



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Análisis del comportamiento hidráulico del río Quesermayo en el
puente Calicanto utilizando software HEC-RAS, C. P. Taray- Calca-
Cusco-2022**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Montalvo Huanca, Suzalhem Marilia (<https://orcid.org/0000-0002-2407-8692>)

ASESOR:

DR. Lopez Carranza, Atilio Ruben (<https://orcid.org/0000-0002-3631-2001>)

LÍNEA DE INVESTIGACION:

DISEÑO DE OBRAS HIDRAULAS Y DE SANEAMIENTO

Chimbote – Perú 2022

Dedicatoria

Dedico esta tesis a mis padres Concepción Huanca Quispe y Milton Montalvo Alvarez, por el apoyo que me han brindado de mi carrera, por el vigor ofrecido para no caer ante las adversidades y los momentos difíciles en que el desistir era una opción, por toda la paciencia y esperanza, consejos de los cuales rigen mi vida actualmente, por su paciencia y ante el objetivo de ser una profesional de éxito; también lo dedico a mi hijo Darius que es la Luz de mi vida, a mi hermanos Mikhail Farit, Sebastian, Siena y Anduin, que son base para convertirme en su ejemplo. A mis familiares quienes me dieron su apoyo, mostrándome con ejemplos y cuya experiencia fue la base para comprender cada proceso de mi vida y carrera, confortándome para ser una mejor profesional.

Suzalhem Marilia Montalvo Huanca

Agradecimiento

Gracias Dios, bendecida por la familia que me brindaste en tu amor incomparable. Gracias a ti casa de estudios, he culminado este importante periodo universitario. Tú que me abriste las puertas a un gran porvenir, te mereces todo mi agradecimiento. Así también, agradecer a nuestros asesores quienes tuvieron la paciencia para orientarnos en el desarrollo de nuestra investigación, incrementando mis conocimientos a lo largo de todo el proceso de su desarrollo y sustentación.

Indice de contenidos

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE DE CONTENIDOS	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VI
ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS	VII
RESUMEN.....	IX
ABSTRACT.....	X
INTRODUCCION	1
II.MARCO TEÓRICO	4
III.METODOLOGÍA	13
3.1. Tipo y Diseño de investigacion	13
3.2. Variables y operacionalización	13
3.3. Poblacion, Muestra y Muestreo.	14
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos:	14
3.5 Procedimientos:	14
3.6 Metodos de Analisis de datos:	15
3.7. Aspectos éticos.....	16
IV. RESULTADOS	16
V. DISCUSIÓN	62
VI. CONCLUSIONES	63

VII. RECOMENDACIONES.....	65
REFERENCIAS	66
ANEXOS.....	70

Índice de tablas

Tabla 1 Clasificación de las cuencas en función de su tamaño.....	19
Tabla 2 Clasificación de índice de compacidad de Gravelius	20
Tabla 3 Serie Anual de Precipitaciones Máximas en 24h.....	26
Tabla 4 Valores recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje.....	29
Tabla 5 Prueba de bondad y ajuste de Kolmogorov-Smirnov para las leyes de distribución consideradas.....	35
Tabla 6 Precipitaciones Máximas en 24h, para diferentes periodos de retorno	35
Tabla 7 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas.....	36
Tabla 8 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias.....	36
Tabla 9 Intensidades de lluvia a partir de Pd, según duración de precipitación y periodo de retorno.....	37
Tabla 10 Valores tabulados para graficar curvas IDT.....	38
Tabla 11 Condición de humedad del suelo para el método NRCS.....	44
Tabla 12 Números de curva para zonas de montaña áridas y semiáridas.....	45
Tabla 13 Números de curva para zonas de montaña áridas y semiáridas.....	45
Tabla 14 Números de curva y Areas para la cuenca del Río Taray	48
Tabla 15 Valores de Intensidad de precipitación según la Duración de la misma y Frecuencia de repetición.....	51

Índice de gráficos y figuras

Figura 1. Curvas características.....	11
Figura 2. Ubicación de Puente Calicanto, con respecto al Rio Vilcanota	17
Figura 3. Delimitación de la Cuenca del Río Quesermayo	19
Figura 4. Rectángulo Equivalente del Río Taray	21
Figura 5. DEM de la Cuenca Río Taray	21
Figura 6. DEM de la Cuenca Río Taray	22
Figura 7. Mapa de Pendientes de la Cuenca Río Taray.....	23
Figura 8. Mapa Geológico Cuenca Río Quesermayo	24
Figura 9. Serie Anual de Precipitaciones Maximias en 24horas – Estacion Pisac..	25
Figura 10. Probabilidad de Excedencia (%), en escala de Distribución Normal.....	33
Figura 11. Histograma de Funciones de distribución de probabilidad	34
Figura 12. Serie Anual de Precipitaciones Maximias en 24horas – Estacion Pisac	39
Figura 13. Definición del Modelo de la Cuenca	41
Figura 14. Variables del método SCS para abstracciones	42
Figura 15. Mapa de CN, para la Cuenca Río Taray	48
Figura 16. Hietograma de Diseño para T=100años.....	52
Figura 17. Hietograma de Diseño para T=150años.....	52
Figura 18. Hietograma de Diseño para T=500años.....	53
Figura 19. Resultados de Hidrograma de Crecida para T=100años.....	55
Figura 20. Resultados de Hidrograma de Crecida para T=175años.....	56
Figura 21. Resultados de Hidrograma de Crecida para T=500años.....	56
Figura 22. Secciones del Río Taray sobre su eje	59

Figura 23. Vista 3D, del Río Taray con la presencia de Puente	59
Figura 24. Perfil longitudinal del Rio Taray en el tramo del Puente	60
Figura 25. Vista 3D, del Río Taray con la presencia de Puente y Máximas.....	61

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo analizar la influencia del comportamiento hidráulico del río Quesermayo en el encausamiento del puente Calicanto en centro poblado de taray. Esta investigación es de tipo experimental porque se analizará el comportamiento del río Quesermayo considerando los caudales máximos en diferentes periodos de tiempo. Las técnicas empleadas en este proyecto se utilizaron 2 técnicas para la recolección de datos que requirió nuestro proyecto, entre las que tuvimos: - Observación estructurada y. -Análisis documental.

Como resultados se concluye que las dimensiones del puente Calicanto y su emplazamiento trabajara con eficiencia, puesto que se ha demostrado que el galibo se encuentra muy por encima de lo recomendado.

Palabras clave: HEC RAS, HEC HMS, caudal, máximas avenidas.

Abstract

The objective of this research is to analyze the influence of the hydraulic behavior of the Quesermayo river in the channeling of the Calicanto bridge in the town of Taray. This research is of an experimental type because the behavior of the Quesermayo River will be analyzed considering the maximum flows in different periods of time. The techniques used in this project were used 2 techniques for data collection required by our project, among which we had: - Structured observation and. - Documentary analysis.

As results, it is concluded that the dimensions of the Calicanto bridge and its location will work efficiently, since it has been shown that the gauge is well above what is recommended.

Keywords: HEC RAS, HEC HMS, flow, maximum floods.

INTRODUCCIÓN

El H₂O es componente de todos los seres vivos en el planeta tierra y de vital importancia para la vida, su movimiento por toda la tierra, conocido como el Ciclo del Agua, es de suma importancia ya que nos brinda grandes beneficios en forma constante a sí mismo por la conformación de la tierra que el agua es el 80% del planeta, como es de conocimiento del hombre que en los ciclos cronológicos se crean épocas en el cual se generan impactos adversos como son los huaycos, y revoses de agua en zonas inundables, etc (generalmente ocasionada por la intervención del hombre en la estructura normal de la naturaleza de diferentes maneras), que son consecuencia de pérdidas económicas en lo que corresponde al impacto ambiental como también social en zonas de población que se encuentran ubicadas en zonas vulnerables a un deslizamiento, por la existencia de cuencas o afluentes de agua, siendo estas las laderas, quebradas o torrenteras por la cual en épocas de lluvias toman curso las caídas de agua de lluvia. (Díaz Gutiérrez, 2012)

El equilibrio o movimiento de un fluido comprende el estudio de la hidráulica del agua, en las últimas décadas en nuestro país se ha visto una modificación de la topografía de manera muy amplia, así mismo, los regímenes de los ríos como las actividades del ecosistema hidrológico y por otra parte diferentes cuencas, ha sido más que todo por la intervención del hombre o por la crecida de los ríos que generan los huaycos, etc. El planificar y gestionar los recursos hídricos permite conocer el medio físico requerido al igual que la cantidad de agua disponible y el balance hídrico.

La investigación se llevará en el puente calicanto del río Quesermayo Distrito de Taray, provincia de Calca Cusco. Este río, en el trayecto Corao-Taray, es alimentado por los riachuelos Rayanniyoc, Callarayan y Matinga, entre otros. Siendo este un afluente del río Vilcanota. El tramo de trabajo del río Quesermayo se encuentra ubicado aproximadamente a 189347.22 m E, 8513273.60 m S, la extensión del tramo de trabajo es de KM: 0+371. La quebrada discurre en dirección Suroeste a Noreste sobre un terreno accidentado. A partir de dicho punto se delimita la cuenca de la

quebrada del Rio Quesermayo, con la finalidad de desarrollar el presente estudio del comportamiento Hidrico e Hidrologico.

En el año 2010 el rio estudiando presento inundaciones, produciendo un aluvión que arrastro el 80% de viviendas afectado el cultivo, así mismo, genero 7 muertos en Taray, afecto las carreteras de Cusco a Písaq, todo ello por la erosión lateral del rio Quesermayo.

De acuerdo a los estudios actualmente encontramos diferentes modelos numéricos que pueden ser unidimensionales, Cuasi Bidimensionales y Bidimensionales. Asi mismo, el HER RAS realizan simulaciones de flujos viscosos en una dirección.

La investigación simulará el caudal del rio Quesermayo con las precipitaciones Máximas de lluvia de la cuenca en estudio, a determinados periodos de retorno. Con ayuda de los Programas HEC-RAS para modelizar la hidraulica del flujo de aguas del rio Quesermayo.

De acuerdo a la realidad como problema general tenemos ¿De qué manera influye el comportamiento hidráulico del rio Quesermayo en el área de encausamiento del puente Calicanto y el poblado de Taray?, como problemas específicos. a) ¿Cuál será el comportamiento hidráulico del rio Quesermayo mediante el modelamiento con HEC RAS en el cauce del puente Calicanto? b) ¿Cuál será el comportamiento hidráulico del rio Quesermayo mediante el modelamiento con HEC HMS en el cauce del puente Calicanto? c) ¿Cuáles serán las consideraciones para el encausamiento del rio Quesermayo en los puentes Calicanto?

Justificación teórica; a través de este trabajo contribuiremos conocimientos mediante la creación de conceptos o ideas nuevas con la finalidad de aportar a la sociedad académica.

Justificación práctica; el estudio aportará con la solución de los problemas, con la finalidad de generar un análisis y discusión minucioso sobre el tema.

Justificación metodológica; la investigación que se realiza tiene el propósito de aportar y contribuir a futuras investigaciones referidas al tema investigado.

Justificación social; a través de la investigación se identifique las causas y las consecuencias, para poder brindar e informar a la a la sociedad sobre los problemas que se presenta, así mismo, con esta investigación pretenderemos brindar una solución.

El presente trabajo de indagación estableció como objetivo general, Analizar la influencia del comportamiento hidráulico del río en estudio, encausamiento del en el área de ubicación del puente Calicanto dentro del centro poblado de taray-Provincia de calca región cusco. Como objetivos específicos. a) Determinar el comportamiento hidráulico de este río (Quesermayo) mediante el modelamiento con HEC-RAS en el cauce del puente calicanto), b) Determinar el comportamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelamiento con HEC-HMS en el cauce del puente calicanto. c) Determinar las consideraciones para el encausamiento del río Quesermayo en el puente Calicanto, en la zona de estudio.

Como hipótesis general. El comportamiento hidráulico influye significativamente en el encausamiento del río Quesermayo en los puentes Calicanto instalado en el centro poblado de Taray. Hipótesis Específicas: 1. El encausamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelo en HEC-RAS El caudal alcanzado en condiciones de máximas avenidas el cauce de el puente Calicanto será crítico. 2. El encausamiento satisface significativamente los requerimientos que exige el comportamiento hidráulico

del río Quesermayo en la zona de estudio.

II. MARCO TEÓRICO

En los antecedentes tenemos como Antecedentes Nacionales a ORELLANA CABELLO (2021) que tenía como objetivo, determinar el modelamiento hidráulico e hidrológico en el río Piura para analizar de inundaciones urbanas e implementar medidas para la reducción de desastres. Como método de investigación fue con enfoque cuantitativa y descriptivo. Como población de estudio se consideró a las provincias de provincias de Piura, Sechura, Morropón, Huancabamba y Ayabaca, la muestra estuvo considerada la cuenca del río Piura, y el método de muestreo utilizado era de tipo probabilístico. Los instrumentos utilizados fueron los programas HEC-GeoRAS y HEC-RAS. La principal conclusión fue el río es irregular debido que puede caudales y picos muy elevados en un tiempo determinado o corto.

Misaico Revate (2014) que tenía como fin, establecer el modelamiento hidráulico del río Lircay cd Ocopa, determinando el comportamiento del río bajo circunstancias extremas de lluvias. La metodología fue descriptiva y cuantitativa debido que se describiera la zona estudiada. Como población de estudio se consideró el río Lircay, para la muestra se consideró el lugar de Ocopa en el distrito de Lircay, y el método de muestreo es científico. Los instrumentos utilizados fueron el programa HEC RAS, etc. la principal conclusión fue que el estudio realizado para el caudal de diseño 25,50,100 y 200 años de periodo de retomo, se analiza que los niveles que llegara, serán por encima del nivel de terreno natural actual en el lugar estudiado.

Antecedentes Internacionales tales como Soberon Escandon (2015) que tenía como objeto realizar un estudio del comportamiento hidráulico del puente Llacolén ante

una avenida de máxima de precipitación registrada por la estación fluviométrica “río Biobío en desembocadura. Los instrumentos utilizados son el Modelo unidimensional HEC-RAS, la principal conclusión es que el puente Llacolen tiene como revancha para un suceso con las peculiaridades presentes de la crecida de julio de 2006, está dentro del rango de los resultantes, pudiendo no cumplir con el galibo mínimo de 1 m con que debe tener el puente, por lo que se certifica que para esta crecida perteneciente al $T=41$ años, no es seguro que el puente cumpla con el galibo normado como mínimo exigida por la normativa vigente en el país.

Figuroa Montoya (2019) que tenía como objetivo realizar la modelación hidráulica mediante la herramienta del Hec-RAS y determinar las zonas de inundación en las riberas del río Jipijapa del tramo (UNESUM – BYPASS). Los instrumentos utilizados son Hec-RAS, ArcGIS, cartografías, etc. Se considero como población de estudio Canton Jipijapa provincia de Manabi. La metodología usada para el estudio hidrológico mediante una modelacion hidráulica para determinar el riesgo de inundación en una zona urbana de la ciudad de Jipijapa. La principal conclusión es que las zonas de vulnerabilidad a inundación determinadas mediante el mapeo en la riveras del río Jipijapa (UNESUM-BYPASS), se obtuvo que tanto los predios y construcciones cerca de las mismas están propenso a sufrir afectaciones de esta índole empezando desde la abscisa 0+440, donde se fueron obteniendo las representaciones graficas mediante la aplicación de Hec-GeoRAS, para las avenidas máximas en los diferentes periodos de retorno estudiado (10, 25, 50,100 años).

Algunos conceptos como los que se detallan a continuacion, Satelite Alos: Manco fue conoció en 01/2006 por la agencia japonesa Exploracion Aeroespacial donde es conocida como el DACHI.DEM: Son modelos digitales de elevación satelitales, sus pixeles son de 12.5x12.5, considerando que estas grillas son más pequeñas la delimitación de la cuenca saldrá con más detalle. El HEC HMS. Es un sistema de simulación que ayuda la hidrología de manera evento, lineal, semi distribuido, realizado para determimanar los hidrogramas de una cuenca de los ríos mediante las presipitaciones pluviales. (Caño,2003).

Los Hidrogramas procedentes por HEC-HMS, también pueden ser utilizados con otras aplicaciones o programas de computadora para el análisis del agua como los drenajes, caudales, desastres pluviales, inundaciones, etc. (TESIS-HUBERT MORRIS GRAINGER).

Sistema: es la unión interconectado de partes conectadas entre si. Los fenómenos hidrológicos son demasiado complejos, pero se puede determinar que es un concepto del sistema. Por ejemplo, el ciclo hidrológico son: Precipitación, evaporación, etc. (CAYO LEONIDAS RAMOS TAÍPE).

Sistema hidrológico: es la estructura o conocida volumen dentro de un espacio rodeado por 3 dimensiones que recibe agua, donde determina de manera interna y genera como salida.

Un modelo tiene la capacidad de relacionar salidas y productos a partir de entradas como por ejemplo los modelos hidrológicos como: HEC HMS, etc. La entrada se conoce como la precipitación y la salida como escorrentía.

La producción de descargas en los puntos de desembocadura o el punto de una cuenca genera la producción de la precipitación. Donde la precipitación se puede presentar de manera líquida o sólida. El HEC-HMS solo consideraba la primera, pero en la actualidad se puede realizar las simulaciones con las 2 formas.

Para hacer la modelación se tiene que realizar un estudio las épocas y las características importantes de una cuenca, donde se puede ver la morfología, así mismo, el ciclo hidrológico.

El análisis de los procesos determina generar 2 tipos de modelación como: 1. modelación morfológica, características de la cuenca. 2. Procesos hidrológicos de la cuenca.

Las dos tipos de modelación se debe tomarse en cuenta los objetivos de la investigación. Si el estudio es sobre la inundación la evaluación se deberá llevar en un tiempo limitado pero de manera intensa y por tanto, no se necesario analizar los movimientos del agua.

HEC RAS: Es fundamentalmente una herramienta que permite realizar cálculos hidráulicos unidimensionales a través de modelos de simulación. Por ejemplo, el alcance de una avenida, la altura de la lámina de agua o la velocidad de la corriente. Los módulos de cálculo del programa HEC RAS se detallan a continuación.

Simulación en régimen permanente (caudal constante): Es quizá el modulo más empleado del programa HEC RAS. A través de él se puede realizar el cálculo de la altura de la lámina de agua a lo largo de un cauce simple, de un sistema de causes, de un canal o de una red de canales. La altura de la lámina de agua se obtiene a partir de un conjunto de perfiles transversales al flujo, que van a caracterizar la geometría del cauce a lo largo de su eje central. Debido a esta geometría también será variable el tipo de movimiento del flujo, puede ser uniforme o variado (gradual o rápidamente variado). HEC RAS calculara en cualquiera de estos casos. Este módulo de régimen permanente permite simular flujos en régimen lento (suscritico), rápido (supercrítico) y mixto (contemplando cambios de régimen). Dicho programa tiene la capacidad de realizar una simulación de las consecuencias afectados por el cauce a partir de la inundación y establecer la velocidad de la corriente de entrada y salida de obras. También permite la realización de cálculos hidráulicos contemplando la presencia de

estructuras perpendiculares al flujo (diques con o sin compuertas) y estructuras laterales que incorporen o retiren caudal de la corriente principal. También es posible diseñar encausamientos de forma sencilla y automatizada y comparar los resultados obtenidos antes y después del diseño del encausamiento. Estos son algunos de los parámetros hidráulicos que permite calcular HEC –RAS: Velocidad de la corriente (en distintos puntos de cada sección), altura de la lámina de agua, altura de la línea de energía, longitud de la lámina libre, número de Froude, área mojada, etc.

Simulación en régimen variable o transitorio: Presenta las mismas capacidades que para el cálculo en régimen permanente. La principal diferencia respecto al caso anterior es la posibilidad de modelizar mediante regímenes de caudales variables a lo largo del tiempo. Por medio de este módulo HEC RAS permite la introducción de hidrogramas de caudales de entrada, en uno o varios puntos del modelo, para obtener como resultado los hidrogramas de salida, también permite obtener las curvas de remanso. A la hora de determinar el ámbito de uso del programa es fundamental tener en cuenta que HEC RAS es un programa de simulación de flujo UNIDIMENSIONAL. Eso quiere decir que el programa únicamente está programado para modelizar flujos en los que la componente principal de la velocidad del agua se encuentra en la dirección del movimiento.

Cuenca: es un conjunto de drenes naturales que alimentan un río principal, está delimitado por la parte más altas de los cerros que la contienen.

Escorrentamiento: es el agua que proviene de una precipitación de agua de lluvia y alcanza a un dren natural para ser drenada hasta la salida de una cuenca.

Precipitación: es el origen principal del agua sobre la superficie

Estación hidrométrica: es el tiempo que se puede saber sobre el agua, ríos, lagos, etc., como el: caudal, transporte, acumulación, temperatura, propiedades químicas etc.

Infiltración: es el recorrido que hace el agua, por la superficie del suelo hacia dentro del mismo, a causa de la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares.

Tormenta de diseño: es la precipitación de una cantidad de lluvia en un determinado tiempo. Se puede mencionar que es la cantidad exagerada de caudal que genera la lluvia. (LH-UMSS-PROMIC, 1996).

Modelo de cuenca: es para la presentación física de una cuenca

Dren natural: es una quebrada totalmente natural de un territorio.

Línea divisoria: es la unión de los puntos de las máximas alturas.

Ciclo hidrológico: es un conjunto de circulación del agua en los diferentes comportamientos que genera la hidrosfera.

Caudal: es la cantidad de agua que genera un corriente en la superficie terrestre a partir de una fuente de agua.

Caudal Ecológico: es la cantidad de agua que se debe preservar para mantener equilibrado los valores ecológicos en el cauce del mismo.

Caudal máximo: es la cantidad del agua máximo a la salida de una cuenca que son generados por los hidrogramas a partir por la subcuenca.

Caudal mínimo: es la cantidad del agua mínimo que llega hasta el río o lagunas en solo épocas del año.

Corrientes efímeras: son fuentes de aguas que solo se genera cuando llueve y se seca inmediatamente

Corrientes Intermitentes: es la cantidad de agua que se genera durante el año y se da en toda las épocas de lluvia.

Corrientes permanentes: es cuando se produce el agua permanentemente y todo el año.

Orden de las corrientes de una cuenca: es cuando una cuenca ramifica o se distribuye en diferentes cauces.

Curva Altimétrica de la Lluvia: conociendo la curva hipsométrica de una cuenca se podría determinar con gran precisión

SATELITE ALOS: Mako, fue creado el 01/2006, por la agencia Japonesa de Exploración Aeroespacial su nombre japonés es "DAICHI".

DEM: Son modelos digitales de elevación satelitales, sus pixeles son de 12.5x12.5, 5x5, 0.15mx0.15m; considerando el tamaño de las grillas la delimitación de la cuenca saldrá con más detalle. En este caso son DEM Alos Palsar de 12.5x12.5.

Cuenca: es un conjunto de drenes naturales que alimentan un río principal, está delimitado por la parte más altas de los cerros que la contienen.

Cálculo del área de una cuenca. Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular su cálculo no se puede hacer por métodos geométricos. Sin embargo, existen estos métodos para el cálculo:

Curva hipsométrica: es la que presenta la correlación entre m.s.n.m y la altitud de una superficie. (fig.19).

Polígono de frecuencia de altitudes: es una presentación de gráficos de distribución que se da por gráficos en la superficie en varias altitudes.

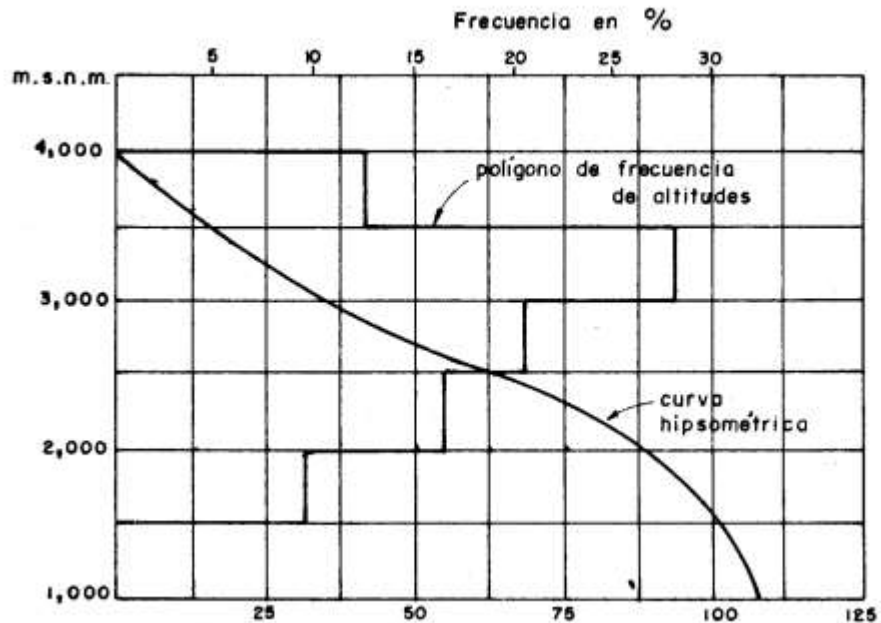


Figura 1. Curvas características

La Humedad Atmosférica: se le denomina al vapor de H_2O de la atmósfera, este proviene de la ebullición que existe en los espejos de agua, atarvez de las plantas, y en los suelos húmedos por aumento de temperatura.

Cobertura. Es el tipo de cobertura que existe en la superficie. También es un factor relevante para determinar la escorrentía en una cuenca.

Geología de suelos. Es importante para el analisis de las napas de H_2O subterránea y para obtener la escorrentía.

Condensación: Condensación es a consecuencia de que el vapor sea expuesto a un cambio de temperatura. (HIDROLOGIA PARA ESTUDIANTES DE INGENIERIA CIVIL).

Escurrimiento: La escorrentía es la parte de la precipitación, el derretimiento de la nieve o el agua de riego que no se hunde en el suelo, sino que se mueve desde la

tierra hacia los arroyos u otras aguas superficiales. Puede transportar contaminantes desde la tierra o el aire hasta las aguas de destino.

Precipitación: La precipitación son partículas de agua, líquidas o sólidas que caen de la atmósfera y llegan a la superficie de la Tierra. Para el área de la Costa del Golfo, la precipitación incluye llovizna, lluvia, granizo y, en raras ocasiones, nieve y aguanieve. Las diferentes estaciones y ubicaciones geográficas ven cantidades variables de precipitación en cantidad e intensidad. La precipitación se produce cuando una masa de aire cálido y húmedo golpea una masa de aire frío. La condensación hace que la humedad forme gotitas que se convierten en lluvia o cristales que se convierten en nieve o hielo. Cuando estas gotitas o cristales se vuelven demasiado pesados para ser suspendidos en la atmósfera, caen a la Tierra como precipitación.

Estación hidrométrica: lugar en la cual se obtienen datos sobre la condensación de lluvias.

Infiltración: se conceptualiza como el recorrido del agua, sobre la superficie, penetración por puntos o espacios de infiltración hacia el sub suelo.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y Diseño de investigación

Tipo de Investigación:

La investigación tuvo un alineamiento con enfoque cuantitativo, porque se realizó pruebas estadísticas a partir del procesamiento de datos, así mismo los resultados fue para cada dimensión. (Sampieri, 2019).

Diseño de investigación: La investigación tendrá como modelo experimental- porque se analizara el comportamiento del rio Quesermayo considerando los caudales máximos en diferentes periodos de tiempo, el cual nos da como resultado el encausamiento del rio Quesermayo en el tramo del puente Calicanto

3.2. Variables y operacionalización

Variable independiente: El comportamiento hidráulico del rio Quesermayo

Variable dependiente: SOFTWARE HEC-RAS

VARIABLES		INDICADOR
VARIABLE INDEPENDIENTE (V1)	El comportamiento hidráulico del rio Quesermayo Avenidas en la zona de estudio.	✓ Caudal máximo ✓ Periodo de retorno
VARIABLE DEPENDIENTE (V2)	El encausamiento del rio Quesermayo en los puentes	✓ SOFTWARE HEC-RAS

3.3. Poblacion, Muestra y Muestreo.

Población: La población con la que se trabajó dentro de nuestro proyecto fue definida por el Río Quesermayo- Taray-Cusco.

Muestra: La muestra que se tomó en el proyecto de investigación para la zona del río Quesermayo fue: tramo puente calicanto hasta KM: 0+346. Aguas abajo.

Muestreo No Probabilístico Este muestreo por conveniencia fue seleccionado luego de que se analizó las siguientes características que presentó la zona: *Mayor grado de vulnerabilidad. *Pertenece a la cuenca baja del río Quesermsayo. *Presenta mayores posibilidades de riesgos debido a la aglomeración del caudal que llega.

Unidad de análisis: Se determino un tramo de KM: 0+371m parte baja de la cuenca Quesermayo que alimenta al rio Villcanota.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos:

En este proyecto se utilizaron 2 técnicas para la recolección de datos que requirió nuestro proyecto, entre las que tuvimos: - Observación estructurada, se utilizó una Guía de Observación en base a ítems ya predispuestos por el ANA en una ficha registrada, a través de la cual se selecciono y describió el terreno, efluente y características del tramo en estudio, representante de la muestra del río a usar, para conocer los datos referentes a la fuente de agua descrita. -Análisis documental, se hizo el parte aguas de la Cuenca, de donde se determinaron parámetros geomorfológicos y datos relevantes de la existencia o ausencia de afluentes directos a la cuenca del río Quesermayo.

Los instrumentos, su validez y confiabilidad se consideran en anexos.

3.5 Procedimientos:

Se realizó el levantamiento topográfico del tramo puente Calicanto, realizándose la caracterización del río para posteriormente transferir los datos al programa Civil 3D y así se determinó tanto el perfil longitudinal del tramo como las propias secciones de la

zona de estudio. Se reconoció el terreno de estudio, es un punto básico, para poder realizar el levantamiento topográfico de la zona de estudio, se definió mejor el lugar, sus características y a la vez se determinó mejor el lapso de tiempo a trabajar, en base a información real insitu, definiendo los equipos, personal y material necesario.

3.6 Metodos de Analisis de datos:

Se iniciaron las actividades, con la preparación y organización previas, para el levantamiento topográfico de la zona del río Quesermayo, el cual se realizó durante 2 días colocando los puntos referenciales para el uso de la Estación Total. Para dicho levantamiento topográfico se tuvo en cuenta el personal a trabajar así como los diferentes recursos a usar como materiales, equipos y recursos informáticos.

-El levantamiento topográfico, consistió en tomar puntos del tramo del Río Quesermayo comprendido 84.77m aguas arriba de puente Calicanto hasta el km:0+371.50. Se hizo el levantamiento de 371.50m, la cual es la longitud total. Para esta labor se utilizaron equipos como la Estación Total, GPS, entre otros, marcando previamente una serie de puntos de control. Obteniéndose así cálculos precisos que permitieron recoger la data de campo inmediatamente; después se registró en un USB, previendo cometer errores en la transcripción de datos de campo, luego se transmitió directamente a la laptop; luego el procesamiento de datos y realizar la obtención de coordenadas y altimetría. -Luego de realizar el levantamiento topográfico, se inició el trabajo de gabinete con el programa Civil 3D, donde se realizó la Modelación Digital del Terreno (MDT). Se procesó la información obtenida mediante los puntos de las estaciones donde se usaron diferentes códigos para caracterizar y describir los puntos levantados del tramo de estudio. Los planos mostraron cotas, dimensiones lineales superficiales, perfiles o secciones, representación de un corte longitudinal o transversal del terreno existente. Los planos fueron realizados bajo el programa CAD de Autodesk Civil 3D, obtenidos en archivos en formato digital con extensión *.dwg de AutoCAD versión 2020. Se hizo la selección del Periodo de Retorno mediante el uso del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje-2012, la información que se usó fue proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), con estos datos y

registros del estudio de máximas avenidas nos permitió simular y determinar la ocurrencia de máximas avenidas en cierto período de tiempo.

Se realizó el ajuste de las Precipitaciones Anuales Maximas de 24 horas, a través del Programa Hydrognomon 4, donde se contó con una base de datos de 50 años obteniéndose las Precipitaciones Maximas de 24 horas para los periodos de retorno de 2, 5, 25, 50, 100, 175, 200 y 500 años. Seguidamente en base a la información obtenida de proceso las curvas IDT y los hietogramas de diseño para los periodos de retorno de 100 años (defensa ribereña), 175 años (para corroborar la altura del puente), 500 años (para un eventual calculo de la socavación).

En el Hec Hms, tomando como base los hietogramas para los periodos de retorno indicados y las características de la cuenca se obtiene los caudales máximos de diseño.

Se simuló el tramo del río Quesermayo en un estudio mediante el Programa HEC RAS, en base al programa y caracterización realizada del rio Quesermsayo en el programa Civil 3D.

3.7. Aspectos éticos.

Para el procesamiento de los datos, se realizó en base a las normas técnicas y manuales y se verificaron que se haga un correcto uso de dichos documentos, mostrando los resultados tal y como se generen.

IV. RESULTADOS

4.1. CARACTERISTICAS DEL AREA DE ESTUDIO

4.1.1. Descripción de la zona de estudio

El ámbito de estudio se encuentra ubicado en la zona sur oriental del Perú, políticamente pertenece al departamento de cusco, provincia de Calca y distrito de Taray. El puente de Calicanto se encuentra ubicado sobre el río Quesermayo el cual es un afluente del Río Vilcanota como se puede observar en la Fig. 4. Su ubicación aproximada es 189350.25m E, 8513865.96m S. Se encuentra aproximadamente en la progresiva KM 0+769. La quebrada discurre en dirección Suroeste a Noreste sobre un terreno accidentado. A partir de dicho punto se delimito la cuenca de la quebrada del Río Quesermayo con el propósito de desarrollar el presente estudio Hidrológico e Hidráulico.

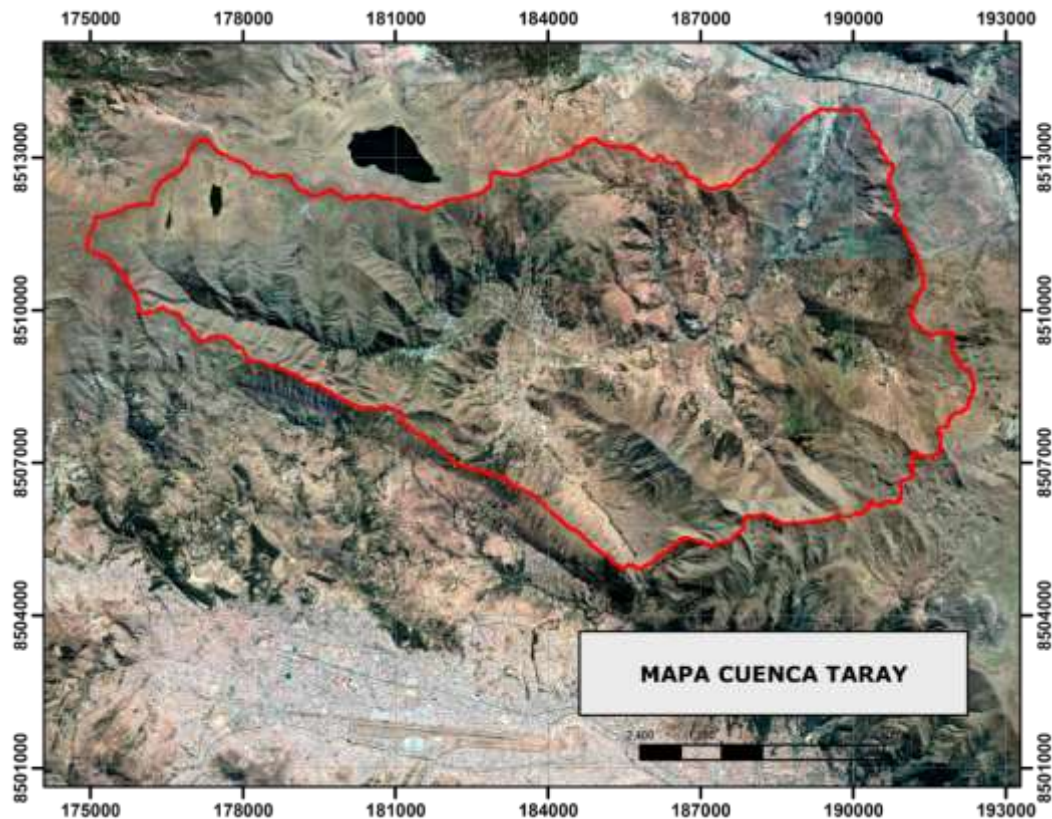


Figura 2. Ubicación de Puente Calicanto, con respecto al Río Vilcanota

4.1.2. Características de la quebrada de emplazamiento de puente Calicanto

La estructura considerada tiene una luz aproximada de 12.70m, cuyo eje coincide con la progresiva 0+282.22 (aproximadamente), encontrándose la cara inferior del puente

a una distancia aproximada de 2.5m del fondo del cauce, teniendo una capacidad hidráulica ajustada considerando que el galibo mínimo es de 1.5.

El cauce de la quebrada en las inmediaciones del puente es regulamente sinuoso y el material predominante es limo arcilloso y cantos rodados con presencia de vegetación, lo que expresamente origina una resistencia al flujo, tanto de caudales bajos como de crecientes.

El Río Quesermayo es un afluente del Río Vilcanota su confluencia se da aproximadamente a 0.769 km del puente en estudio.

4.1.3. Características de la cuenca del río Quesermayo a partir del puente

4.1.3.1. Delimitación de la cuenca y caracterización morfométrica.

Tomando en consideración el punto de interés (Puente Calicanto), se hizo el trazo de la línea divisorio de la cuenca tomando como base el DEM ALOS PALSAR, que se encuentra liberado en la página ASF Data Search-Vertex, y se puede observar a en la Fig.5.

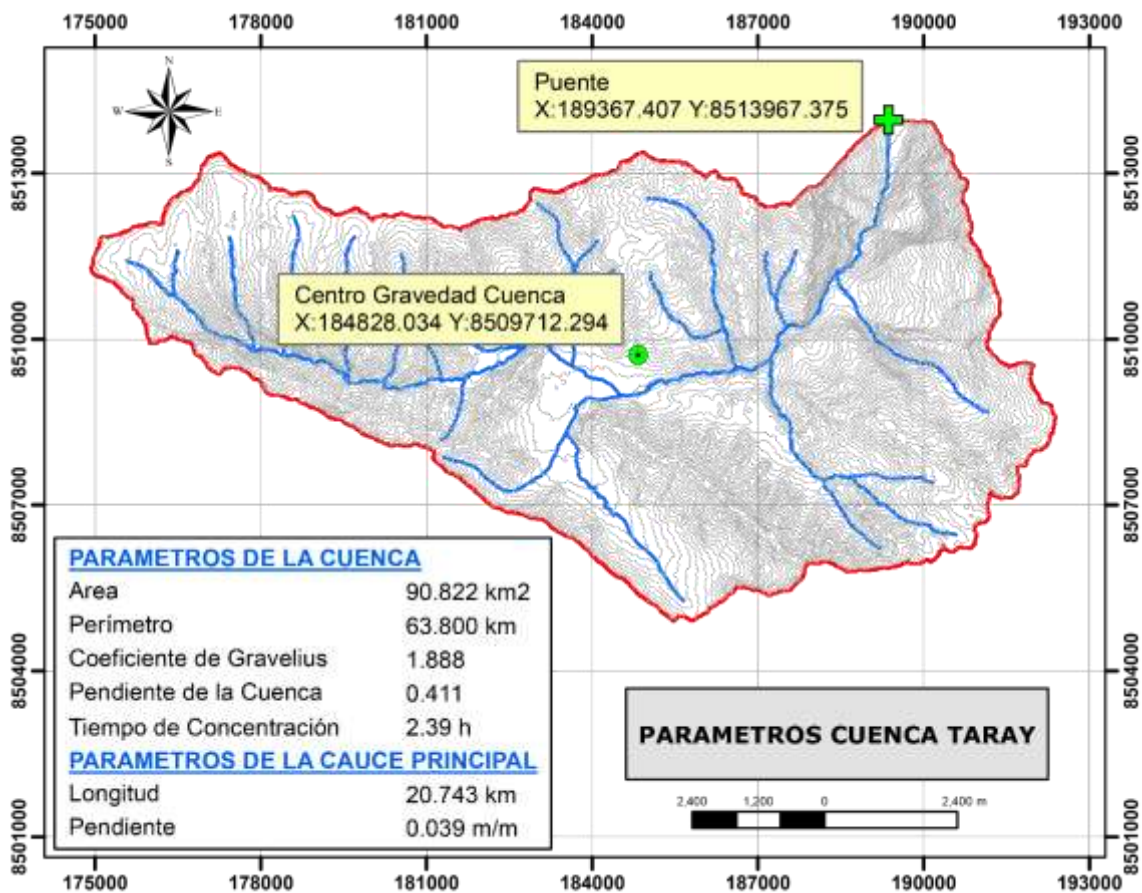


Figura 3. “Delimitación de la Cuenca del Río Quesermayo”

Fuente: “Elaboración propia”

La cuenca tiene un área de drenaje de 90.822km² (nominalmente considerada como pequeña, de acuerdo a la clasificación plantea por Campos Aranda - 1992, ver Tabla 1) y un perímetro de 63.800m.

Tabla 1

Clasificación de las cuencas en función de su tamaño

Rangos de áreas (km ²)	Clasificación
< 25	Microcuenca
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia - Pequeña
500 a 2500	Intermedia - Grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy Grande

Fuente: “Campos Aranda -1992”

Con respecto a su forma, uno de los parámetros morfológicos que más importancia tiene es el coeficiente de Gravelius, para el caso de la cuenca en estudio posee un valor de $K_c=1.888$ teniendo una forma rectangular de acuerdo a la clasificación planteada por Gaspari et al. (2012), ver Tabla 2. Este valor guarda relación con la peligrosidad de la cuenca, puesto que valores próximos a la unidad expresan la posibilidad de una crecida mayor, mientras que valores más alejados expresan formas más alargadas hasta irregulares en las cuales la posibilidad de una crecida mayor se atenúa.

Tabla 2
“Clasificación de índice de compacidad de Gravelius”

>1.75	Rectangular
-------	-------------

Fuente: "Gaspari" et al. (2012)

En cuanto al factor de forma adimensional de Horton $F=0.211$, puede dar indicios de avenidas en la cuenca, porque una cuenca con un factor de forma mínima, tiene menos predisposición a juntar las intensidades de lluvia que una cuenca de similar topografía y con un factor de forma más alto.

Con respecto a la relación de elongación la cuenca el Río Quesermayo se tiene un valor de $R_e=0.732$, lo cual indica una alargada y pendientes fuertes. Además, es importante mencionar que tiene una relación de circularidad $R_c=0.280$, de acuerdo con análisis realizados Miller (1953), los valores oscilan entre 0 y 1, siendo este último valor correspondiente a una cuenca de forma circular.

Así mismo se han trabajado, parámetros de forma como el rectángulo equivalente en el cual la longitud menor máxima le corresponde mayor área, (intervalo entre 3014 y 4567msnm).

$$L = 28.740\text{km}$$



Figura 4. Rectángulo Equivalente del Río Taray

Fuente: "Elaboración propia"

La curva hipsométrica, polígono de frecuencias y altitud media (ver Fig. 7), nos indican que la altitud media es de 3949.959msnm, así mismo corroborando lo mencionado anteriormente en el rectángulo equivalente, de acuerdo al polígono de frecuencias el área comprendido entre 3800 y 3900msnm es el que tiene más área y finalmente podemos además inferir que la altitud más frecuente es la de 3900msnm.

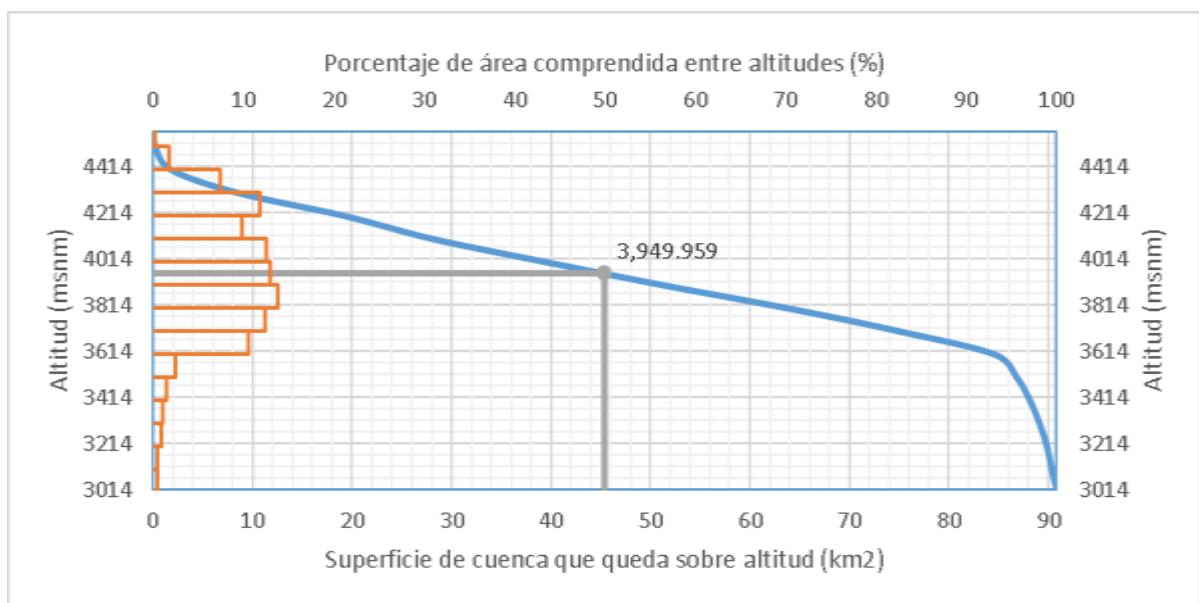


Figura 5. DEM de la Cuenca Río Taray

Fuente: Elaboración propia

Otro parámetro de relevancia en el desarrollo de la modelización hidrológica e hidráulica lo constituye la pendiente de la cuenca, habiéndose utilizado 3 métodos: Criterio de Alvord, Criterio del Rectángulo Equivalente y Geoprocesamiento en Gis, acá es importante mencionar que previo al uso de herramientas computacionales el

Criterio de Alvord es el que más se acerca a la realidad, muy a pesar de esto se ha optado por utilizar el geoprocesamiento a partir de un DEM (ver Fig. 8), obteniéndose el mapa de pendientes derivándose en un valor promedio de 0.411km/km.

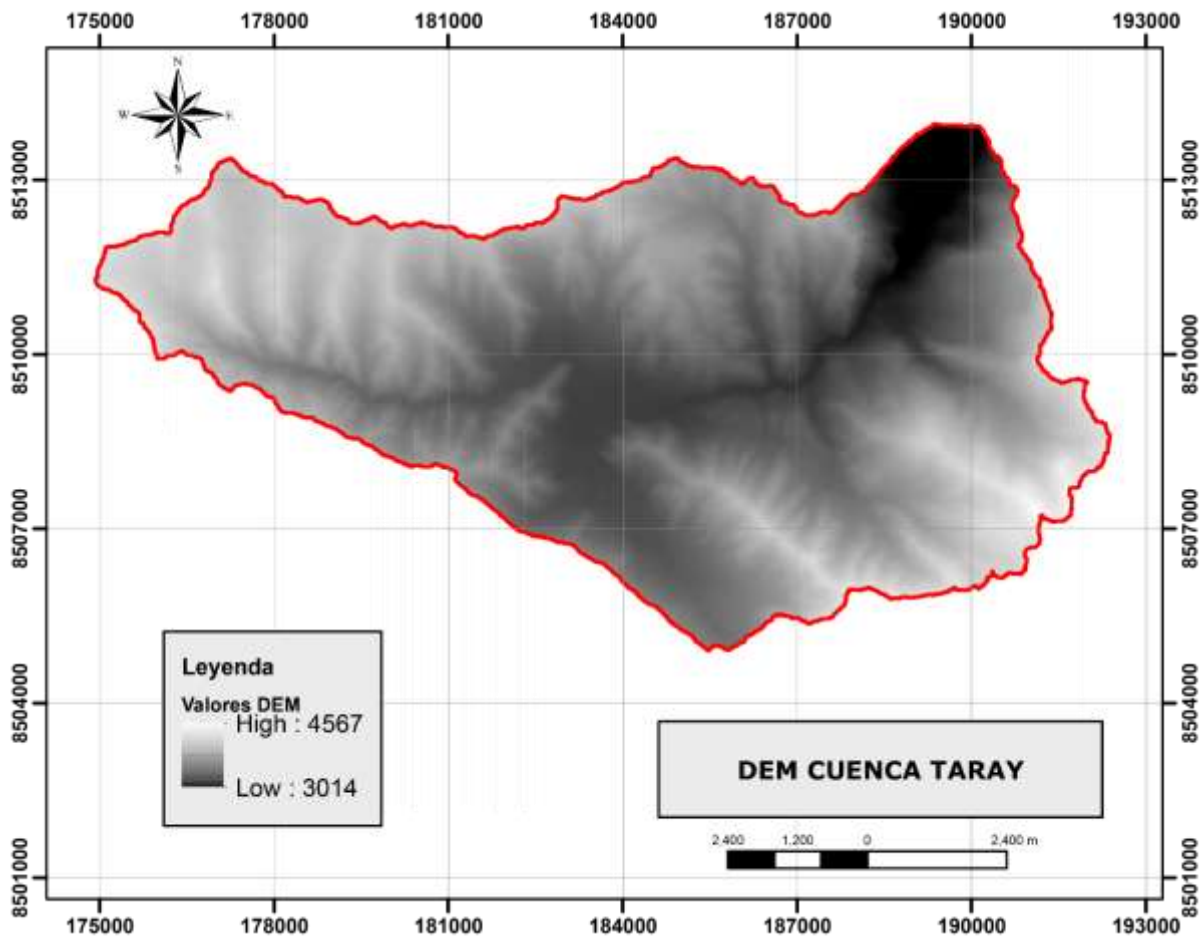


Figura 6. DEM de la Cuenca Río Taray

Fuente: "Elaboración propia"

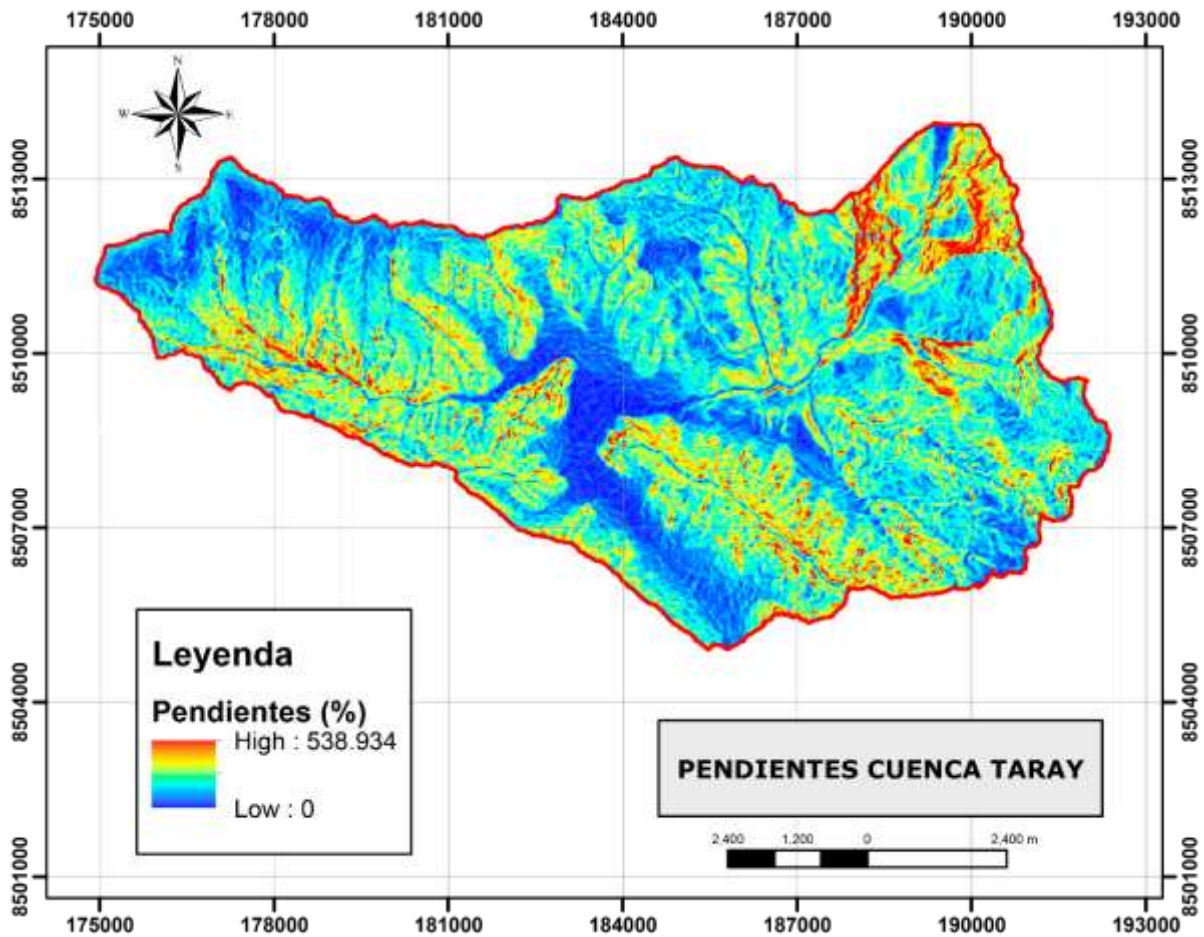


Figura 7. Mapa de Pendientes de la Cuenca Río Taray

Fuente: Elaboración propia

También es importante determinar la pendiente del cauce principal, debido a que es de suma importancia para determinar el tiempo de concentración a través de diferentes fórmulas, en nuestro caso se utilizó 3 metodologías: Método de la Pendiente Uniforme, Método de Compensación de Areas y la Ecuación de Taylor y Schwarz, siendo este último el más recomendado obteniéndose una pendiente de 0.39m/m.

Finalmente, quizá el parámetro morfométrico que tenga más incidencia dentro de la modelización hidrológica es el tiempo de concentración, se han utilizado hasta 10 fórmulas para poder determinar su valor, siendo la fórmula de Kirpich ($T_c=2.39h$), la

que se tomará como útil en el presente estudio puesto que el Método SCS para abstracciones y el Hidrograma Unitario de Snyder lo sugieren.

4.1.3.2 Geología.

De acuerdo a la base de datos del Ingemet, en su base de datos SERV_GEOLOGIA_100K, se tiene las siguientes coberturas:

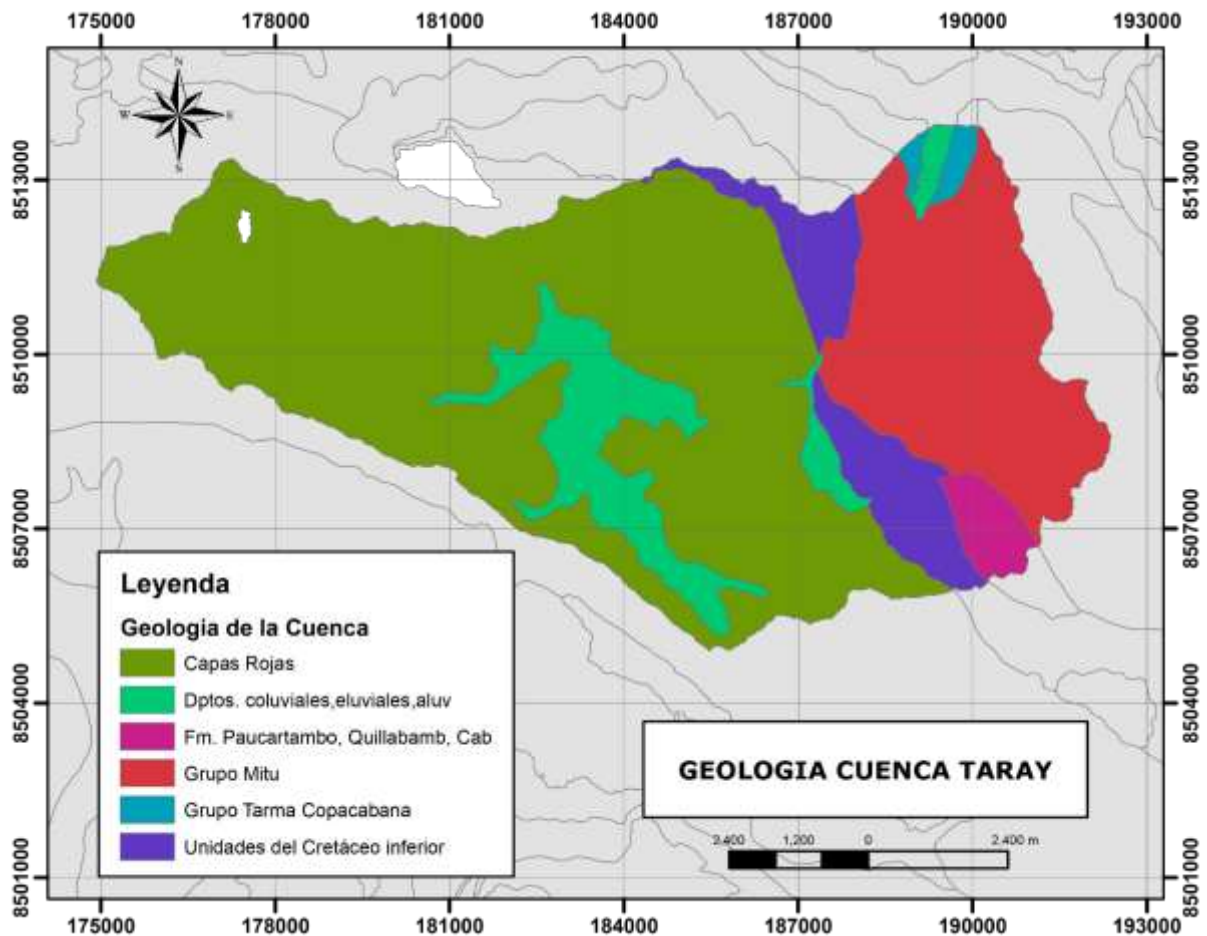


Figura 8. Mapa Geológico Cuenca Río Quesermayo

Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Caracterización climática de la zona de estudio

4.1.4.1 Precipitación Máxima en 24hrs.

El SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú), cuenta con pocas estaciones pluviométricas en la provincia de Calca, la más cercana y representativa es la Estación Pisac, la cual se encuentra en el departamento del Cusco, provincia de Calca, Distrito de Taray. La información de PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS, se encuentra en el Anexo 2, es importante mencionar el análisis previo de la información que es suministrada, puesto que pueden existir valores atípicos como es el caso del valor correspondiente al año 1986 (año sin presencia de eventos climáticos), el cual es de 12.70mm encontrándose muy por debajo del umbral inferior (determinación de Outliers por la metodología del “Guidelines for Determining Flood Flow Frequency”, US Department of the Interior, 1982), en la cual se tiene como umbral inferior 13.37mm.



Figura 9. Serie Anual de Precipitaciones Máximas en 24horas – Estacion Pisac

Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se tomó la decisión de retirar dicho valor de la serie (12.70mm), a fin de evitar una posible contaminación de la información disponible.

A continuación, se presenta las precipitaciones máximas anuales, en base a las cuales se construirán las curvas IDT, es importante mencionar que se ha realizado la corrección por intervalo fijo el cual sugiera la multiplicación por un factor de 1.13 (Campos Aranda 1988).

Tabla 3

Serie Anual de Precipitaciones Máximas en 24h

Año	Pmax 24h	Pmax 24h (C)
1963		
1964	25.00	28.25
1965	24.00	27.12
1966	15.00	16.95
1967	25.00	28.25
1968	25.60	28.93
1969	33.60	37.97
1970	40.50	45.77
1971	33.40	37.74
1972	24.10	27.23
1973	35.40	40.00
1974	25.20	28.48
1975		
1976	21.60	24.41
1977	24.10	27.23
1978	20.40	23.05
1979	21.60	24.41
1980	26.60	30.06
1981	24.50	27.69
1982	26.40	29.83
1983		
1984		
1985	26.40	29.83
1986		
1987	25.70	29.04
1988	27.90	31.53
1989	45.00	50.85
1990	24.00	27.12
1991	15.00	16.95
1992	23.50	26.56

1993	20.40	23.05
1994	28.40	32.09
1995	20.50	23.17
1996	31.50	35.60
1997		
1998	24.40	27.57
1999	27.70	31.30
2000	36.60	41.36
2001	26.20	29.61
2002	27.50	31.08
2003	28.80	32.54
2004	25.20	28.48
2005	23.00	25.99
2006	30.00	33.90
2007	28.10	31.75
2008	38.70	43.73
2009	38.30	43.28
2010	39.20	44.30
2011	33.60	37.97
2012	29.30	33.11
2013	36.60	41.36
2014	21.00	23.73
2015	26.80	30.28
2016		
2017	27.00	30.51
2018	26.60	30.06
2019	27.00	30.51
2020		

Fuente: Senamhi

4.1.4.2 Ajuste a una Distribución o Modelo Probabilístico.

Las obras hidráulicas deben estar previamente diseñadas y planificadas. Teniendo en cuenta eventos hidrológicos futuros, es por eso que se debe indagar el estudio de probabilidad (Linsley et al., 1988).

Pizarro y Novoa (1986), el concepto de contigencia lia desarrollar conceptos ‘a’ y ‘b’; lia de excedencia, que viene a ser la probabilidad o posibilidad relacionada al periodo de

retorno, donde la variable aleatoria toma un valor igual o superior a cierto número X. El segundo concepto es Lia de retorno, el cual está establecido, como el tiempo que pasa entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo, T es esto se representa :

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

La posibilidad de que la variable aleatoria no sea sobrepasado, está expresado por F(x), la cual se expresa:

$$F(x) = \int_0^x f(x)dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T}$$

posteriormente la probabilidad de que la constante aleatoria sea mayor que X, es como sigue:

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

Selección del Periodo de Retorno

Para el diseño de una obra se debe tomar en cuenta el periodo de retorno, es importante hallar la relación que existe entre la Lia de excedencia de un evento, la parte ventajosa de la estructura y el riesgo de falla admisible, necesitando este, de otros componentes, etc.

La razón de peligro es la fijación que se toma con anterioridad, del peligro que se desea comprometerse en caso dicha obra llegase a fallar dentro de su tiempo de utilidad fructifera, lo cual no contribuya un evento de magnitud mayor a la uzada en el modulado a lo largo de los años de utilidad.

El peligro de falla admisible en cuanto al "T" y utilidad de la obra está dado por:

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

Si la obra tiene una vida útil de “n” años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R.

Tabla 4

Valores “recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje”

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

Fuente: “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Ministerio de Transportes y Comunicaciones”

- Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias. $T=500$ años “para el cálculo de socavación”.
- Utilidad de estructura $n=25$ años.

En caso del puente el estudio se consideró un riesgo admisible de 22% y una vida útil de 25 años, obteniéndose un periodo de retorno de 101.12 años aproximándose a un valor de 100 años. Aca es importante mencionar que para el caso de puentes, se toma como valor practico un “T” de 175 años y para el calculo de socavación un “T” de 500 años.

Leyes de Distribución

El estudio de periodisidades tiene como intencion hallar caídas de agua de lluvia, mayores a las normales, conforme sea el evento, para disimiles tiempos de retorno, utilizando modelos probabilísticos, pudiendo ser continuos o discretos. se recomienda usar las funciones:

- Gumbel Max
- Normal
- Log Normal
- Pearson III
- GEV Max
- L-Moments GEV Max

a) Gumbel Max

Las periodisidades de valores Tipo I conocidos como Periodisidad Gumbel, se expresa:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

haciendo uso del método de momentos, se obtiene:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α : parámetro de concentración

β : parámetro de localización

Según "Ven Te Chow", el repartimientose da de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x : probabilidad dada

\bar{x} : media de la serie

k : factor de frecuencia

b) Normal³

La función de consistencia de periodisidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{s}\right)^2}$$

Donde:

$f(x)$: función consistencia normal de la variable x

x : variable independiente

\bar{x} : parámetro de localización, igual a la media aritmética de x

s : parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x

c) Periodisidad Log-normal de 2 parámetros⁴

La función de consistencia de periodisidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$$

Para:

$$0 < x < \infty$$

$$x \sim \log N\left(\mu_y, \sigma_y^2\right)$$

Donde μ_y , σ_y son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

D) distribución gamma de tres parámetros o Pearson tipo 3⁵

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

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

Para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty \leq x_0 < \infty$$

$$0 \leq x_0 < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

También existen otras leyes de distribución bastante usadas en el ajuste de series anuales, como es el caso de Sqrt-ET-max, GEV Max y L-Moments GEV Max. Dichas leyes se encuentran cargadas en muchos paquetes estadísticos que nos permitirán determinar las precipitaciones probables para los periodos de retorno que consideremos convenientes. En nuestro caso realizaremos los cálculos para la periodicidad de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

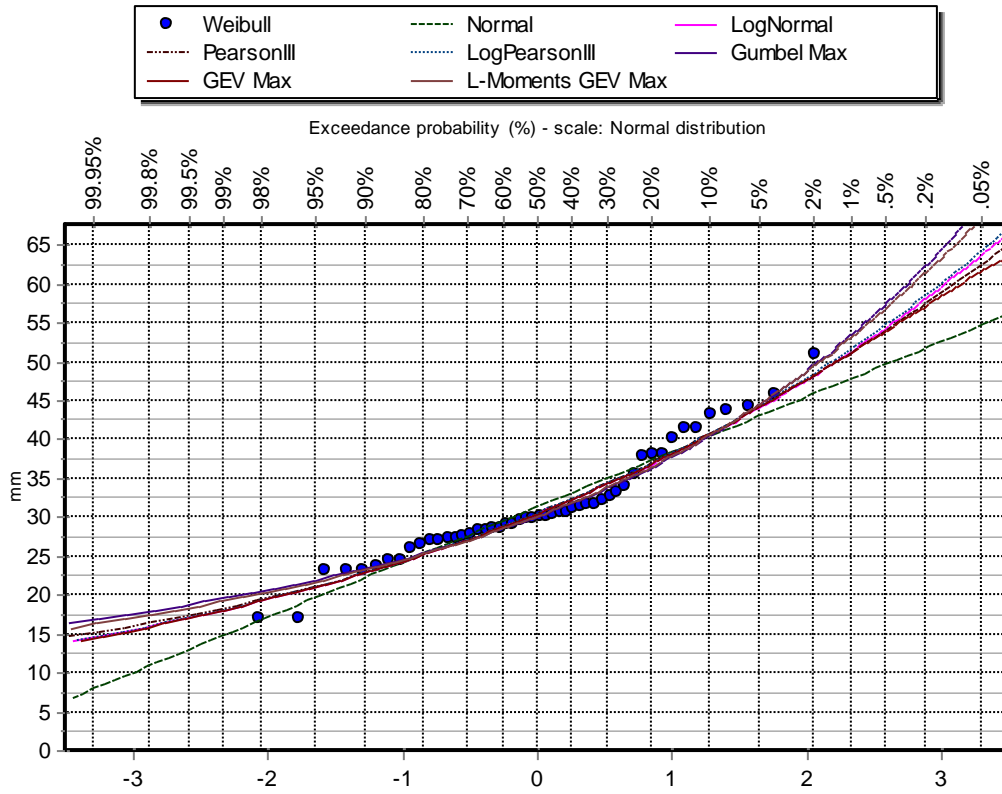


Figura 10. Probabilidad de Excedencia (%), en escala de Distribución Normal

Fuente: Elaboración propia

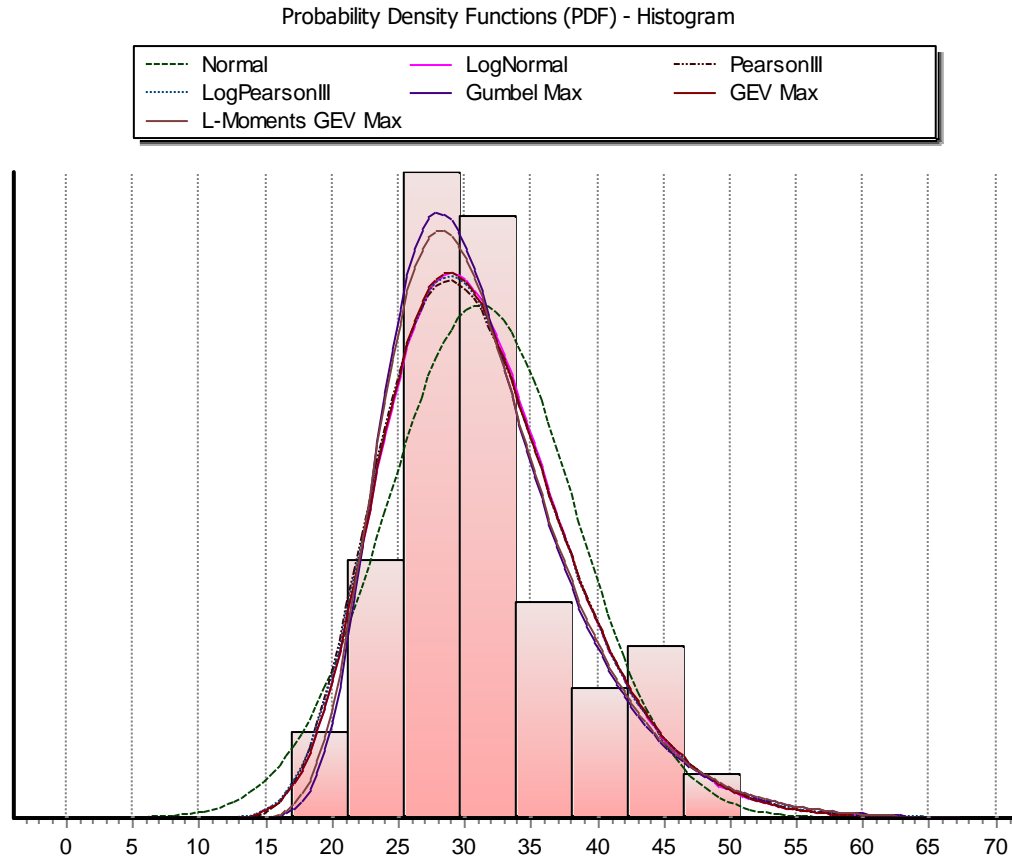


Figura 11. "Histograma de Funciones de distribución de probabilidad"

Fuente: Ejecucion propia

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de figucion que se usan para evaluar si una agrupación de datos es un ejemplar autonomo de la distribución elegida. En la hipótesis estadística, las experiencias de bondad de acuerdo más conocidas son la de Chi Cuadrado y la Kolmogorov - Smirnov, siendo ésta ultima la de mayor uso por su generalidad y admite elegir la más distintiva, es decir la de meyor impacto.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D_{max} entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

Tabla 5

Prueba de bondad y ajuste de Kolmogorov-Smirnov para las leyes de distribución consideradas

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.779489	0.09306
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.795951	0.09156
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.749630	0.09570
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.767316	0.09414
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.777893	0.09320
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.754092	0.09531
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.595179	0.10876
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.295741	0.13814

Fuente: Ejecucion propia

Se observa en tabla 5, la ley de distribución GEV-Max (L-Moments), es la que posee un Dmax con un menor valor con respecto a las demás leyes de distribución, razón por la cual será la elegida para poder estimar las CAIDAS DE AGUAS DE LLUVIA MAYORES A LAS 24 HORAS, para los periodos de retorno de 2, 5, 25, 50, 100, 175, 200 y 500 años.

Tabla 6

Caidas de aguas de lluvia mayores a las 24 horas, para diferentes faces de retorno

Periodo de Retorno T	Pmax 24h
T=2	30.13
T=5	36.48
T=25	45.75
T=50	49.51
T=100	53.19
T=175	56.11
T=200	56.80
T=500	61.50

Fuente: Elaboración propia

Rigores de caídas de aguas de lluvia

El calculo de los rigores de caídas de aguas de lluvia en cuencas pequeñas, sin calculos hidrométricos, es frecuente acogerse a presentadores de brusquedad-escorrentía, que permitan calcular diagramas de hidrologia de crecientes o caudales

pico a partir de las tipologías de las lluvias en la región de análisis. Estos presentadores requieren definir “intensidades de diseño” o “tormentas de diseño”, lo cual usualmente se realiza por medio de curvas intensidad-duración-período de retorno (arqueas IDT) simbólicas de la región de estudio y emanada a partir de registros pluviográficos, o en su defecto se puede determinar utilizando metodologías como la propuesta por Dick Pescke. la cual desagrega la Precipitación Máxima en 24 horas, para diferentes duraciones utilizando coeficientes.

Tabla 7

“Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas”

Duración de la lluvia (horas)/Coeficiente de duración														
1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.45	0.54	0.59	0.64	0.68	0.71	0.76	0.80	0.84	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00

Fuente: D.F. Campos A. 1978.

Estos coeficientes permiten establecer la precipitación máxima en mm para diferentes duraciones (horas), tomando como base la Precipitación Máxima en 24 horas, para desiguales periodos de retorno.

Tabla 8

“Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias”

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitaciones caídas para diferentes duraciones y periodos de retorno (P(d,T))							
		T=2 años	T=5 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=175 años	T=200 años	T=500 años
24 hr	1.00	30.13	36.48	45.75	49.51	53.19	56.11	56.80	61.50
22 hr	0.98	29.48	35.70	44.77	48.44	52.04	54.90	55.58	60.18
20 hr	0.96	28.78	34.86	43.72	47.30	50.82	53.61	54.27	58.76
18 hr	0.93	28.04	33.95	42.58	46.07	49.50	52.22	52.86	57.24
16 hr	0.90	27.22	32.96	41.34	44.74	48.06	50.70	51.33	55.58
14 hr	0.87	26.33	31.88	39.99	43.27	46.48	49.04	49.64	53.75
12 hr	0.84	25.33	30.68	38.47	41.63	44.72	47.18	47.77	51.72
10 hr	0.80	24.20	29.31	36.76	39.78	42.73	45.08	45.64	49.41
8 hr	0.76	22.89	27.72	34.77	37.62	40.41	42.64	43.16	46.73
6 hr	0.71	21.30	25.80	32.35	35.01	37.61	39.68	40.17	43.49
5 hr	0.68	20.35	24.65	30.91	33.45	35.93	37.91	38.38	41.55

4 hr	0.64	19.25	23.31	29.23	31.63	33.98	35.85	36.29	39.30
3 hr	0.59	17.91	21.69	27.21	29.44	31.62	33.36	33.78	36.57
2 hr	0.54	16.19	19.60	24.58	26.60	28.58	30.15	30.52	33.05
1 hr	0.45	13.61	16.48	20.67	22.37	24.03	25.35	25.66	27.79

Fuente: Elaboración propia

En base a éstas y tomando en consideración la duración de la precipitación máxima podemos obtener la intensidad de lluvia en mm/h para diferentes periodos de retorno.

Tabla 9

“Intensidades de lluvia a partir de Pd, según duración de precipitación y periodo de retorno”.

Tiempo de Duración		Intensidades de lluvia a partir de P(d,T)							
Horas	Minutos	T=2 años	T=5 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=175 años	T=200 años	T=500 años
24	1440	1.26	1.52	1.91	2.06	2.22	2.34	2.37	2.56
22	1320	1.34	1.62	2.03	2.20	2.37	2.50	2.53	2.74
20	1200	1.44	1.74	2.19	2.37	2.54	2.68	2.71	2.94
18	1080	1.56	1.89	2.37	2.56	2.75	2.90	2.94	3.18
16	960	1.70	2.06	2.58	2.80	3.00	3.17	3.21	3.47
14	840	1.88	2.28	2.86	3.09	3.32	3.50	3.55	3.84
12	720	2.11	2.56	3.21	3.47	3.73	3.93	3.98	4.31
10	600	2.42	2.93	3.68	3.98	4.27	4.51	4.56	4.94
8	480	2.86	3.46	4.35	4.70	5.05	5.33	5.40	5.84
6	360	3.55	4.30	5.39	5.83	6.27	6.61	6.69	7.25
5	300	4.07	4.93	6.18	6.69	7.19	7.58	7.68	8.31
4	240	4.81	5.83	7.31	7.91	8.50	8.96	9.07	9.82
3	180	5.97	7.23	9.07	9.81	10.54	11.12	11.26	12.19
2	120	8.09	9.80	12.29	13.30	14.29	15.07	15.26	16.52
1	60	13.61	16.48	20.67	22.37	24.03	25.35	25.66	27.79

Fuente: Elaboración propia

Las encorvas de rigor – duración – periodo de retorno, son un mecanismo de diseño que relacionan la rigurosidad de la lluvia, la duración de la misma y el periodo de retorno, dichas curvas tienen la representación matemática siguiente:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Donde:

I: intensidad (mm/h)

t: duración de la lluvia (min)

T: periodo de retorno (años)

K, m, n: parámetros de ajuste

Realizando un cambio de variable: $d = KT^m$

Se obtiene: $I = \frac{d}{t^n}$

Entonces: $I = dt^{-n}$

Haciendo una regresión potencial, para determinar d (término constante de regresión) y n (coeficiente de regresión):

Finalmente, los parámetros de ajuste serán:

$$n = 0.750$$

$$K = 295.834$$

$$m = 0.121$$

Siendo la relación matemática que representa las curvas IDT, la siguiente

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

$$I = \frac{295.834T^{0.121}}{t^{0.750}}$$

Tabla 10

Valores tabulados para graficar curvas IDT.

T (años)	Duración (min)												
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	

2	96.20	57.20	42.20	34.01	28.77	25.09	22.35	20.22	18.51	17.11	15.93	14.92
5	107.45	63.89	47.14	37.99	32.13	28.03	24.97	22.59	20.68	19.11	17.79	16.67
10	116.83	69.47	51.25	41.30	34.94	30.47	27.15	24.56	22.48	20.78	19.34	18.12
50	141.88	84.36	62.24	50.16	42.43	37.01	32.97	29.83	27.31	25.23	23.49	22.01
100	154.27	91.73	67.68	54.54	46.14	40.24	35.85	32.43	29.69	27.43	25.54	23.93
150	162.01	96.33	71.07	57.28	48.45	42.26	37.64	34.06	31.18	28.81	26.82	25.13
200	167.73	99.73	73.58	59.30	50.16	43.75	38.98	35.26	32.28	29.83	27.77	26.02
500	187.35	111.40	82.19	66.24	56.03	48.87	43.53	39.39	36.06	33.32	31.02	29.06

Fuente: Elaboración propia

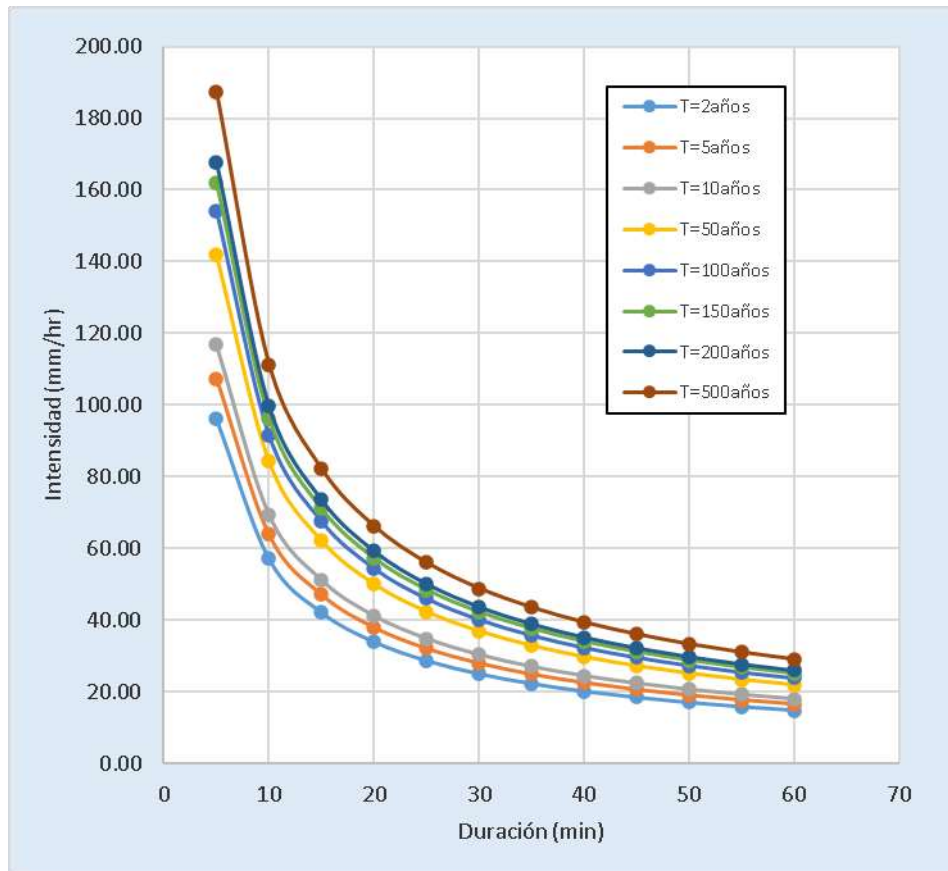


Figura 12. Serie Anual de Precipitaciones Maximas en 24horas – Estacion Pisac

Fuente: Elaboración propia

4.2 Estimacion del caudal Maximo

La cuenca del Río Quesermayo no tiene registros continuos ni mediciones de caudal,. Frente a esta situación, y teniendo en cuenta las características de la cuenca desarrolladas en el capítulo anterior, se decidió emplear:

Modelización caídas de aguas de lluvia - escorrentía de acuerdo al HEC-HMS (modelo agregado de análisis de crecientes), para apreciación de caudales mayores, instantáneos a partir de borrascas de diseño, procedentes de la información de rigurosidad-duración-periodicidad de retorno de la estación Pisac.

Se considero un periodo de retorno de 100, 175 y 500 años

4.2.1 Estimacion de Caudales

Los metodos de caídas de aguas de lluvia - escorrentía son la técnica indirecta más usada y aplicada en casos en los que no se tiene pesquiza directa de caudales de avenida en una cuenca. El modelo HEC-HMS, fue gestado por los ingenieros del cuerpo especial de Estados Unidos, está diseñado para representar la escorrentía superficial que resulto de un acontecimiento de caídas de aguas de lluvia, posiblemente el modelo de simulación hidrológica más ampliamente usado y, mediante la representación de la oquedad como un régimen de mecanismos relacionados. El modelo HEC-HMS facilita estimar, de manera agregada, los hidrogramas de crecientes resultantes de eventos de precipitación sobre la cuenca (tormentas de diseño), asociados a una recurrencia determinada.

El proceso dedoblez en HEC-HMS se puede sintetizar en los siguientes pasos:

- del modelo de cuenca.
- modelo de abstracciones de precipitación.
- modelo de transformación precipitación-escorrentía.
- tormenta de diseño (hietograma).
- Definición de modelo meteorológico y especificaciones de control.
- Corrida de simulación y obtención de hidrograma de crecida.

4.2.1.1. DEFINICION DE TIPO DE OQUEDAD

Modelo de definición de cuenca u oquedad se realiza básicamente, de acuerdo a criterios como el tamaño de cuenca, orden de corrientes, etc. Para el caso del presente estudio se ha considerado una cuenca y una salida, así mismo para el Los Metodos se seleccionó el SCS Courve Number y para el Transform Method el SCS Unit Hydrograph.



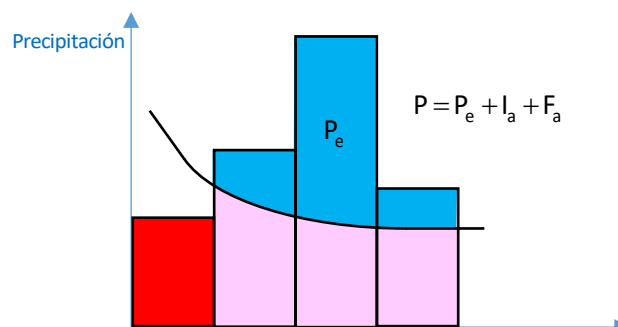
Figura 13. Definición del Modelo de la Cuenca

Fuente: "Elaboración propia"

4.2.1.2. DEFINICION DEL MODELO DE ABSTRACCIONES DE PRECIPITACION

Metodo SCS para abstracciones

El soil Conservation Service (1972) produjo un sistema para hallar abstracciones de la caída de lluvia en una borrasca. Para la borrasca como un todo, la escorrentía directa "Pe" es menor o igual a la profundidad de precipitación P; de manera parecida, posterior al inicio de la escorrentía, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca Fa es menor o igual a alguna retención potencial máxima S. Hay una cierta cantidad de precipitación la (abstracción inicial antes del encharcamiento) para ello no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es P-la.



$$P = P_e + I_a + F_a$$

Tiempo

Figura 14. Variables del método SCS para abstracciones

Fuente: "Hidrología Aplicada (Ven te Chow)"

La figuración del método del SCS consiste en que las crónicas de las dos cuantías reales y las dos cuantías potenciales son iguales, es decir:

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

Del principio de persistencia:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando las igualdades anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

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

La cual es la igualdad básica para la sistematización de la profundidad de demasia de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al comprender los efectos logrados para muchas oquedades experimentales pequeñas, se hizo una analogía empírica.

$$I_a = 0.2S$$

Con base en esto:

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

El uso de este método exige determinar el valor correspondiente del “CN” (cifra dimensional de curva o curva número), perteneciente al área específica en estudio, valor que se obtendrá a través de los procesos de calibración. La calibración del parámetro “CN” se desarrolla con los datos de campo, de ciertos eventos en el que se ponga la data de condensación de lluvia y recursos resultantes; luego se procesa el tipo hasta ajustar el diagrama hidrológico computado, con el observado en el campo. Es un continuo proceso de prueba, error donde se ajusta la cualificación (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos diagramas hidrológicos.

Se define una cifra adimensional de una curva CN, como la igualdad existente entre la precipitación sobre una cuenca y la escorrentía acumulada a la salida de esta, atendiendo a una serie de particularidades de la misma cuenca, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para áreas impermeables y áreas con agua $CN = 100$; para zonas naturales $CN < 100$. El número de S se enlazan por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Donde S está en mm.

Para el cálculo de la cifra de ponderado en una oquedad de superficie total A , se fracciona ésta en distintas sub zonas A_j , pertenecientes a un conglomerado de tipo y uso de suelo distinto, se obtiene un CN_j para cada caso. La cifra de curva total, CN_p reflejara de la aprobación de las cifras de la curva obtenidos anteriormente según la fracción de superficie ocupada por cada caso.

$$CN_p = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^n A_j \cdot CN_j$$

La cantidad de curvas se aplican para contextos precedentes de humedad normales (AMC II). Para contextos secos (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), las Cantidades de semejantes pueden calcularse por:

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

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

Tabla 11

Condición de contexto humedo del suelo para el método NRCS

Grupo AMC	Lluvia de los 5 días antes (mm)	
	Periodo de latencia	Crecimiento activo
I	< 13	< 36
II	13-28	36-53
III	> 28	> 53

Fuente: Hidrología Forestal, R. Muñoz Carpena y A. Ritter Rodríguez

Las cifras de han sido cuantificados por el Soil Conservation Service con base en el ejemplar de suelo y el uso de material de tierra. Se definen cuatro conjuntos de suelos:

Grupo A: Arena y suelos profundos depositados por el viento.

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

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

Grupo D: Suelos que se extienden en caso de que se mojen, arcillas plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la tabla 12.

Tabla 12

Números de para zonas de montaña áridas y semiáridas

Descripción de la cubierta		Números de curva en función del grupo hidrológico del suelo			
Tipo de cubierta ⁽¹⁾	Condiciones hidrológicas ⁽²⁾	A	B	C	D
Pastos, prados o farraje permanente para Pastoreo	Pobres	68	79	86	89
	Regulares	49	69	79	84
	Buenas	39	61	74	80
Prados permanentes para siega (sin pastoreo)		30	58	71	78
Matorral, mezcla de matorral y maleza siendo predominante el matorral	Pobres	48	67	77	83
	Regulares	35	56	70	77
	Buenas	30	48	65	73
Mezcla de bosque y hierba al 50 por 100 (huerto o árboles frutales)	Pobres	57	73	82	86
	Regulares	43	65	76	82
	Buenas	32	58	72	79
Bosques con pastoreo intenso o quemas regulares, poca M.O. en suelo		45	66	77	83
Bosques con pastoreo pero sin quemas, la M.O. cubre el suelo		36	60	73	79
Bosques sin pastoreo, la M.O. y arbustos cubren el suelo		30	55	70	77
Granjas, construcciones, caminos, carreteras y alrededores		59	74	82	86

"Fuente: Pequeños embalses de uso agrícola, R. Dal-Ré Tenreiro"

Tabla 13

Números de para zonas de montaña áridas y semiáridas

Descripción de la cubierta		Números de curva en función del grupo hidrológico del suelo			
Tipo de cubierta ⁽¹⁾	Condiciones hidrológicas ⁽²⁾	A	B	C	D
Herbácea: mezcla de hierba, maleza, matorral de bajo crecimiento, siendo el matorral el elemento de menor importancia	Pobres		80	87	93
	Regulares		71	81	89
	Buenas		62	74	85
Roble/álamo: mezcla de garriga, álamo de montaña, Arce y otros arbustos	Pobres		66	74	79
	Regulares		48	57	63
	Buenas		30	41	48
Pináceas/Juniperus: Pináceas, Juniperus o ambos con hierba bajo cubierta	Pobres		75	85	89
	Regulares		58	73	80
	Buenas		41	61	71
Labiadas con hierba bajo cubierta	Pobres		67	80	85
	Regulares		51	63	70
	Buenas		35	47	55
Mata desértica: incluye plantas halófilas, plantas Grasas y plantas con aceites esenciales	Pobres	63	77	85	88
	Regulares	55	72	81	86
	Buenas	49	68	79	84

(1) Condiciones medias de humedad antecedente y $I_a=0.20S$

(2) Tanto en el cuadro anterior como en éste las condiciones hidrológicas se caracterizan por:

*Pobres: menos del 50 por 100 del suelo cubierto por M.O., hierba y arbustos.

*Regulares: entre el 50-75 por 100 del suelo cubierto po M.O. hierba y arbustos.

*Buenas: más del 75 por 100 del suelo cubierto po M.O. hierba y arbustos.

Fuente: Pequeños embalses de uso agrícola, R. Dal-Ré Tenreiro

Estas tablas, sirven de referencia para poder determinar la Numero correspondiente a la cuenca de estudio, ya que este parámetro conjuntamente con el tiempo de concentración son los llamados a ser calibrados durante el modelamiento.

Es así que se construye el mapa de Numero, éste se construyó de acuerdo a imágenes satelitales de la cuenca, dividiéndose en 5 tipos de suelos: Cultivos, Matorrales, Viviendas, Lagunas y Cobertura Vegetal Poco Tupida, realizándose el geoprocésamiento para obtener el Número de Ponderado (Ver Tabla14 y Figura 16):

$$CN_p = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i CN_i$$

$$CN_p = \frac{1}{90821718.726} (7375482218.176)$$

$$CN_p(II) = 81.21$$

Entonces es posible determinar la retención potencial máxima:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$S = \frac{25400}{81.21} - 254$$

$$S = 58.776$$

De igual manera podremos obtener el valor de la abstracción inicial:

$$I_a = 0.2S$$

$$I_a = 0.2(58.776)$$

$$I_a = 11.755$$

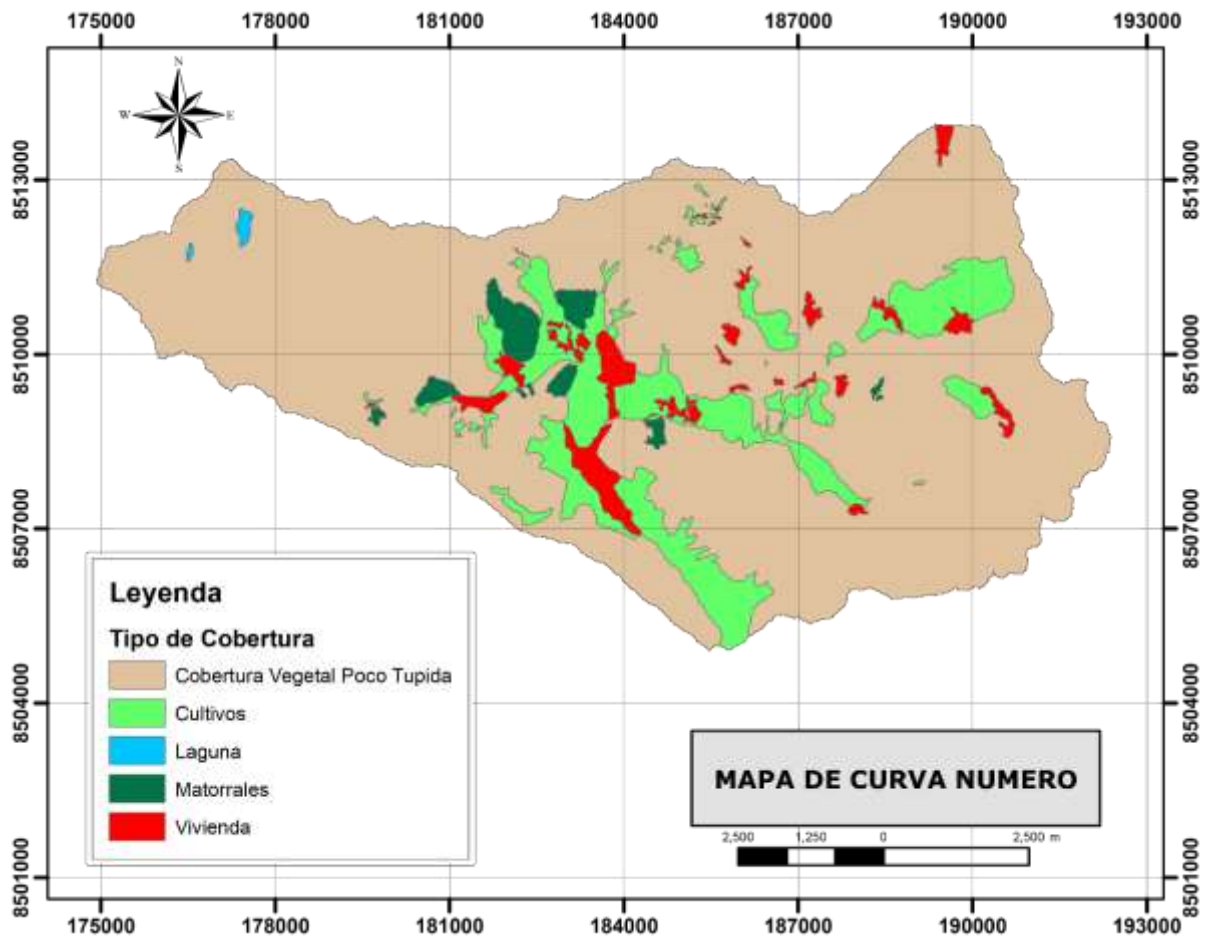


Figura 15. Mapa de CN, para la Cuenca Río Taray

Fuente: "Elaboración propia"

Tabla 14

Números de y Areas para la cuenca del Río Taray

Tipo	CN	Area_m	CN_por_A
Cobertura Vegetal Poco Tupida	81	74508953.999	6035225273.919
Cultivos	82	11629813.464	953644704.048
Laguna	100	141251.314	14125131.400
Matorrales	77	1694673.357	130489848.489
Vivienda	85	2847026.592	241997260.320
		90821718.726	7375482218.176

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.3. DEFINICIÓN DEL MODELO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN- ESCORRENTÍA

Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Snyder conceptualizo el hidrograma unitario estándar, como la duración de lluvia t_r está vinculada con el retardo de cuenca t_p por:

$$t_p = 5.5t_r$$

El retardo de cuenca t_p :

$$t_p(h) = 0.75C_t(LxLc)^{0.3}$$

Donde:

L : Longitud del curso principal en km.

Lc : Longitud del curso principal al centro de gravedad en km.

El caudal mayor por unidad de área de drenaje en $m^3/s \times km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{2.75C_p}{t_p}$$

4.2.1.4. DEFINICIÓN DEL MODELO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN- ESCORRENTÍA

Definición de la tormenta de diseño (hietograma)

En oportunidades no basta el dato de la condensación mayor de lluvia para las 5 horas torrenciales que es de 100 mm. Es probable que sea necesario saber la evolución durante esas 5 horas de lluvia.

Los procesos hidrológicos más actualizados requieren no únicamente del valor de precipitación pluvial o rigurosidad de diseño, sino de un reparto temporal (tormenta), es por ello que el proceso estudia el reparto en el tiempo, de las precipitaciones observadas. Una forma de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de estas el Método del Bloque Alterno.

El método del bloque alternativo es una manera sencilla para hacer un hietograma de diseño usando una -duración-frecuencia. Este hietograma de diseño elaborado por este proceso detalla la profundidad de condensación de lluvia en "n" periodos de tiempos consecutivos de durabilidad "Dt", sobre una durabilidad total de $T_d = n \cdot Dt$.

Luego de seleccionar la fase de retorno de diseño, la rigurosidad es dada en una curva IDF para cada duración Dt , $2Dt$, $3Dt$, $4Dt$, ... y la altura de precipitación concerniente se tiene al multiplicar la rigurosidad y la duración. Considerando diferencias entre valores consecutivos de altura de caídas de Aguas de Lluvia, se encuentra la cantidad de caídas de Aguas de Lluvia que debe incluir por cada unidad adicional de tiempo Dt . Dichos incrementos se reordenan en una sucesión de tiempo de forma que la intensidad mayor se e en el centro de la duración requerida " T_d " y que los demás incrementos queden en forma descendente sucesivamente hacia la derecha e izquierda del incremento central para así formar el hietograma de diseño.

Se determino un tiempo de concentración de 24.39h (ver Anexo 3), asumiendo la duración de la tormenta con un valor similar de 24.h, lo cual aproximadamente representa 144min.

Debido a que ya se tiene la ecuación de las s IDT, es posible tabular productos de rigurosidad para diferentes lapsos y etapas de retorno, como indica Tabla 15.

Tabla 15

“Valores de Intensidad de precipitación según la Duración de la misma y Frecuencia de repetición.”

Valores de Intensidad de Precipitación en función de la Duración y Periodo de Retorno								
Duración (min)	Periodo de Retorno (años)							
	2	5	10	50	100	175	200	500
6	83.90	93.72	101.90	123.75	134.55	143.95	146.29	163.41
12	49.89	55.72	60.59	73.58	80.00	85.60	86.99	97.16
18	36.81	41.11	44.70	54.29	59.03	63.15	64.18	71.68
24	29.66	33.13	36.03	43.75	47.57	50.90	51.72	57.77
30	25.09	28.03	30.47	37.01	40.24	43.05	43.75	48.87
36	21.89	24.45	26.58	32.28	35.10	37.55	38.16	42.62
42	19.50	21.78	23.68	28.76	31.27	33.45	33.99	37.97
48	17.64	19.70	21.42	26.02	28.29	30.26	30.75	34.35
54	16.15	18.04	19.61	23.82	25.89	27.70	28.15	31.45
60	14.92	16.67	18.12	22.01	23.93	25.60	26.02	29.06
66	13.89	15.52	16.87	20.49	22.28	23.83	24.22	27.05
72	13.01	14.54	15.80	19.19	20.87	22.33	22.69	25.34
78	12.26	13.69	14.88	18.08	19.65	21.03	21.37	23.87
84	11.59	12.95	14.08	17.10	18.59	19.89	20.21	22.58
90	11.01	12.30	13.37	16.24	17.65	18.89	19.19	21.44
96	10.49	11.71	12.74	15.47	16.82	17.99	18.29	20.43
102	10.02	11.19	12.17	14.78	16.07	17.19	17.47	19.52
108	9.60	10.72	11.66	14.16	15.40	16.47	16.74	18.70
114	9.22	10.30	11.20	13.60	14.78	15.82	16.08	17.96
120	8.87	9.91	10.77	13.08	14.23	15.22	15.47	17.28
126	8.55	9.55	10.39	12.61	13.72	14.67	14.91	16.66
132	8.26	9.23	10.03	12.18	13.25	14.17	14.40	16.09
138	7.99	8.92	9.70	11.78	12.81	13.71	13.93	15.56
144	7.74	8.64	9.40	11.41	12.41	13.28	13.49	15.07

Fuente: Elaboración propia

Empleando el Método de los incrementos Alternos es que se pudo obtener los Hietogramas para los periodos de retorno de 100, 175 y 500 años.

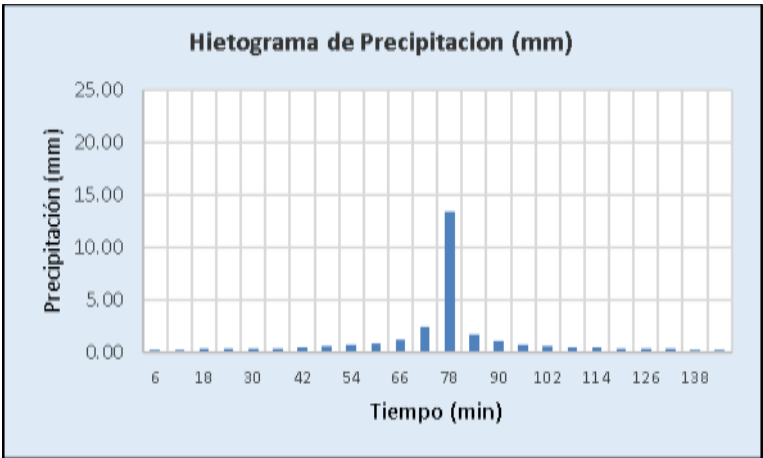


Figura 16. Hietograma de Diseño para T=100años
Fuente: Ejecucion propia

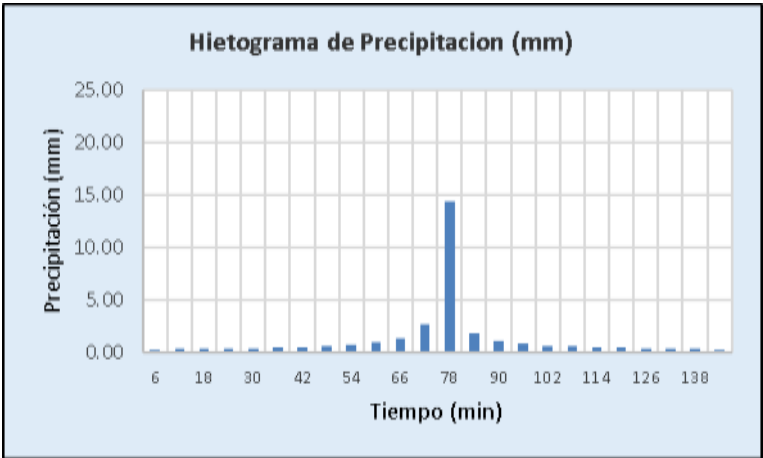


Figura 17. Hietograma de Diseño para T=150años
Fuente: Ejecucion propia propia

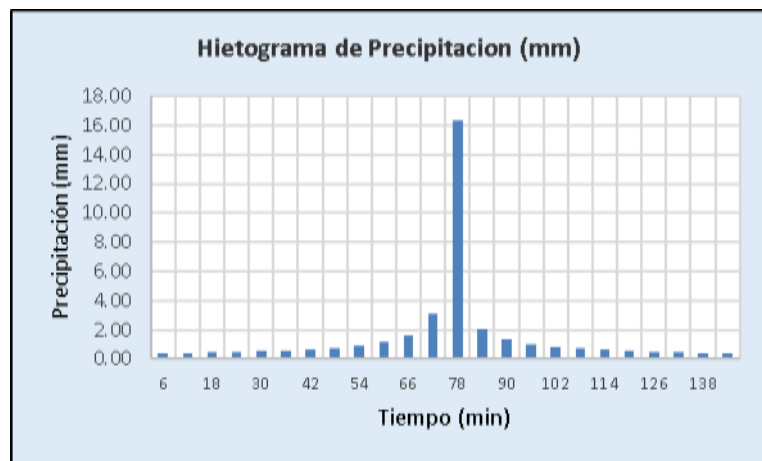


Figura 18. Hietograma de Diseño para T=500años
Fuente: Elaboración propia

4.2.1.5. DEFINICIÓN DE MODELO METEOROLÓGICO Y ESPECIFICACIONES DE CONTROL

Se define el modelo meteorológico (Hietograma Especificado), el cual tiene una duración de 144min para la cuenca en estudio y además es necesario definir cuando se iniciará y concluirá dicha tormenta, además cual será el periodo de evaluación del modelo hidrológico para nuestro caso 2:30h.

Con respecto a la tormenta:

Fecha de inicio: 01ene2022

Hora de inicio: 00:00
Fecha de finalización: 01ene2022
Hora de finalización: 02:24

Con respecto a modelización hidrológica:

Fecha de inicio: 01ene2022
Hora de inicio: 00:00
Fecha de finalización: 02ene2022
Hora de finalización: 06:00

4.2.1.6. CORRIDA DE SIMULACIÓN Y OBTENCIÓN DE HIDROGRAMA DE CRECIDA

Las representaciones con el tipo HEC-HMS se hicieron, con las siguientes restricciones:

- Modelo de abstracciones de caídas de aguas de lluvia del SCS. Número de elipse la oquedad según tipo de suelo y cobertura, para contextos precedentes de humedad tipo II. Abstracciones iniciales del 20% de la conservación potencial máxima S de la cuenca.
- Modelo de transmutacione caídas de aguas de lluvia-escorrentía según el Hidrograma Unitario Sintético de Snyder. Tiempos de concentración calculado mediante la igualdad de Kirpich
- Modelo precipitación: determinado el Hietograma por el prosedimiento de “bloque alterno” con la pesquisa de “rigurosidad-duración-frecuencia” de la estación.

- Discretización temporal de 6 minutos para la simulación.

Se obtuvo el modelo que se resume en la Fig. 20. De los periodos de retorno analizado se tiene un caudal máximo instantáneo.

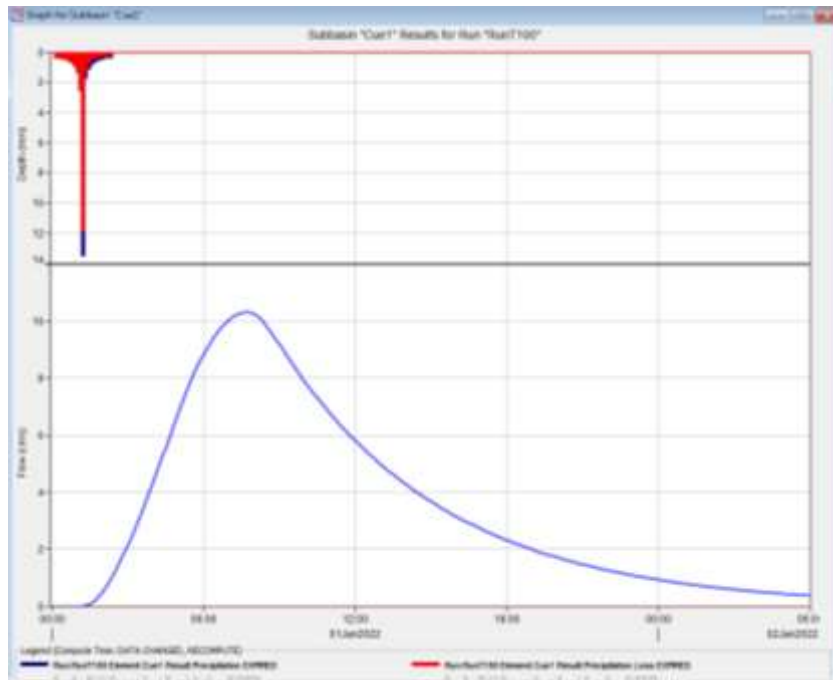


Figura 19. Resultados de Hidrograma de Crecida para T=100años

Fuente: Ejecucion propia

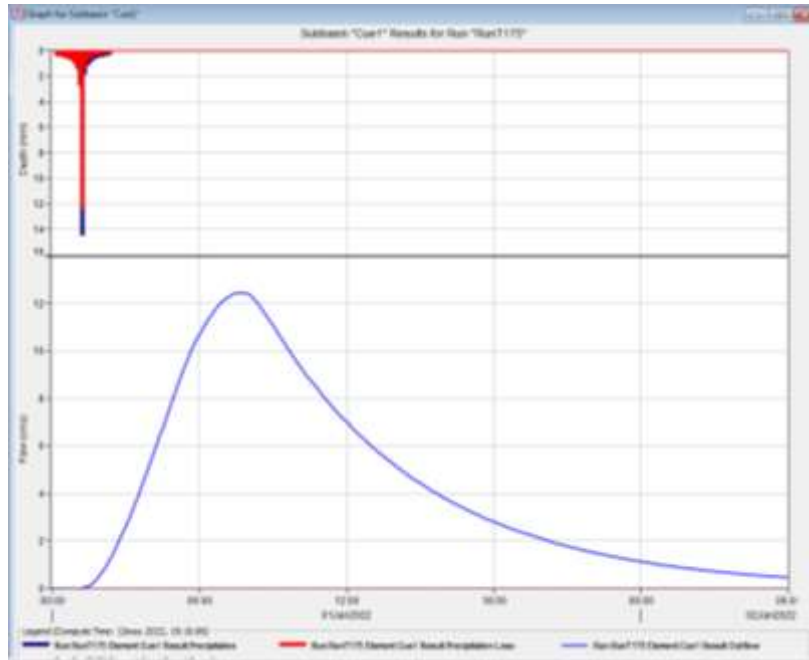


Figura 20. Resultados de Hidrograma de Crecida para T=175años
Fuente: Ejecucion propia.

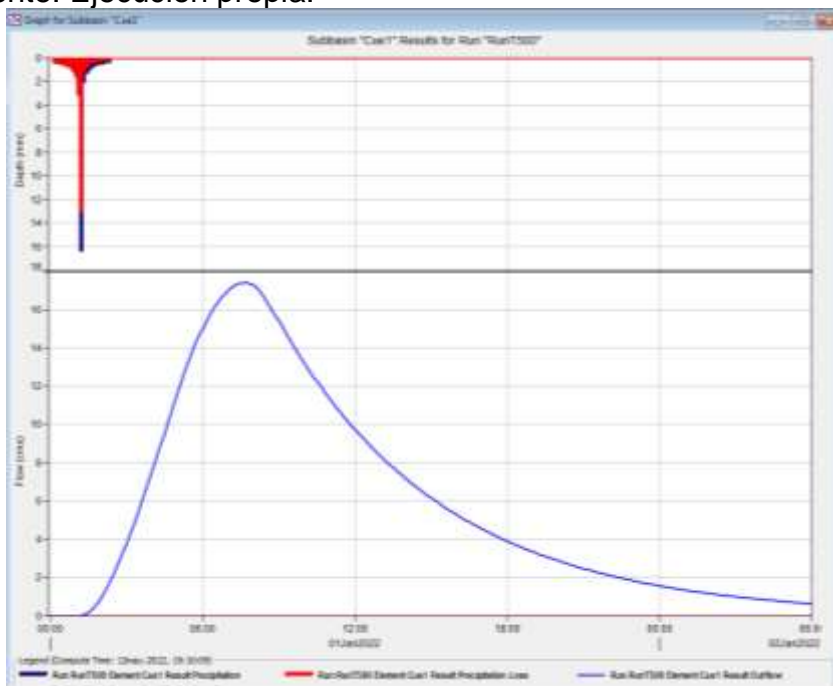


Figura 21. Resultados de Hidrograma de Crecida para T=500años
Fuente: Ejecucion propia.

Asumiendo que la tormenta se desarrolla entre 00:00 y las 2:24 de 1 de Enero, se puede observar que los caudales picos para 100, 175 y 200 años son 10.31m³/s, 12.46m³/s y 17.40m³/s respectivamente.

4.3. ESTIMACION DE NIVEL DE AGUA PARA EL CAUDAL MAXIMO

4.3.1. MODELACION HIDRAULICA EN HEC-RAS

Este método lineal se apoya en el producto del flujo gradualmente variado "FGV" a través de la resolución de igualdad en una dimensión. Estimando las mermas de energía resultantes del frote en todo el recorrido de su cauce y de cálculo de contraimiento y esparcimiento del fluido.

Para procesos de Flujo Ligeramente Variado (FLV), así mismo saltos hidráulicos, agrupaciones y flujo en puentes la clase integra la resolución de la igualdad de momentum de la creciente. Las tipologías específicas de la clase, su fundamento hidráulico, enunciaciones y métodos de solución numéricos son convenios en USACE (2010), este sirvió como precedente hidráulico del modelo.

Para la cuenca Quesermayo, el uso de prueba hidráulica unidimensional como el "HEC RAS" es idóneo a fin de calcular las peculiaridades del flujo, en particular los niveles para el caudal de diseño.

El tipo HEC-RAS precisa la introducción de la forma de las secciones transversales, y por medio estas se obtendrán los parámetros hidráulicos de las secciones para calcular las condiciones de flujo estudiados. Así llegar a una correcta realización del modelo unidimensional, así también se definieron tramos de estudio y separación de espacios para la variación ansiada de la gradiente de energía en condición de crecientes.

La dureza al fluido se grafica mediante el factor "n" de Manning, este es variable a lo largo del espacio transversal del tramo estudiado. El tipo también necesita fijar las condiciones de profundidad normal, así mismo un nivel de H₂O conocido como una

de descarga, tanto aguas abajo como aguas arriba del tramo respectivo. En esta indagación, se desarrolló el modelado en régimen constante.

El modelo sobreentiende que las secciones de la cuenca (tanto longitudinalmente como transversalmente) son fronteras rígidas y de esa forma se reparte el total del caudal colmando horizontalmente la sección del conjunto de drenes hasta llegar a su capacidad hidráulica requerida para la avenida que se viene simulando. Estos cálculos se realizan en diferentes regímenes, que evalúa las condiciones hidráulicas en cada sección.

El desarrollo de la simulación en HEC-HMS se resume en lo siguiente:

- Definición de la geometría del modelo.
- Definición de las condiciones de flujo de permanente (para el caudal máximo).
- Corrida de simulación y obtención de hidrograma de crecida.

4.3.1.1. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MODELO

Para construir el modelo del tramo en estudio en HEC-RAS se hizo el estudio descriptivo del terreno de un tramo de 371.5m, que considero 80m aguas arriba y 291.5m aguas abajo a partir del puente (s de nivel a 0.5 m). Este tramo fue plasmado en función de las peculiaridades hidráulicas del río y resultó correcto para el modelado hidráulico. En base al estudio topográfico, desarrollado mediante una unión de secciones transversales, el eje del río y las s de nivel se generó una superficie tridimensional del cauce

Se generan secciones perpendiculares al eje del Río Quesermayo cada 5 metros, iniciando en la progresiva 0+000 (aguas abajo) hasta la progresiva 0+371.5 (aguas arriba), además se incluye la presencia del puente que se encuentra entre las progresivas 0+286.73 y 0+282.82, teniendo un ancho de 5 metros aproximadamente.

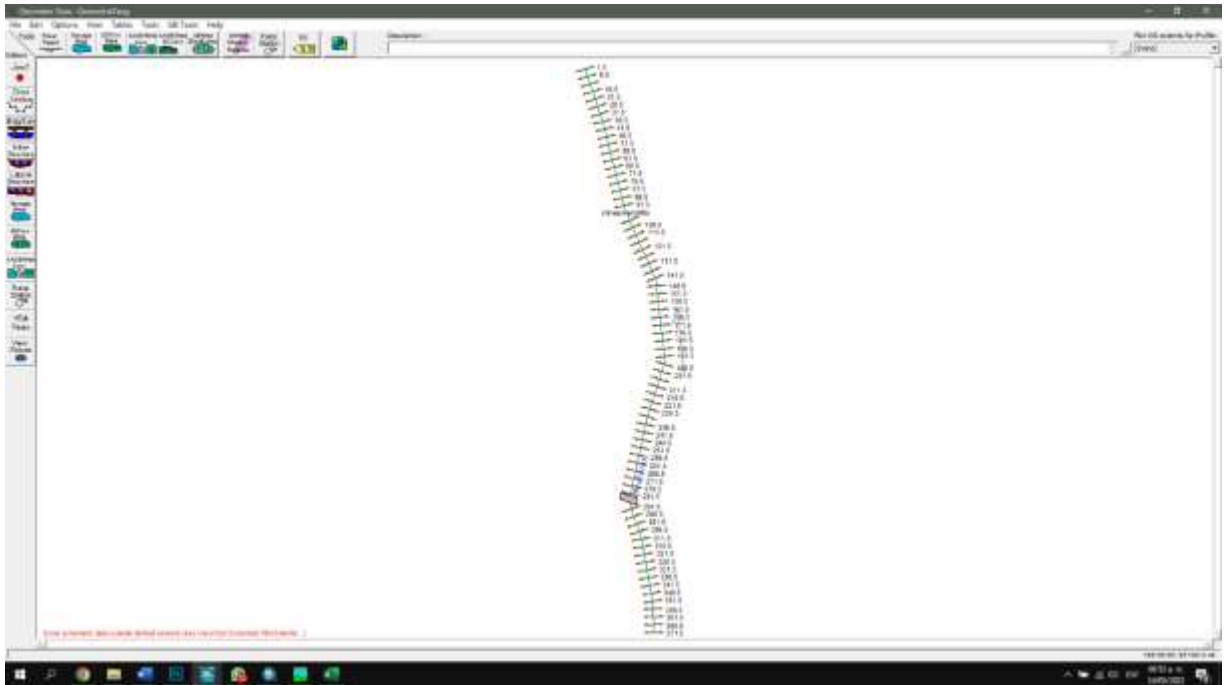


Figura 22. Secciones del Río Taray sobre su eje
Fuente: propia

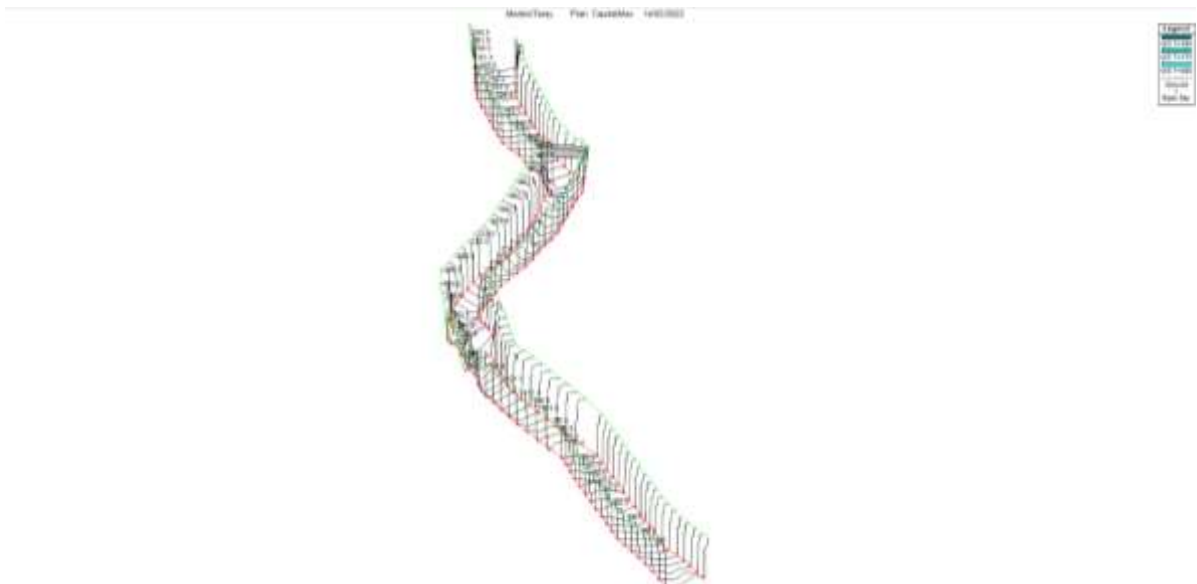


Figura 23. Vista 3D, del Río Taray con la presencia de Puente
Fuente: "Ejecucion propia"

4.3.1.2. DEFINICIÓN DE LAS CONDICIONES DE FLUJO DE PERMANENTE (PARA EL CAUDAL MÁXIMO).

Para poder hacer la simulación unidimensional en el Hec-Ras, se requiere condiciones de frontera, en nuestro caso se ingresan las pendientes aguas arriba (Normal Depth $S=0.011$) y aguas abajo (Normal Depth $S=0.0204$), asignándose además caudales de 10.31, 12.46 y 17.40m³/s para los “T”= 100, 175 y 500 años.

4.3.1.3 . CORRIDA DE SIMULACIÓN Y OBTENCIÓN DE HIDROGRAMA DE CRECIDA.

Las representacion en “HEC-RAS”, a través de a régimen mixto, tanto supercrítico como subcrítico, admitieron obtener las condiciones de flujo de la quebrada del Río Quesermayo.

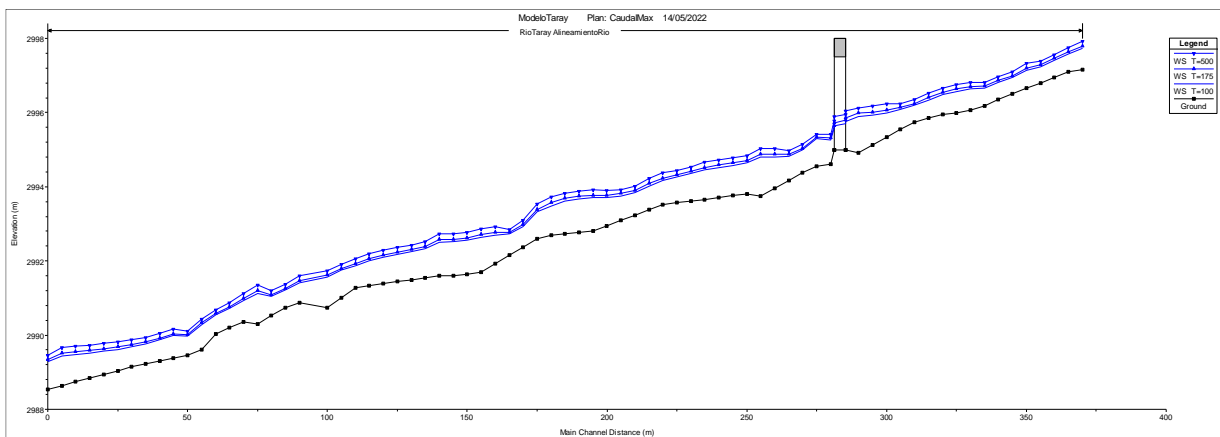


Figura 24. Perfil longitudinal del Río Taray en el tramo del Puente

Fuente: Elaboración propia

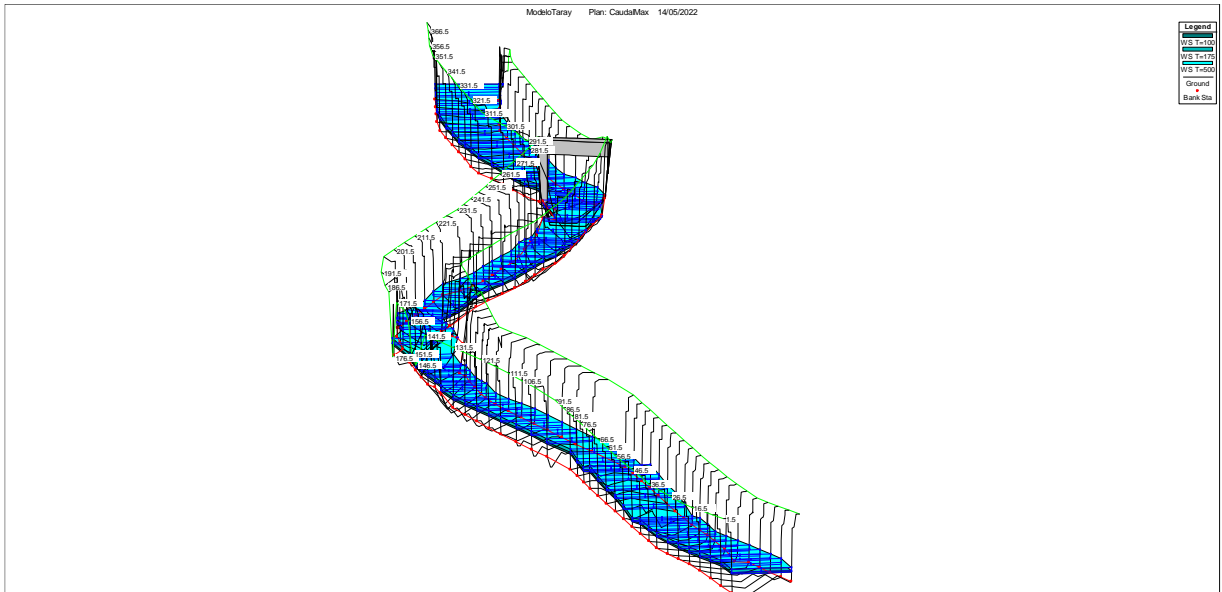


Figura 25. Vista 3D, del Río Taray con la presencia de Puente y Máximas Avenidas

Fuente: Elaboración propia

V. DISCUSIÓN

De los parámetros morfológicos e hidrológicos: Según lo que mencionan VÁSquez, Herrera, Gutierrez (2014), la investigación detallada de los parámetros morfológicos nos permitió obtener datos más precisos y evitar tener fallas al momento de correr el programa. En relación a los parámetros obtenidos de la cuenca, nos dio como resultado que el área es de 90.822 Km² , la cual es catalogada como una cuenca pequeña por Campos Aranda 1992, también se obtuvo el Coeficiente de Gravelius que posee un valor de $K_c=1.888$ teniendo una forma rectangular de acuerdo a la clasificación planteada por Gaspari et al. (2012). Este valor guarda relación con la peligrosidad de la cuenca, puesto que valores próximos a la unidad expresan la posibilidad de una crecida mayor, mientras que valores mas alejados expresan una forma mas alargada hasta irregulares en las cuales la posibilidad de una crecida mayor se atenua.

De la estimación de intensidad de lluvia: Debido a que en la cuenca del Río Quesermayo, las estaciones meteorológicas no tiene mediciones ni un inventario continuo de caudal, a causa de lo cual no se tiene información directa para calcular los caudales de diseño para el puente calicanto, sobre este recorrido de agua. Ante esta situación, y considerando las características de la cuenca mencionadas en el capítulo mencionado anteriormente, se opto por emplear:

Modelización en HEC-HMS “modelo agregado de análisis de crecientes”, para calcular los caudales máximos inmediatos a partir de tormentas de diseño, obtenidas de la información intensidad-duración-período de retorno de la estación Pisac.

Se considero un $T= 100, 175$ y 500 años.

VI. CONCLUSIONES

La quebrada del Río Quesermayo, en el sitio donde se encuentra ubicado el puente Calicanto, lo genera una pequeña cuenca de 90.822km², en el Distrito de Taray, Provincia de Calca. El análisis hidrológico de esta cuenca permitió determinar caudales máximos instantáneo en la ubicación del puente Calicanto para T= 100, 175 y 500 años, los valores obtenidos fueron de 10.31, 12,46 y 17.40m³/s respectivamente. Estos caudales fueron obtenidos tras la utilización de un modelo precipitación-escorrentía en “Hec-Hms”, usando una tormenta de diseño derivada de las s IDT de la zona, con una duración similar al tiempo de acumulación de la cuenca utilizando la fórmula de Kirpich.

Para estimar el nivel máximo de agua, se elaboró un modelo hidráulico del tramo en el cual se emplazará el Puente Calicanto sobre el curso de agua del mismo nombre, en Hec-Ras. Dicho modelo abarco un aproximado de 371.5m desde aguas abajo, constituyéndose un total de 74 secciones transversales y donde se estimaron las condiciones de rugosidad y control hidráulico.

El puente tiene una luz aproximada de 12.70m y una altura aproximada de 0.50m. Se realizó la simulación hidráulica con los caudales máximos instantáneos correspondiente a 100, 175 y 500 años obteniéndose caudales que permitieron determinar los Niveles de Agua Máximos Extraordinarios (NAME), dando las elevaciones de 2995.71, 2995.80 y 2995.96msnm respectivamente. Dicho cálculo permitió determinar el galibo para el puente, tomando éste un valor de 1.7m. Es importante mencionar que de acuerdo al Manual de Puentes, debe existir una altura libre sobre el NAME hasta el fondo de viga el puente que debe ser mayor a 1.5m en río que nos arrastres palizadas. Es así entonces que el galibo encontrado a través de este estudio permite corroborar que el tablero del puente se ha ubicado a una altura aparentemente segura que podría soportar una avenida para un periodo de retorno de diseño de 100 años.

Finalmente se concluye que las dimensiones del puente y su emplazamiento no constituyen un riesgo, puesto que se ha demostrado que el galibo se encuentra muy por encima de lo recomendado.

VII. RECOMENDACIONES

Es importante que se incremente la densidad de Estaciones Hidrometeorológicas e Hidrométricas a nivel nacional, puesto que usualmente no se cuenta con información cercana a la ubicación del proyecto. En el presente estudio la Estación de Pisac es muy cercana al ámbito del proyecto lo cual permitió que se utilice como “estación única de estudio”, pero en otros casos no es posible por la lejanía, teniendo que utilizarse metodologías como las isoyetas, polígonos de Thiessen, y otros para el cálculo de la precipitación representativa.

Para futuros estudios en el Cusco, se ha sugerido a profesionales del Instituto del Medio Ambiente (IMA), que sistematice y libere la información correspondiente a usos de suelos, los cuales podrían servir de mucho para futuros estudios en los cuales sea utilice como insumo la Número.

El uso de software si bien es cierto, permite obtener de manera más rápida resultados en modelamientos de todo tipo, exige el conocimiento de la base teórica, pues existen muchas restricciones en cuanto a los submodelos.

REFERENCIAS

- JUAN CARLOS PUELLES MAZA, “ESTUDIO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DE LA CUENCA ALTO PERÚ Y EL PORVENIR EN EL ASENTAMIENTO HUMANO LAS MERCEDES ALTO PERÚ, DISTRITO DE LA OROYA, PROVINCIA DE YAULI – JUNÍN PARA LA CONSTRUCCIÓN FUTURA DE OBRAS DE ARTE ANTE AMENAZAS DE DERRUMBES PROVOCADO POR LA CRECIDA DEL RIO, MEDIANTE EL USO DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS HEC-HMS Y HEC-GEORAS”
- Cardich, K. A. (2017). “MODELACIÓN DE MÁXIMAS AVENIDAS EN LA CUENCA DEL RÍO LURÍN UTILIZANDO MODELOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.” Universidad Nacional Agraria la Molina.
- David Clemente López Pérez. Título: “Indicadores Hidrológicos en el Cambio Climático, en la Cuenca del Río Pilon (México)”, En La Universidad Autónoma De Nuevo León, para optar el Grado de MAESTRÍA EN CIENCIAS con Orientación en Ingeniería Ambiental
- Misaico Revate, Guillermo Nilo. Título: “MODELAMIENTO HIDRAULICO DEL RIO LIRCAY EN EL TRAMO DE LA CIUDAD DE OCOPA”, EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA, para optar el Título de Ingeniero Civil.
- Diana Elizabeth Nureña Moncada y William Francisco Vásquez Cáceres. Título: “Identificación de áreas inundables mediante modelamiento hidráulico del Río Moche, tramo Puente Moche - desembocadura playa Buenos Aires, Trujillo-2019”

- Juan Ordoñez Galvez “ANÁLISIS DE TORMENTAS Y LA APLICACIÓN DEL PROGRAMA HEC HIDROLOGIC MODELING SYSTEM (HEC-HMS) PARA LA GENERACION DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN DOS MICROCUENCAS TROPICALES DE MONTAÑA EN OXAPAMPA, PERU”.
- Harold Llauca Soto, “ESTUDIO DEL BALANCE HIDRICO SUPERFICIAL DE LAS CUENCAS DEL ANYA Y DEL MCHIQUE, DEPARTAMENTO DE JUNIN - PERU”.
- Cliserio Luque Mamani, “Evaluacion del Recurso Hidrico en la microcuenca Javon Mayo Chacamayo”.
- Rodrigo Eduardo Orellana Cabello, “MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL ANÁLISIS DE INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE PIURA UTILIZANDO HEC-HMS Y HEC-RAS”
- Jonathan Mauricio Figueroa Montoya Titulo: “Aplicación del Hec-RAS para la modelación hidráulica y determinación de zonas de inundación en las riberas del rio Jipijapa (UNESUM-BYPASS)”.
- LUZ MARGOT MAMANI MAMANI, “MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL DEL RÍO CABANILLAS TRAMO PUENTE – BOCATOMA CABANILLA, UTILIZANDO EL MODELO HEC-RAS 2D”
- Bustamante Huaman Jonatán Aníbal, “Modelamiento numérico de una onda de avenida generada por la rotura de una presa de tierra y su estimación de riesgo aplicación a la presa Yuracmayo”, (Tesis para

obtener el título profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos).
Universidad Nacional Mayor de San Marcos, UNMSM – Lima. 2013.

- Vasquez, Herrera y Gutierrez, “CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA TATAMACO, DEL MUNICIPIO VILLAVIEJA DEL DEPARTAMENTO DEL HUILA, MEDIANTE EL USO DE LA HERRAMIENTA HEC-GEOHM”, BOGOTÁ D.C – 2014
- Hidrologia Basica, Dr. Luis Reyes Carrasco.
- Hidrologia, Edilberto Guevara Ferez
- CHOW TE Ven, et – al Hidrología Aplicada. Colombia: Editorial Nomos S.A. 1994. 597 pp. ISBN: 958-600-171-7
- Ing. Alberto M. Diaz Salas, ESTADISTICA Y PROBABILIDAD EN LA HIDROLOGIA (Diseño Hidrologico).
- Fundamentos de hidrología de superficie Francisco Javier Aparicio Mijares
- <https://asf.alaska.edu/data-sets/sar-data-sets/alos-palsar/>
- MAXIMO VILLON BEJAR, HIDROLOGIA
- DR. ING. LUIS V. REYES CARRASCO. HIDROLOGIA BASICA
- MANUAL DE HIDROLOGIA HIDRAULICA Y DRENAJE DEL MTC
- MANUAL BASICO DE HEC-RAS 3.1.3 Y HEC-GeoRAS3.1.1

- Manual de utilización del programa HEC-HMS.
- Evaluación del impacto socioeconómico de la temporada de lluvias 2010 en la región cusco.
- Registro de data meteorológica SENAMHI.
- Mapa de peligros y medidas de mitigación ante desastres PROYECTO INDECI PNUD, PROGRAMA CIUDADES SOSTENIBLES.
- Manual de Diseño Geométrico – DG-2018.
- Manual de puentes diciembre-2016
- Hidrologia en la Ingenieria, German Monsalve Saenz.
- Fundamentos de Hidrologia de Superficie, Aparicio.
- López Cadenas de Llano, L. (Ed.) Restauración Hidrológico Forestal de Cuencas y Control de la Erosión. 1994. Ed. TRAGSA, MUNDI-PRENSA.
- Gutiérrez Elorza, M. “Geomorfología”. 2008. Ed. Pearson Prentice Hall.

ANEXOS

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
PROBLEMA GENERAL ¿De qué manera influye el comportamiento hidráulico del río Quesermayo en el encausamiento del puente Calicanto en el poblado de Taray?	OBJETIVO GENERAL Analizar la influencia del comportamiento hidráulico del río Quesermayo en el encausamiento del puente Calicanto en centro poblado de taray-Provincia de calca región Cusco.	HIPOTESIS GENERAL El comportamiento hidráulico influye significativamente en el encausamiento del río Quesermayo en los puentes Calicanto instalado en el centro poblado de Taray.	Variable x comportamiento hidráulico	Enfoque Cuantitativa Tipo Aplicada Diseño Experimental TECNICAS: Observación estructurada, Guía de Observación en base a ítems ya predispuestos por el ANA en una ficha registrada. INSTRUMENTOS. -Likert -Alfa de Combrach -Código de barras - Tabla de frecuencias -SPS y Excel Población y muestra río Quesermayo : tramo puente calicanto hasta KM: 0+346. Aguas abajo.
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECIFICO		
a) ¿Cuál será el comportamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelamiento con HEC RAS en el cauce del puente Calicanto? b) ¿Cuál será el comportamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelamiento con HEC HMS en el cauce del puente Calicanto? c) ¿Cuáles serán las consideraciones para el encausamiento del río Quesermayo en los puentes Calicanto?	a)Determinar el comportamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelamiento con HEC-RAS en el cauce del puente calicanto). b)Determinar el comportamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelamiento con HEC-HMS en el cauce del puente calicanto. c) Determinar las consideraciones para el encausamiento del río Quesermayo en el puente Calicanto, en la zona de estudio	1. El encausamiento hidráulico del río Quesermayo mediante el modelo en HEC-RAS El caudal alcanzado en condiciones de máximas avenidas el cauce de el puente Calicanto será crítico. 2. El encausamiento satisface significativamente los requerimientos que exige el comportamiento hidráulico del río Quesermayo en la zona de estudio.	Variable y SOFTWARE HEC-RAS	

FOTO N°: nos encontramos en la localidad de Taray en a 50m del Rio quesermayo aguas arriba para empezar con el levantamiento topográfico.







FOTO N°: se tomaron puntos esn cada cambio de pendiente existente en la ladera del rio ubicado correctamente los prismas, se continuo con el levantamiento aguas abajo del rio Quesermayo.



FOTO N°: empezamos con el levantamiento topográfico del puente calicanto para su representación en HEC RAS con sus respectivos puntos.



DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Máximo
1963												19.0	
1964	25.0	25.0	11.0	3.0	4.0	0.0	0.0	0.0	15.0	9.0	10.0	7.5	25.00
1965	8.0	7.2	13.0	9.0	0.0	0.0	2.5	0.0	8.0	6.0	8.0	24.0	24.00
1966	15.0	8.0	8.0	2.0	5.0	0.0	2.0	0.0	13.5	6.0	7.0	12.0	15.00
1967	21.0	19.0	25.0	0.0	13.0	2.3	7.2	4.2	4.2	7.2	15.1	14.0	25.00
1968	23.5	22.4	16.6	7.1	1.0	4.2	11.6	0.2	5.2	7.5	25.6	7.2	25.60
1969	17.6	13.5	21.7	13.9	0.0	9.2	4.2	4.1	7.2	15.3	19.6	33.6	33.60
1970	40.5	32.2	40.2	26.3	4.2	4.2	4.1	6.2	16.2	24.4	12.1	40.0	40.50
1971	22.4	33.4	25.1	21.1	4.1	2.4	2.1	7.0	0.0	21.2	6.0	7.5	33.40
1972	23.4	15.3	21.5	9.1	3.1	0.0	3.1	3.2	10.2	4.2	6.3	24.1	24.10
1973	27.2	24.7	35.4	18.3	6.3	4.2	7.4	4.1	4.0	7.2	14.0	20.4	35.40
1974	15.6	25.2	14.4	11.4	2.1	6.1	1.0	7.1	4.1	4.0	4.2	12.4	25.20
1975	12.3	12.4	13.1	8.2	9.3	2.1	0.0	0.0	7.3				11.1
1976	15.2	12.4	18.7	10.3	21.6	3.2	2.1	2.0	7.3	4.1	7.2	9.2	21.60
1977	24.0	16.4	11.0	6.4	0.0	0.0	4.0	4.1	6.3	5.2	24.1	7.0	24.10
1978	20.4	16.2	16.2	12.2	7.3	0.0	0.0	0.0	7.3	2.1	10.4	10.2	20.40
1979	20.0	19.1	21.2	8.1	4.0	5.0	4.0	2.0	6.3	10.2	9.3	21.6	21.60
1980	12.3	21.3	26.6	20.4	2.0	0.0	0.0	5.1	10.3	10.2	4.0	17.1	26.60
1981	15.4	24.5	22.4	11.3	4.2	4.2	4.1	3.0	9.3		14.3	18.3	24.50
1982	24.6	14.2	26.4	17.5	10.0	4.0	1.0	4.0	6.3	8.3	12.0	9.2	26.40
1983	3.1	8.2		8.2	0.0	2.0	4.6	3.0	5.0	6.2	11.0	9.2	
1984	11.4							7.2	3.1	7.4	9.4	8.2	
1985	15.1	26.4	17.5	13.0	4.2	0.0	0.0	4.1	10.3	16.3	25.0	6.2	26.40
1986	7.4	12.2	12.7	11.6	4.2	0.0	2.1	2.1	2.0	2.1	4.2	4.3	12.70
1987	25.7	10.2	14.0	4.1	0.0	6.2	6.0	0.0	0.0	4.0		9.2	25.70
1988	12.9	18.8	27.9	10.7	2.0	0.0	0.0	0.0	2.3	5.0	6.0	16.6	27.90
1989	12.4	45.0	19.2	9.4	5.0	0.0	2.0	4.1	4.2	7.1	8.2	6.4	45.00
1990	9.4	24.0	5.2	14.6	4.2	13.2	0.0	3.0	6.4	6.2	16.0	23.4	24.00
1991	15.0	12.0	13.4	14.2	4.3	6.0	0.0	2.0	2.0	10.0	12.2	13.0	15.00
1992	21.0	9.2	9.4	9.0	0.0	22.0		8.2	4.0	14.0	23.5	12.8	23.50
1993	20.4	14.2	5.2	8.0	4.0	4.2	8.2	5.2	2.0	6.0	15.2	18.4	20.40
1994	25.0	17.4	17.4	8.2	5.3	0.0	0.0	0.0	6.4	24.0	6.0	28.4	28.40
1995	20.5	14.0	10.0	4.0	4.2	0.0	0.0	0.0	7.0	17.0	7.2	17.0	20.50
1996	20.0	16.3	13.4	16.3	4.1	0.0	0.0	6.2		19.2	31.5		31.50
1997			13.0	1.3	2.6	0.0	0.0	10.1	7.0	4.2	21.6	17.4	
1998	24.4	17.0	10.0	6.1	2.2	2.1	0.0	0.5	13.5	13.7	17.7	11.0	24.40
1999	12.4	27.7	9.5	9.2	4.9		2.1	0.0	5.5	7.5	10.1	17.1	27.70
2000	36.6	18.0	12.5	1.8	2.9	2.0	0.0	1.0	2.9	9.1	6.9	13.5	36.60
2001	26.2	23.1	18.4	11.2	5.7	0.0	12.8	2.8	2.8	21.8	14.6	17.7	26.20
2002	17.0	25.0	21.5	11.6	4.2	3.1	20.6	2.9	4.1	7.6	25.8	27.5	27.50
2003	18.1	15.7	19.5	6.5	1.5	6.8	0.0	12.6	3.5	10.9	5.6	28.8	28.80
2004	23.7	19.6	17.2	4.8	1.2	6.4	7.2	5.9	10.2	20.3	14.2	25.2	25.20
2005	23.0	11.0	18.0	13.5	0.0	0.0	1.5	2.0	1.7	3.8	14.1	9.2	23.00
2006	21.5	17.8	20.0	13.0	0.0	30.0	0.0	5.4	2.5	9.8	11.3	29.0	30.00
2007	20.9	13.2	28.1	15.5	3.4	0.0	1.4	0.0	2.9	10.3	19.7	20.6	28.10
2008	22.6	38.7	17.6	2.8	3.3	2.8	0.3	2.0	3.8	12.2	25.9	30.4	38.70
2009	26.8	19.8	21.3	8.6	0.2	0.0	1.0	0.4	14.9	3.0	38.3	21.0	38.30
2010	30.6	26.4	20.6	2.5	5.0	1.1	1.4	5.2	1.0	14.4	10.8	39.2	39.20
2011	24.3	33.6	24.8	7.8	5.3	6.0	4.9	0.4	7.3	7.4	19.3	17.2	33.60
2012	15.0	29.1	8.8	6.0	0.6	0.5	0.8	0.5	10.2	4.0	27.2	29.3	29.30
2013	20.6	22.6	19.8	7.5	5.8	3.8	2.5	10.8	2.2	17.6	15.3	36.6	36.60
2014	19.0	11.8	11.5	21.0	6.2	0.0	0.8	1.2	10.2	17.9	3.3	16.4	21.00
2015	15.1	10.2	9.2		9.3	0.0	26.8	3.6	8.2	5.2	6.2	15.3	26.80
2016		20.2	10.2		22.5		5.3	0.0	7.7	14.0	6.8	25.0	
2017	14.8	10.8	27.0	25.6	3.2	3.2	0.8	3.6	3.3	5.5	11.5	9.2	27.00
2018	26.5	26.6	19.4	10.0	2.0	8.5	7.5	9.0	5.2	14.1	20.3	10.5	26.60
2019	27.0	12.3	26.7	7.4	8.5	0.3	3.0	0.0	1.8	13.6	18.6	13.2	27.00
2020	23.0	11.0				0.4	0.9	0.0	0.1		10.3		

Anexo 3: Parámetros Morfológicos de la Cuenca

1. Datos de la cuenca:

Nombre de la cuenca o microcuenca:

Cuenca Tarai

Sector:

Distrito:

Taray

Provincia:

Calca

Departamento:

Cusco

2. Area

Area de la cuenca:	A=	90821718.750 m ²
Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²

3. Perímetro

Perímetro de cuenca:	P=	63800 m
Perímetro de cuenca:	P=	63.800 km

4. Forma de la cuenca

4.1. Índice de compacidad o coeficiente de Gravelius (K_c)

Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
Perímetro de cuenca:	P=	63.800 km
<i>Coeficiente de gravelius:</i>	K_c =	<i>1.888</i>

4.2. Factor de forma adimensional de Horton (F)

Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
Longitud de recorrido del cauce principal:	L_r =	20743.302 m
Longitud de recorrido del cauce principal:	L_r =	20.743 km
<i>Factor de forma adimensional de Horton:</i>	F =	<i>0.211</i>

4.3. Coeficiente de forma (K_f)

Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
Longitud axial de la cuenca:	L_a =	14691.892 m
Longitud axial de la cuenca:	L_a =	14.692 km
<i>Coeficiente de forma:</i>	K_f =	<i>0.421</i>

4.4. Relación de elongación (R_e)

Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
Longitud axial de la cuenca:	L_a =	14.692 km
<i>Relación de elongación:</i>	R_e =	<i>0.732</i>

4.5. Relación de circularidad (R_{ci})

Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
Perímetro de cuenca:	P=	63.800 km
Relación de circularidad:	R_{ci} =	0.280

4.4. Rectángulo Equivalente

Coefficiente de compacidad:	Kc=	1.888
Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
Lado mayor del rectángulo equivalente:	L=	28.740 km
Lado menor del rectángulo equivalente:	l=	3.160 km

Procesamos la información correspondiente a los áreas entre las curvas de nivel:

Cuadro Nro. A.1.1: Datos para ploteo de rectángulo equivalente

	Cota i	Cota f	Area (Ai) m ²	Longitud (Li) km
1	3014.00	3100.00	491875.00	0.156
2	3100.00	3200.00	460625.00	0.146
3	3200.00	3300.00	760781.25	0.241
4	3300.00	3400.00	947031.25	0.300
5	3400.00	3500.00	1330937.50	0.421
6	3500.00	3600.00	2181250.00	0.690
7	3600.00	3700.00	9541875.00	3.019
8	3700.00	3800.00	11253750.00	3.561
9	3800.00	3900.00	12545468.75	3.970
10	3900.00	4000.00	11804218.75	3.735
11	4000.00	4100.00	11369531.25	3.598
12	4100.00	4200.00	8939218.75	2.829
13	4200.00	4300.00	10730781.25	3.396
14	4300.00	4400.00	6732656.25	2.130
15	4400.00	4500.00	1552812.50	0.491
16	4500.00	4567.00	178906.25	0.057
			90821718.75	28.740

Fuente: Elaboración propia

4.5. Curva Hipsométrica y Polígono de Frecuencias

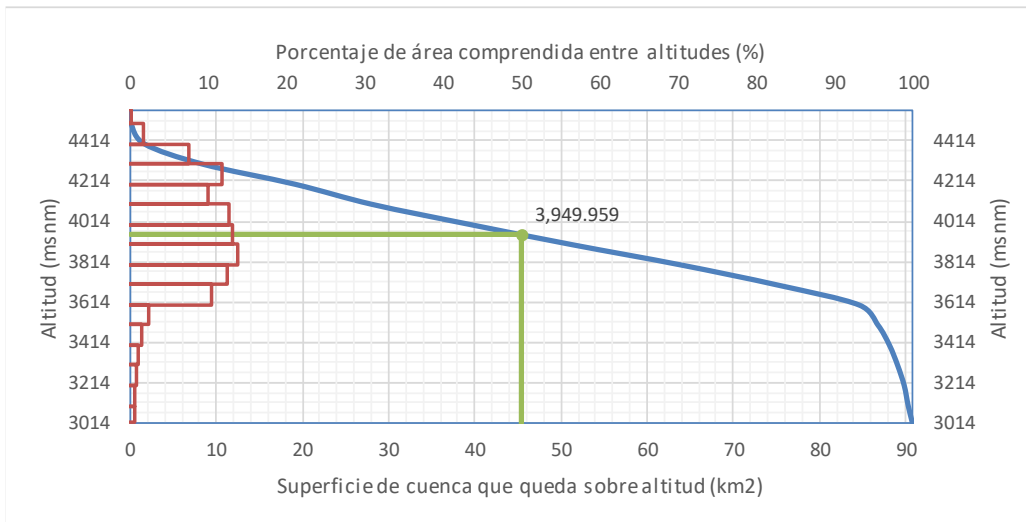
Cuadro Nro. A.1.2: Datos para ploteo de curva hipsométrica y polígono de frecuencias

	Altitud (msnm)	Areas parciales (km ²)	Areas acumuladas (km ²)	Areas que quedan sobre altitudes (km ²)	Porcentaje del total (%)	Porcentaje del total que queda sobre la altitud (%)
1	3014.00	0.00	0.00	90.82	0.000	100.000
2	3100.00	0.49	0.49	90.33	0.542	99.458
3	3200.00	0.46	0.95	89.87	0.507	98.951
4	3300.00	0.76	1.71	89.11	0.838	98.114
5	3400.00	0.95	2.66	88.16	1.043	97.071
6	3500.00	1.33	3.99	86.83	1.465	95.605

7	3600.00	2.18	6.17	84.65	2.402	93.204
8	3700.00	9.54	15.71	75.11	10.506	82.698
9	3800.00	11.25	26.97	63.85	12.391	70.307
10	3900.00	12.55	39.51	51.31	13.813	56.493
11	4000.00	11.80	51.32	39.50	12.997	43.496
12	4100.00	11.37	62.69	28.13	12.519	30.978
13	4200.00	8.94	71.63	19.20	9.843	21.135
14	4300.00	10.73	82.36	8.46	11.815	9.320
15	4400.00	6.73	89.09	1.73	7.413	1.907
16	4500.00	1.55	90.64	0.18	1.710	0.197
17	4567.00	0.18	90.82	0.00	0.197	0.000
		90.82			100.000	

Fuente: Elaboración propia

Gráfico Nro. A.1.1: Curva hipsométrica, polígono de frecuencias y altitud media



Fuente: Elaboración propia

4.6. Altitud media de la cuenca

Altitud media de la cuenca: Altm= 3949.959 m

4.7. Altitud más frecuente

Altitud más frecuente: Alt f= 3900.000 m

5. Pendiente de la cuenca

5.1. Criterio de Alvord

Desnivel constante entre las curvas de nivel: D= 25.000 m

Desnivel constante entre las curvas de nivel: D= 0.025 km

Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca: Lcn= 1505112.338 m

Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca: Lcn= 1505.112 km

Area de la cuenca: A= 90.822 km²

Pendiente de la cuenca: Sc1= 0.414 km/km

5.2. Criterio de Rectángulo Equivalente

Desnivel total (cota en la parte más alta - cota en la estación de aforo):	D=	1553.000 m
Desnivel total (cota en la parte más alta - cota en la estación de aforo):	D=	1.553 km
Lado mayor del rectángulo equivalente:	L=	28.740 km
<i>Pendiente de la cuenca:</i>	<i>Sc2=</i>	<i>0.054 km/km</i>

5.3. Criterio utilizado por ArcGis

<i>Pendiente de la cuenca:</i>	<i>Sc3=</i>	<i>0.411 km/km</i>
--------------------------------	-------------	--------------------

Resumen pendiente de la cuenca (criterio adoptado):			
	Criterio		
Criterio de Alvord:	No	<i>Sc1=</i>	<i>km/km</i>
Criterio del Rectángulo Equivalente:	No	<i>Sc2=</i>	<i>km/km</i>
Criterio de ArcGis:	Si	<i>Sc3=</i>	<i>0.411 km/km</i>
<i>Pendiente de la cuenca:</i>		<i>Sc=</i>	<i>0.411 km/km</i>

6. Pendiente del cauce

6.1. Método de la Pendiente Uniforme

Cota del punto mas alto del cauce:	Cota1=	4324.000 m
Cota del punto mas bajo del cauce:	Cota2=	3014.000 m
Diferencia de cotas entre los extremos:	H=	1310.000 m
Diferencia de cotas entre los extremos:	H=	1.310 km
Longitud del cauce más largo:	Lp=	20.743 km
<i>Pendiente media del cauce principal:</i>	<i>Sp1=</i>	<i>0.063 km/km</i>

6.2. Método de la Compensación de Areas

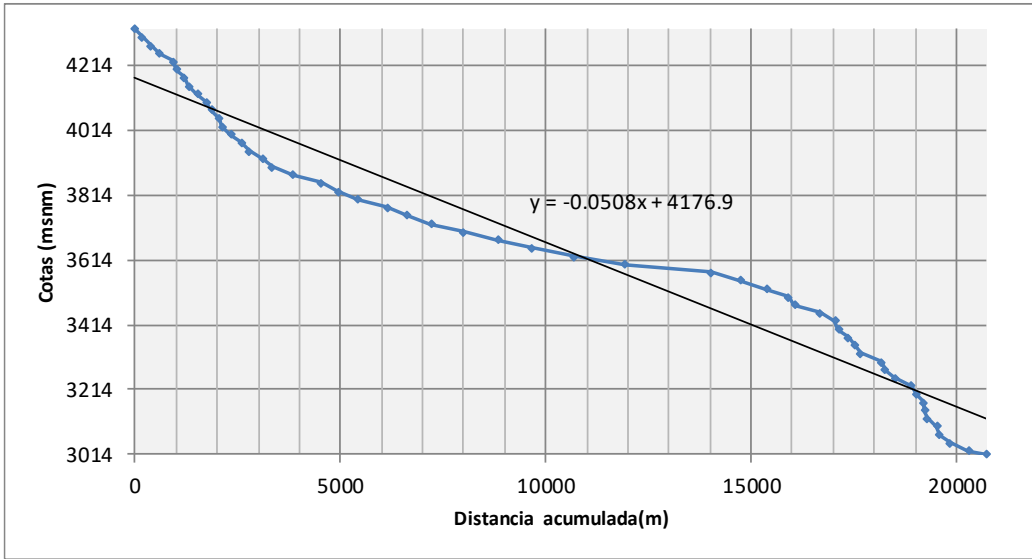
Cuadro Nro. A.1.3: Datos para ploteo de pendiente del cauce

Tramo	Distancia (m)	Distancia acumulada (m)	Cota (msnm)
		0.000	4324.00
1	165.52	165.52	4300.00
2	212.00	377.52	4275.00
3	216.66	594.18	4250.00
4	332.99	927.18	4225.00
5	79.82	1007.00	4200.00
6	188.32	1195.31	4175.00
7	92.86	1288.17	4150.00
8	222.49	1510.66	4125.00
9	223.64	1734.30	4100.00
10	118.76	1853.06	4075.00
11	191.49	2044.55	4050.00
12	58.82	2103.38	4025.00

13	218.50	2321.88	4000.00
14	263.47	2585.34	3975.00
15	195.53	2780.87	3950.00
16	331.57	3112.45	3925.00
17	222.99	3335.44	3900.00
18	510.26	3845.70	3875.00
19	683.97	4529.66	3850.00
20	404.12	4933.78	3825.00
21	492.72	5426.50	3800.00
22	697.06	6123.56	3775.00
23	510.52	6634.09	3750.00
24	556.77	7190.86	3725.00
25	811.22	8002.08	3700.00
26	817.64	8819.73	3675.00
27	829.04	9648.77	3650.00
28	1029.88	10678.65	3625.00
29	1240.43	11919.08	3600.00
30	2112.38	14031.46	3575.00
31	689.80	14721.26	3550.00
32	652.48	15373.74	3525.00
33	524.23	15897.96	3500.00
34	160.94	16058.90	3475.00
35	619.95	16678.85	3450.00
36	353.57	17032.42	3425.00
37	92.96	17125.38	3400.00
38	243.13	17368.51	3375.00
39	163.54	17532.05	3350.00
40	118.76	17650.81	3325.00
41	519.50	18170.31	3300.00
42	85.72	18256.02	3275.00
43	239.53	18495.55	3250.00
44	396.35	18891.90	3225.00
45	144.90	19036.80	3200.00
46	157.23	19194.03	3175.00
47	27.81	19221.85	3150.00
48	62.74	19284.58	3125.00
49	225.68	19510.26	3100.00
50	84.63	19594.90	3075.00
51	248.54	19843.44	3050.00
52	453.26	20296.70	3025.00
53	446.61	20743.30	3014.00

Fuente: Elaboración propia

Gráfico Nro. A.1.2: Compensación de áreas para pendiente de cauce



Pendiente media del cauce principal:

$S_p = 0.0508 \text{ m/m}$

6.3. Ecuación de Taylor y Schwarz

Cuadro Nro. A.1.4: Procesamiento datos método de Taylor y Schwarz

Tramo	Distancia L (m)	Pendiente S (m/m)	$\frac{1}{S^2}$	$\frac{L}{\frac{1}{S^2}}$
1	165.52	0.14500	0.38079	434.68
2	212.00	0.11792	0.34340	617.35
3	216.66	0.11539	0.33969	637.82
4	332.99	0.07508	0.27400	1215.30
5	79.82	0.31320	0.55965	142.63
6	188.32	0.13276	0.36436	516.85
7	92.86	0.26924	0.51888	178.95
8	222.49	0.11236	0.33521	663.75
9	223.64	0.11179	0.33434	668.90
10	118.76	0.21051	0.45881	258.85
11	191.49	0.13056	0.36132	529.97
12	58.82	0.42500	0.65192	90.23
13	218.50	0.11442	0.33826	645.96
14	263.47	0.09489	0.30804	855.30
15	195.53	0.12786	0.35757	546.82
16	331.57	0.07540	0.27459	1207.53
17	222.99	0.11211	0.33483	665.99
18	510.26	0.04899	0.22135	2305.23
19	683.97	0.03655	0.19118	3577.53
20	404.12	0.06186	0.24872	1624.77
21	492.72	0.05074	0.22525	2187.40
22	697.06	0.03586	0.18938	3680.76
23	510.52	0.04897	0.22129	2307.04

24	556.77	0.04490	0.21190	2627.52
25	811.22	0.03082	0.17555	4621.06
26	817.64	0.03058	0.17486	4676.03
27	829.04	0.03016	0.17365	4774.10
28	1029.88	0.02427	0.15580	6610.15
29	1240.43	0.02015	0.14197	8737.49
30	2112.38	0.01183	0.10879	19417.27
31	689.80	0.03624	0.19037	3623.39
32	652.48	0.03832	0.19574	3333.35
33	524.23	0.04769	0.21838	2400.53
34	160.94	0.15534	0.39413	408.33
35	619.95	0.04033	0.20081	3087.22
36	353.57	0.07071	0.26591	1329.67
37	92.96	0.26892	0.51858	179.27
38	243.13	0.10283	0.32067	758.19
39	163.54	0.15287	0.39098	418.28
40	118.76	0.21051	0.45882	258.83
41	519.50	0.04812	0.21937	2368.16
42	85.72	0.29166	0.54006	158.72
43	239.53	0.10437	0.32307	741.43
44	396.35	0.06308	0.25115	1578.12
45	144.90	0.17253	0.41537	348.85
46	157.23	0.15900	0.39875	394.31
47	27.81	0.89886	0.94808	29.34
48	62.74	0.39850	0.63126	99.38
49	225.68	0.11077	0.33283	678.08
50	84.63	0.29539	0.54350	155.72
51	248.54	0.10059	0.31715	783.67
52	453.26	0.05516	0.23485	1929.95
53	446.61	0.02463	0.15694	2845.71
Σ	20743.30		Σ	104931.71

Fuente: Elaboración propia

Pendiente media del cauce principal:

$Sp3=$

0.039 m/m

Resumen pendiente del cauce (criterio adoptado):

	Criterio		
Criterio de la Pendiente Uniforme:	No	$Sp1=$	km/km
Criterio de Compensación de Areas:	No	$Sp2=$	km/km
Criterio de Taylor y Schwarz:	Si	$Sp3=$	0.039 km/km
<i>Pendiente media del cauce principal:</i>		$Sp=$	0.039 km/km

7. Características de la red de drenaje

7.1. Densidad de drenaje

Sumatoria de las longitudes de los cauces:	$\Sigma Lc=$	73024.336 m
Sumatoria de las longitudes de los cauces:	$\Sigma Lc=$	73.024 km
Area de la cuenca:	A=	90.822 km ²
<i>Densidad de drenaje:</i>	<i>Dd=</i>	<i>0.804 km/km²</i>

7.2. Extensión media del escurrimiento

Densidad de drenaje:	Dd=	0.804 km/km ²
<i>Extensión media del escurrimiento:</i>	<i>Lm=</i>	<i>0.311 km</i>

8. Tiempo de concentración

8.1. Fórmula de Kirpich

Longitud de recorrido del cauce principal:	Lp=	20743.302 m
Pendiente media del cauce principal:	Sp=	0.039 m/m
<i>Tiempo de concentración:</i>	<i>tc1=</i>	<i>143.263 min</i>