la prueba de datos dudosos u outliers, para ello se empleó el método de Water Resources Council, descrito en el acápite 2.5.1. “Prueba de datos dudosos”, para lo cual se calculó el promedio y la desviación estándar de los logaritmos de los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales (\bar{y} y S respectivamente); el coeficiente K_n se determinó de acuerdo al número de datos de la muestra, tal y como se indica en la Tabla 1. Este método permitió determinar un rango comprendido por un valor mínimo y otro máximo, de modo que se pudo revisar que los datos no se alejen de la tendencia.

En la Tabla 22 se muestran los parámetros calculados que fueron necesarios para determinar los rangos de los umbrales máximos y mínimos al cual los datos de las muestras de precipitación de cada estación meteorológica deberían pertenecer.

Tabla 22: Parámetros para la determinación de datos dudosos

Estación	Número de datos (n)	Coficiente Kn	Promedio de los logaritmos (\bar{y})	Desviación estándar de los logaritmos (S)
Caraz	10	2,036	1,3	0,218
Parón	8	1,909	1,4	0,125
Artesoncocha	10	2,036	1,4	0,131
Artesonraju	8	1,909	1,5	0,062

- b. Luego de haber evaluado los posibles outliers, se procedió a realizar el análisis probabilístico con el registro histórico de precipitación máxima en 24 horas anuales de cada estación meteorológica, para ello se utilizaron las siguientes distribuciones de probabilidad: Distribución de probabilidad normal, Log-normal, Gumbel, Pearson III y Log-Pearson III.
- c. Para determinar la distribución de probabilidad con mejor ajuste con respecto a los datos históricos de la variable evaluada, se realizó la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, este método se describe en el acápite 2.5.4., para ello se utilizó el software Hydrognomon. Todas las pruebas se pueden observar con mayor detalle en el Anexo 1.

En la Tabla 23 se indica la distribución de probabilidad utilizada para cada estación y su nivel de ajuste.

Tabla 23: Prueba de bondad de ajuste – Smirnov Kolmogorov

Estación	Distribución	Smirnov Kolmogorov	
		Porcentaje de ajuste	D máximo
Caraz	Gumbel	96,9%	0,1297
Parón	Pearson III	94,5%	0,1563
Artesoncocha	Pearson III	99,9%	0,0840
Artesonraju	Log-Normal	99,9%	0,1033

3.3.4. Elaboración de curva I-D-F

- a. Luego de hacer el análisis de distribución de probabilidades y realizar la prueba de bondad de ajuste de los datos de pluviometría, se procedió a proyectar las precipitaciones máximas en 24 horas anuales de cada estación a periodos de retorno (T) de 10, 25, 50, 75 y 100 años.

En la Tabla 24 se puede observar los valores de precipitación máxima en 24 horas proyectadas a los periodos de retorno indicados.

Tabla 24: Precipitación máxima en 24 horas para distintos periodos de retorno

Estación	Periodo de retorno (T)				
	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años
Caraz	32,6	39,8	45,1	48,2	50,4
Parón	33,0	36,1	38,2	39,2	40,0
Artesoncocha	34,0	38,7	41,9	43,7	45,0
Artesonraju	34,3	36,6	38,1	39,0	39,6

- b. Posterior a ello, se procedió a corregir las precipitaciones máximas en 24 horas de acuerdo a lo establecido por la OMM en su guía de prácticas hidrológicas (volumen II), tal y como se indica en el subtítulo 2.5.5., dicha corrección se obtuvo al multiplicar los valores de precipitación por 1,04, coeficiente correspondiente al registro de datos pluviométricos cada 12 horas. En la Tabla 25 se muestran los valores pluviométricos corregidos.

Tabla 25: Precipitación máxima en 24 horas corregida

Estación	Periodo de retorno (T)				
	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años
Caraz	36,8	45,0	51,0	54,5	57,0
Parón	37,3	40,8	43,2	44,3	45,2
Artesoncocha	38,4	43,7	47,3	49,4	50,9
Artesonraju	38,8	41,4	43,1	44,1	44,7

- c. Un parámetro para poder desarrollar el método de desagregación de Frederich Bell, es la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 10 años, para

ello, se llevó a cabo la distribución de dicha variable sobre la cuenca delimitada, se utilizó el método de interpolación de isoyetas, debido a que ésta se adecua mejor a cuencas montañosas, tal y como lo es la cuenca del río Lullán, por último, se calculó un promedio ponderado de la precipitación para cada subcuenca. Todo ello se desarrolló empleando el software ArcGis 10.5.

En la Tabla 26 se puede observar los valores de precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 10 años para cada subcuenca.

Tabla 26: Precipitación máxima en 24 horas para un T = 10 años

Subcuenca	Precipitación máxima (mm)
SC1	37,2
SC2	37,3
SC3	37,6
SC4	37,6
SC5	37,6
SC6	38,2

En la Figura 32 se observan las isoyetas de la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 10 años. En el Anexo 3 se presenta el mapa temático de estas isoyetas.

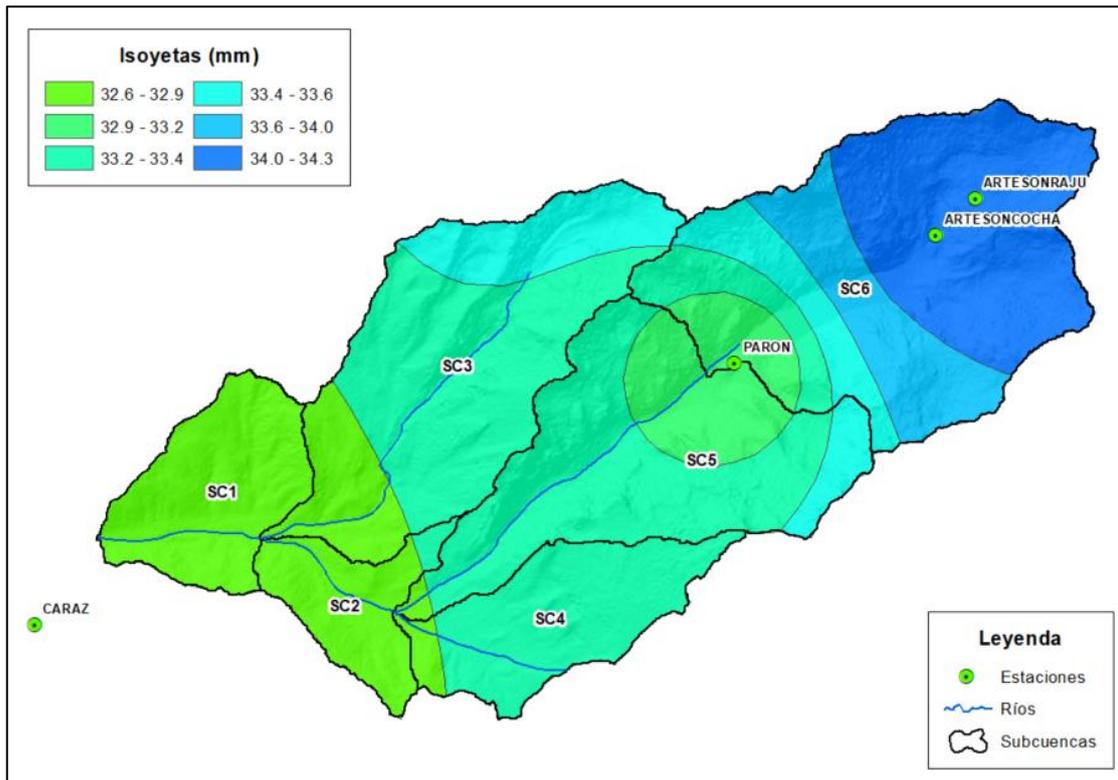


Figura 32: Isoyetas en la cuenca de estudio

- d. Luego de ello, se empleó el método de desagregación de Frederich Bell, tal y como se indica en el acápite 2.5.5., en este punto se obtuvo la intensidad de la precipitación máxima en 24 horas para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.
- e. Por último, se utilizó el método de regresión lineal múltiple para obtener los factores K, m y n de la ecuación de intensidad, duración y frecuencia de la tormenta.

3.3.5. Selección del periodo de retorno

Tal como lo recomienda el MTC en su guía metodológica para proyectos de protección y/o mitigación de inundaciones en áreas agrícolas y urbanas, se utilizan períodos de retorno de 10, 25 y 50 años para fines de protección en áreas rurales y agrícolas.

Por otro lado, Villón (2007), sugiere un período de retorno de 50 años para proyectos de alcantarillado, este valor puede ajustarse de acuerdo con el nivel de riesgo de las personas que pueden verse directamente afectadas por el desbordamiento y posterior inundación. Para este estudio se decidió analizar un periodo de retorno de 100 años, ya que este es el escenario de diseño la bocatoma Llullán.

3.3.6. Hietograma de diseño

- a. En primer lugar, debido a que no se tiene información acerca de las duraciones reales de las tormentas que se presentan en la cuenca de estudio, se procedió a calcular la intensidad de precipitación para un periodo de retorno de 100 años de una tormenta de duración teórica de 24 horas en todas las subcuencas.
- b. Luego de ello, se elaboró el hietograma sintético de cada subcuenca por el método del bloque alterno, considerando lo descrito en el acápite 2.6.2.

3.3.7. Pérdida por infiltración

Para la estimación de la pérdida por infiltración se utilizó el método del número de curva establecido por el SCS descrito en el subtítulo 2.8.1., en este estudio se empleó la curva número en condiciones húmedas (CN_h) para realizar el modelamiento hidrológico de máximas avenidas, debido a que corresponde a una situación crítica. Dicho parámetro se obtuvo del portal web de la Autoridad Nacional del Agua y fue procesada con el software ArcGis 10.5, cabe mencionar que se determinó un promedio ponderado del valor para cada subcuenca.

Los valores del número de curva en condiciones húmedas se describen en la Tabla 27.

Tabla 27: Números de curva en condiciones húmedas de las subcuencas

Subcuenca	Número de curva húmedo mínimo	Número de curva húmedo máximo	Número de curva húmedo ponderado
SC1	85,5	89,9	87,7
SC2	85,5	89,7	87,6
SC3	81,7	87,0	84,4
SC4	83,5	88,2	85,9
SC5	77,5	84,1	80,8
SC6	73,0	81,0	77,0

En la Figura 33 se aprecia la representación gráfica del número de curva en condiciones húmedas para cada subcuenca. En el Anexo 3 se presenta el mapa temático de la curva número.

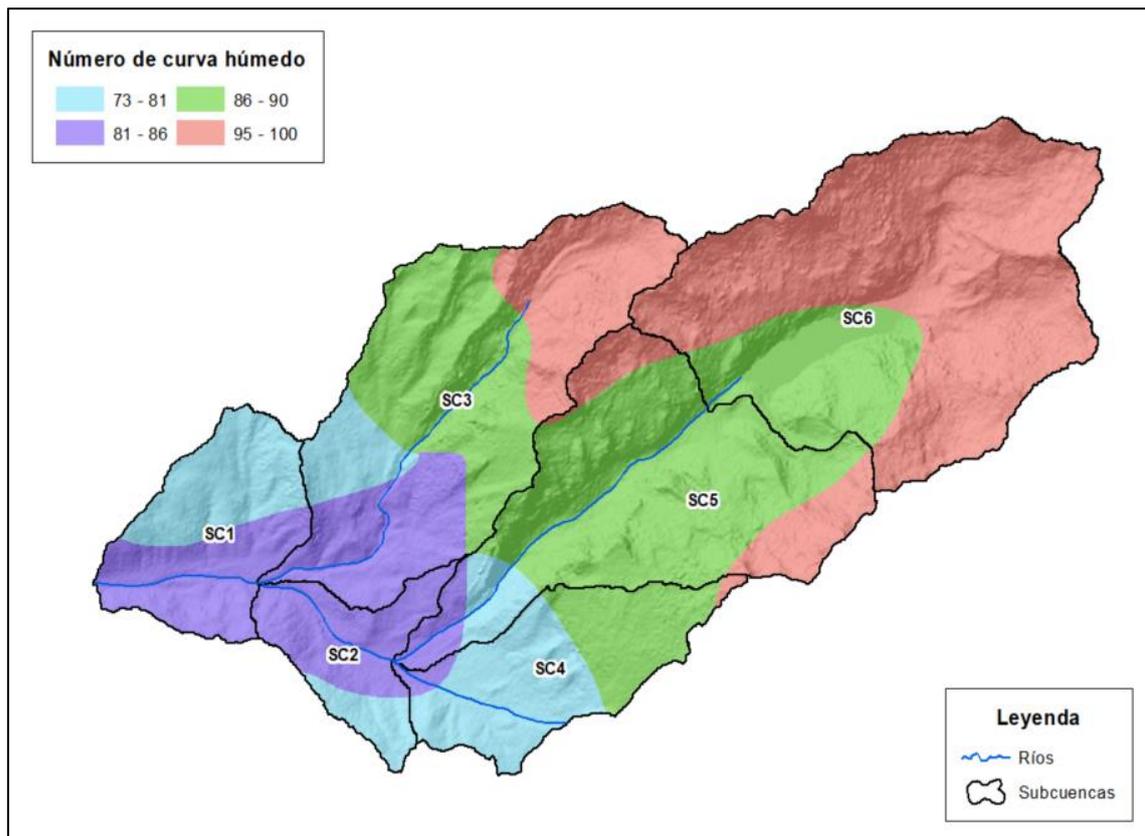


Figura 33: Número de curva en condiciones húmedas en la cuenca delimitada

3.3.8. Transformación precipitación a escorrentía

La transformación de precipitación a escorrentía se obtuvo empleando el modelo de hidrograma unitario sintético de Snyder, para ello se utilizó el software HecHms 4.7, el procedimiento para realizar el modelamiento hidrológico de máximas avenidas se detalla a continuación:

- En primera instancia, en el modelo de cuenca que se delimitó, se insertaron los valores de los parámetros morfométricos correspondientes a cada subcuenca, para ello, en la opción “*Basin Models*” se seleccionó cada icono de las subcuencas, seguido ello, en la ventana “*Subbasin*” se insertaron los valores de área, en la misma ventana, el método de pérdida por infiltración se seleccionó en la opción “*Loss Method*” y el método de transformación de Snyder se eligió en la opción “*Transform Method*”.
- Posterior a ello, en la ventana “*Loss*”, se insertaron los valores del número de curva en condiciones húmedas correspondientes a cada subcuenca, cabe mencionar que dicho parámetro fue variando de acuerdo a la calibración del modelo.
- Luego, en la ventana “*Trasform*”, se introdujeron los valores de los parámetros

tiempo de retardo y coeficiente pico, estos son necesarios para la elaboración del modelo de hidrograma sintético de Snyder.

- d. Para terminar con el modelo de cuenca, en la opción “*Basin Models*” se seleccionaron los iconos de los tránsitos de hidrogramas, luego, en la ventana “*Reach*”, se eligió el método de Muskingum en la opción “*Routing Method*”, finalmente, en la ventana “*Routing*”, se insertaron los parámetros requeridos por dicho método, en la Tabla 28 se describen los valores que se usaron para el cálculo del tránsito de avenidas, así como también los nombres de los tránsitos existentes.

En la Figura 34 se muestra el modelo de cuenca elaborado con el software HecHms 4.7.

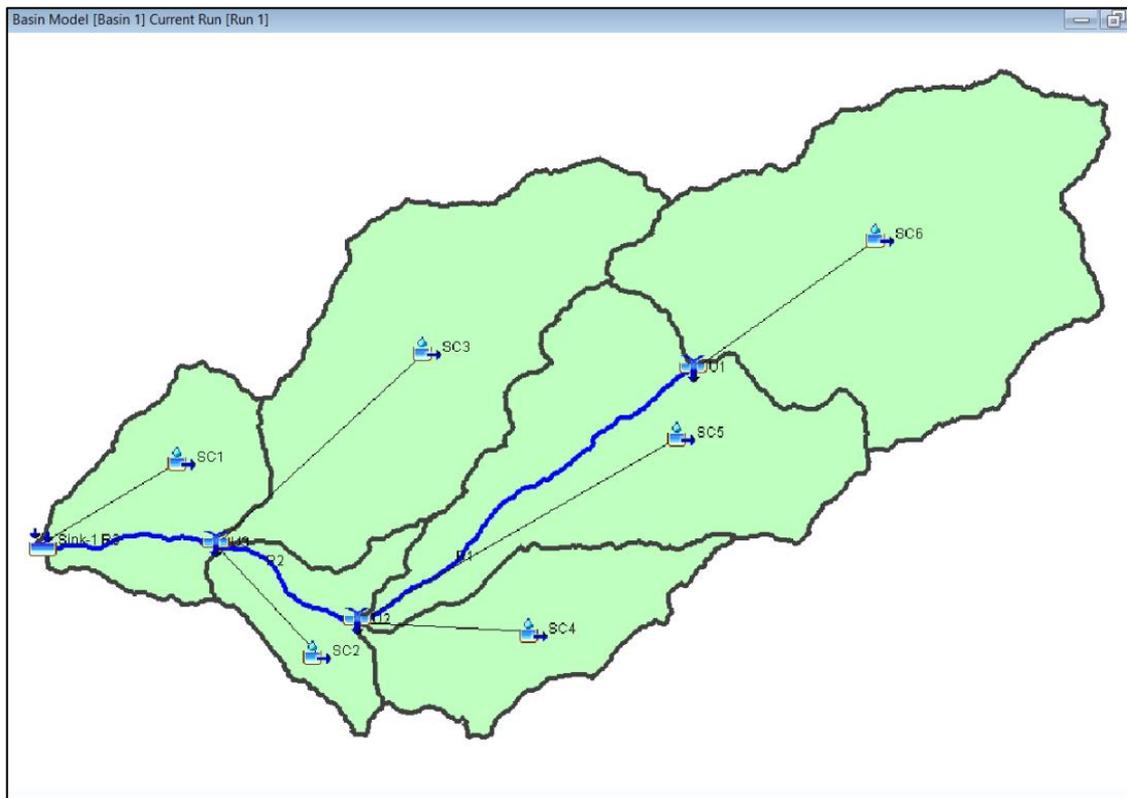


Figura 34: Modelo de cuenca

Tabla 28: Parámetros para el cálculo del tránsito de avenidas

Tránsito	Longitud (km)	Pendiente (m/m)	X	K(hr)
R1	9,1	0,1213	0,2	1,4
R2	3,6	0,0841	0,2	0,8
R3	3,8	0,0782	0,2	0,8

- e. Luego, se creó el componente para insertar los hietogramas de diseño al modelo, para ello, se seleccionó “*Components / Time-Series Data Manager / Precipitation Gages / New / Create*”, se repitió la misma secuencia para la creación de todos los elementos de hietogramas.
- f. En “*Time-Series Data / Precipitation Gages / Gage*” se seleccionó las unidades en la que se introducirá los datos de precipitación del hietograma sintético, para ello, en la opción “*Units*” se eligió el modo “*Incremental Milimeters*”, asimismo, en el apartado “*Time Interval*”, se seleccionó “*1 Hour*”.
- g. En “*Gage / Time Window*”, se ingresó las fechas de inicio y fin de la tormenta teórica, luego, en la ventana “*Table / Precipitation (MM)*”, se introdujeron los valores de la precipitación correspondiente a cada intervalo de tiempo del hietograma.
- h. Siguiendo la secuencia “*Components / Meteorologic Model Manager / New / Create*” se creó el modelo meteorológico, luego de ello, en la ventana “*Meteorology Model*”, se determinó el sistema de unidades “*Metric*” en la opción “*Unit System*”, asimismo, se seleccionó el método de “*Specified Hyetograph*” en la opción “*Precipitation*”; por último, en la ventana “*Basins*”, se seleccionó la opción “*Yes*” en el apartado de “*Include Subbasins*”.
- i. Para culminar con el modelo meteorológico, se determinó la correspondencia de hietogramas para cada subcuenca, esto se realizó siguiendo la secuencia “*Meteorologic Models / Met 1 / Specified Hyetograph / Gage*”. Posterior a ello, se creó el componente de “*Controls Specifications*”, opción en donde se indica la fecha y hora de inicio y final de la simulación, además del intervalo de tiempo que tendrá el hidrograma sintético generado.
- j. Para realizar la corrida del modelo hidrológico de máximas avenidas, se siguió la secuencia “*Compute / Create Compute / Simulation Run / Next / Finish*” y se seleccionó las componentes correspondientes a la simulación.

3.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

3.4.1. Creación del modelo digital de terreno (MDT)

Utilizando el software ArcGis 10.5 y la información del levantamiento topográfico disponible., se procedió a convertir las curvas de nivel del tramo del río en estudio a un formato TIN (Triangulated Irregular Network), que en español significa Red irregular de triángulos, finalmente, se cambió el formato de TIN a Ráster. Para ello, se siguió el siguiente

procedimiento:

- a. En primer lugar, se convirtió la información de las curvas de nivel de formato shapefile a TIN, para ello se siguió la secuencia “*ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Data Management / TIN / Create TIN*”, donde se determinó el sistema de referencia del archivo (WGS84-UTM18S) y se especificó el campo de etiqueta en donde se encuentra la información de las cotas.
- b. Luego, se convirtió el TIN a un formato ráster (Modelo Digital de Terreno-MDT), para ello se utilizó la herramienta “*ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Conversion / From TIN / TIN to Raster*”, donde se ingresó el archivo TIN que se requería transformar y se determinó el tipo de dato numérico (enteros o decimales) y el tamaño de celda del ráster.

En la Figura 35 se muestra la secuencia del cambio de formato de curvas de nivel (shapefile) a TIN y, por último, a modelo digital de terreno.

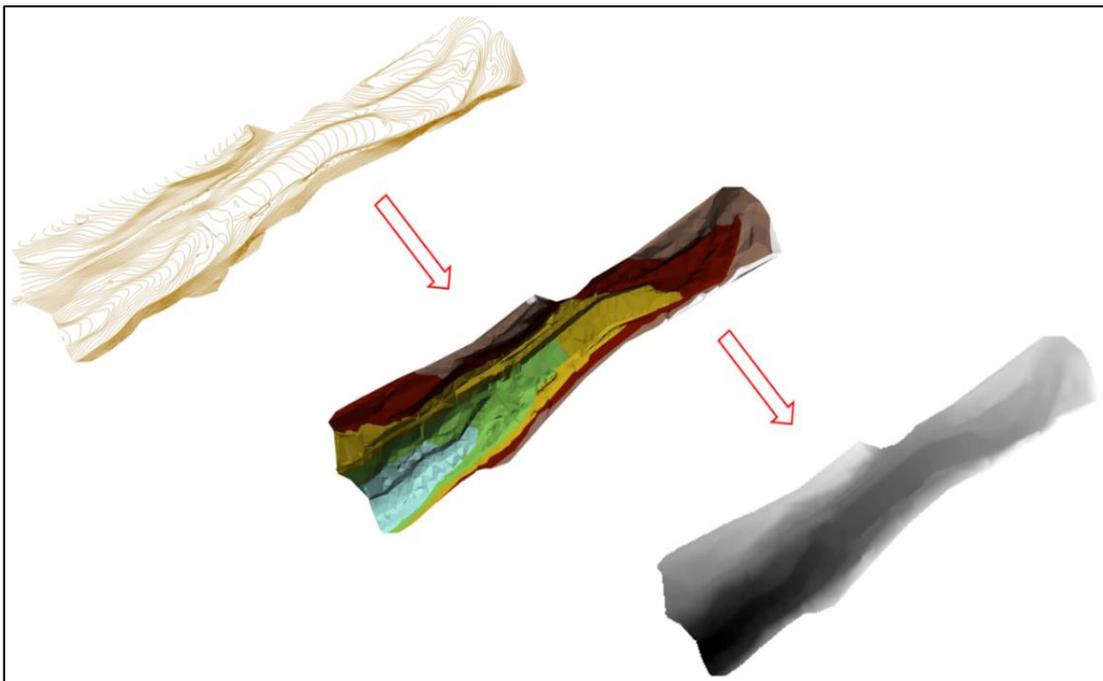


Figura 35: Conversión de curvas de nivel a modelo digital de terreno.

3.4.2. Geometría del modelo

De acuerdo observado en la visita de campo y a la información disponible para realizar el modelo hidráulico, se delimitó y diferenció la geometría de la margen derecha, izquierda, cauce del río Lullán y la estructura (bocatoma); este procedimiento se llevó a cabo utilizando el software AutoCAD y ArcGis 10.5.

Cabe mencionar que la determinación del dominio computacional del modelo es limitada a estar dentro del área de la información topográfica disponible. Para realizar la delimitación de la geometría del modelo se siguió los siguientes pasos:

- a. En el software AutoCAD, se delimitó el dominio computacional, para ello se dibujó polígonos diferenciando las áreas de acuerdo al tipo y cobertura de suelo, el archivo se guardó con formato .dxf.
- b. Luego de realizar la delimitación del dominio computacional, se importó el archivo .dxf al software ArcGis, donde se creó un campo de atributo de acuerdo a la característica de cada polígono, en este caso, margen derecha, izquierda, cauce y bocatoma. Ver Figura 36.
- c. Por último, se dibujó la estructura de captación con las dimensiones correspondientes al estudio del diseño hidráulico de la bocatoma Lullán. Para ello se utilizó el software AutoCAD, la geometría isométrica de la bocatoma se guardó en formato .dxf, para luego ser importado al modelo Iber y generar las superficies. Cabe mencionar que la ventana de captación se consideró cerrada, esto con la finalidad de simular un escenario crítico para la estructura, situación en donde se permitió transitar la totalidad del flujo.



Figura 36: Uso de suelo de la zona de estudio

En la Figura 37 se puede apreciar la geometría isométrica de la bocatoma Llullán creada en el software AutoCAD.

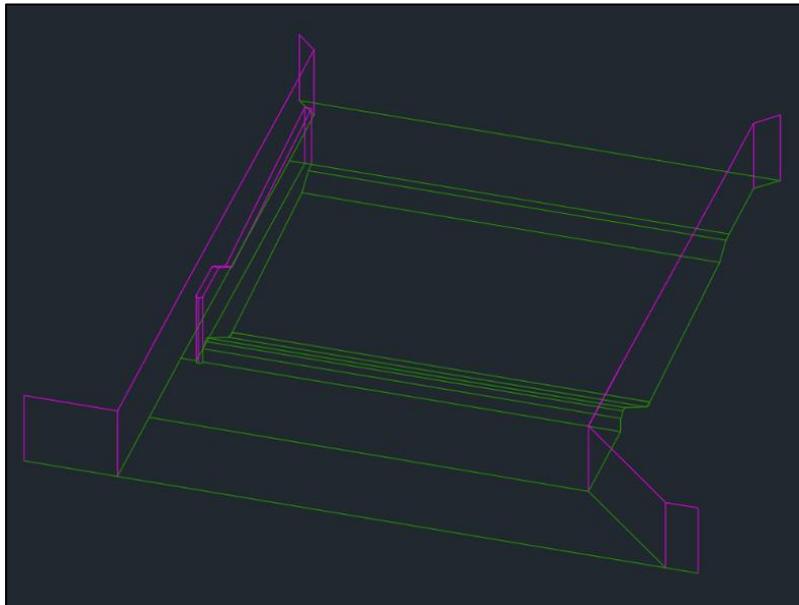


Figura 37: Geometría Isométrica de la Bocatoma Llullán

3.4.3. Determinación del coeficiente de rugosidad Manning

- a. Primero, se determinó el coeficiente de rugosidad del río Lullán mediante el método de Cowan, descrito en el subtítulo 2.22.; se consideraron los valores de la Tabla 10 tomando en cuenta lo registrado en la visita de campo.

En la Tabla 29 se muestran los valores de los parámetros utilizados en la aplicación del método de Cowan.

Tabla 29: Variables para el método de Cowan

Consideraciones		Valores	
Material considerado	Grava fina	n_0	0,028
Grado de irregularidad	Menor	n_1	0,005
Variaciones de la sección del cauce	Ocasionalmente alternante	n_2	0,005
Efecto relativo de obstrucciones	Menor	n_3	0,013
Vegetación	Baja	n_4	0,008
Cantidad de meandros	Menor	m_5	1,0

Aplicando la formula del método de Cowan:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Se tiene un coeficiente de rugosidad para el cauce del río:

$$n = 0,058$$

- b. Para la bocatoma y las márgenes del cauce se utilizaron los valores de coeficiente de rugosidad propuestos por Chow (2004) en la Tabla 8, del mismo modo, se consideró lo observado en el reconocimiento de la zona de estudio.

En la Tabla 30 se describen los valores de coeficiente de rugosidad Manning utilizados para el desarrollo del modelo hidráulico.

Tabla 30: Coeficientes de rugosidad Manning estimados

Características del suelo	Coef. rugosidad Manning
Margen derecha (pocos matorrales y arboles)	0,070
Margen izquierda (matorrales medios a densos)	0,085
Mampostería de piedra	0,025
Concreto	0,014
Cauce	0,058

3.4.4. Importación de geometría

En el software Iber, se procedió a importar la geometría del terreno y bocatoma a modelar, para ello se siguió el siguiente procedimiento:

- a. En primer lugar, se abrió el software y se guardó el proyecto con la opción “*File / Save as Project / Save*”, donde se insertó el nombre y la ubicación del archivo.
- b. Seguido ello, se importó la geometría en formato .dxf, para ello se utilizó la herramienta “*Files / Import / DXF / Open*”.
- c. Luego, se procedió a colapsar el modelo, para eliminar los puntos y líneas repetitivas que la geometría importada contenía, para realizarlo se utilizó la herramienta “*Geometry / Edit / Collapse / Model / Ok*”.
- d. Por último, se creó la superficie NURBS con la herramienta “*Geometry / Create / NURBS Surface / By contour*” y se seleccionaron los polígonos que se deseaban convertir a áreas computables para el modelo.

En la Figura 38 se muestra la geometría importada al modelo Iber y las superficies de los márgenes, cauce y bocatoma Lullán.

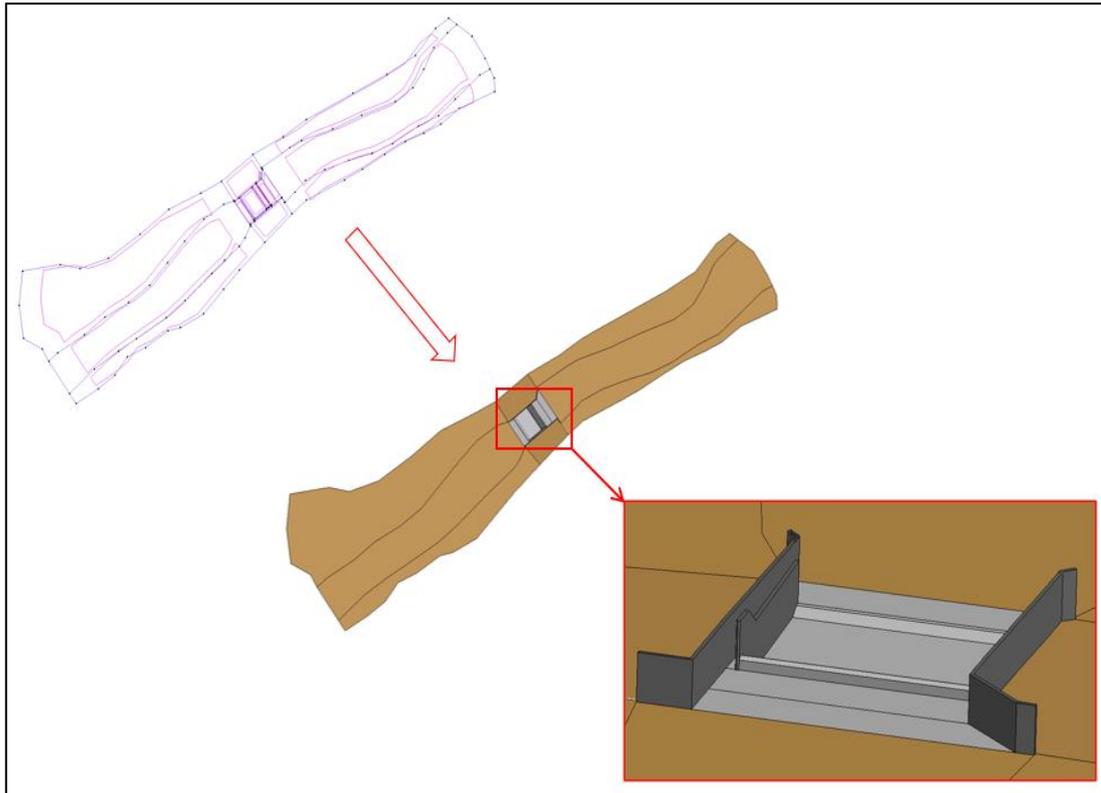


Figura 38: Geometría del modelo

3.4.5. Asignación de condición de contorno

Para designar las variables hidrodinámicas al modelo Iber, tales como el hidrograma de diseño y otras condiciones de contorno de ingreso y salida del flujo, se siguió el procedimiento que se describe a continuación:

- a. Primero, se determinó el contorno de entrada del flujo, para ello se siguió la secuencia “*Data / Hydrodynamics / Boundary Conditions / 2D Inlet / Assign*” y se seleccionó la periferia de ingreso del caudal.
- b. En la misma ventana, se determinaron las condiciones de entrada del hidrograma de diseño, estos fueron “*Inlet / Total Discharge*”, “*Inlet Condition / Critical o Subcritical*” y “*Total Discharge sub / Insert hydrograph*”, donde finalmente se ingresó el hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 100 años que se obtuvo en el modelo HecHms. Ver Figura 39.
- c. Luego de ello, se tuvo que designar el contorno de salida del flujo, por lo que se utilizó la herramienta “*Data / Hydrodynamics / Boundary Conditions / 2D Outlet / Assign*” y se seleccionó la periferia de salida.
- d. En la misma ventana, se determinaron las condiciones de salida del hidrograma de diseño, estos fueron “*Flow Condition / Subcritical*”, “*Type / Weir*”, “*Cres*

Definition / Height” y *“Weir height / 0,0 m”*; cabe mencionar que, a modo de artificio, se eligió el régimen subcrítico y una altura del vertedero de 0 metros en el perímetro de salida del flujo, esto con la finalidad de simular la continuidad del flujo, ya que no se cuenta con información de elevación y condiciones hidráulicas más allá del límite del levantamiento topográfico.

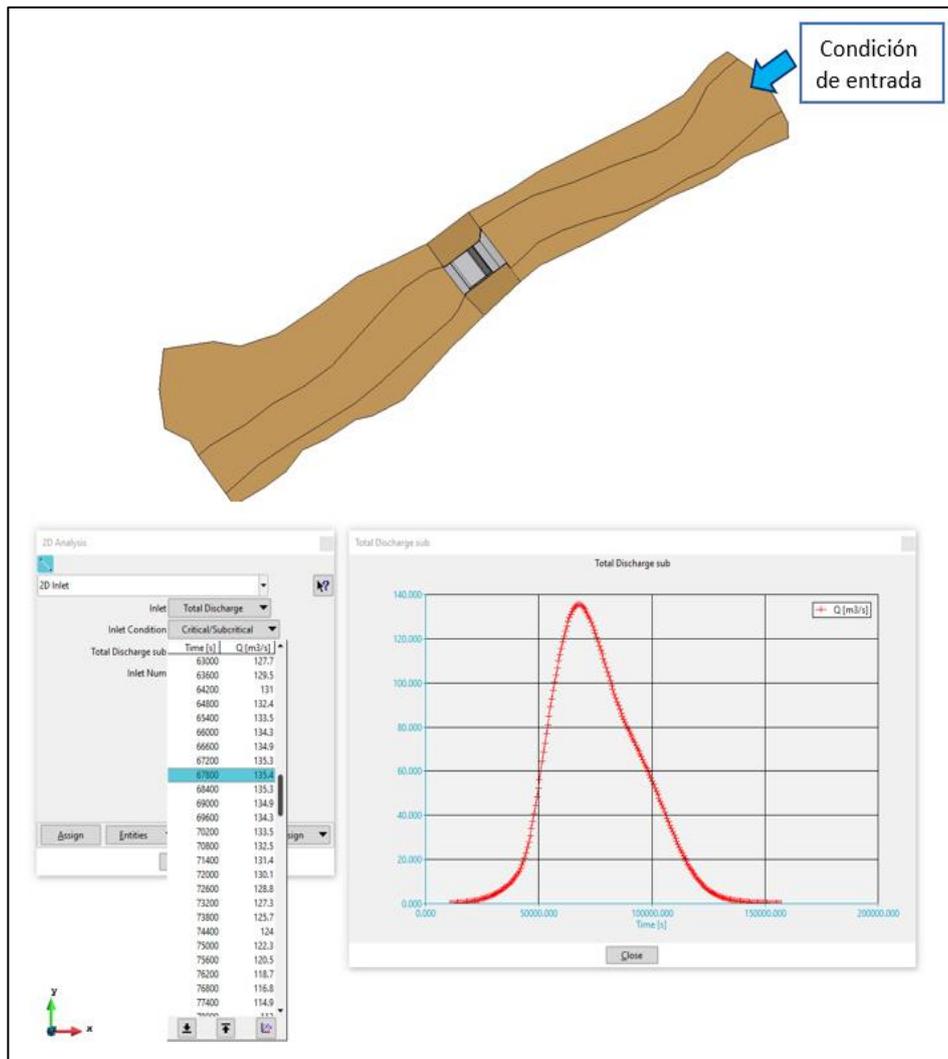


Figura 39: Hidrograma insertado en la condición de contorno de ingreso

En la Figura 40 se puede observar los límites de las condiciones de contorno de entrada y salida del flujo.

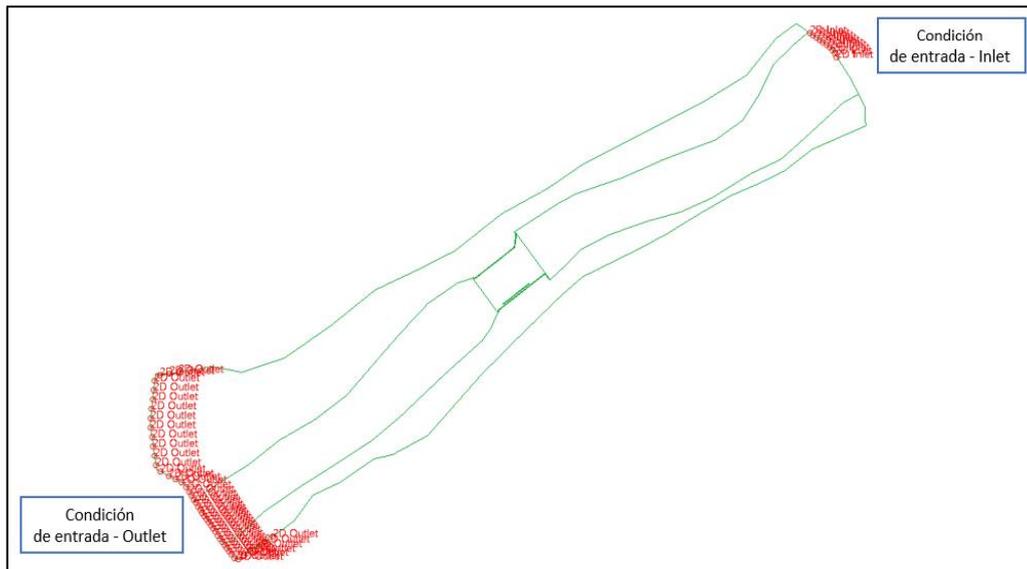


Figura 40: Límites de condiciones de contorno de entrada y salida del flujo

3.4.6. Asignación de condición interna

La condición interna que se consideró en el modelo hidráulico bidimensional de la bocatoma en el río Lullán fue el de una compuerta con una apertura estimada de 1 metro, para ello se utilizó la herramienta “Data / Hydrodynamics / Internal conditions”.

En la Tabla 31 se describen los parámetros establecidos para la representación de la compuerta del canal de limpia de la bocatoma.

Tabla 31: Parámetros de la condición interna (compuerta)

Parámetro	Consideración
Tipo de compuerta	Fija
Número de estación	1
Coefficiente de compuerta anegada	0,8
Coefficiente de compuerta libre	0,6
Porcentaje ancho de compuerta	100
Cota de fondo	2380,161 m.s.n.m
Cota de compuerta	2381,061 m.s.n.m.

En la Figura 41 se puede observar la representación gráfica de la ubicación de la condición interna del tipo compuerta del canal de limpia.

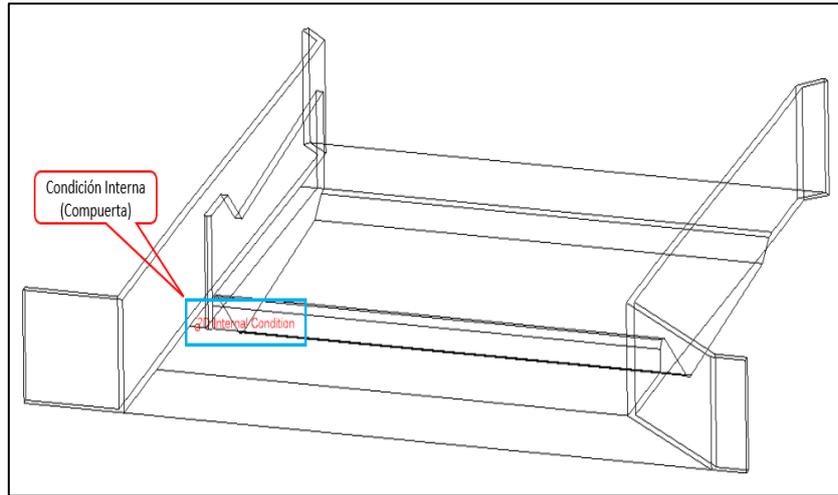


Figura 41: Condición interna tipo compuerta

3.4.7. Asignación de coeficiente de rugosidad Manning

Con la geometría de terreno delimitada e importada al software Iber, se procedió a realizar la asignación del coeficiente de rugosidad Manning para cada una de ellas, esto se llevó a cabo utilizando la herramienta “Data / Roughness / Land Use”, en dicha ventana se atribuyeron los valores de la rugosidad para los distintos usos de suelo descritos en la sección 3.4.3., para ello se siguió la secuencia “Land Use (insertar coeficiente de rugosidad) / Update Changes Assign / Surfaces / Close”. En la Figura 42 se representa gráficamente los usos de suelo en la zona de estudio.

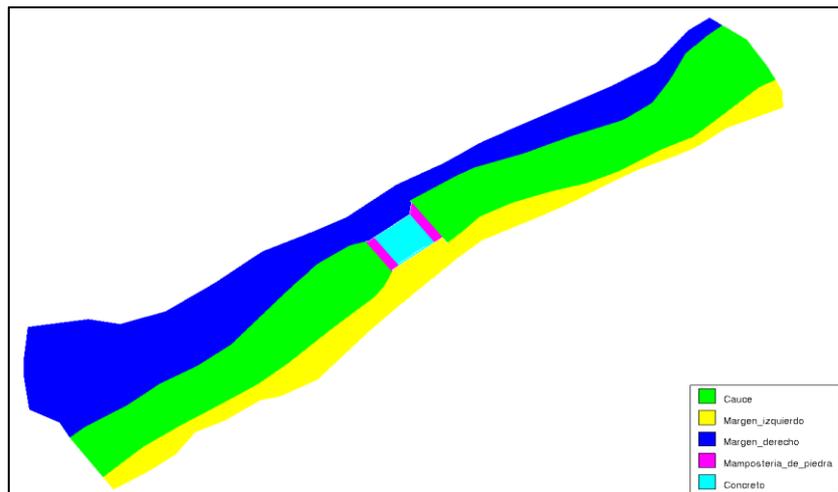


Figura 42: Coeficiente de rugosidad para cada uso de suelo

3.4.8. Creación de enmallado

En este paso, se determinaron los tamaños de malla creados para cada superficie. La discretización del dominio computacional en el cauce, riberas y bocatoma del río Lullán se realizó en mallas no estructuradas con volúmenes finitos, debido a que se ajusta mejor a las irregularidades derivadas de la geometría del modelo. Cabe mencionar que cuando la malla es más fina, los resultados del modelo hidráulico bidimensional son más detallados y, a su vez, la complejidad computacional requiere mucho más tiempo de cálculo. Para llevar a cabo el procedimiento descrito se siguió el siguiente procedimiento:

- a. En primero lugar, se utilizó la herramienta “*Mesh / Unstructured / Assign sizes on Surfaces*”, donde se procedió a insertar el tamaño de celda de la malla correspondiente a cada superficie. La asignación del tamaño de malla que se asignaron al cauce del río Lullán, las márgenes y la bocatoma se muestran en la Tabla 32.

Tabla 32: Tamaño de malla

Área	Número de malla
Bocatoma	1
Cresta de barraje*	0,5
Cauce	2
Márgenes	3

(*) Se asignó una malla más fina con la finalidad de representar la curvatura de la cresta lo mejor posible.

- b. Por último, se generó la malla 2D no estructurada siguiendo la secuencia “*Mesh / Generate Mesh*”.

En la Figura 43 se puede observar la malla no estructurada generada para las superficies del modelo.

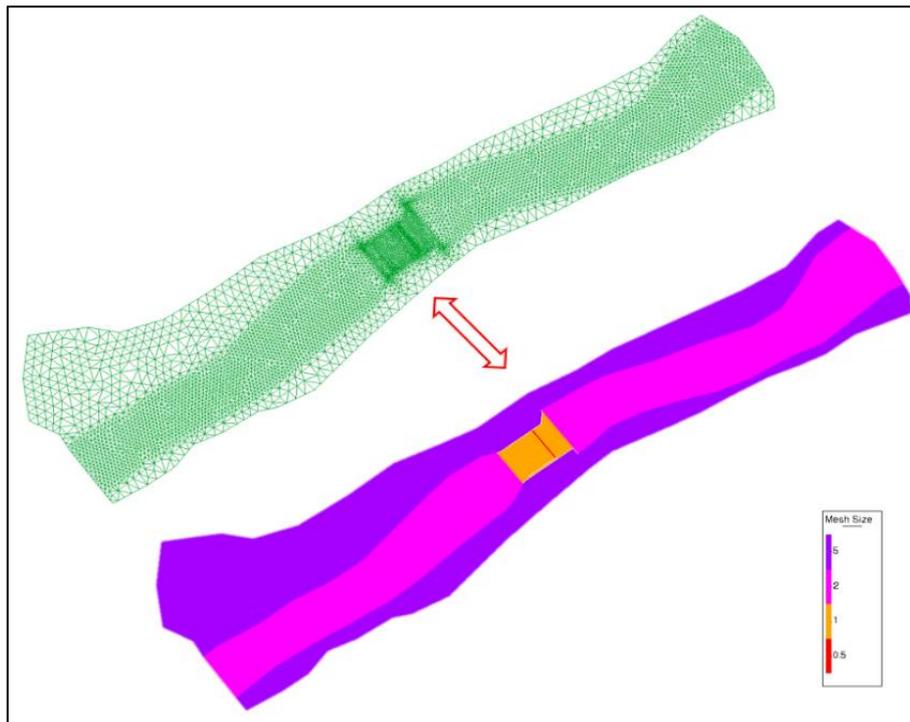


Figura 43: Malla no estructurada 2D

3.4.9. Asignación de datos de elevación

El enmallado no estructurado requiere de información de elevación, para ello se importó y se asignó el archivo de la topografía en formato ASCII, el cual fue creado en la sección 3.4.1., esto se llevó a cabo de acuerdo al siguiente procedimiento:

- a. En primer lugar, usando el software ArcGis 10.8, el modelo digital de terreno se cambió de formato TIF a ASCII, con la finalidad de poder importarlo al modelo Iber, para ello se utilizó la herramienta *“ArcToolbox / Conversion Tools / From Raster / Raster to ASCII”*.
- b. Por último, para asignar los datos de elevación del modelo digital de terreno en formato ASCII a la malla no estructurada se utilizó el software Iber, para ello se siguió la secuencia *“Iber tools / Mesh / Edit / Set Elevation From file”*.

En la Figura 44 se puede observar la representación gráfica de la elevación de la malla utilizando la topografía disponible en formato ASCII.

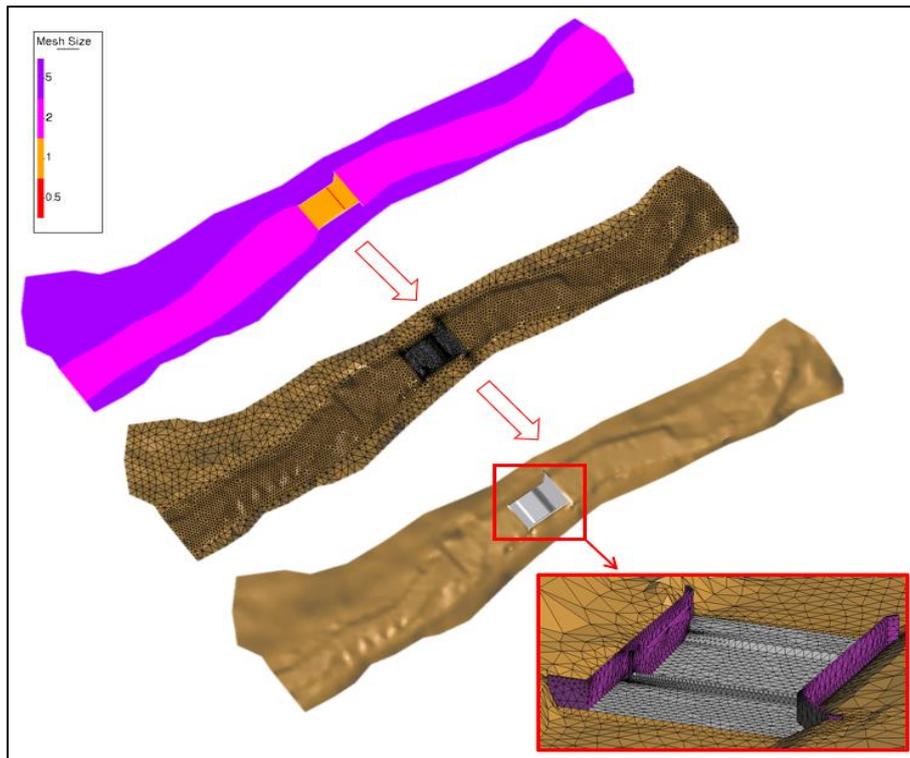


Figura 44: Asignación de topografía a la malla

3.4.10. Corrida del modelo bidimensional

Después de ingresar toda la información requerida para el modelado, la simulación bidimensional se ejecuta en Iber como se describe a continuación.

- a. En primer lugar, se hizo la configuración de los parámetros necesarios y requeridos de acuerdo al objetivo del modelo, para ello se utilizó la herramienta “*Data / Problem data*”, en dicha ventana, en la opción “Time Parameters” se introdujo el instante inicial y final del modelo y el intervalo de tiempo de los resultados, estos datos deben ser consecuentes con la duración del hidrograma de entrada (Ver Tabla 33).

Tabla 33: Tamaño de malla

Parámetro	Valor
Tiempo inicial (s)	10800
Tiempo máximo de simulación (s)	157200
Intervalo de resultados (s)	100

- b. En la misma ventana, en la opción “*General*”, se procedió a determinar el número de procesadores que se usaron en el modelo, en este caso fueron 4, así como también el número de Courant-Friedrichs-Levy para conseguir un esquema numérico estable (CFL=0,45) y el límite seco-mojado (0,01 m). Mayor detalle en la Tabla 34.

Tabla 34: Configuraciones generales de simulación

Parámetro	Valor
Número de Courant (CFL)	0,45
Incremento de tiempo máximo (s)	1
Límite seco-mojado	0,01
Coefficiente de rugosidad manning (paredes)	0,014

- c. En la pestaña “*Results*”, se marcaron las variables que se requerían calcular con el modelo bidimensional, estos fueron, “*Depth – Velocity – Specific Discharge – Water Elevation – Froude number – Maximum Depth – Maximum Velocity – Maximum Specific Discharge – Maximum Water Elev*”, de las cuales las más importantes son el tirante máximo, la velocidad máxima y número de Froude.
- d. Finalmente, la corrida del modelo se realizó con la herramienta “*Calculate / Calculate*”, cabe mencionar que la información del proceso modelación y los resultados parciales, se pueden observar en tiempo real usando la opción “*Calculate / View process info*”, esto sirve para verificar si en el transcurso ocurre algún error.

Finalmente, también en consenso con los revisores se definieron que los modelos computen los siguientes resultados: Depth, Velocity, Specific Discharge, Water Elevatiom, Maximum Depth, Maximum Velocity, Maximum Spec Discharge, Deph Vector y Maximum Water Elev.

En la Figura 45 se muestran los parámetros del modelo ingresados en la ventana de datos de problema.

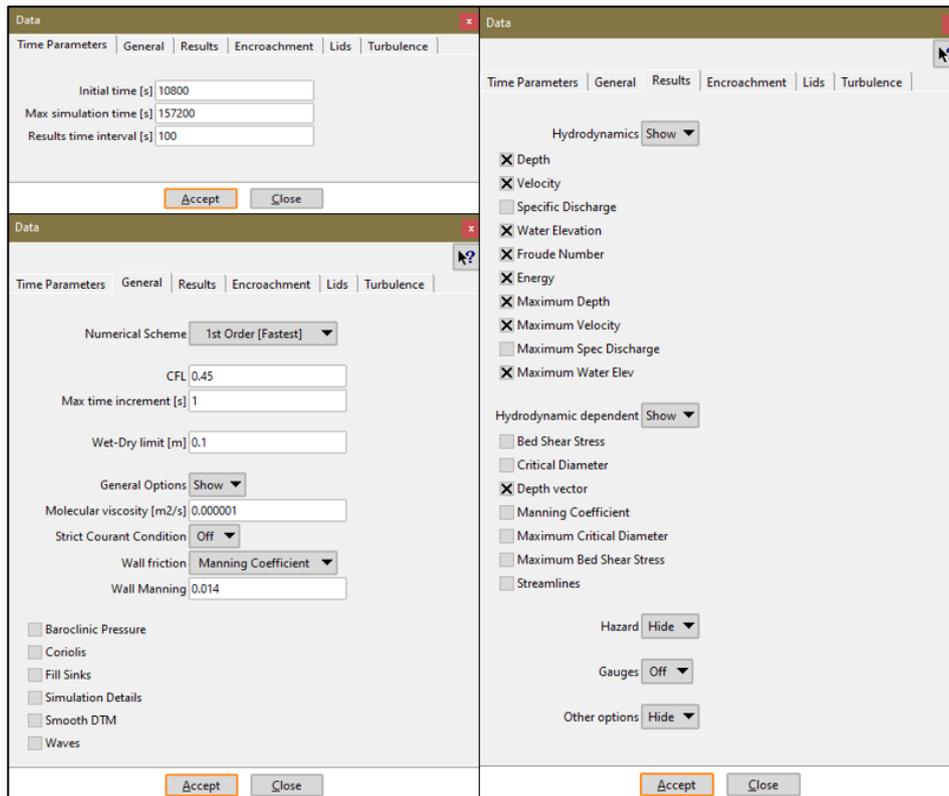


Figura 45: Parámetros ingresados en la ventana de datos

En la Figura 46 se puede observar la ventana de la información del proceso del modelo bidimensional.

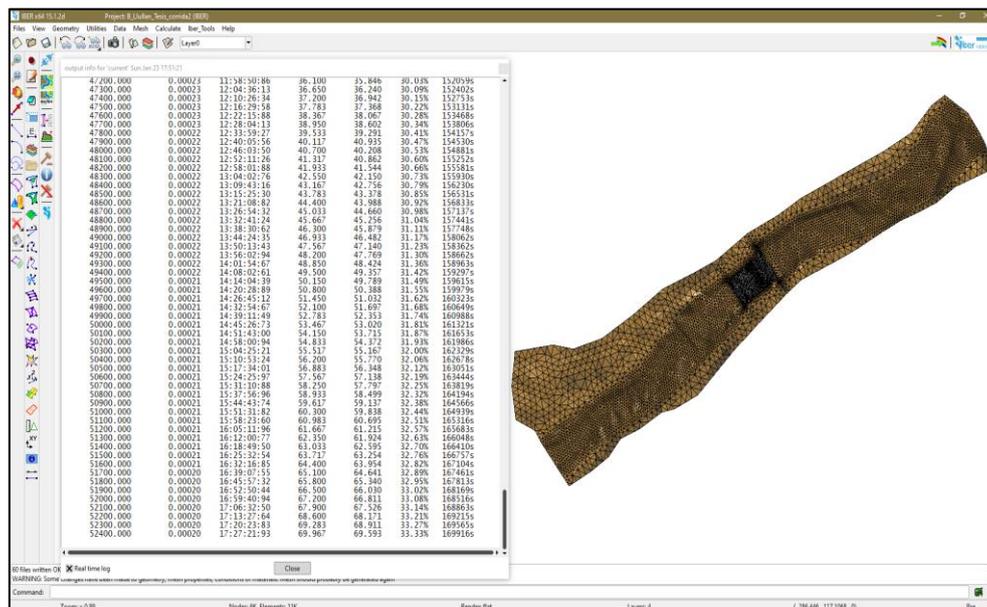


Figura 46: Ventana de información del proceso de modelación

3.4.11. Calibración del modelo

Se realizó la calibración adecuada antes de desarrollar y ejecutar el modelo final. Dado que aún no se construye la nueva bocatoma del río Lullán, se realizaron diferentes simulaciones del tramo sin considerar la estructura mencionada, es decir se modeló el cauce en condiciones naturales para evaluar y calibrar los resultados de acuerdo a lo observado durante una visita de campo. El procedimiento utilizado para desarrollar esta actividad se describe a continuación:

- a. Primero, se viajó a la zona de estudio y se hizo una visita de campo para el respectivo reconocimiento, en dicho lugar se tomaron diversos registros, tales como el tipo de material en el lecho del cauce y tipo cobertura en las márgenes, tamaño de rocas y algunos parámetros hidráulicos en una sección de análisis, como el tirante, ancho y caudal promedio del río aforado por el método del flotador. En la Tabla 35 se muestran los datos obtenidos a partir del aforo.

Tabla 35: Parámetros aforados

Parámetro	Valor	Unidad
Ancho	5,15	m
Tirante	0,39	m
Área	2,01	m
Velocidad	1,21	m/s
Caudal	2,43	m/s

En la Figura 47 se puede observar la medición del tirante en la sección de análisis.



Figura 47: Medición de tirante en el río Lullán

En la Figura 48 se observa la aplicación del aforo por el método del flotador en la sección de análisis del río Lullán.



Figura 48: Aforo por el método del flotador

- b. Con los datos obtenidos a partir de lo observado y registrado en campo, se procedió a realizar el primer modelo sin considerar la bocatoma, en este, los coeficientes de rugosidad de Manning que se utilizaron fueron los mismos que se indican en la Tabla 30. En la Figura 48 se puede observar la geometría del modelo sin considerar la bocatoma.

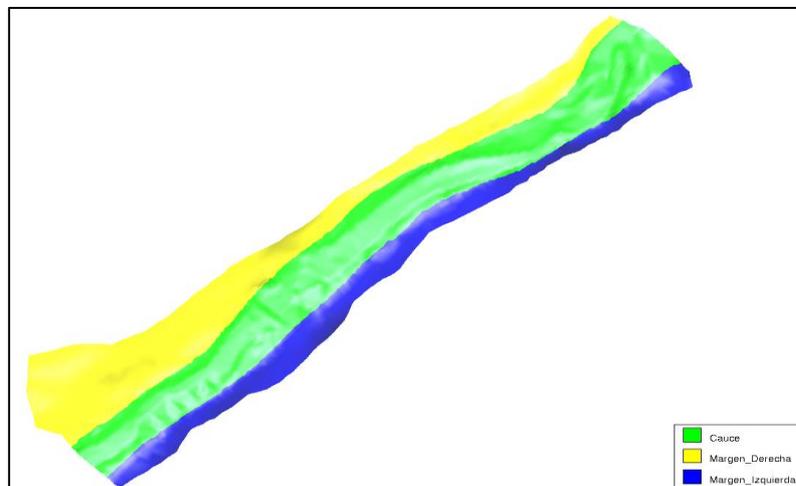


Figura 49: Geometría de modelo de calibración

- c. Luego de realizar distintas simulaciones variando el valor del coeficiente de rugosidad de Manning en el cauce, se obtuvo un modelo aceptable, puesto que la variación del tirante en la sección de análisis fue de un 2.56 por ciento, siendo 0,39 m el valor aforado y 0,40 m el modelado.
- d. La variación en el coeficiente de rugosidad de Manning fue de 0,058 a 0,053, siendo este último el que se utilizó para el modelo definitivo, en el que se incluye la bocatoma Llullán, cabe mencionar que dicho coeficiente de rugosidad se adecua a los valores que Chow (2004) propone en la Tabla 8 del presente documento, el cual corresponde a corrientes montañosas, sin vegetación en el cauce, bancas usualmente empinadas con árboles y matorrales, de fondo con cantos rodados y rocas.

En la Figura 50 se puede notar la presencia de cantos rodados y rocas en el cauce del río Llullán.



Figura 50: Cauce con cantos rodados y rocas

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en el modelamiento hidrológico e hidráulico, asimismo, se realiza el análisis del diseño hidráulico de la bocatoma Lullán tomando como referencia el modelamiento hidráulico bidimensional.

4.1. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

Para realizar el modelo hidrológico se utilizaron los datos de las estaciones pluviométricas Caraz, Parón, Artesoncocha y Artesonraju para implementar el modelo hidrológico, a partir del cual se formaron curvas IDF y hietogramas sintéticos para periodos de retorno de 100 años utilizando el método de Frederich Bell y bloques alternos. Luego se utilizó el software Hec-Hms para obtener el hidrograma en la ubicación de la bocatoma Lullán mediante modelización hidrológica de máximas crecidas. Estos resultados se presentan gráfica y detalladamente a continuación.

4.1.1. Curvas I-D-F

Tal como se indica en el punto “d” del acápite 3.3.4., se utilizó el método de Frederich Bell con el fin crear las curvas IDF para cada subcuenca, para ello se consideraron periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 75 y 100 años.

A continuación, se presentan los gráficos de las curvas IDF correspondientes a cada subcuenca.

En el gráfico de la Figura 51 se observa que en la subcuenca denominada SC1 la intensidad máxima de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años es de 60 mm/h y la mínima de 16,31 mm/h.

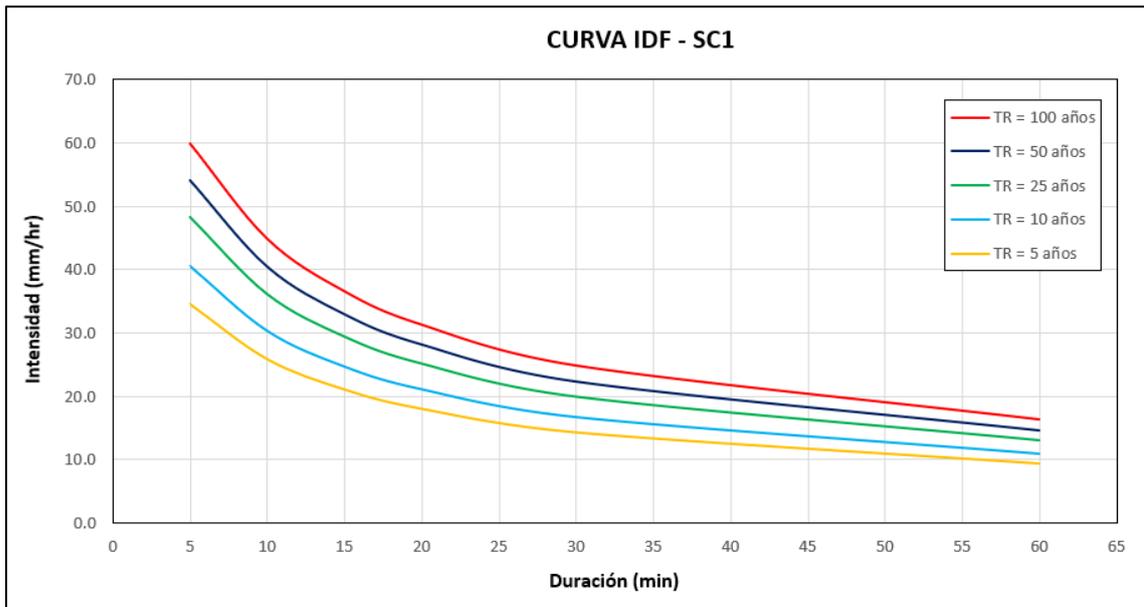


Figura 51: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC1

En el gráfico de la Figura 52 se observa que en la subcuenca denominada SC2 la intensidad máxima de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años es de 60,20 mm/h y la mínima de 16,36 mm/h.

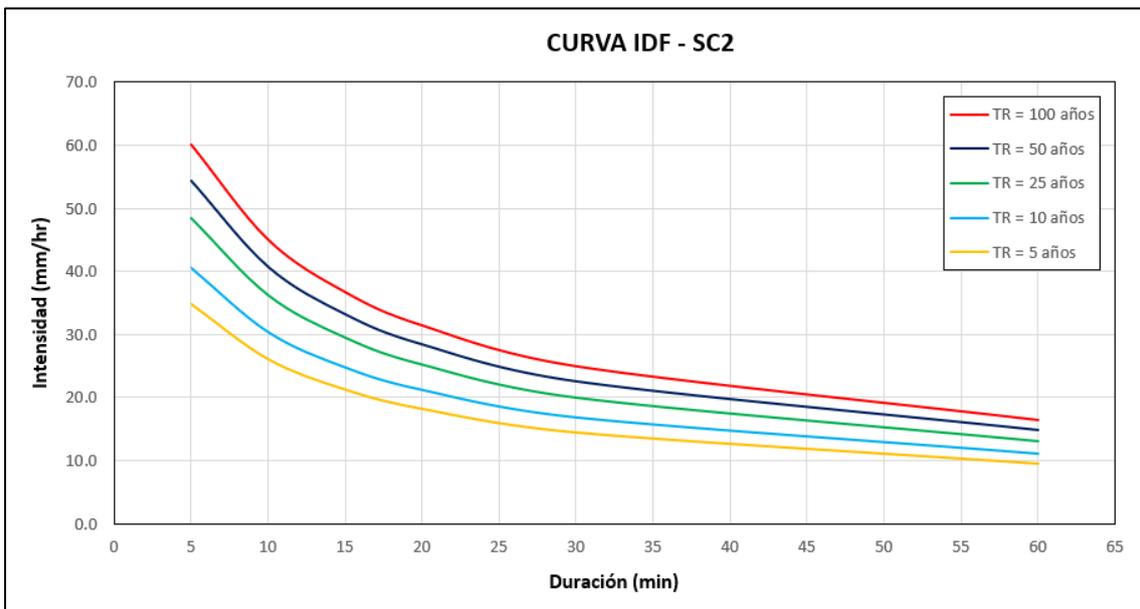


Figura 52: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC2

En el gráfico de la Figura 53 se observa que en la subcuenca denominada SC3 la intensidad máxima de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años es de 60,57 mm/h y la

mínima de 16,46 mm/h.

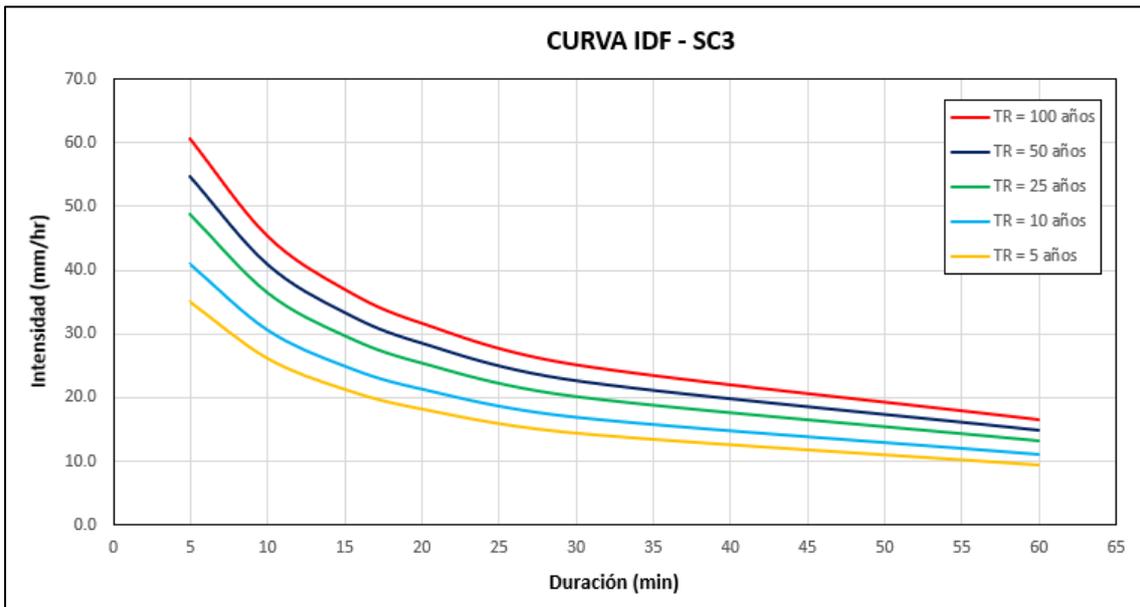


Figura 53: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC3

En el gráfico de la Figura 54 se observa que en la subcuenca denominada SC4 la intensidad máxima de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años es de 60,57 mm/h y la mínima de 16,46 mm/h.

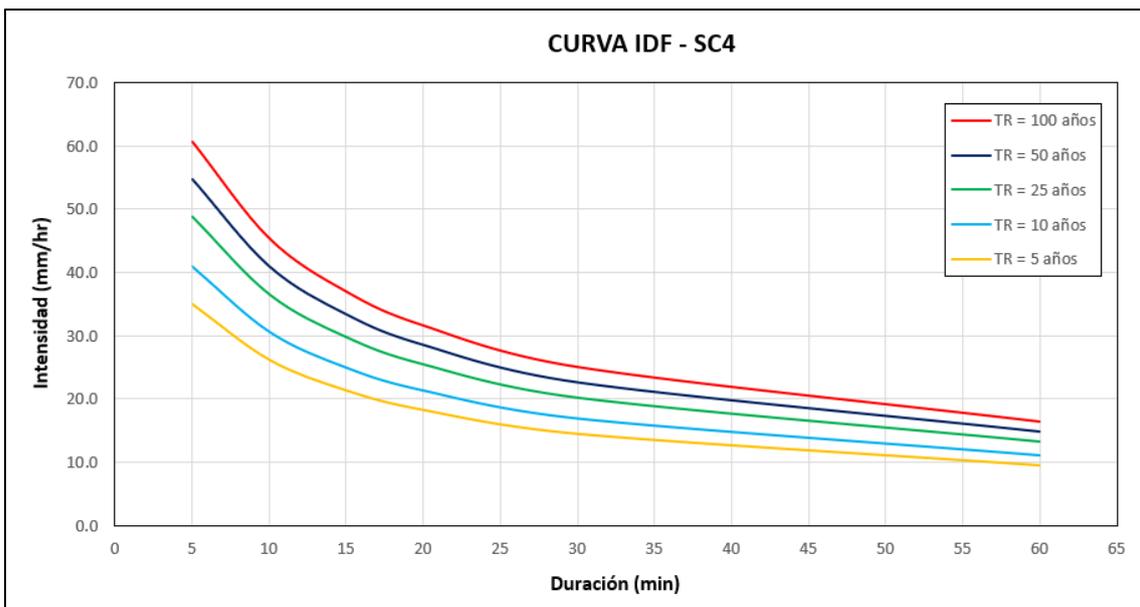


Figura 54: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC4

En el gráfico de la Figura 55 se observa que en la subcuenca denominada SC5 la intensidad máxima de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años es de 60,56 mm/h y la mínima de 16,46 mm/h.

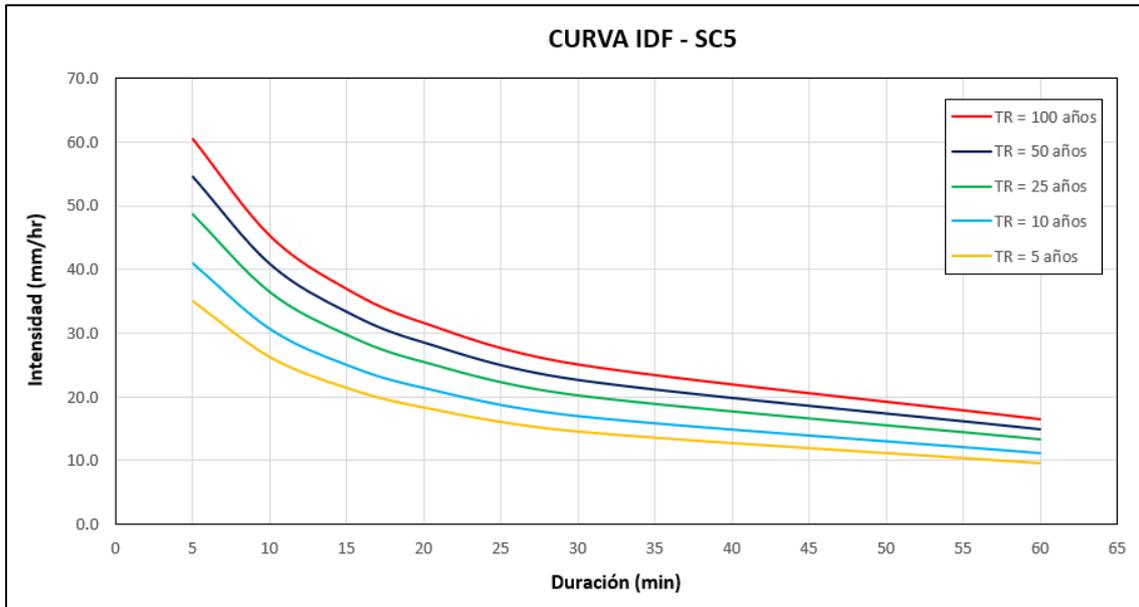


Figura 55: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC5

En el gráfico de la Figura 56 se observa que en la subcuenca denominada SC6 la intensidad máxima de la precipitación para un periodo de retorno de 100 años es de 60,40 mm/h y la mínima de 16,69 mm/h.

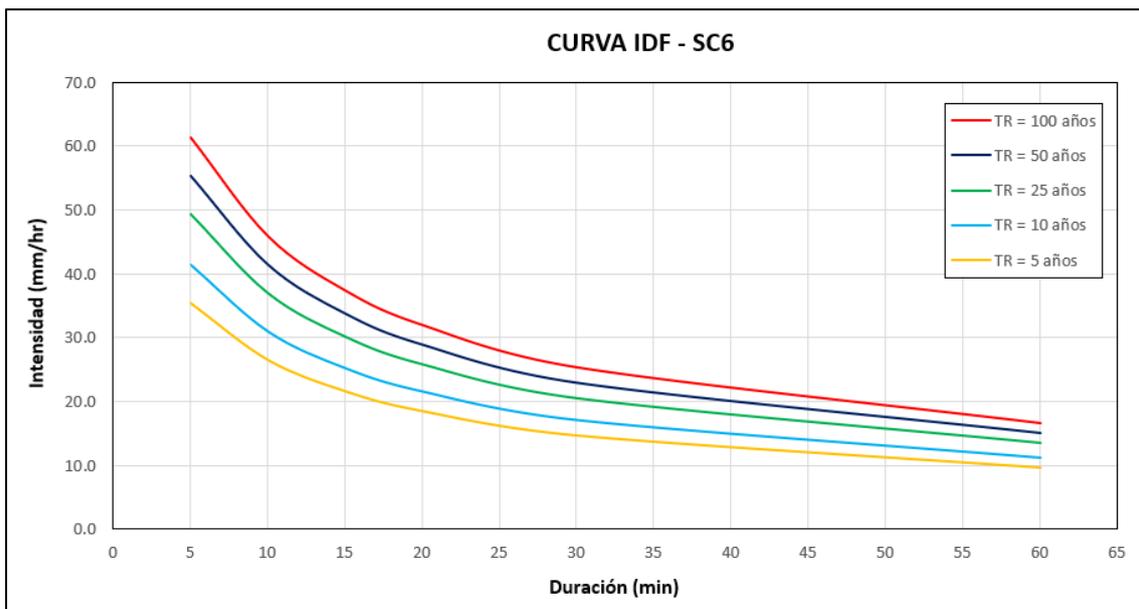


Figura 56: Gráfico de curva IDF de la subcuenca SC6

4.1.2. Hietogramas de diseño

Por el método de los bloques alternos, se generaron los hietogramas de diseño para un periodo de retorno de 100 para cada subcuenca, la manera en cómo se obtuvieron se detalla en el acápite 3.3.6. A continuación, se muestran los gráficos de los hietogramas generados para cada subcuenca.

En el gráfico del hietograma de la Figura 57, se observa que en la subcuenca denominada SC1 la precipitación incremental máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 17,32 mm.

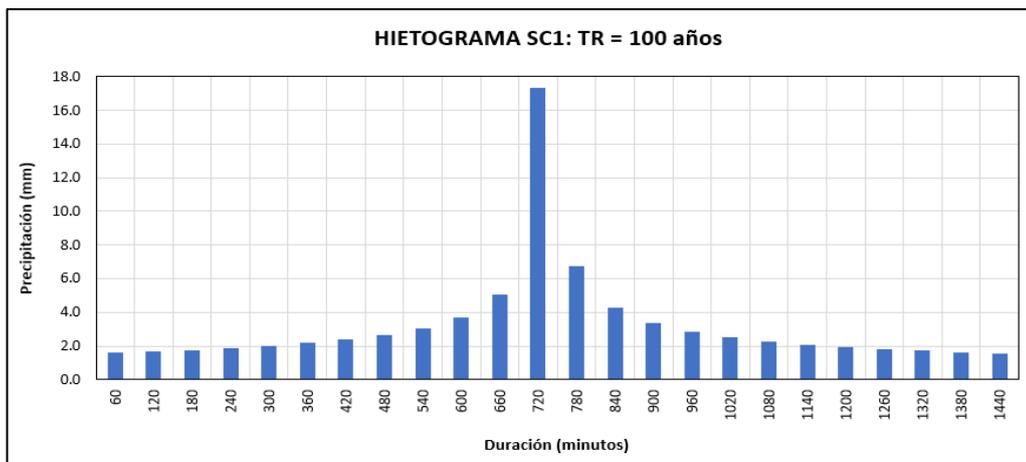


Figura 57: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC1

En el gráfico del hietograma de la Figura 58, se observa que en la subcuenca denominada SC2 la precipitación incremental máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 17,38 mm.

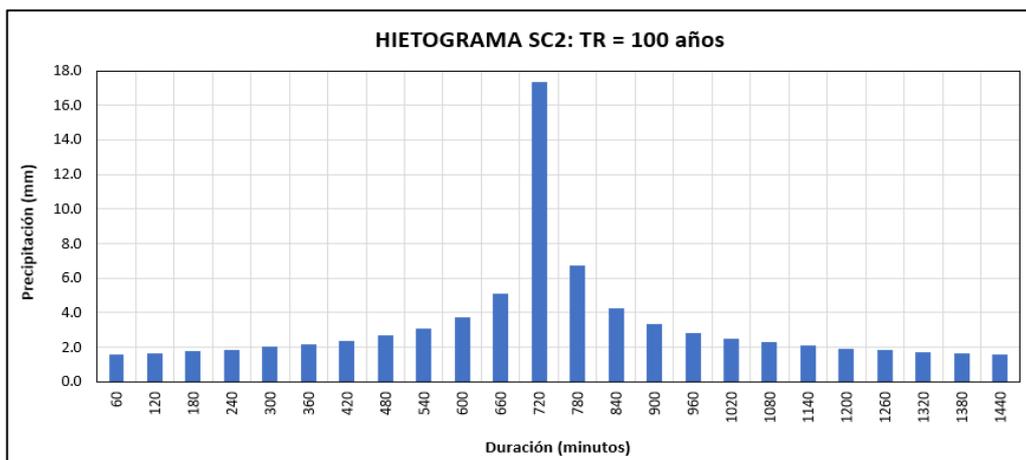


Figura 58: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC2

En el gráfico del hietograma de la Figura 59, se observa que en la subcuenca denominada SC3 la precipitación incremental máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 17,49 mm.

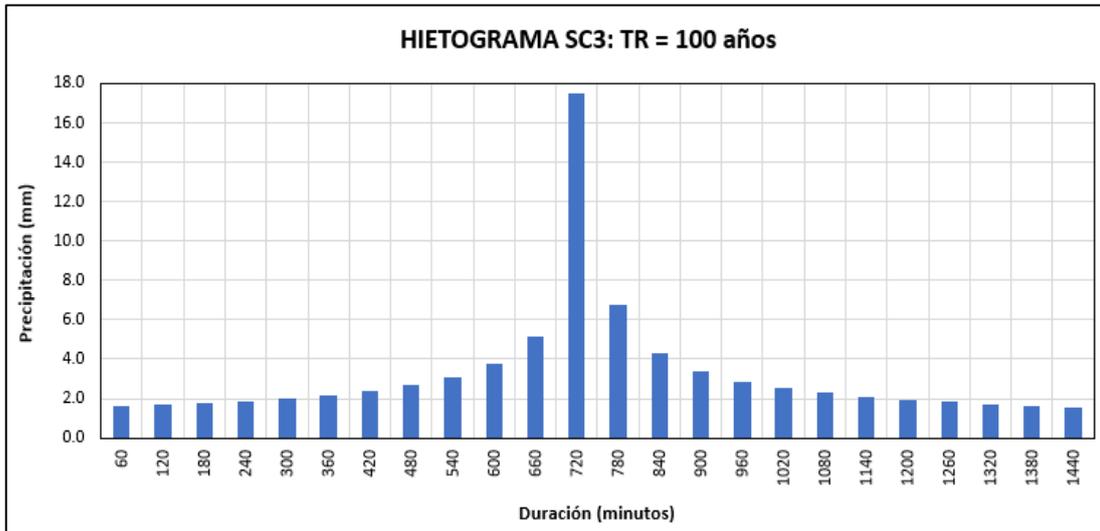


Figura 59: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC3

En el gráfico del hietograma de la Figura 60, se observa que en la subcuenca denominada SC4 la precipitación incremental máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 17,49 mm.

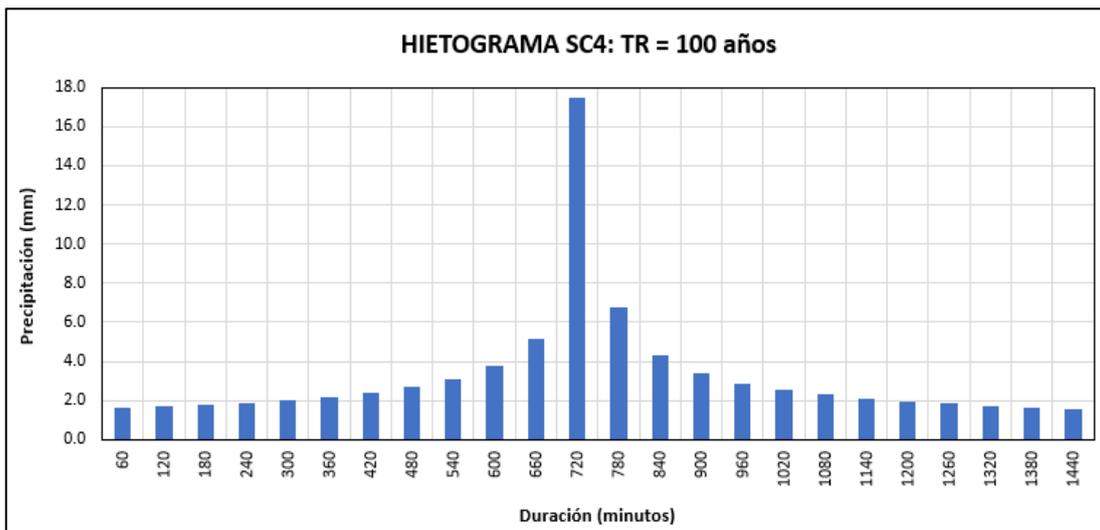


Figura 60: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC4

En el gráfico del hietograma de la Figura 61, se observa que en la subcuenca denominada

SC5 la precipitación incremental máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 17,48 mm.

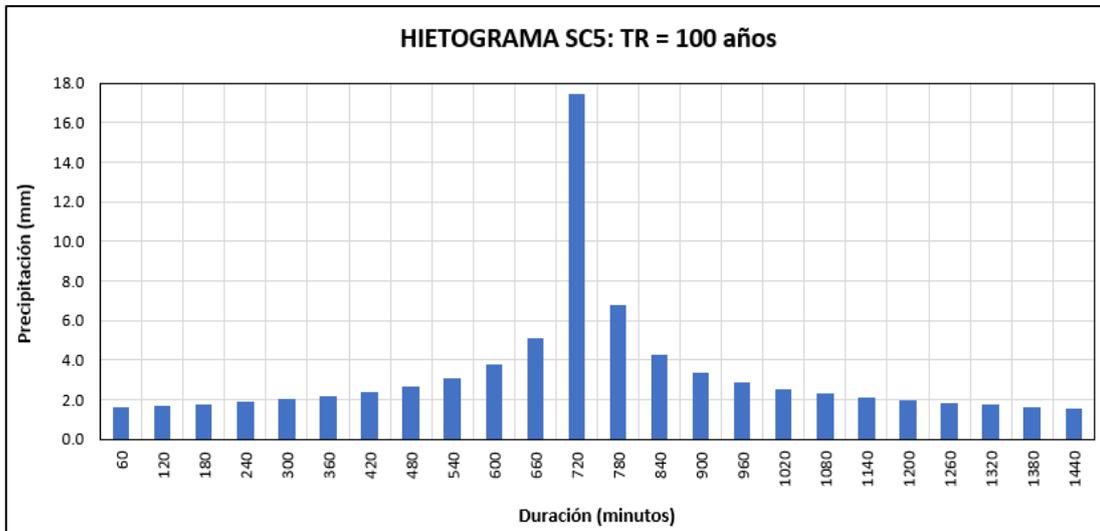


Figura 61: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC5

En el gráfico del hietograma de la Figura 62, se observa que en la subcuenca denominada SC6 la precipitación incremental máxima para un periodo de retorno de 100 años es de 17,73 mm.

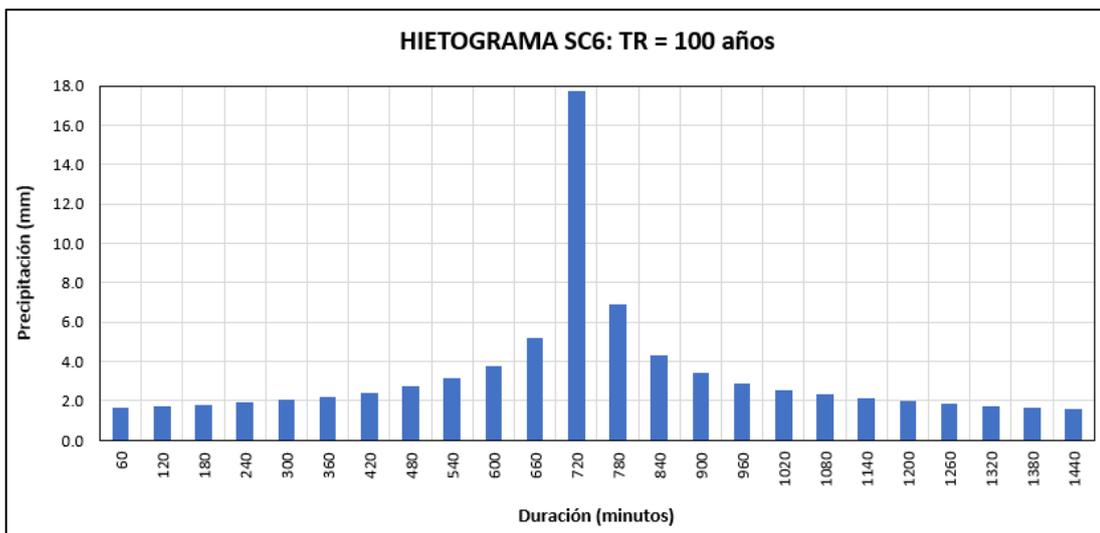


Figura 62: Gráfico de hietograma de diseño de la subcuenca SC6

4.1.3. Hidrograma sintético de Snyder

Con base a los hietogramas presentados en la sección anterior, la precipitación se convirtió a flujo superficial utilizando el modelo hidrológico con el software Hec-Hms, proceso realizado con un período de retorno de 100 años para obtener un hidrograma sintético en el lugar de interés, es decir, en el punto de la ubicación de la bocatoma Llullán.

Cabe mencionar que se utilizó un período de retorno de 100 años es el modelo de avenida máxima, ya que la bocatoma Llullán propuesta está diseñada para ese escenario.

La Figura 63 muestra el hidrograma Snyder sintético generado en la Ensenada Llullán, representado por la línea curva roja.

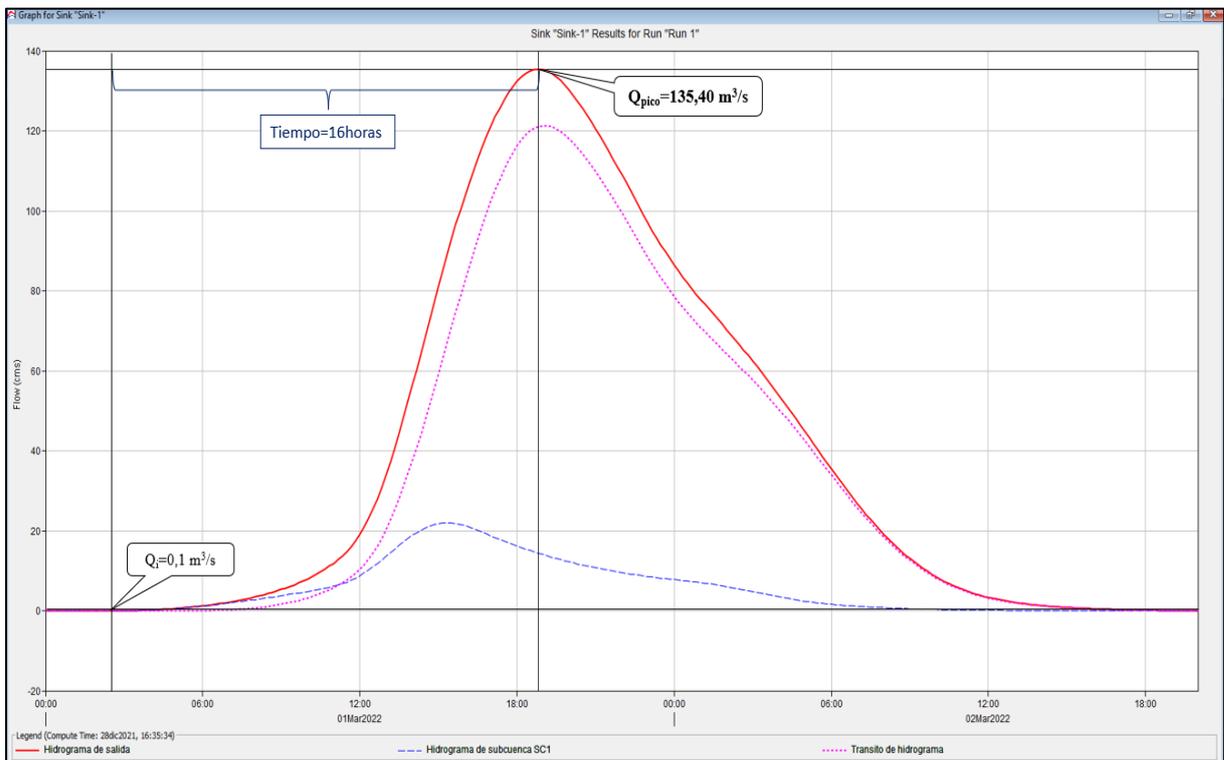


Figura 63: Hidrograma sintético en el punto de interés – TR 100 años

Como se puede observar en la Figura 63, el hidrograma sintético en el punto de interés (color rojo) es el resultante la suma de los hidrogramas del tránsito de avenidas (color rosa) y del que se genera en la subcuenca SC1 (color azul). De acuerdo a ello, el caudal pico en la bocatoma Llullán, para un periodo de retorno de 100 años, es de $135,40 m^3/s$, además, se puede observar que el tiempo desde que se inicia la escorrentía del caudal mínimo en la cabecera de la cuenca, hasta el punto de la ubicación de la futura bocatoma Llullán, es de 16 horas.

En la Figura 64 se presenta el resultado del caudal pico en el software Hec-Hms.

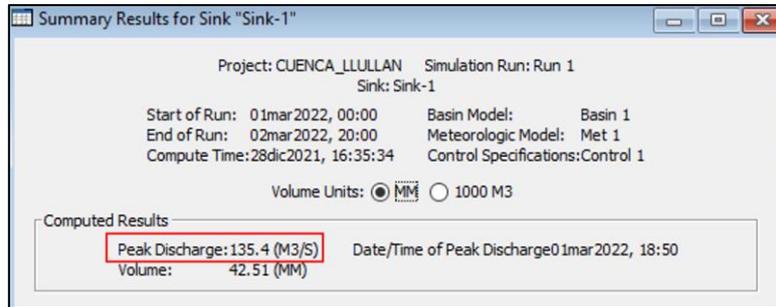


Figura 64: Caudal pico en el punto de interés – TR 100 años

Tabla 36: Valores del hidrograma sintético – TR 100 años

Tiempo (hr)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (hr)	Caudal (m ³ /s)
0	0,00	23	96,90
1	0,00	24	86,40
2	0,00	25	78,00
3	0,00	26	70,30
4	0,20	27	62,40
5	0,60	28	53,90
6	1,20	29	44,70
7	2,10	30	35,50
8	3,40	31	26,80
9	5,30	32	19,20
10	8,00	33	13,10
11	11,90	34	8,50
12	19,00	35	5,30
13	33,90	36	3,30
14	56,20	37	2,10
15	81,00	38	1,30
16	103,50	39	0,80
17	121,10	40	0,50
18	132,40	41	0,30
19	135,40	42	0,10
20	130,10	43	0,10
21	120,50	44	0,00
22	109,10		

4.2. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

En esta sección se describe y analiza los resultados de la modelación hidráulica bidimensional de la bocatoma Llullán para un período de retorno de 100 años. Nótese que la condición de entrada para esta simulación fue el hidrograma obtenido del resultado del modelo hidrológico mostrado en la Figura 63.

4.2.1. Resultados de velocidades máximas

A continuación, analizamos los resultados de las velocidades en los lugares más interesantes de la bocatoma Llullán, que son: la mampostería aguas arriba y aguas abajo, antes de la presa derivadora, el canal de limpia y el colchón disipador.

El mapa de velocidades máximas obtenido por modelación hidráulica bidimensional se puede ver en la figura 65. En ella se puede observar que, según las etiquetas realizadas, las mayores velocidades se dan en la base del talud del barraje fijo y en el colchón, los cuales son 9,70 y 8,87 m/s, respectivamente. Por otro lado, se puede notar que la velocidad más baja se presenta inmediatamente antes de la compuerta del canal de limpia, con un valor de 0,72 m/s, esto sucede debido a que el agua se encuentra relativamente estancada en esta zona, ya que su nivel de elevación supera por más de un metro en la cota de apertura máxima de la compuerta.

Por último, en la Tabla 37 se indican con mayor detalle los valores de las velocidades máximas en las zonas de análisis, para esto se empleó la herramienta “*zonal statistics*” de Qgis y Microsoft Excel.

Tabla 37: Velocidades para un periodo de retorno de 100 años

Zona de análisis	Velocidad promedio (m/s)	Velocidad mínima (m/s)	Velocidad máxima (m/s)
Mampostería aguas arriba	2,20	2,08	3,11
Antes del Barraje	2,25	0,72	3,08
Colchón disipador	8,74	7,76	9,70
Canal de limpia	4,50	3,60	4,81
Mampostería aguas abajo	7,73	4,83	8,15

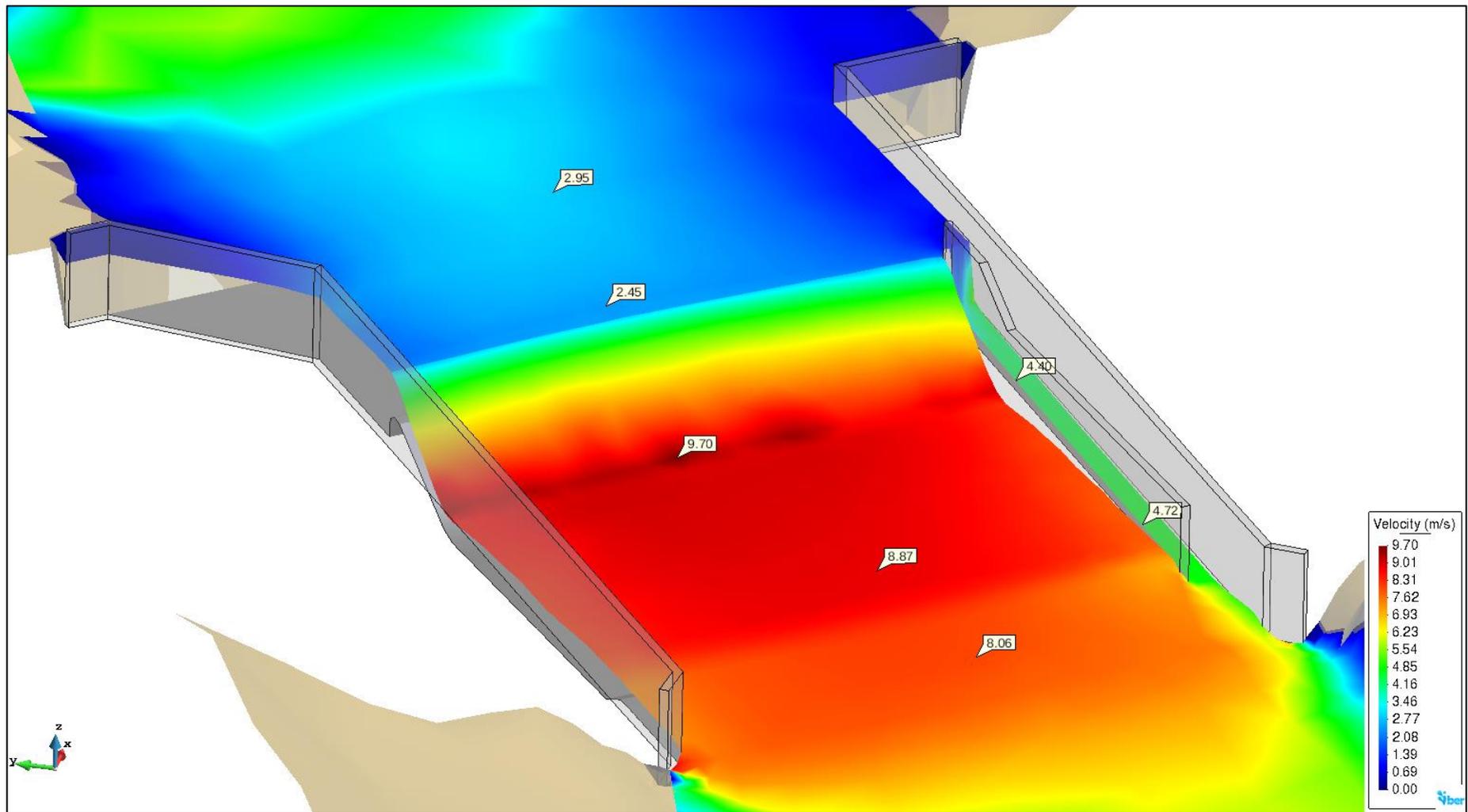


Figura 65: Vista de velocidades máximas en la bocatoma Lullán para un periodo de retorno de 100 años

4.2.2. Resultados de tirantes máximos

A continuación, se analizan los resultados de los tirantes máximos en los puntos más importantes de la bocatoma Lullán, mismos que son: Aguas arriba y aguas abajo en la mampostería, antes de la presa derivadora, el canal de limpia y el colchón disipador.

La figura 66 muestra un mapa de los calados máximos generados a partir de la modelación hidráulica bidimensional, en ella se observa que, según las etiquetas realizadas, los tirantes máximos se dan aguas arriba de la mampostería con 2,69 m y justo antes del dique con 3,19 m, lo que describe la presencia de un remanso hidráulico, algo típico en este tipo de estructuras. Por otro lado, se observa que en el colchón disipador se presentan profundidades de 0,8 m al pie del talud del barraje fijo y de 1,64 m unos metros aguas abajo, lo que describe la presencia de un salto hidráulico y disipación de energía, que es el objetivo principal del cuenco disipador.

También se puede argumentar que la cota del agua supera por 1,73 metros al nivel de la compuerta en apertura máxima, ya que el nivel del agua en la zona es de 2382,79 m.s.n.m. y el valor del nivel de la compuerta abierta es de 2381.06 m.s.n.m., esto hace que la compuerta actúe como un orificio con descarga libre; vale la pena señalar que el tirante inmediatamente antes de la compuerta es de 2,40 m. Por último, en la Tabla 38 se indican con mayor detalle los valores de los tirantes máximos en las zonas de análisis, para esto se empleó la herramienta “*zonal statistics*” de Qgis y Microsoft Excel.

Tabla 38: Tirantes para un periodo de retorno de 100 años

Zona de análisis	Tirante promedio (m)	Tirante mínimo (m)	Tirante máximo (m)
Mampostería aguas arriba	2,76	2,32	2,93
Antes del Barraje	2,98	2,40	3,19
Colchón disipador	1,26	0,84	1,56
Canal de limpia	0,46	0,39	0,90
Mampostería aguas abajo	0,85	0,69	1,10

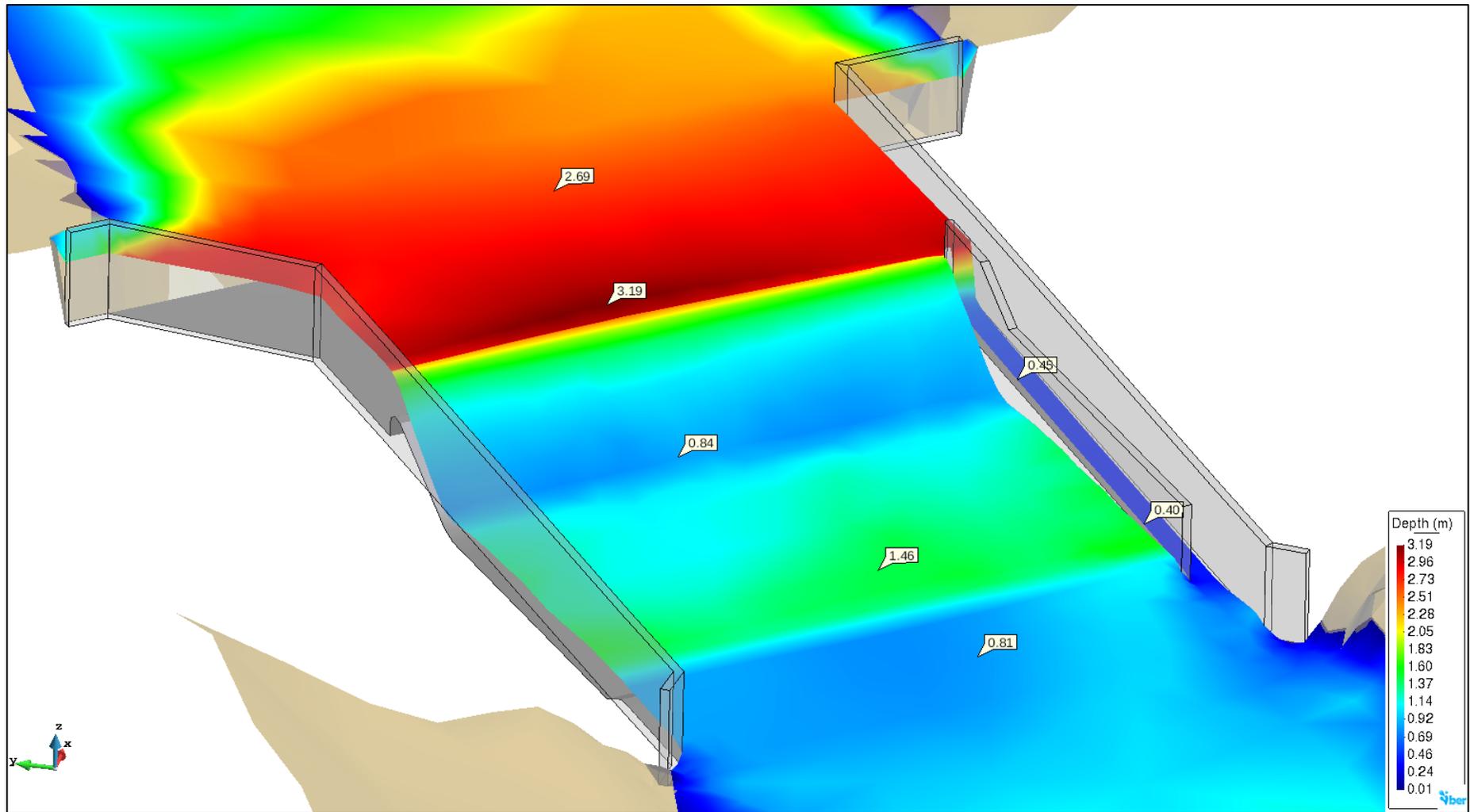


Figura 66: Vista de tirantes máximos en la bocatoma Lullán para un periodo de retorno de 100 años

4.2.3. Perfil hidráulico

Con base a los resultados del modelamiento hidráulico bidimensional y con el fin de visualizar mejor el comportamiento del flujo en la bocatoma Llullán, se trazó un perfil hidráulico longitudinal por el eje de la estructura, para ello se utilizó la herramienta “Profile tool” de Qgis y Microsoft Excel.

En la Figura 67 se puede observar el perfil hidráulico y la representación de la estructura, ambos con sus cotas correspondientes. De este gráfico se obtuvieron el tirante aguas arriba del azud (Y), la carga hidráulica sobre la cresta del barraje fijo (H_d), los tirantes conjugados en el colchón disipador (d_1 , d_2) y el tirante normal (d_n), los cuales son: 3,10, 2,32, 0,84, 1,56 y 1,10 metros, respectivamente. Además, se puede notar que aguas arriba del azud se genera un remanso hidráulico y en el colchón disipador, un resalto hidráulico; una mejor representación de este último se podría dar en un modelamiento tridimensional.

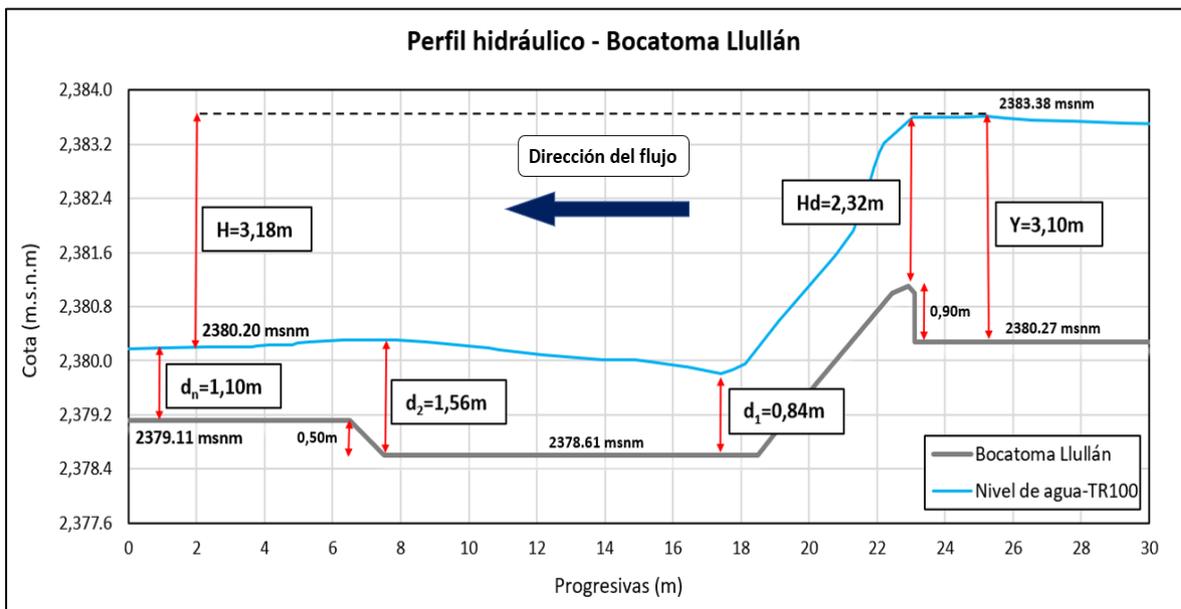


Figura 67: Perfil del comportamiento hidráulico de la bocatoma Llullán para un periodo de retorno de 100 años

4.3. ANÁLISIS DE DISEÑO HIDRÁULICO

Con base en los resultados de la modelación numérica, se analizó la estructura hidráulica del colchón disipador, el canal de limpieza y los muros de encauzamiento. Además, se analizaron las dimensiones de la ventana de captación y el barraje fijo, para ello se utilizarán

referencias bibliográficas y las recomendaciones de autores citados en el presente trabajo, tales como Krochin (1986) y Mansen (2010).

Para realizar este análisis se elaboró un diagrama de la estructura hidráulica, que se muestra en la Figura 68. Este esquema se basa en las dimensiones que se muestran en los planos del Anexo 4 elaborados por el Consorcio Nuevo Caraz como un servicio para la Municipalidad Provincial de Huaylas.

4.3.1. Análisis del colchón disipador

Longitud de la poza disipadora: Para realizar este análisis se empleó el método de la mínima longitud de compensación por el método de Lane, con el fin de evaluar la dimensión propuesta en el diseño. La explicación de este método se detalla en el acápite 2.20.3.

Entonces, se tiene que cumplir que,

$$L_c = \frac{1}{3} \sum L_h + \sum L_v > C_L * H$$

En la Tabla 39 se presentan los valores calculados a partir de la ecuación anterior.

Tabla 39: Resumen de cálculos por el método de Lane

Variable	Cantidad	Unidad
$\frac{1}{3} \sum L_h$	10,43	m
$\sum L_v$	12,35	m
$C_L (*)$	2,50	-
H	3,18	m
L_c	22,78	m
$C_L * H$	7,95	m

(*) Se determinó el valor de 2,5 a partir de la Tabla 11, puesto que el material del lecho del cauce corresponde a Bolonería, gravas y arena.

De acuerdo a los valores mostrados en la Tabla 39, se observa que, según el método de Lane, la longitud se encuentra compensada, ya que $L_c (22,78) > C_L (7,95)$.

Espesor de colchón: Por otro lado, mediante la ecuación propuesta por Mansen (2010) en el acápite 2.20.3., se corroboró el espesor de la loza disipadora. Para ello se tuvo que hacer un análisis por secciones, ya que se necesita estimar la supresión en cada nodo para poder calcular el espesor adecuado, estas supresiones se calcularon a partir de la semejanza de triángulos, tal y como se indica en la Figura 25.

En la Figura 68 se puede observar el diagrama de supresiones para un periodo de retorno de 100 años, este fue elaborado a partir de los resultados mostrados en la Tabla 39, mediante la semejanza de triángulos. Cabe mencionar que estas supresiones fueron estimadas considerando la carga hidráulica y el tirante normal del río, los cuales son 3,18 y 1,10 metros, respectivamente.

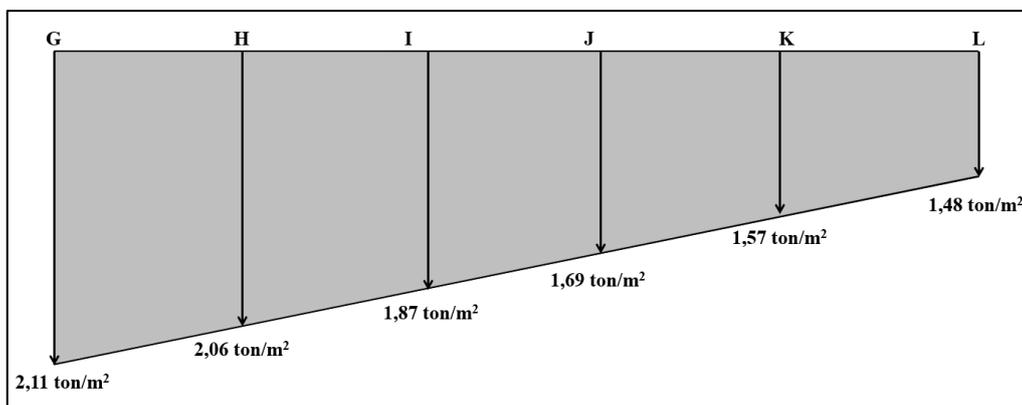


Figura 68: Diagrama de supresiones para un periodo de retorno de 100 años

En la Tabla 40 se presentan los valores de los espesores calculados para un periodo de retorno de 100 años, en este se puede observar que el valor mínimo es de 0,8 m y el máximo de 1,20 m. La recomendación de Mansen (2010) y Krochin (1986) es que el espesor mínimo del colchón disipador debe ser de 0,9 m, y en el plano del diseño hidráulico de la bocatoma Lullán se muestra un único espesor de 0,3 m.

Tabla 40: Resumen de cálculos para determinar el espesor de la poza disipadora

Sección	Lc (m)	Lv (m)	Lh/3 (m)	Lci (m)	Li (m)	Xi (m)	Sp (ton/m ²)	Espesor (m)
G	22,78	10,75	4,77	15,52	7,27	1,01	2,11	1,20
H	22,78	10,75	5,17	15,92	6,87	0,96	2,06	1,10
I	22,78	10,75	6,50	17,25	5,53	0,77	1,87	1,00
J	22,78	10,75	7,83	18,58	4,20	0,59	1,69	0,90
K	22,78	10,75	8,63	19,38	3,40	0,47	1,57	0,90
L	22,78	11,35	8,73	20,08	2,70	0,38	1,48	0,80

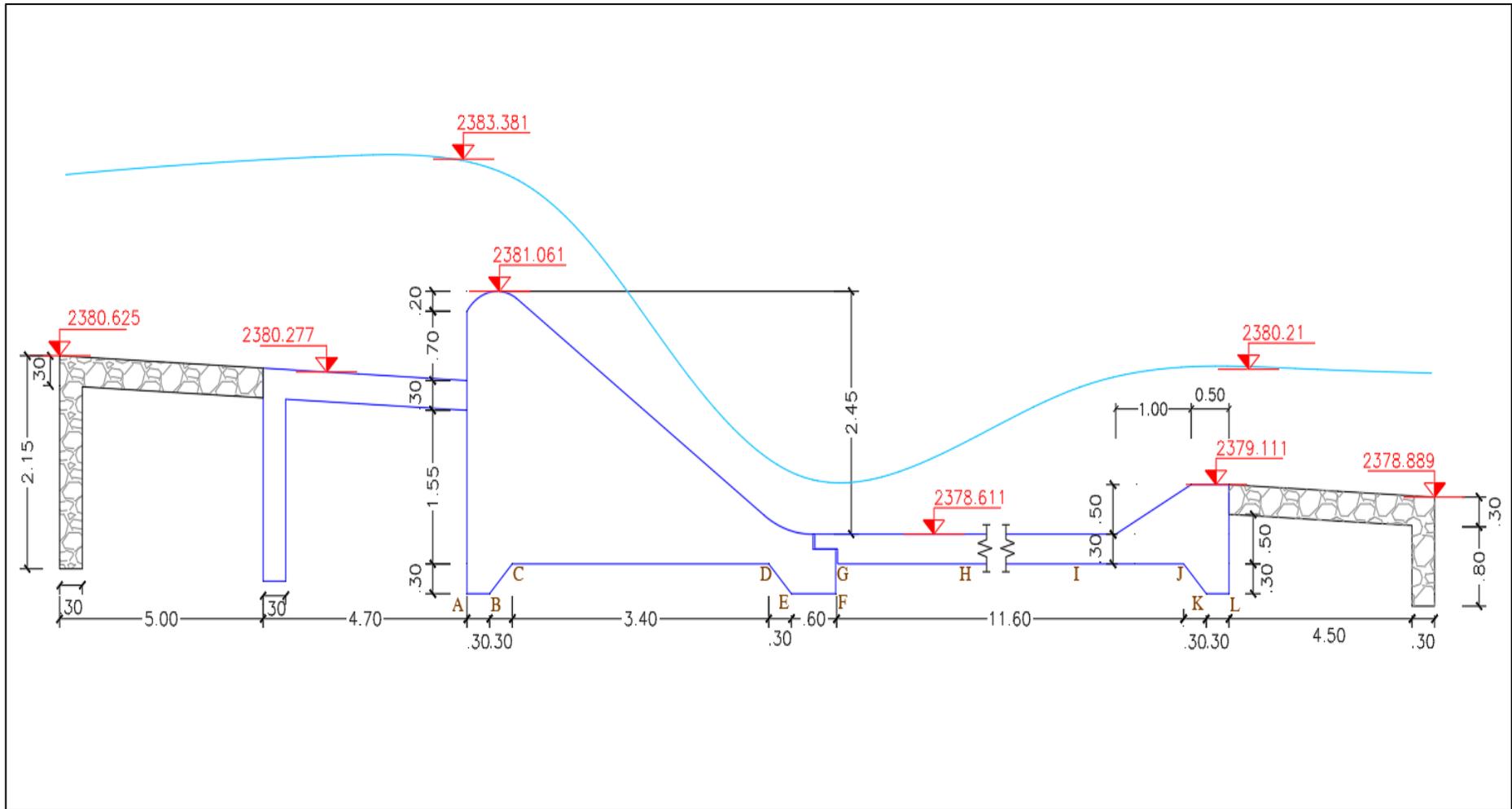


Figura 69: Esbozo de la bocatoma Lullán para un periodo de retorno de 100 años

4.3.2. Análisis del canal de limpia

Velocidad requerida: Para evaluar el diseño del canal de limpia de la bocatoma Llullán, primero se determinó la velocidad requerida mediante la ecuación que recomienda Mansen (2010).

$$V_c = 1,5 * c * d^{1/2}$$

De acuerdo a lo observado y registrado en la visita de campo, se tiene que:

De la Tabla 32, para un material de arena y grava redondeada, el valor del coeficiente “c” es 3,2. Por otro lado, el diámetro del grano mayor medido en campo es de 0,92 m.

Por lo tanto, la velocidad requerida para iniciar el arrastre es $V_c=4,06$ m/s.

Ancho del canal de limpia: De acuerdo a la referencia bibliográfica, Mansen (2010) recomienda que el ancho del canal de limpia debe ser por lo menos la décima parte de la longitud del barraje fijo.

Por lo tanto, debido a que el ancho del azud es de 20 m, el ancho mínimo del canal de limpia debe ser 2 m.

Pendiente mínima requerida: Esta pendiente se estimó por medio de la fórmula que Mansen (2010) recomienda:

$$I_c = n^2 * \frac{g^{10/9}}{q^{2/9}}$$

$$q = V_c^3 / g$$

Tenemos que la velocidad requerida es de 4,06 m/s, por lo tanto, el caudal unitario “q” es 6,82 m²/s. Además, con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,014, se tiene una pendiente mínima requerida en el canal de limpia “I_c” de 0,0016.

En la Tabla 41 se presenta un cuadro comparativo de los valores correspondientes al diseño del canal de limpia que se muestran en el plano del Anexo 4 y los que fueron estimados a partir de la visita de campo y lo recomendado en la referencia bibliográfica.

Tabla 41: Comparación de valores de diseño para el canal de limpia

Variable	Diseño original	Diseño según bibliografía	Unidad
Velocidad (V _c)	4,70	4,06	m/s
Ancho (B)	0,70	2,0	m
Pendiente (I _c)	0,062	0.002	m/m

En la Tabla 41 se puede observar que la velocidad requerida para el diseño inicial obtenido por la modelación hidráulica bidimensional de la bocatoma Llullán es suficiente, pues supera los 0,6 m/s calculados según las recomendaciones bibliográficas.

Por el contrario, el ancho y la pendiente del canal de limpia diseñados no cumplen con las recomendaciones dadas en la sección de referencias bibliográficas. Además, de acuerdo a lo registrado en la visita de campo, existen rocas de aproximadamente un metro de diámetro, mismos que no podrían ser arrastradas por un canal de limpieza de 0,70 m de ancho.

4.3.3. Análisis de muros de encauzamiento

Según el resultado de tirantes máximos obtenidos a partir del modelamiento hidráulico bidimensional, la altura de los muros de encauzamiento es suficiente para evitar desbordes, ya que estos tienen una altura de 3,50 m y el tirante máximo en la bocatoma Llullán es de 3,10 m. Las dimensiones de los muros de encauzamiento se pueden observar en los planos del Anexo 4.

4.3.4. Análisis de ventana de captación y barraje fijo

Indistintamente de lo obtenido en el modelamiento hidráulico bidimensional de la bocatoma Llullán y al analizar las dimensiones de la ventana de captación, principalmente el de las alturas, se observa que, según los planos del Anexo 4, el alfeizar es de 0,20 m, cuando la recomendación de la altura mínima del lecho hasta la base de la ventana, según Krochin (1986), es de 0,60 m, además, por lo observado en la visita de campo, se puede decir que el material de arrastre en el río Llullán es de consideración y una altura de 0,20 m no sería suficiente para reducir su ingreso hacia el canal de derivación. Por lo tanto, al variar la altura del alfeizar, las dimensiones del barraje fijo también se verán afectadas, al menos en cuanto a su altura.

V. CONCLUSIONES

- Se logró generar las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, mediante el método de Frederick Bell. Con estas, se pudo elaborar los hietogramas de diseño para un periodo de retorno de 100 años, mediante el método de los bloques alternos y la regresión lineal múltiple.
- Por medio del método de transformación de precipitación a escorrentía de Snyder y a partir de los hietogramas de diseño, se realizó el modelamiento hidrológico de máximas avenidas para un periodo de retorno de 100 años con el software Hec-Hms, de este se pudo obtener el hidrograma sintético en el punto de control ubicado en la bocatoma Llullán, el cual es 135,40 m³/s.
- Con el hidrograma obtenido por medio del modelamiento hidrológico y previa calibración del coeficiente de rugosidad de Manning del cauce, se logró realizar la simulación hidráulica bidimensional de la bocatoma Llullán para un periodo de retorno de 100 años.
- Del modelamiento hidráulico bidimensional de la bocatoma Llullán, se obtuvieron tirantes máximos aguas arriba del barraje fijo, estos varían de 2,93 a 3,19 metros. Asimismo, en el colchón disipador y canal de limpia, se lograron obtener velocidades máximas que varían de 8,15 a 9,70 m/s y 4,40 a 4,81 m/s, respectivamente.
- Con los resultados del modelamiento hidráulico bidimensional, se pudo analizar los criterios técnicos del diseño de la bocatoma Llullán, específicamente de la poza disipadora, canal de limpia, muros de encauzamiento, ventana de captación y barraje fijo.

- En el análisis técnico del diseño hidráulico de la bocatoma Lullán, se determinó que tanto la longitud del colchón disipador como la altura de los muros de encauzamiento, son los adecuados para un paso de flujo de un periodo de retorno de 100 años.
- Por el contrario, de acuerdo al análisis de supresiones, el espesor de la poza disipadora no cumple con la recomendación mínima de 0,90 m, el cual es descrita por Mansen (2010) en la revisión bibliográfica, ya que en el diseño original este valor es de 0,30 m, pero según el análisis realizado a partir de los resultados del modelamiento hidráulico bidimensional, el espesor debería variar de 0,90 a 1,20 m.
- Por otro lado, acorde al análisis del diseño del canal de limpia, este no cumple con la recomendación mínima del ancho, ya que el diseño original es de 0,70 m, pero debe ser al menos la décima parte de la longitud del barraje fijo, es decir, 2 m. Además, de acuerdo a lo registrado en la visita de campo, las rocas que se midieron y que fueron arrastradas por el flujo, tienen un diámetro aproximado de 1 metro.
- Por último, respecto a la altura de la ventana de captación y el barraje fijo, estos no cumplen con la recomendación mínima propuesta por Krochin (1986), el cual menciona que el alfeizar debe ser por lo menos 0,60 m y el diseño original de la bocatoma muestra un valor de 0,20 m. Además, en la visita de campo se pudo observar la presencia de material sedimentado que ingresaría fácilmente al canal de derivación si la altura del lecho del cauce hasta el inicio de la ventana de captación se mantiene en 0,20 m.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda mejorar e implementar estaciones pluviométricas y pluviográficas en la cuenca del río Lullán, con el fin de registrar una mayor cantidad de información y de mejor calidad, esto permitirá elaborar trabajos de investigación y estudios para futuros proyectos con mayor precisión.
- Asimismo, es recomendable instalar una estación hidrométrica en la bocatoma Lullán, o de ser posible, implementar un limnógrafo, de tal manera que se registren caudales horarios, esto permitirá realizar una mejor calibración y validación del modelo hidráulico bidimensional cuando la bocatoma se encuentre en operación. Cabe mencionar que este registro hidrométrico e hidrográfico servirá también para efectuar la calibración y validación del modelo hidrológico de máximas avenidas de la cuenca del río Lullán.
- Se sugiere realizar un ajuste en el diseño hidráulico de la bocatoma Lullán, ya que, de acuerdo al análisis técnico realizado a partir de los resultados del modelamiento hidráulico bidimensional, la ventana de captación, el barraje fijo, el canal de limpia y el espesor de la poza de disipación, no cumplen con las recomendaciones mínimas que autores como Mansen (2010) y Krochin (1986) indican en la revisión de literatura del presente trabajo de investigación.
- Se propone realizar actividades de mantenimiento cada cierto tiempo, una vez que la bocatoma Lullán esté construida y entre en operación, puesto que en la visita de campo se observó material de arrastre sedimentado en estructuras existentes, mismos que no se encuentran trabajando de manera óptima y están en un peligro inminente de destrucción ante una próxima avenida.

- Se recomienda implementar la simulación numérica bidimensional en estudios definitivos de proyectos similares al que se presenta en este trabajo de investigación, esto con el fin de optimizar el diseño de estructuras hidráulicas en general y no solo en obras de captación.
- Se propone analizar e investigar sobre las quebradas aportantes de sedimentos, ya que, como se pudo observar en imágenes mostradas en el presente trabajo de investigación, las estructuras existentes fueron colapsadas y dañadas producto de la activación de la quebrada Huandoy, lo que trajo consigo el aporte considerable de material de arrastre.
- Con las quebradas aportantes identificadas, se recomienda proponer estructuras de control de sedimentos o torrentes, esto con la finalidad de reducir los daños a las estructuras existentes a lo largo del río Llullán.
- Se recomienda determinar el tipo de poza disipadora de la bocatoma Llullán, considerando el número de Froude, ya que en los resultados del modelamiento hidráulico bidimensional se apreciaron velocidades muy altas, y tomando en cuenta el estado actual de las pozas disipadoras de las bocatomas existentes, supondría considerar datos de disipación, ya sea del tipo USBR I, II o III.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- Alfaro, T. (s.f.). *Diseño de defensas ribereñas - Manual River*. Lima. Perú.: Ministerio de Agricultura.
- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México D.F. México: Editorial Limusa.
- Ayala, J. (2014). *Modelamiento hidráulico bidimensional, para la determinación de planos de inundación de Quillacollo*. [Tesis de maestría, Universidad Mayor de San Simón]. Cochabamba. Bolivia.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, G., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., . . . Coll, A. (20 de noviembre de 2012). *Iber: herramienta de simulación numérica de flujo en ríos*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 1
- Breña, A. y Jacobo, M. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Buzai, G. (2013). *Sistema de información geográfica (SIG) - Teoría y aplicación*. Luján. Buenos Aires. Argentina: Universidad Nacional de Luján.
- Cahuana, A. y Yugar, W. (2009). *Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología*. Cochabamba. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón.
- Capítulo de Ingeniería Civil Lambayeque. (2009). *Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia*. Lambayeque. Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Chereque, W. (s.f.). *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil*. Lima. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. (2004). *Hidráulica de canales abiertos. Santafé de Bogotá*. Colombia.: Nomos S.A.
- Chow, V., Maidment, D. y W. Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. Santa Fe. Bogotá. Colombia: Editorial Nomos S.A.

- Cueva, M., Cañon, J. y Cea, L. (noviembre de 2018). *El modelo iber como herramienta docente de ayuda al aprendizaje y análisis de fenómenos de flujo bidimensionales*. Asociación Mexicana de Hidráulica, 1.
- De la Cuba, P. (2021). *Modelamiento hidráulico bidimensional de una bocatoma tipo tirolesa en el río Santa Rosa en el distrito de Aquia, Bolognesi, Ancash*. [Tesis grado; Universidad Nacional Agraria la Molina]. Lima. Perú.
- Estrada, V. y Pacheco, R. (Abril de 2012). *Modelación hidrológica con HEC-HMS en cuencas montañosas de la región oriental de Cuba*. Centro de investigaciones hidráulicas (CIH), 96.
- Fattorelli, S. y Fernandez, P. (2011). *Diseño hidrológico*. Water Assessment & Advisory Global Network.
- Iber. (2014). *Modelo de flujo bidimensional en ríos y estuarios*. España.: Ministerio de Fenomeno.
- Instituto Geofísico del Perú [IGP]. (s.f.). *¿Qué son los modelos numéricos?*. Perú: Ministerio del Ambiente. Obtenido de <http://met.igp.gob.pe/modelos/modelos.html>
- Krochin, S. (1986). *Diseño hidráulico, tercera edición*. Quito. Ecuador: Editorial de la Escuela Politécnica Nacional.
- Mansen, A. (1994). *Diseño de bocatomas, apuntes de clase*. Lima. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento Académico de Hidráulica e Hidrología.
- Mejía, J. (2006). *Hidrología aplicada*. Lima. Perú: Universidad Nacional Agraria la Molina.
- Ministerio de Economía y Finanzas [MEF]. (2013). *Protección frente a inundaciones - Guía simplificada para PIP de servicios de protección frente a inundaciones*. Lima. Perú: Giacomotti Comunicación Gráfica SAC.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones [MTC]. (2018). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima. Perú.
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Colombia: Alfaomega Grupo Editor S.A.
- Olaya, V. (2014). *Sistemas de Información Geográfica*. España: CreateSpace Independent Publishing Platform.
- Organización de los Estados Americanos [OEA]. *Manual sobre el manejo de peligros naturales en la planificación para el desarrollo regional integrado*. Washington, D.C. Estados Unidos.

- Organización Meteorológica Mundial [OMM]. (2011). *Guía de prácticas hidrológicas volumen II, Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas*. Ginebra. Suiza.
- Pascual, J. y Díaz, M. (2016). *Guía práctica sobre la modelización hidrológica y el modelo Hec-Hms*. Alcalá de Henares. Madrid. España: Instituto IMDEA Agua.
- Pérez, G., Rodríguez, J. y Molina, J. (2014). *Ingeniería de ríos*. Michoacana. México: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Pucha-Cofrep, F., Fries, A., Cánovas-García, F., Oñate-Valdivieso, F. y Gonzáles-Jaramillo, V. (2017). *Fundamentos de SIG, Aplicaciones con ArcGIS*. Ecuador: Ediloja Cia. Ltda.
- Robles, T. (2016). *Implementación de modelos unidimensionales para la simulación del funcionamiento hidráulico de sistemas de lagunas y canales*. [Tesis grado; Universidad Nacional Autónoma de México]. Ciudad de México. México.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la hidráulica fluvial*. Lima. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rodríguez, P. (2008). *Hidráulica II*. México.
- Sacachipana, J. (2021). *Modelamiento hidráulico bidimensional de la bocatoma Jila San Jerónimo con Hec-Ras*. [Tesis grado; Universidad Nacional del Antiplano]. Puno. Perú.
- Salas, M. y Jimenez Espinoza, M. (2004). *Inundaciones, primera edición*. México: Centro de Seguridad y Protección Ciudadana.
- Sánchez, F. (2017). *Hec-Hms. Manual elemental*. Dpto. Geología - Universidad de Salamanca, España.
- Sousa, N., Tatit, A., Augusto, J. y Sibut, F. (1969). *Hidrología Básica*. Brasil: Blucher.
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Cartago. Costa Rica: Taller de publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Villón, M. (2007). *Hec-Hms, ejemplos*. Lima. Perú: Ediciones Villón.
- Villón, M. (2007). *Hidráulica de canales*. Ediciones Villón.
- Villón, M. (s.f.). *Hidrología Estadística*. Lima. Perú.

VIII. ANEXOS

ANEXO 1: PRUEBAS DE KOLMOGOROV-SMIRNOV DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Tabla 42: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Artesoncocha

Prueba Kolmogorov-Smirnov	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.72%	0.10101
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.67%	0.10256
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.90%	0.09293
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.97%	0.08588
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	84.62%	0.16864
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.91%	0.09243
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.98%	0.08304
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.98%	0.08401
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.93%	0.09079
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.78%	0.09896
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.47%	0.17553
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	84.27%	0.16943
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.56%	0.10535
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.97%	0.08515
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.99%	0.07729
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.00%	0.05945
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.96%	0.08695
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.00%	0.07397
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.98%	0.0842
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.96%	0.11468
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.83%	0.17262
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.62%	0.10392
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.00%	0.05615
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.77%	0.14705
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.21%	0.13371
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.68%	0.10249
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.84%	0.13541

Tabla 43: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Artesonraju

Prueba Kolmogorov-Smirnov	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.47%	0.11848
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.58%	0.11573
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.89%	0.10328
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.79%	0.15027
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	90.99%	0.16912
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.92%	0.10052
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.87%	0.10483
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.77%	0.10979
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.84%	0.12829
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.96%	0.14938
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	84.31%	0.18792
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.01%	0.15824
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.87%	0.12794
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.28%	0.13406
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.17%	0.12374
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.44%	0.11911
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.21%	0.12319
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.64%	0.11419
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.53%	0.13169
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.23%	0.18296
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.37%	0.15231
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.82%	0.10742
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.24%	0.16125
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.04%	0.14896
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.88%	0.1374
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.57%	0.1461

Tabla 44: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Caraz

Prueba Kolmogorov-Smirnov	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.24%	0.13802
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.24%	0.13804
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.64%	0.14411
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.37%	0.12749
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	73.75%	0.19104
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	63.21%	0.21094
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.35%	0.13305
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95.67%	0.1362
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	79.79%	0.17904
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.99%	0.12972
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.62%	0.18143
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	64.55%	0.20843
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.67%	0.1177
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.47%	0.1269
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.54%	0.14782
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.52%	0.17543
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.86%	0.14676
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.19%	0.1601
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.04%	0.13454
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	60.30%	0.21643
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	64.57%	0.20839
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.01%	0.11403
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.62%	0.17307
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	92.85%	0.14681
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	83.75%	0.17058
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	85.41%	0.16683
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	83.75%	0.1706

Tabla 45: Prueba Smirnov-Kolmogorov de la estación Parón

Prueba Kolmogorov-Smirnov	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.48%	0.1563
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.87%	0.1443
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	83.11%	0.1909
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	63.39%	0.23406
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	73.26%	0.21322
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.16%	0.17767
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.48%	0.1563
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	84.25%	0.18808
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.22%	0.20457
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	55.80%	0.25014
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.06%	0.13597
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.67%	0.14552
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.19%	0.14231
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	97.00%	0.14356
Pareto	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.99%	0.08891
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.40%	0.11986
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.16%	0.12399
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	83.87%	0.18902
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	64.82%	0.23105
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.39%	0.11997
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.11%	0.13553
Pareto (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	100.00%	0.0744
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	59.57%	0.2421
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.04%	0.13614
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	71.30%	0.21742
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.30%	0.12168

ANEXO 2: PANEL FOTOGRÁFICO



Figura 70: Material de arrastre acumulado en la bocatoma existentes aguas abajo de la bocatoma Lullán



Figura 71: Colchón disipador de la bocatoma existente aguas abajo de la bocatoma Lullán en muy mal estado



Figura 72: Medición de diámetro de rocas acumuladas en la bocatoma existentes aguas abajo de la bocatoma Llullán

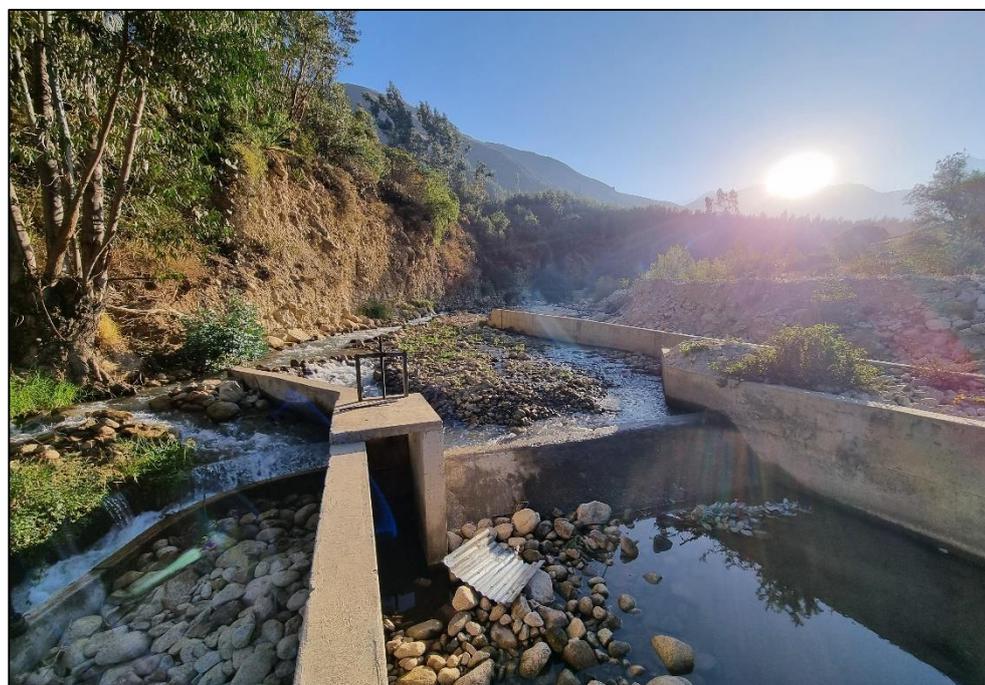


Figura 73: Bocatoma existente aguas arriba de la bocatoma Llullán con materia de arrastre acumulado

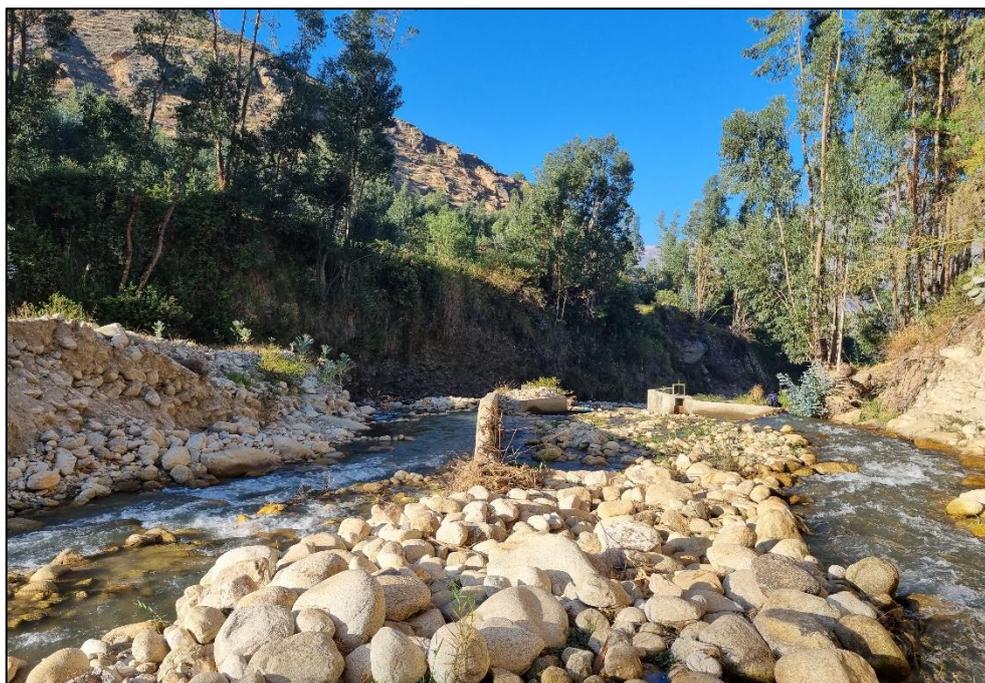


Figura 74: Material de arrastre acumulado en la bocatoma existentes aguas arriba de la bocatoma Lullán



Figura 75: Medición de diámetro de rocas acumuladas en la bocatoma existente aguas arriba de la bocatoma Lullán



Figura 76: Uso de wincha para la medición de longitud de la sección de aforo

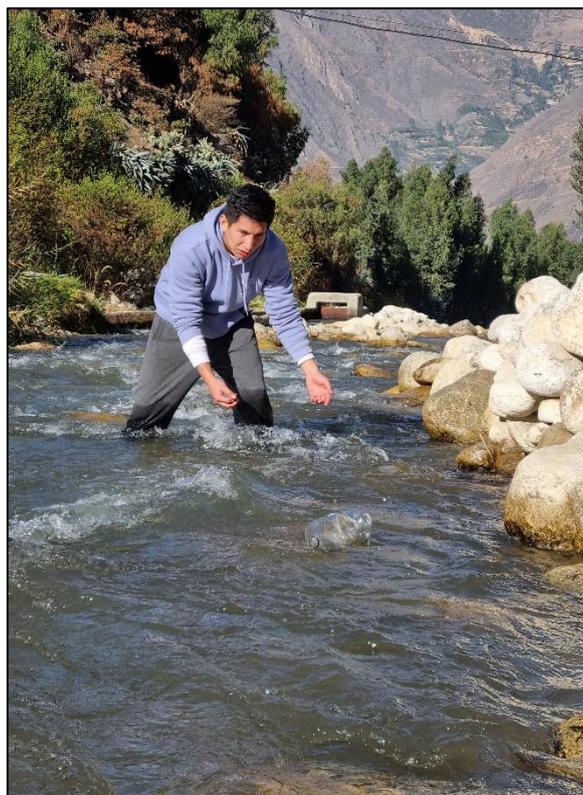


Figura 77: Aforo de velocidad por medio del método del flotador

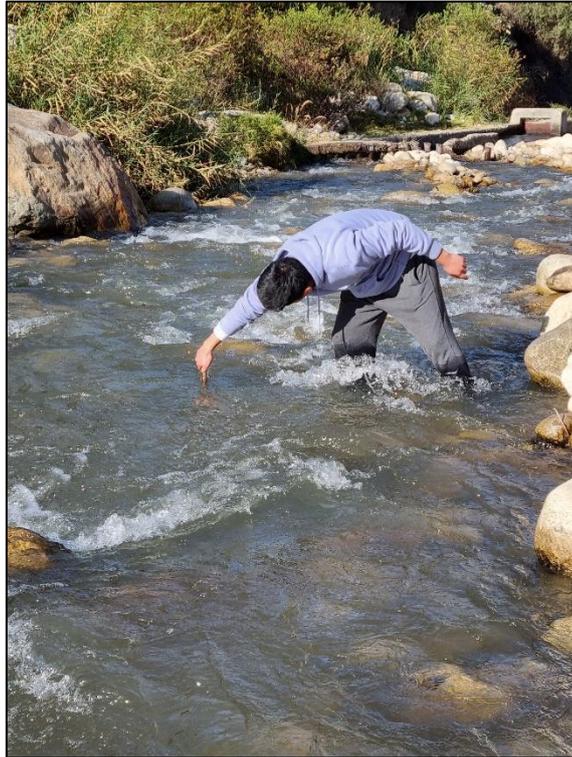
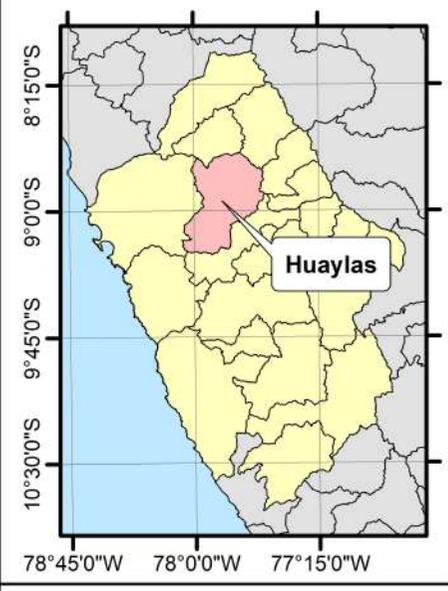
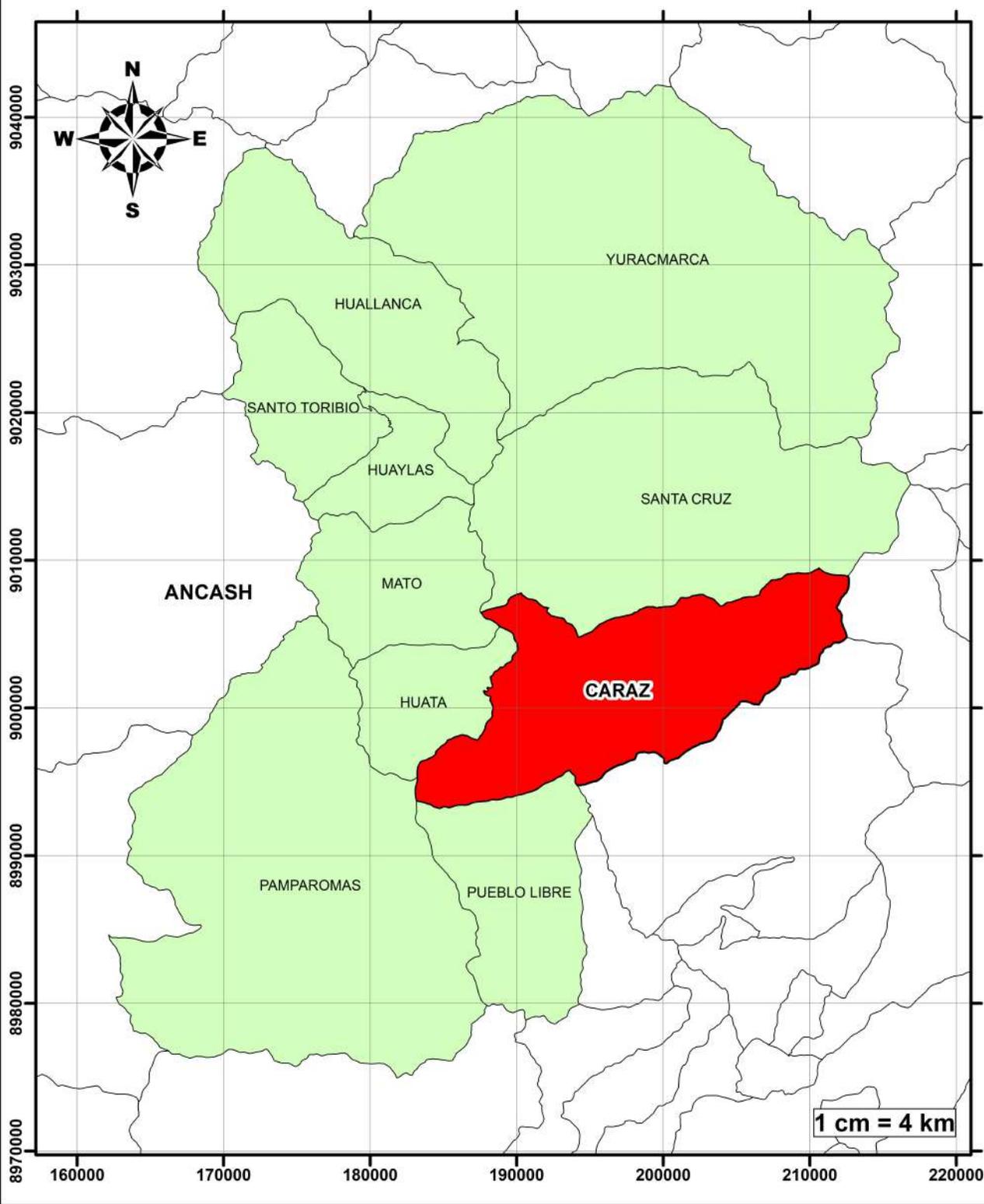


Figura 78: Uso de vara de madera para la medición de tirante en la sección de aforo del río Lullán



Figura 79: Uso de Wincha para la medición de tirante en la sección de aforo del río Lullán

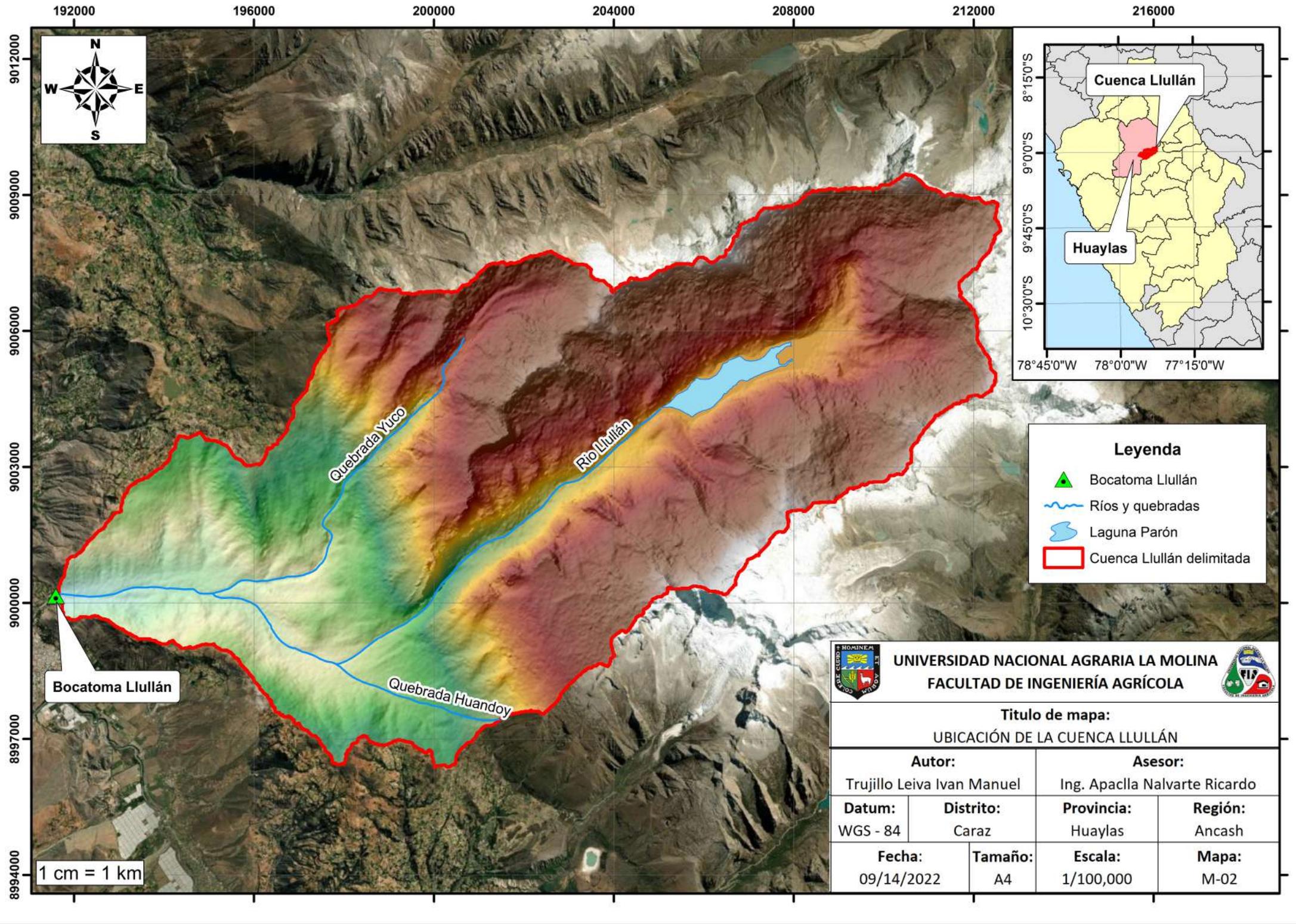
ANEXO 3: MAPAS TEMÁTICOS



Leyenda

- Distritos de Huaylas
- Distrito Caraz
- Lago Titicaca
- Oceano

	UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA		
Título de mapa: UBICACIÓN POLÍTICA DEL PROYECTO			
Autor: Trujillo Leiva Ivan Manuel		Asesor: Ing. Apacla Nalvarte Ricardo	
Datum: WGS - 84	Distrito: Caraz	Provincia: Huaylas	Región: Ancash
Fecha: 09/14/2022		Tamaño: A4	Mapa: M-01



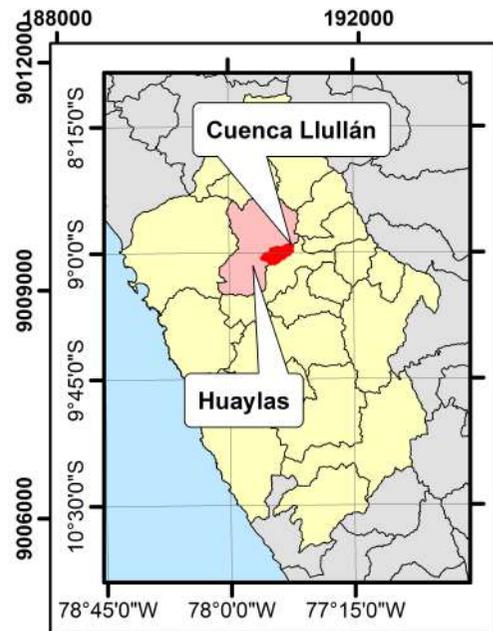
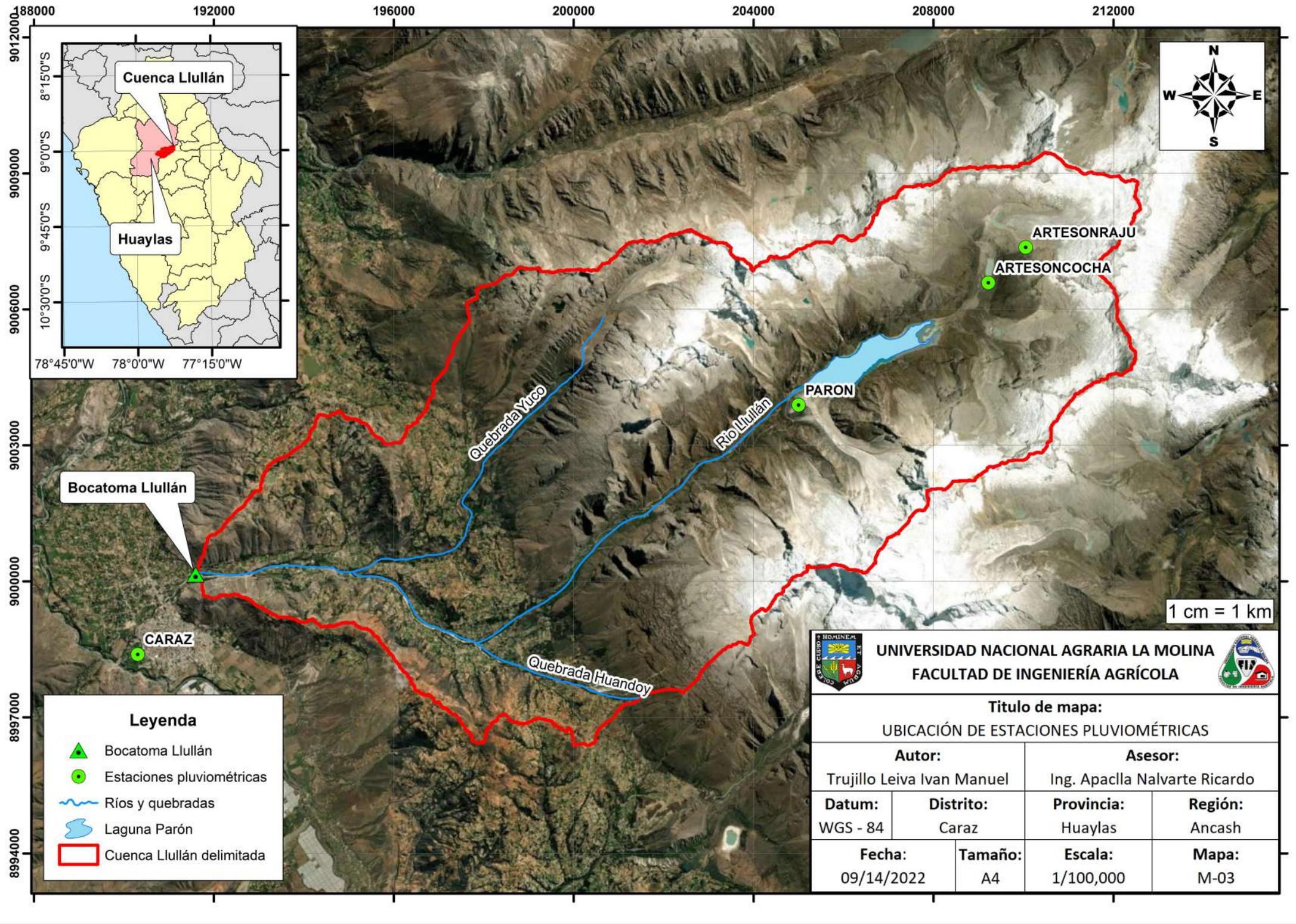
Leyenda

-  Bocatoma Lullán
-  Ríos y quebradas
-  Laguna Parón
-  Cuenca Lullán delimitada


UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA


Título de mapa: UBICACIÓN DE LA CUENCA LLULLÁN			
Autor: Trujillo Leiva Ivan Manuel		Asesor: Ing. Apacla Nalvarte Ricardo	
Datum: WGS - 84	Distrito: Caraz	Provincia: Huaylas	Región: Ancash
Fecha: 09/14/2022	Tamaño: A4	Escala: 1/100,000	Mapa: M-02

1 cm = 1 km

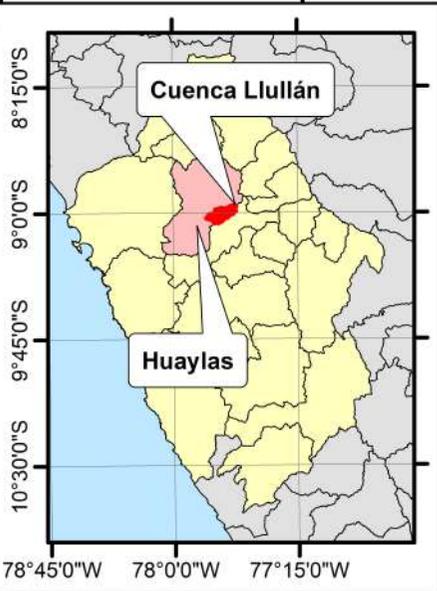
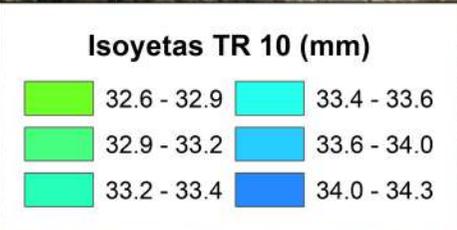
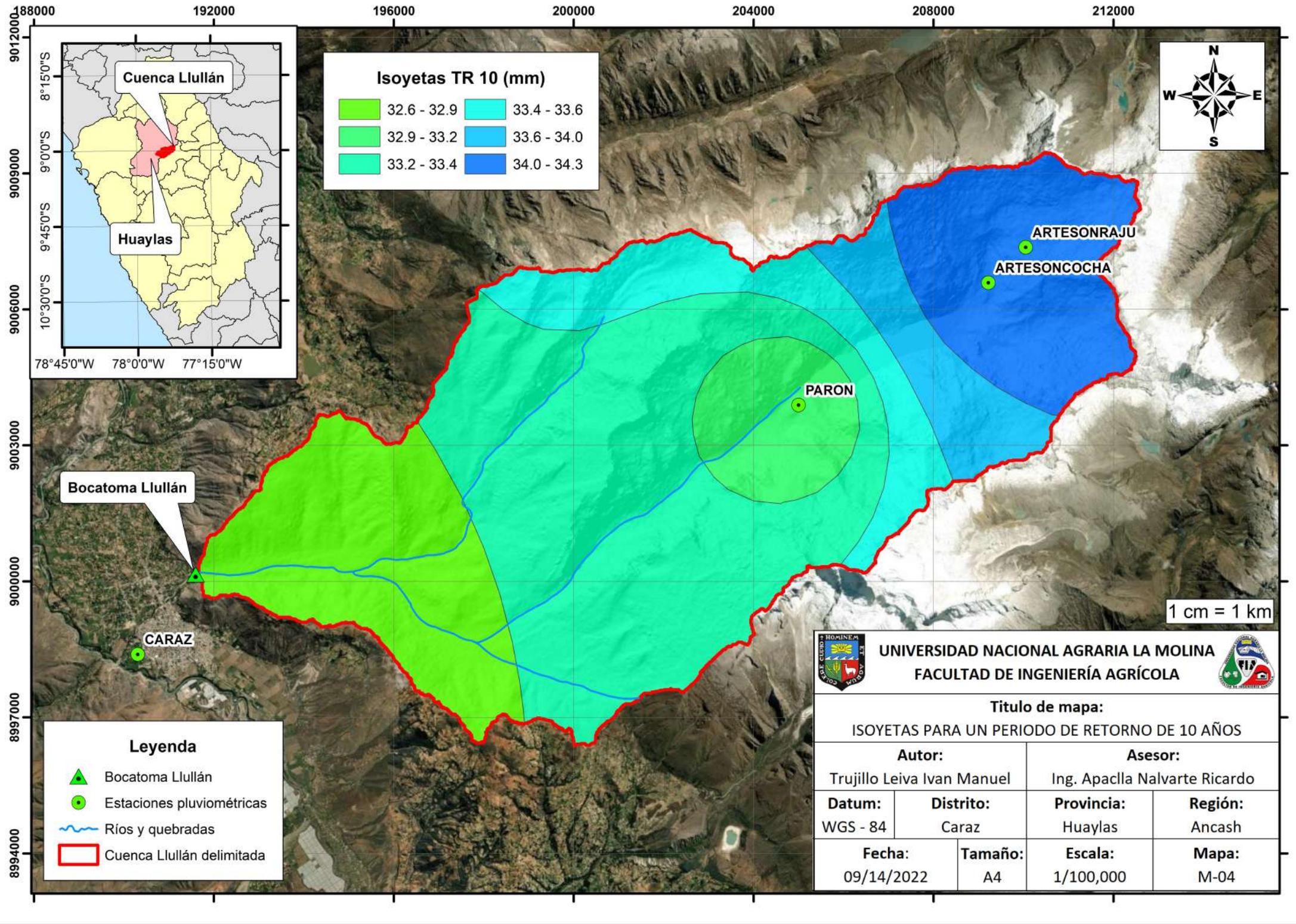


1 cm = 1 km

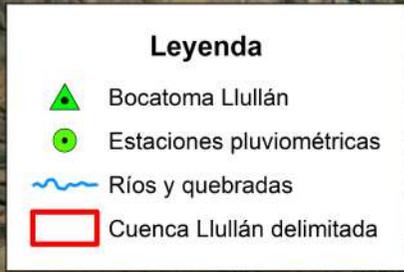
Leyenda

- Bocatoma Lullán
- Estaciones pluviométricas
- Ríos y quebradas
- Laguna Parón
- Cuenca Lullán delimitada

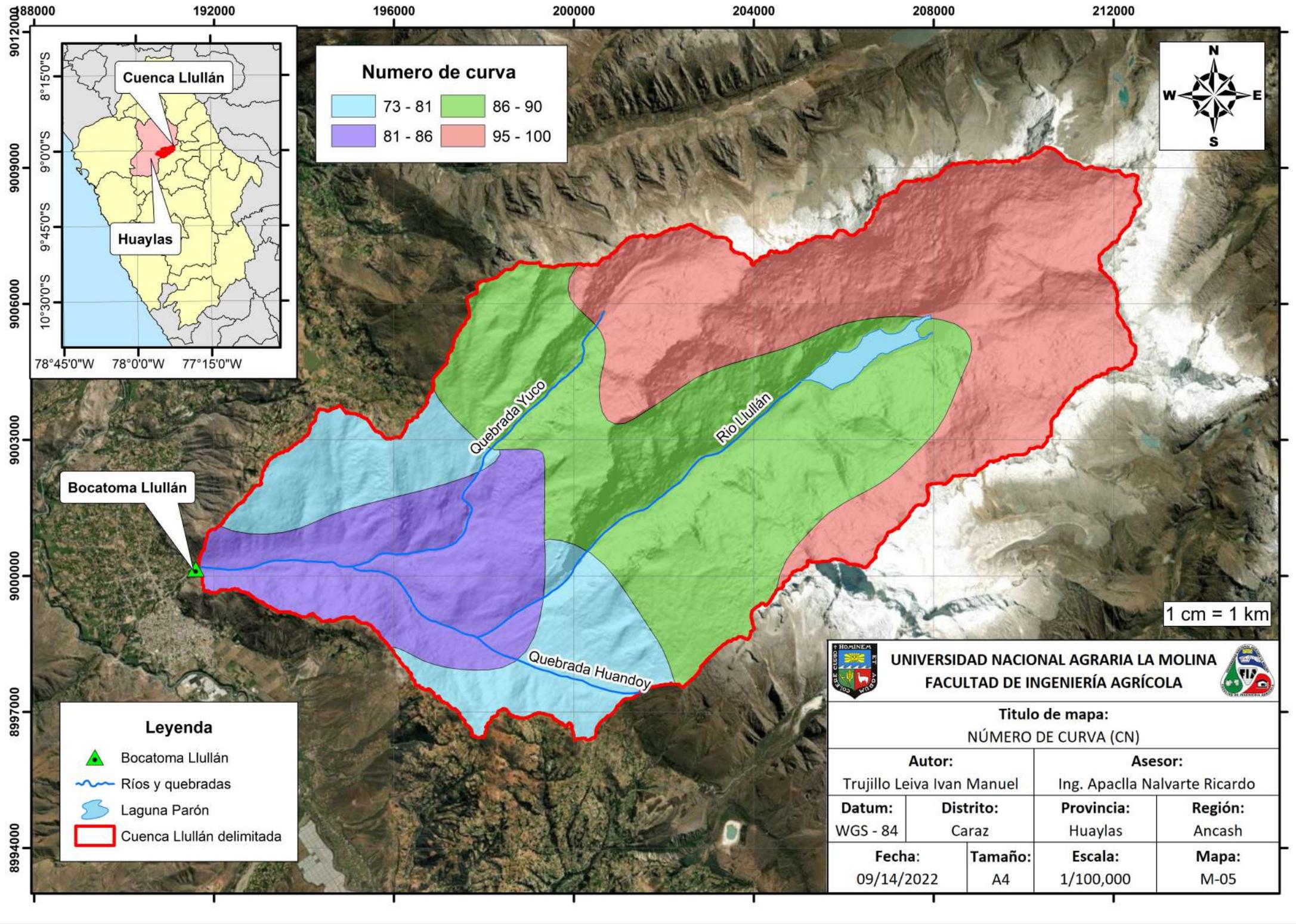
 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA 			
Título de mapa: UBICACIÓN DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS			
Autor:		Asesor:	
Trujillo Leiva Ivan Manuel		Ing. Apacla Nalvarte Ricardo	
Datum:	Distrito:	Provincia:	Región:
WGS - 84	Caraz	Huaylas	Ancash
Fecha:		Tamaño:	Mapa:
09/14/2022		A4	M-03



1 cm = 1 km



 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA 		Título de mapa:	
		ISOYETAS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS	
Autor:		Asesor:	
Trujillo Leiva Ivan Manuel		Ing. Apacla Nalvarte Ricardo	
Datum:	Distrito:	Provincia:	Región:
WGS - 84	Caraz	Huaylas	Ancash
Fecha:	Tamaño:	Escala:	Mapa:
09/14/2022	A4	1/100,000	M-04



Numero de curva

 73 - 81	 86 - 90
 81 - 86	 95 - 100



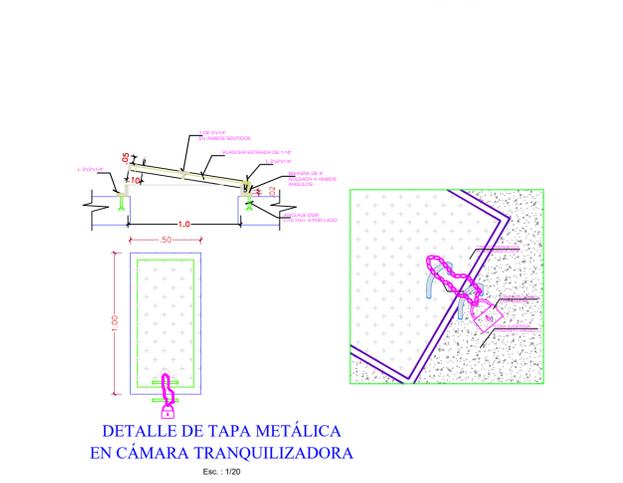
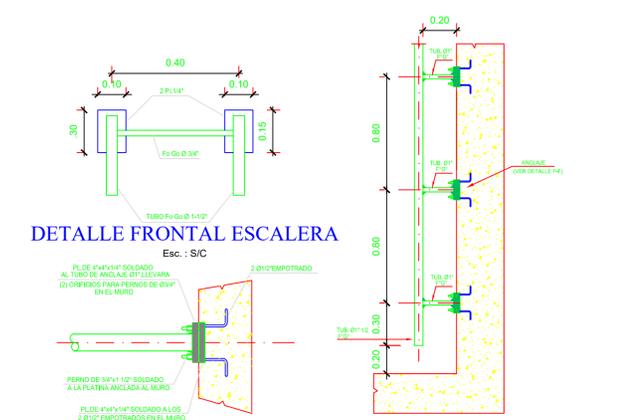
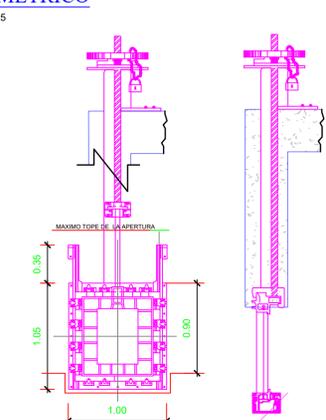
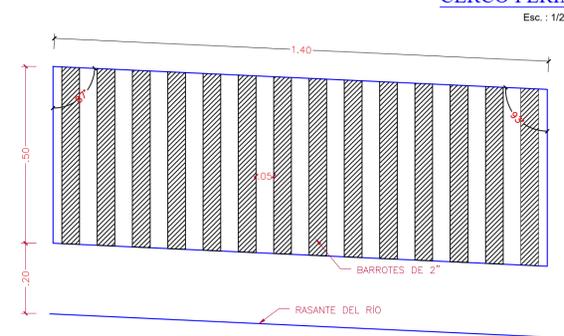
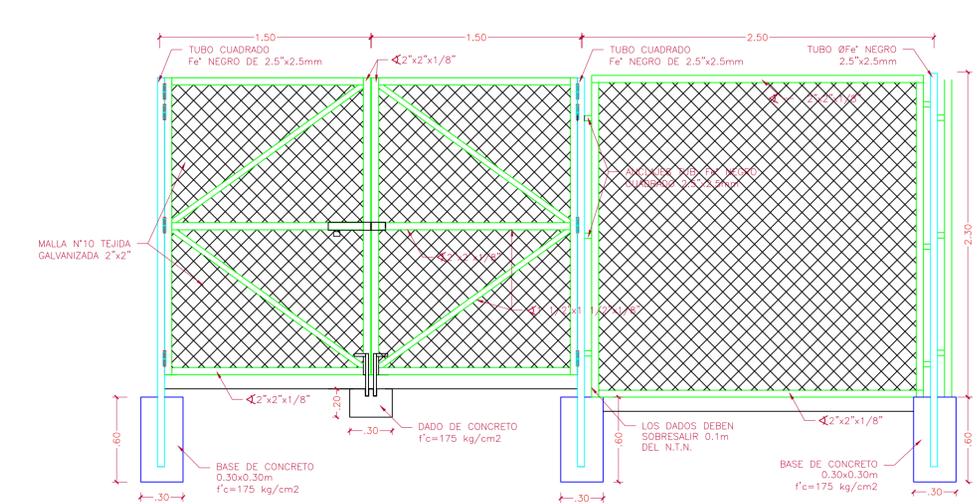
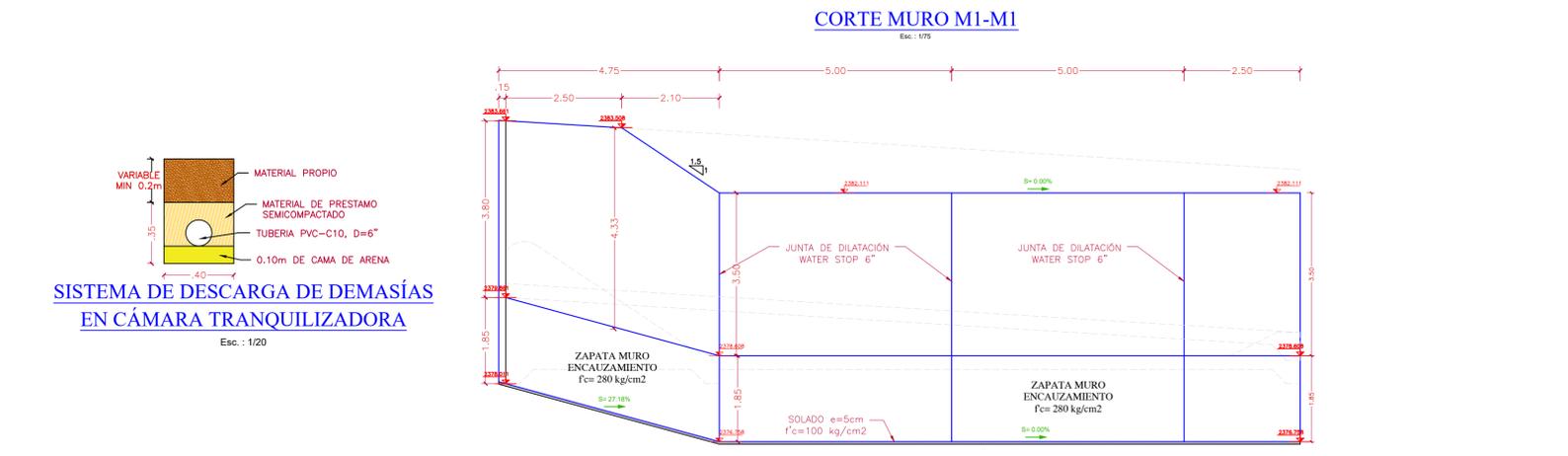
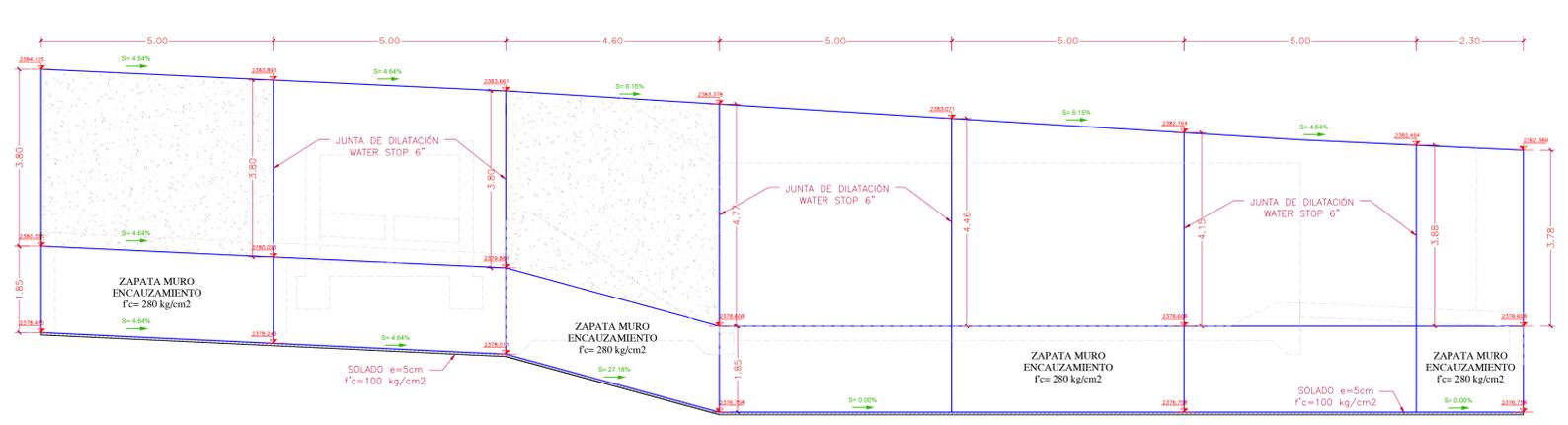
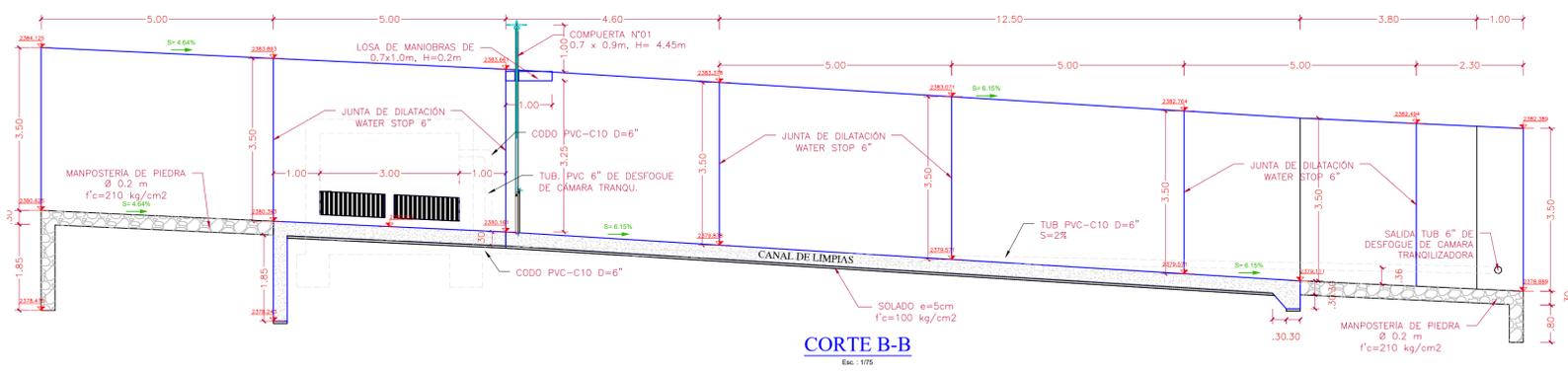
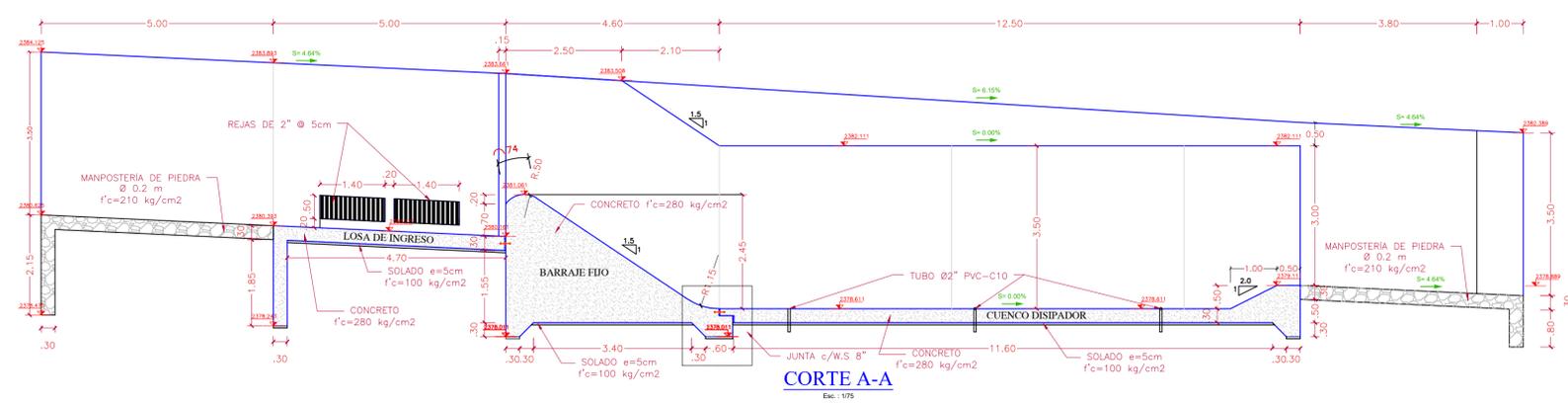
1 cm = 1 km

Leyenda

- ▲ Bocatoma Lullán
- ~ Ríos y quebradas
- Laguna Parón
- Cuenca Lullán delimitada

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA			
Título de mapa: NÚMERO DE CURVA (CN)			
Autor:		Asesor:	
Trujillo Leiva Ivan Manuel		Ing. Apacla Nalvarte Ricardo	
Datum:	Distrito:	Provincia:	Región:
WGS - 84	Caraz	Huaylas	Ancash
Fecha:	Tamaño:	Escala:	Mapa:
09/14/2022	A4	1/100,000	M-05

**ANEXO 4: PLANOS DE PLANTA, PERFIL Y DETALLES DEL DISEÑO
HIDRÁULICO DE LA BOCATOMA LLULLÁN**



ESPECIFICACIONES TECNICAS EN OBRAS DE CONCRETO

CONCRETO
- MUROS Y PISO : f'c=280 kg/cm2
- SOLADO : f'c=100 kg/cm2

ADITIVOS DEL CONCRETO
INCORPORADOR DE AIRE (SEGUN NTP 334.089, RNE E060.42)

CURADO DEL CONCRETO
APLICAR CURADOR QUIMICO APROBADO POR LA SUPERVISION

CEMENTO
- CEMENTO PORTLAND TIPO I

ACERO DE REFUERZO
- ASTM A 615 , grado 60 : f'y=4200 kg/cm2
- TAMARO MAXIMO 3/8"

AGREGADO GRUESO
- TAMARO MAXIMO 3/4"

RECURRIMIENTO MINIMO
- EN SUPERFICIE EN CONTACTO CON AGUA : 5 cm
- EN PISOS, CIMENTACIONES : 7.0 cm

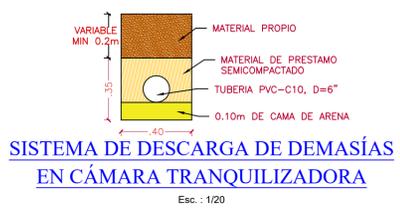
TRASLAPES Y ANCLAJES MINIMOS
- TRASLAPES MUROS : 35 cm 45 cm 55 cm
- TRASLAPES VIGAS, LOSAS : 45 cm 60 cm 75 cm
DIRECCION : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA DIRECCION

ACABADO SUPERFICIE DEL CONCRETO
- A LA VISTA : ENCOPRADO F3
- A LA VISTA EN PISO DE CANAL Y POZA DE RAPIDA : U2

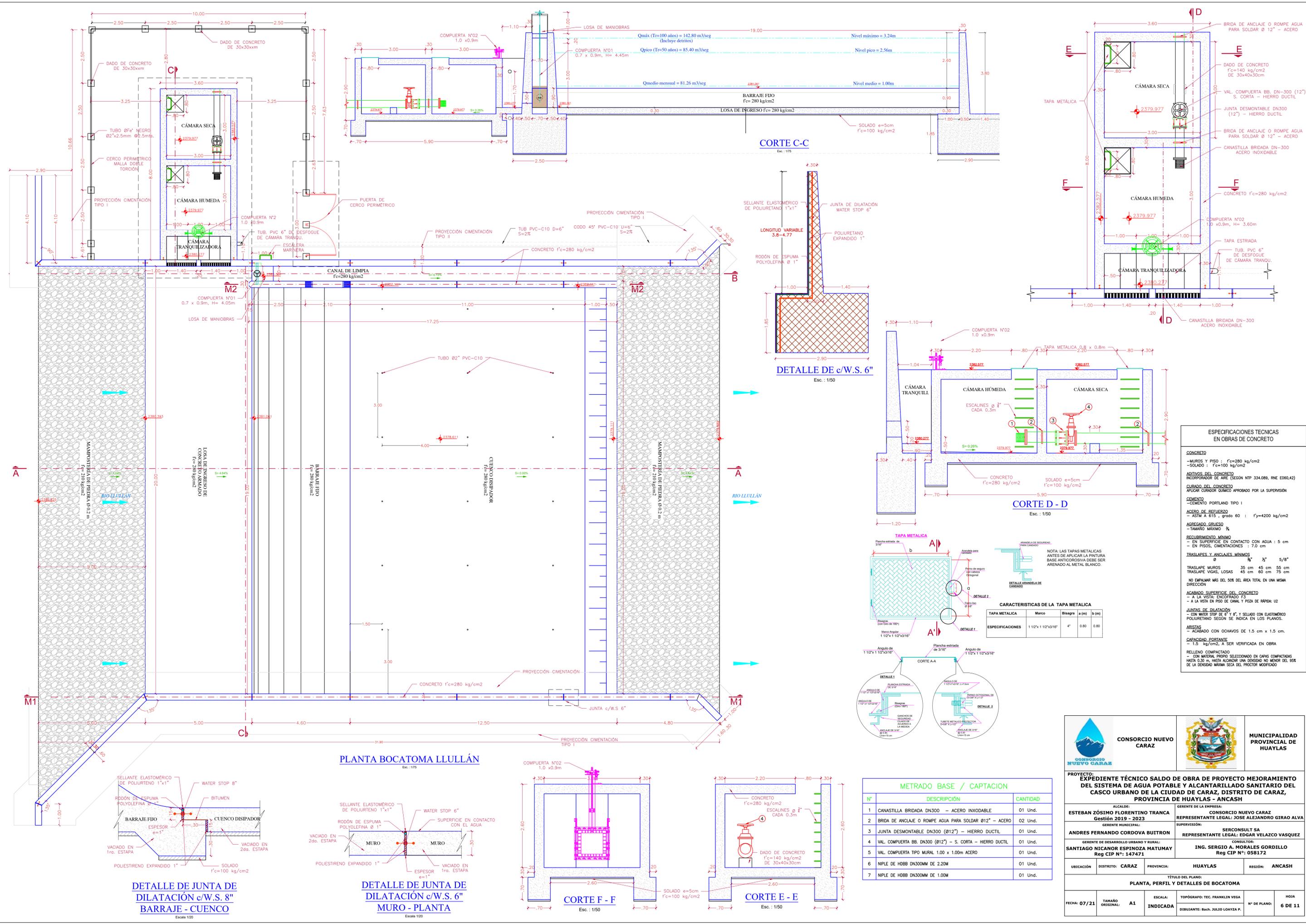
JUNTAS DE DILATACION
- CON WATER STOP DE 6" x 6" , Y SELADO CON ELASTOMERICO POLIURETANO SEGUN SE INDICA EN LOS PLANOS.

ARISTAS
- ACABADO CON OCHAVOS DE 1.5 cm x 1.5 cm.
- 1.5 kg/cm2, A SER VERIFICADA EN OBRA

CAPACIDAD PORTANTE
- CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO EN CAPAS COMPACTADAS HASTA 0.30 m, HASTA ALCANZAR UNA DENSIDAD NO MENOR DEL 95% DE LA DENSIDAD MAXIMA SECA DEL PROCTOR MODIFICADO



CONSORCIO NUEVO CARAZ		MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUAYLAS	
PROYECTO: EXPEDIENTE TÉCNICO SALDO DE OBRA DE PROYECTO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASCO URBANO DE LA CIUDAD DE CARAZ, DISTRITO DE CARAZ, PROVINCIA DE HUAYLAS - ANCASH			
ALCALDE: ESTEBAN ZÓSIMO FLORENTINO TRANCA Gestión 2019 - 2023		GERENTE DE LA EMPRESA: CONSORCIO NUEVO CARAZ REPRESENTANTE LEGAL: JOSE ALEJANDRO GIRAO ALVA	
GERENTE MUNICIPAL: ANDRES FERNANDO CORDOVA BUITRON		SUPERVISOR: SERCONSULT SA REPRESENTANTE LEGAL: EDGAR VELAZCO VASQUEZ	
GERENTE DE DESARROLLO URBANO Y RURAL: SANTIAGO NICANOR ESPINOZA MATUMAY Reg CIP N°: 147471		CONSULTOR: ING. SERGIO A. MORALES GORDILLO Reg CIP N°: 058172	
UBICACION	DISTRITO: CARAZ	PROVINCIA:	HUAYLAS
		REGION:	ANCASH
TITULO DEL PLANO: PERFIL Y DETALLES DE BOCATOMA			
FECHA: 07/21	TAMARO ORIGINAL: A1	ESCALA: INDICADA	HOJA: 7 DE 11



 CONSORCIO NUEVO CARAZ		 MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUAYLAS	
PROYECTO: EXPEDIENTE TÉCNICO SALDO DE OBRA DE PROYECTO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO DEL CASCO URBANO DE LA CIUDAD DE CARAZ, DISTRITO DE CARAZ, PROVINCIA DE HUAYLAS - ANCASH			
ALCALDE: ESTEBAN ZÓSIMO FLORENTINO TRANCA Gestión 2019 - 2023		GERENTE DE LA EMPRESA: CONSORCIO NUEVO CARAZ REPRESENTANTE LEGAL: JOSE ALEJANDRO GIRAO ALVA	
GERENTE MUNICIPAL: ANDRES FERNANDO CORDOVA BUITRON		SUPERVISOR: SERCONSULT SA REPRESENTANTE LEGAL: EDGAR VALAZCO VASQUEZ	
GERENTE DE DESARROLLO URBANO Y RURAL: SANTIAGO NICANOR ESPINOZA MATUMAY Reg CIP N°: 147471		CONSULTOR: ING. SERGIO A. MORALES GORDILLO Reg CIP N°: 058172	
UBICACION	DISTRITO: CARAZ	PROVINCIA:	HUAYLAS
		REGION:	ANCASH
TITULO DEL PLANO: PLANTA, PERFIL Y DETALLES DE BOCATOMA			
FECHA: 07/21	TAMAÑO ORIGINAL: A1	ESCALA: INDICADA	HOJA
		TOPOGRAFO: TEC. FRANKLIN VEGA	N° DE PLANO: 6 DE 11
		DIBUJANTE: Bch. JULIO LOAYZA P.	

METRADO BASE / CAPTACION		
N°	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	CANASTILLA BRIDADA DN300 - ACERO INOXIDABLE	01 Und.
2	BRIDA DE ANCLAJE O ROMPE AGUA PARA SOLDAR Ø12" - ACERO	02 Und.
3	JUNTA DESMONTABLE DN300 (Ø12") - HIERRO DUCTIL	01 Und.
4	VAL. COMPUERTA BB. DN300 (Ø12") - S. CORTA - HIERRO DUCTIL	01 Und.
5	VAL. COMPUERTA TIPO MURAL 1.00 x 1.00m ACERO	01 Und.
6	NIPEL DE HDBB DN300MM DE 2.20M	01 Und.
7	NIPEL DE HDBB DN300MM DE 1.00M	01 Und.