

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**“Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica del
flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de
drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025”**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Ismael FLORES MENDEZ

ASESOR:

MSc. Ing. Edward LEÓN PALACIOS

AYACUCHO - PERÚ

2025

Resumen

Los recientes eventos de inundaciones en el Perú han evidenciado deficiencias críticas en los estudios hidrológicos y el diseño de obras de arte vial, resultando en el colapso de infraestructuras y poniendo en riesgo la seguridad pública. Ante esta problemática, la presente investigación plantea la siguiente interrogante: ¿Cómo influye la morfometría de la cuenca en la dinámica del flujo superficial mediante el modelamiento hidrológico para el diseño del puente Puncupata?

El estudio es de nivel explicativo, orientado a determinar la relación causal entre los parámetros físicos de la cuenca y su respuesta hidrológica. Se empleó un diseño de investigación no experimental de corte transversal, recolectando datos geoespaciales y pluviométricos en un periodo único. Para validar los resultados, se evaluaron comparativamente cinco subcuencas (Puncupata, Cangallo, Ayacucho), analizando cómo variables como el área y la forma condicionan el tránsito de avenidas.

Los hallazgos demuestran una correlación directa entre la caracterización morfométrica y la magnitud de los caudales pico. Se observó que la cuenca Llachocniyocc, con un área menor de $5,9 \text{ km}^2$, genera un caudal pico de $8,2 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que la cuenca de Pillpicancha ($95,5 \text{ km}^2$) experimenta un caudal de $139 \text{ m}^3/\text{s}$. Estos datos confirman que la configuración geométrica de la unidad hidrográfica es el determinante principal en la dinámica del flujo superficial.

Se concluye que el diseño hidráulico y geométrico del puente Puncupata, fundamentado en el modelamiento hidrológico basado en morfometría, garantiza una estructura resiliente y segura. El estudio cumple estrictamente con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), aportando un modelo técnico replicable para la ingeniería de puentes en zonas vulnerables.

Palabras clave: Morfometría, Dinámica de flujo superficial, Modelación hidrológica, diseño de puentes, MTC.

Abstract

Recent flooding events in Peru have exposed critical deficiencies in hydrological studies and the design of road infrastructure, resulting in structural collapses and threats to public safety. In response to this issue, this research addresses the following question: How does basin morphometry influence surface flow dynamics through hydrological modeling for the design of the Puncupata Bridge?

The study is conducted at an explanatory level, aimed at determining the causal relationship between the physical parameters of the basin and its hydrological response. A non-experimental, cross-sectional research design was employed, collecting geospatial and rainfall data within a single period. To validate the results, five sub-basins (Puncupata, Cangallo, Ayacucho) were comparatively evaluated, analyzing how variables such as area and shape condition flood routing. The findings demonstrate a direct correlation between morphometric characterization and the magnitude of peak flows. It was observed that the Llachocniyocc basin, with a smaller area of 5.9 km², generates a peak flow of 8.2 m³/s, while the Pillpicancha basin (95.5 km²) experiences a flow of 139 m³/s. These data confirm that the geometric configuration of the hydrographic unit is the primary determinant in surface flow dynamics.

It is concluded that the hydraulic and geometric design of the Puncupata Bridge, based on morphometric hydrological modeling, ensures a resilient and safe structure. The study strictly complies with the Hydrology, Hydraulics, and Drainage Manual of the Ministry of Transport and Communications (MTC), providing a replicable technical model for bridge engineering in vulnerable areas.

Palabras clave: Morphometry, Surface flow dynamics, Hydrological modeling, Bridge design MTC.

Introducción

La infraestructura vial en el Perú enfrenta actualmente un desafío crítico debido a la creciente intensidad y frecuencia de eventos hidrometeorológicos extremos. Los recientes episodios de inundaciones a nivel nacional han evidenciado una vulnerabilidad estructural alarmante, dejando al descubierto diseños hidrológicos e hidráulicos que han resultado insuficientes ante la realidad climática actual. Deficiencias en el cálculo de los gálidos, subestimación de caudales de diseño y una inadecuada ubicación de los estribos no solo comprometen la vida útil de los puentes, sino que representan una amenaza directa a la integridad física de los usuarios y a la conectividad socioeconómica del país.

Bajo este contexto, la presente investigación sostiene que la caracterización morfométrica precisa de las cuencas es el pilar fundamental para un modelamiento hidrológico robusto. El estudio se centra en el puente Puncupata, proponiendo una metodología que integra la geomorfología y la hidrodinámica para optimizar el diseño de infraestructuras resilientes.

A continuación, se presenta la estructura de la tesis organizada en los siguientes capítulos:

- ❑ **Capítulo 1: Planteamiento del problema.** Contextualiza la problemática de las inundaciones en el país y su impacto en la infraestructura vial. Se definen las interrogantes de investigación, los objetivos y la hipótesis, centrados en cómo los parámetros físicos de la cuenca determinan la magnitud de las avenidas extremas que afectan al puente Puncupata.
- ❑ **Capítulo 2: Marco Teórico.** Desarrolla el sustento científico sobre geomorfología hidrológica y dinámica de fluidos. Se analizan las variables de morfometría (índices de forma, relieve y drenaje) y los principios de la hidrología superficial, estableciendo la base conceptual para el uso de modelos lluvia-escurrimiento y la normativa de diseño del MTC.
- ❑ **Capítulo 3: Metodología de Investigación.** Describe un enfoque cuantitativo y aplicado de nivel explicativo. Se detalla el uso de ArcGIS para la delimitación de cuencas, el software HEC-4 para el tratamiento de datos pluviométricos y el método del Número de Curva (SCS) para la generación de caudales de diseño. El diseño es no experimental de corte transversal, recolectando datos en un periodo único para su procesamiento.
- ❑ **Capítulo 4: Análisis de resultado de la investigación.** Presenta los hallazgos del modelamiento hidrológico en HEC-HMS y el tránsito de avenidas. Se comparan los indicadores de cinco subcuencas, demostrando cómo el área y la pendiente influyen en el caudal pico

(Q_p) . Además, se detallan los resultados de la simulación hidráulica en HEC-RAS para la determinación del gálibo óptimo.

- ❑ **Conclusiones y recomendaciones.** Sintetiza los resultados en función de los objetivos trazados, validando la influencia de la morfometría en el diseño del puente. Se proponen directrices para mejorar la gestión de riesgos en proyectos viales y se establecen recomendaciones para futuras investigaciones en la región.
- ❑ **Referencias bibliográficas.** Incluye la bibliografía indexada.
- ❑ **Anexos.** Se anexa el sustento documental, tales como los polígonos de Thiessen, curvas IDF, hietogramas de diseño, la cartografía temática generada durante la investigación y los diferentes mapas telemáticos.

Dedicatoria

A nuestro Señor Jesucristo por permitirme avanzar en las sendas de su camino.

A mi madre, Luisa Méndez Quispe, y a mi padre, Mauro Alejandro Flores Vega, por su apoyo constante, incondicional y lleno de cariño a lo largo de toda mi formación académica, desde los primeros pasos hasta la culminación de esta investigación. Su respaldo ha sido fundamental, y por ello les estaré eternamente agradecido, ya que han sido el motor que impulsa mi vida y la razón por la que sigo avanzando con determinación hacia mis sueños.

A mis hermanos Raymundo, David, Manuel y Jorge, y a mis hermanas Leonilda, Elena y Carolina, por su apoyo constante y desinteresado, y por acompañarme incansablemente en el camino hacia el logro de mis objetivos.

Agradecimiento

Agradezco a mi alma mater, la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por acogerme y acompañarme durante toda mi vida estudiantil; a la Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil, así como a toda la comunidad universitaria, por haber sido parte fundamental de mi formación y de mi vida.

A mi asesor, el Msc. Ing. Edward León Palacios, por su valioso apoyo en el desarrollo de la presente investigación, así como por la motivación constante, las orientaciones, sugerencias y el acompañamiento técnico brindado, los cuales fueron fundamentales para la culminación satisfactoria de este trabajo.

A los jurados, el Msc. Ing. Jaime Leonardo Bendezú Prado y el Msc. Ing. Juan Luis Taipe Carrasco, por la revisión minuciosa y las valiosas correcciones realizadas al presente trabajo, las cuales permitieron fortalecer y mejorar aspectos específicos de la investigación.

Agradezco el apoyo incondicional de colegas y amigos que colaboraron en la elaboración tipográfica en LaTeX, en la complementación de programas para el modelamiento de la investigación y en el suministro de información valiosa para el procesamiento de datos, como los provenientes de las estaciones hidrometeorológicas, entre otras fuentes relevantes que contribuyeron al desarrollo del presente estudio.

*Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga
Ayacucho, 2025*

Bach. FLORES MENDEZ, Ismael

Índice general

Resumen	II
Abstract	III
Introducción	IV
Dedicatoria	VI
Agradecimientos	VII
Índice general	VIII
Índice de Tablas	XV
Índice de Imágenes	XIX
Glosario	XXIV
Acrónimos	XXVI
Símbolos	XXVII
1 Planteamiento del Problema	1
1.1 Descripción de Problema	1
1.2 Delimitación del problema	1
1.2.1 Espacial	1
1.2.2 Delimitación de la cuenca del puente Puncupata	3
1.2.3 Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Puncupata	5
1.2.4 Temporal	6
1.2.5 Temática y unidad de análisis	6
1.3 Formulación del problema	6

1.3.1	Problema General	6
1.3.2	Problemas Específicos	6
1.4	Justificación	7
1.5	Importancia	7
1.6	Limitaciones o restricciones	8
1.7	Objetivos	9
1.7.1	Objetivo General	9
1.7.2	Objetivos Específicos	9
2	Marco Teórico	10
2.1	Antecedentes de la investigación	10
2.1.1	Antecedentes Internacionales	10
2.1.2	Antecedentes Nacionales	11
2.2	Bases teóricas	11
2.2.1	Parámetros morfométricos	11
2.2.1.1	Parámetro de forma	11
2.2.1.2	Parámetros de relieve	12
2.2.1.3	Parámetros de la red hidrográfica de la cuenca	14
2.2.1.4	Tiempo de Concentración	16
2.2.2	Proceso de escorrentía	17
2.2.2.1	Escorrentía directa	17
2.2.2.2	Coeficiente de escorrentía	17
2.2.2.3	Método SCS número de curva(CN)	18
2.2.2.4	Obtención de caudal por hidrograma unitario SCS	23
2.2.3	Dinámica de flujo superficial	30
2.2.3.1	Formación del flujo superficial	30
2.2.3.2	Tipos de flujo superficial	31
2.2.3.3	Factores que influyen en la dinámica del flujo superficial	31
2.2.4	Modelación hidráulico	31
2.2.4.1	Ecuación de continuidad	31
2.2.4.2	Ecuación de Saint-Venant (flujo no permanente)	31
2.2.4.3	Flujo subcrítico versus supercrítico	35
2.2.4.4	Caso de fricción horizontal	36

2.2.4.5	Calibración del modelo de Saint Venant	37
2.2.4.6	Soluciones de flujo constante	37
2.2.5	Relación morfometría- escurrimiento superficial	37
2.3	Bases conceptuales	38
2.3.1	Cuenca hidrográfica	38
2.3.2	Morfometría	38
2.3.3	Escurrecimiento	38
2.3.4	Caudal pico	38
2.3.5	Tiempo pico	39
2.3.6	Tiempo de concentración	39
2.3.7	Tiempo de retorno	39
2.3.8	Hietograma	39
2.3.9	Hidrograma	40
2.3.10	Caudal	41
2.3.11	Caudal de diseño	41
2.3.12	Modelamiento hidrológico	41
2.3.13	Modelamiento hidráulico	41
2.4	Bases legales	42
2.4.1	Ley N° 29338–Ley de Recursos Hídricos	42
2.4.2	Ley de Recursos Hídricos (D.S. N.° 001-2010-AG)	42
2.4.3	Manual de hidrología, hidráulica del MTC	42
2.4.4	Ley N.° 28611– Ley General del Ambiente	42
2.4.5	Directiva N°002-2021 CENEPRED-DGP	42
2.4.6	Reglamento de la Ley 29338 del ANA	43
2.4.7	Manual de Hidrometría (SENAMHI-2013)	43
2.4.8	EM1110-2-1417– Flood-Runoff Analysis	43
2.4.9	HEC-HMS(Hydrologic Modeling System)	43
3	Método de la Investigación	44
3.1	Enfoque	44
3.2	Alcance	44
3.3	Diseño de investigación	44
3.4	Población y muestra	44

3.4.1	Población	44
3.4.2	Muestra	44
3.5	Hipótesis	45
3.5.1	Hipótesis General	45
3.5.2	Hipótesis Específicos	45
3.6	Operacionalización de variables, definición conceptual	45
3.6.1	Variables e indicadores	46
3.7	Técnicas e instrumentos	46
3.7.1	Técnicas	46
3.7.2	Instrumentos	47
3.8	Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información	47
3.9	Desarrollo de la investigación- Hidrología	47
3.9.1	Ubicación del proyecto (Puente Puncupata)	49
3.9.2	Descripción de la situación actual del proyecto	52
3.9.3	Planteamiento y sustento del puente proyectado	57
3.9.4	Planteamiento de Luz, altura y niveles de socavación, galibo	59
3.10	Estudio hidrográfico de la cuenca Puncupata	60
3.10.1	Delimitación de la cuenca	60
3.10.2	Parámetros fisiográficos de la cuenca	67
3.10.2.1	Clasificación de los Parámetros Fisiográficos	67
3.10.2.2	Resultados de los parámetros fisiológicos para la Cuenca de Estudio	73
3.10.3	Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca	74
3.10.3.1	Clasificación de Parámetros Morfológicos	74
3.10.3.2	Metodología de Cálculo	75
3.10.4	Tiempo de concentración (T_c)	79
3.10.5	Resultados Esperados	79
3.11	Evaluación de la información hidrológica	81
3.11.1	Estaciones meteorológicas disponibles en la red del SENAMHI	81
3.11.2	Método del Polígono de Thiessen	82
3.11.3	Obtención de los polígono de Thiessen con ArcGIS	83
3.11.4	Información Pluviométrica	86
3.11.5	Completación de datos faltantes de los registros históricos de las estaciones	89
3.11.6	Análisis de consistencia	99

3.11.7	Análisis de consistencia de datos de una serie hidrológica	99
3.11.7.1	Análisis Doble Masa (Curva de Doble Masa o Gráfico de Doble Acumulación)	100
3.11.8	Procesamiento de series hidrológicas	100
3.11.9	Pruebas de ajustes de bondad	102
3.11.9.1	Método de Chi-cuadrado	102
3.11.9.2	Método de Kolmogorov-Smirnov	102
3.11.10	Curvas I-D-F y Número de curva	105
3.11.10.1	Obtención de las curvas I-D-F	105
3.11.10.2	Obtención de “Pd” por Dick y Peskle	107
3.11.10.3	Obtención de las curvas I-D-F	108
3.11.10.4	Obtención de número de curvas para el puente Puncupata	112
3.11.11	Periodos de retorno para el cálculo de avenidas	113
3.11.12	Hietogramas de diseño para diferentes tiempos de retorno	115
3.11.13	Obtención del tiempo de concentración	120
3.11.13.1	Método de Kirpich	120
3.11.13.2	Método de California Culverts Practice	120
3.11.13.3	Método Racional Modificado, o ecuación de Témez	121
3.11.13.4	Método de Bransby-Williams	121
3.11.14	Análisis de caudales de diseño	121
3.11.14.1	Método SCS número de curva(CN)	122
3.12	Ingreso de Datos al HEC-HMS para Cálculo del Caudal de Diseño	125
3.12.1	Modelamiento para periodo de retorno de 140 años	125
3.12.2	Caudal de diseño obtenido con el Software HEC-HMS	127
3.13	Hidráulica- Descripción de los aspectos generales	131
3.13.1	Características topográficas	131
3.13.2	Nivel máximo y ordinario del río y tipo de flujo	134
3.13.3	Pendiente del río en el punto de aforo	135
3.14	Parámetros hidráulicos	136
3.14.1	Granulometría en el lecho del río	136
3.14.2	Estimación de los coeficientes de rugosidad	139
3.15	Parámetros Geométricos y Niveles Críticos de Diseño	143
3.15.1	Parámetros Geométricos	143

3.16	Modelamiento hidráulico para la determinación del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.) y el galibo	145
3.16.1	Modelamiento hidráulico del cauce con estructura de puente	145
3.16.2	Determinación del Borde Libre (Galibo) del Puente	147
3.17	Análisis multivariado de secciones transversales en el modelo HEC-RAS con puente	149
3.17.1	Determinación del galibo mediante modelación HEC-RAS para TR = 140 años	149
3.17.2	Distribución de velocidades para tiempo de retorno T = 140 años	150
3.17.3	Altura del puente según en modelamiento	151
3.17.4	Determinación de las profundidades de socavación	154
3.17.4.1	Socavación	154
3.17.4.2	Método de cálculo de socavación general	156
3.17.4.3	Socavación general en el cauce del río para tiempo de retorno TR= 140 años	159
3.17.4.4	Socavación local al pie de la estructura de apoyo	160
3.17.4.5	Socavación local del estribo para tiempo de retorno TR= 140 años	161
3.18	Resultados de socavación local en estribo	162
4	Análisis de Resultados	164
4.1	Análisis e interpretación de la morfometría de las subcuencas	164
4.1.1	Morfometría y dinámica de flujo superficial para la cuenca Occochaca . . .	164
4.1.1.1	Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Occochaca . .	165
4.1.1.2	Hidrograma generado para el caudal pico	166
4.1.2	Morfometría y dinámica de flujo superficial para la cuenca Pillpichaca . . .	168
4.1.2.1	Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Pillpichaca . .	170
4.1.2.2	Hidrograma generado para el caudal pico	172
4.1.3	Morfometría y dinámica del flujo superficial para la cuenca Llama Cancha Huayco	175
4.1.3.1	Parámetros morfométricos de la cuenca del puente LLama Cancha Huaycco	176
4.1.3.2	Hidrograma generado del caudal pico para la cuenca Llama Cancha Huayco	177
4.1.4	Morfometría y dinámica de flujo superficial para cuenca LLachocniyocc .	179

4.1.4.1	Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Llachocniyocc	180
4.1.4.2	Hidrograma generado para el caudal pico	181
4.1.5	Morfometría y dinámica de flujo superficial para la cuenca Puncupata . . .	184
4.1.5.1	Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Puncupata . .	184
4.1.5.2	Hidrograma generado para el caudal pico de la cuenca Puncupata	186
4.1.6	Galibo determinado para para periodo de retor de $T = 140$ años	189
4.1.7	Distribución de velocidades obtenidos para tiempo de retorno $T = 140$ años	190
4.1.8	Altura del puente según en modelamiento	192
4.1.9	Tabla de comparación de morfometría y dinámica de flujo	194
4.2	Pruebas Estadísticas para la Validación de Hipótesis (SPSS)	195
4.2.0.1	Estadísticos descriptivos	195
5	CONCLUSIONES	197
5.1	Conclusiones	197
	Referencias Bibliográficas	198
	ANEXO A	201
	ANEXO B	204

Índice de Tablas

Tabla 1.1	Características Geomorfológicas de la Cuenca Pampas	4
Tabla 1.2	Características morfométricos de la Cuenca Puncupata	5
Tabla 2.1	Clasificación de terrenos según pendiente	14
Tabla 2.2	Condiciones antecedentes de humedad básica empleadas en el SCS	20
Tabla 2.3	Rangos para la clasificación de Condiciones de Humedad Antecedente (AMC)	21
Tabla 2.4	Clasificación de tipos de suelos según textura y permeabilidad	22
Tabla 2.5	Relación para dimensiones de hidrograma unitario y curva masa	24
Tabla 2.6	Ecuaciones para diferentes precipitaciones unitarias	28
Tabla 3.1	Operacionalización de variables, dimensiones e indicadores	46
Tabla 3.2	Cotas de niveles estructurales e hidráulicos del puente	59
Tabla 3.3	Clasificación de parámetros fisiográficos	67
Tabla 3.4	Longitud de cauces por orden hidrológico en la cuenca de estudio - Puncupata	71
Tabla 3.5	Clasificación de pendientes de cauce	72
Tabla 3.6	Parámetros fisiográficos calculados - Cuenca Puncupata	73
Tabla 3.7	Clasificación de parámetros morfológicos	74
Tabla 3.8	Intervalos altitudinales para curvas de nivel (equidistancia: 50 m)	76
Tabla 3.9	Análisis altimétrico del área de la cuenca Puncupata	77
Tabla 3.10	Resumen de los resultados de parámetros morfológicos - Cuenca Puncupata	79
Tabla 3.11	Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca Puncupata	80
Tabla 3.12	Caracterización completa de estaciones meteorológicas	83
Tabla 3.13	Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias mensuales y anuales incompletos de la Estación Allpachaca.	86

Tabla 3.14	Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Huancapi	87
Tabla 3.15	Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales completadas de la Estación Allpachaca	94
Tabla 3.16	Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Allpachaca	95
Tabla 3.17	Precipitación máxima diaria anual registrada (1966-2024)	99
Tabla 3.18	Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov-Smirnov de bondad de ajuste	103
Tabla 3.19	Análisis de frecuencia de precipitaciones máximas utilizando el programa IDF-Tormenta	106
Tabla 3.20	Precipitaciones máximas (mm) para diferentes duraciones y períodos de retorno	107
Tabla 3.21	Resumen de aplicación de regresión potencial para diferentes períodos de retorno	109
Tabla 3.22	Cálculo de los parámetros de regresión potencial para el modelo $d = K \cdot T^m$	110
Tabla 3.23	Intensidades de precipitación (mm/h) para diferentes períodos de retorno y duraciones en el puente de Puncupata	111
Tabla 3.24	Clasificación de tipos de suelo según textura y permeabilidad	113
Tabla 3.25	Descripción del Uso del Suelo y Valores Asociados al Grupo Hidrológico del Suelo	113
Tabla 3.26	Datos de intensidad y precipitación para análisis hietográfico para T= 50 años	116
Tabla 3.27	Datos de intensidad y precipitación para análisis hietográfico para T= 140 años	117
Tabla 3.28	Datos de intensidad y precipitación para análisis hietográfico para T= 500 años	118
Tabla 3.29	Resultados detallados de la simulación hidrológica – cuenca “Puncupata” (TR = 140 años)	129
Tabla 3.30	Composición granulométrica del lecho del río	137
Tabla 3.31	Diámetros característicos del material del lecho	138
Tabla 3.32	Coeficiente de rugosidad por Cowan	142

Tabla 3.33	Valores de coeficiente de rugosidad estimados mediante diferentes metodologías	143
Tabla 3.34	Niveles altimétricos para el diseño del puente Puncupata	145
Tabla 3.35	Resultados hidráulicos del puente Puncupata para TR = 140 años (aguas arriba y aguas abajo)	152
Tabla 3.36	Resultados hidráulicos por estación del eje Puncupata para TR = 140 años	153
Tabla 3.37	Nomenclatura de parámetros de socavación	155
Tabla 3.38	Nomenclatura de parámetros del método Lischtván-Levediev	156
Tabla 3.39	Coeficiente de contracción m del cauce	157
Tabla 3.40	Valores del exponente x para socavación	158
Tabla 3.41	Valores del parámetro b para socavación	159
Tabla 3.42	Datos de entrada para cálculo de socavación general	159
Tabla 3.43	Parámetros para socavación local en estribo izquierdo aguas arriba	161
Tabla 3.44	Datos para cálculo de socavación local en estribo margen derecha aguas arriba	162
Tabla 4.1	Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca del Puente Occochaca	166
Tabla 4.2	Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Occochaca	167
Tabla 4.3	Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca del Puente Pillpichaca	171
Tabla 4.4	Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Pillpichaca	172
Tabla 4.5	Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca del Puente	176
Tabla 4.6	Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Llama Cancha	177
Tabla 4.7	Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca Llachocnoyocc	180
Tabla 4.8	Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Llachocniyocc	182
Tabla 4.9	Características morfométricos de la Cuenca Puncupata	185

Tabla 4.10	Resultados detallados de la simulación hidrológica – cuenca “Puncupata” (TR = 140 años)	188
Tabla 4.11	Resultados hidráulicos del puente Puncupata para TR = 140 años (aguas arriba y aguas abajo)	192
Tabla 4.12	Resultados hidráulicos por estación del eje Puncupata para TR = 140 años	193
Tabla 4.13	Características morfométricas e hidrológicas comparativas de las cinco cuencas de estudio	195
Tabla 5.1	Matriz de consistencia	202
Tabla 5.2	Matriz de operacionalización de variables	203

Índice de Imágenes

Imagen 1.1	Mapa de Ubicación de la cuenca Puncupata	2
Imagen 1.2	Cuenca Pampas según la Autoridad Nacional del Agua (ANA)	3
Imagen 1.3	Delimitación de la cuenca Puncupata	3
Imagen 1.4	Ortofoto del Punto de interés o punto de aforo del puente Puncupata	4
Imagen 2.1	Formas de la cuenca y su influencia en el T_c	12
Imagen 2.2	Jerarquías de la red de drenaje	14
Imagen 2.3	Pendiente media del cauce	16
Imagen 2.4	Tasa de precipitación	19
Imagen 2.5	Tasa de precipitación	20
Imagen 2.6	Dimensiones de hidrogramas unitarios	23
Imagen 2.7	Hidrograma unitario adimensional del SCS	25
Imagen 2.8	Comparación de períodos: T_{base} en función de T_p	26
Imagen 2.9	Hidrograma - Relación entre Tiempo de Retorno y Tiempo al Pico	29
Imagen 2.10	Flujo de canal abierto	33
Imagen 2.11	Sección de canal abierto definido	34
Imagen 2.12	Características en flujo subcrítico y supercrítico	36
Imagen 2.13	Hietogramas de altura de pricipotación e intensidad	40
Imagen 2.14	Hidrograma de tormenta aislada y anual	40
Imagen 3.1	Ubicación de punto de aforo en el área de drenaje del puente Puncupata	50
Imagen 3.2	Mapa de ubicación de la cuenca Puncupata	51
Imagen 3.3	Inspección técnica del puente existente y trabajo de campo	52
Imagen 3.4	Medición de caudal mediante aforo en el río Puncupata	53
Imagen 3.5	Verificación del puente existente y trabajo de campo para recolección de datos	53
Imagen 3.6	Inspección de área de socavación y toma de datos del galibo	54

Imagen 3.7	Caracterización del régimen de flujo en el río	55
Imagen 3.8	Calicatas realizadas en los sectores aguas arriba y aguas abajo del puente	56
Imagen 3.9	Caracterización del régimen de flujo en el río	57
Imagen 3.10	Diseño geométrico en planta del puente proyectado y sus accesos	58
Imagen 3.11	Altura del puente y nivel de agua	59
Imagen 3.12	Obtención de base de datos de elevación digital de USGS de resolución espacial de 30 metros.	61
Imagen 3.13	Obtención de DEMs de ASF Data Search Vertex de resolución espacial de 12.5 metros	61
Imagen 3.14	Obtención de DEMs de Land Viewer de resolución espacial de 5 metros	62
Imagen 3.15	Identificación del área de drenaje de la cuenca Puncupata	62
Imagen 3.16	Modelo 3D de la cuenca Puncupata	63
Imagen 3.17	Red hídrica para umbral 500 Y 2000	64
Imagen 3.18	Clasificación jerárquica de la red fluvial	66
Imagen 3.19	Cálculo del área y perímetro de la cuenca	66
Imagen 3.20	Clasificación gerárquica de la red fluvial	68
Imagen 3.21	Clasificación jerárquica de la red fluvial	69
Imagen 3.22	Cálculo de la sumatoria de longitud de cauces L_i	70
Imagen 3.23	Ocupación del orden de los rios	71
Imagen 3.24	Modelo Digital de Elevación (DEM) de la cuenca	75
Imagen 3.25	Reclasificación de los intervalos altitudinales	77
Imagen 3.26	Curva Hipsométrica de la Cuenca Puncupata	78
Imagen 3.27	Información hidrometeorológica en Ayacucho	81
Imagen 3.28	Delimitación de áreas de influencia mediante el método del polígono de Thiessen	82
Imagen 3.29	Delimitación de áreas de influencia mediante el método del polígono de Thiessen	85
Imagen 3.30	Cuenca Puncupata dentro del polígono de Thiessen de la estación All- pachaca	86
Imagen 3.31	Estaciones convencionales de registro de datos históricos	89
Imagen 3.32	Registro de precipitación anual- Análisis de disponibilidad	90
Imagen 3.33	Gráfico comparativo de precipitaciones máximas anuales generado con Spyder Python	98

Imagen 3.34	Gráfico comparativo del promedio climático con Spyder Python	98
Imagen 3.35	Gráfico de serie de tiempos en Hydrognomon	101
Imagen 3.36	Comparación entre distribuciones Log-Pearson III y Weibull.	101
Imagen 3.37	Prueba de Kolmogorov–Smirnov para Ajuste de Distribuciones.	104
Imagen 3.38	Gráfica de la Función de Distribución Acumulada (CDF).	105
Imagen 3.39	Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno (T).	107
Imagen 3.40	Relación entre el término constante de regresión d y el período de retorno T	110
Imagen 3.41	Obtención de la curva I.D.F generalizada	112
Imagen 3.42	Tiempo de retorno para 40 años de vida útil del puente	115
Imagen 3.43	Hietograma por el método de bloques alternos para $T= 50$ años	116
Imagen 3.44	Hietograma por el método de bloques alternos para $T= 140$ años	117
Imagen 3.45	Hietograma por el método de bloques alternos para $T= 500$ años	118
Imagen 3.46	Relación entre P y P_e para varias cuencas analizadas por el NRCS	123
Imagen 3.47	Ingreso de valores de precipitación al programa HEC-HMS	125
Imagen 3.48	Ingreso del área de la Cuenca Puncupata al programa HEC-HMS	126
Imagen 3.49	Ingreso del Número de Curva y el porcentaje de impermeabilidad de la Cuenca Puncupata al programa HEC-HMS	126
Imagen 3.50	Ingreso del Número de Curva y el porcentaje de impermeabilidad de la Cuenca Puncupata al programa HEC-HMS	126
Imagen 3.51	Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico	127
Imagen 3.52	Hietograma de diseño para el modelamiento Hidrológico en HEC-HMS	127
Imagen 3.53	Hietograma de diseño para el modelamiento Hidrológico	128
Imagen 3.54	Resultados de la simulación hidrológica de la cuenca Puncupata en HEC-HMS	129
Imagen 3.55	Mapa de Ubicación de la cuenca Puncupata	132
Imagen 3.56	Sección transversal del río en el área de drenaje	133
Imagen 3.57	Características del río y toponimia local en el emplazamiento del puente	134
Imagen 3.58	Perfil longitudinal del río agua arriba	136
Imagen 3.59	Perfil longitudinal del río agua arriba	136
Imagen 3.60	Granulometría del material del lecho del río	137
Imagen 3.61	Obtención del diámetro medio (D_{50}) del lecho del río Puncupata	138
Imagen 3.62	Recorrido de la faja marginal del río, en dirección aguas arriba	139

Imagen 3.63	Parámetros Geométricos y Niveles Críticos de Diseño	144
Imagen 3.64	Área de ubicación del puente Puncupata en formato Raster	146
Imagen 3.65	Importación de eje de río, bandas y las secciones transversales de Auto- CAD Civil 3D a HEC-RAS	146
Imagen 3.66	Vista en planta de las secciones del río	147
Imagen 3.67	Configuración del modelo hidráulico con estructura de puente en HEC-RAS	148
Imagen 3.68	Modelamiento con Puente a la salida del río	149
Imagen 3.69	Modelamiento con Puente a la entrada del río	149
Imagen 3.70	Distribución de velocidades a la salida del río	150
Imagen 3.71	Distribución de velocidades a la entrada del río	150
Imagen 3.72	Socavación de la sección transversal del cauce	155
Imagen 4.1	Ortofoto georeferenciada del puente Occochaca	164
Imagen 4.2	Delimitación de la cuenca del Occochaca	165
Imagen 4.3	Hietograma de diseño para la cuenca Occochaca	167
Imagen 4.4	Modelamiento hidráulico del puente Occochaca	169
Imagen 4.5	Ortofoto georeferenciado del puente Pillpichaca	169
Imagen 4.6	Delimitación de la cuenca Pillpichaca	170
Imagen 4.7	Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico de la cuenca Pill- pichaca	172
Imagen 4.8	Perfil longitudinal del puente Pillpichaca aguas arriba	174
Imagen 4.9	Ortofoto georeferenciado del puente Llama Cancha Huayco	175
Imagen 4.10	Delimitación de la cuenca Llama Cancha Huayco	175
Imagen 4.11	Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico de la cuenca Lla- ma Cancha	177
Imagen 4.12	Vista perfil longitudinal del puente Llama Cancha Huayco aguas arriba	178
Imagen 4.13	Vista sección transversal del puente Llama Cancha Huayco aguas abajo	179
Imagen 4.14	Ortofoto georeferenciado del puente Llachocniyocc	179
Imagen 4.15	Delimitación de la cuenca Llachocniyocc	180
Imagen 4.16	Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico de la cuenca Lla- chocniyocc	182
Imagen 4.17	Vista sección transversal del puente Llachocniyocc aguas abajo	183
Imagen 4.18	Vista perfil longitudinal del puente Llachocniyocc aguas arriba	184

Imagen 4.19	Ortofoto georeferenciado del puente Puncupata	184
Imagen 4.20	Delimitación de la cuenca del puente Puncupata	185
Imagen 4.21	Hietograma generado con el Software HEC-HMS	186
Imagen 4.22	Hietograma de diseño para el modelamiento Hidrológico	187
Imagen 4.23	Resultados de la simulación hidrológica de la cuenca Puncupata en HEC-HMS	188
Imagen 4.24	Modelación de Flujo con Puente en la Zona de Salida del Cauce	189
Imagen 4.25	Modelamiento con Puente a la entrada del río	190
Imagen 4.26	Distribución de velocidades a la salida del puente	190
Imagen 4.27	Distribución de velocidades a la entrada del río	191
Imagen 4.28	Estadístico descriptivo de APSS	195
Imagen 4.29	Cuadro de correlaciones de Pearson (SPSS)	196
Imagen 5.1	Diagrama de Flujo de la Metodología de Investigación	205

Glosario

-  **Aforador.-** Estructura o dispositivo diseñado para medir el caudal de agua en un curso fluvial mediante principios hidráulicos específicos.
-  **Balance hídrico.-** La cantidad de agua que ingresa hacia la cuenca a través de la precipitación y otros, es igual a la cantidad de escorrentía que sale de la cuenca en sus diversas formas.
-  **Calado (h).-** Profundidad vertical del agua medida desde la superficie libre hasta el fondo del cauce.
-  **Cauce de avenidas.-** Canal natural o artificial diseñado para conducir las aguas durante crecidas extraordinarias.
-  **Coeficiente de Manning (n).-** Parámetro de rugosidad en la ecuación de Manning.
-  **Curva de duración de caudales.-** Representación gráfica que muestra el porcentaje de tiempo que un caudal dado es igualado o excedido.
-  **Demanda hídrica.-** Volumen de agua necesario para las actividades socio económicas.
-  **Estribo.-** Elemento estructural de un puente que transmite las cargas al terreno y contiene el relleno de acceso.
-  **Flujo crítico.-** Condición de flujo donde el número de Froude es igual a 1, representando el estado de energía específica mínima.
-  **Flujo subcrítico.-** Régimen de flujo donde $Fr < 1$, caracterizado por velocidades bajas y calados altos.
-  **Flujo supercrítico.-** Régimen de flujo donde $Fr > 1$, caracterizado por velocidades altas y calados bajos.
-  **Gálibo.-** Distancia vertical libre entre el nivel máximo de agua y la parte inferior de la estructura del puente.
-  **Hidrograma.-** Representación gráfica de la variación del caudal con respecto al tiempo en una sección determinada.
-  **Hidrograma unitario.-** Hidrograma resultante de una precipitación efectiva unitaria distribuida uniformemente sobre una cuenca.
-  **Hietograma.-** Representación gráfica de la intensidad de precipitación versus tiempo.
-  **Línea de energía.-** Representación gráfica de la energía total del flujo a lo largo de un

cauce.

- **Número de Froude(Fr).**- Parámetro adimensional que relaciona fuerzas inerciales y gravitacionales.
- **Perfil longitudinal.**- Representación gráfica de la variación de la cota del fondo del cauce a lo largo de su longitud.
- **Período de retorno (T).**- Intervalo promedio de tiempo en que un evento de magnitud dada es igualado o excedido.
- **Punto de aforo.**- Sección transversal específica donde se realizan mediciones sistemáticas de caudal y nivel.
- **Régimen permanente.**- Condición de flujo donde las propiedades hidráulicas no varían con el tiempo en cada punto.
- **Resalto hidráulico.**- Fenómeno de transición abrupta de flujo supercrítico a subcrítico con disipación de energía.
- **Socavación general.**- Socavación general: Erosión del lecho del río en un tramo amplio debido al aumento de velocidad del flujo.
- **Socavación local.**- Erosión concentrada alrededor de obstáculos como pilas o estribos de puentes.
- **Tiempo de concentración.**- Tiempo que tarda el agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida.
- **Tiempo de pico.**- Intervalo entre el centro de masa de la precipitación y el pico del hidrograma.

Acrónimos

ANA	: Autoridad Nacional del Agua
CEH	: Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU
CN	: Curve Number
DEM	: Digital Elevation Model
ES	: Escorrentia Superficial
ETP	: Evapotranspiración Potencial
EVT	: Evapotranspiración
HEC-RAS	: Hydrologic Engineering Center's River Analysis System
HEC-HMS	: Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System
Ia	: Initial Abstractions
NRCS	: Natural Resources Conservation Service
PISCO	: Peruvian Interpolated Data of the SENAMHI Climatological and Hydrological
SCS	: Soil Conservation Service
SENAMHI	: Servicio Nacional de meteorología e hidrología del Perú
SIG	: Sistema de información Geográfica
SWAT	: Soil Water Assessment Tool
TIN	: Triangulated Irregular Network
TR-55	: Technical Release 55
TS	: Time series
UH	: Unit Hydrograph
USACE	: United States Army Corps of Engineers
USGS	: United States Geological Survey

Símbolos

Q_p	: Caudal pico.	F_r	: Número de Froude.
Q_m	: Caudal medio.	R_e	: Número de Reynolds.
Q_d	: Caudal de diseño.	S_f	: Pendiente de la línea de energía.
CN	: Número de curva.	W_r	: Water surface.
T_c	: Tiempo de concentración.	R	: Radio hidráulico.
T_p	: Tiempo al pico.	m	: Pendiente lateral.
T_b	: Tiempo base.	S_0	: Pendiente de fondo.
I	: Intensidad de precipitación.	H	: Carga total.
V	: Velocidad de flujo.	n	: Coeficiente de Manning.
T_r	: Periodo de retorno.	C	: Coeficiente de Chézy.
ρ_w	: Densidad de agua.	γ_w	: Peso específico del agua.
d	: Diámetro de partículas.	d_{50}	: Diámetro medio.
Y_s	: Profundidad de socavación.	Y_0	: Profundidad inicial.
C_s	: Concentración de sedimentos.	μ	: Viscosidad dinámica.
g	: Aceleración de la gravedad.		

1.1 Descripción de Problema

La planificación, diseño y ubicación de puentes en zonas rurales depende, en gran medida, de la correcta caracterización de las condiciones hidrológicas de las cuencas que los alimentan. En este contexto, la morfometría entendida como el estudio cuantitativo de la forma, tamaño y características geométricas de una cuenca hidrográfica desempeña un papel fundamental, ya que determina el comportamiento del flujo superficial generado ante eventos de precipitación.

Las características morfométricas como: el área de la cuenca, su forma, la pendiente media, la longitud del cauce principal y el tiempo de concentración— influyen directamente en la dinámica del escurrimiento superficial, determinando tanto el volumen como la velocidad del agua que llega al cauce principal. Esta influencia tiene consecuencias críticas para el diseño hidráulico y estructural de los puentes, ya que cuencas con pendientes elevadas o formas alargadas generan caudales pico más altos y de rápida ocurrencia, un tiempo de concentración corto incrementa el riesgo de crecidas súbitas, la pendiente y cobertura de la cuenca afectan significativamente los procesos de erosión y sedimentación, y una ubicación inadecuada del puente puede exponer la estructura a zonas de meandros activos, migración lateral o socavación local.

La presente investigación se centrará en la cuenca del puente Puncupata, en la provincia de Cangallo (Ayacucho), con el objetivo de analizar cómo las características morfométricas influyen en la generación y propagación del flujo superficial mediante herramientas de modelación hidrológica.

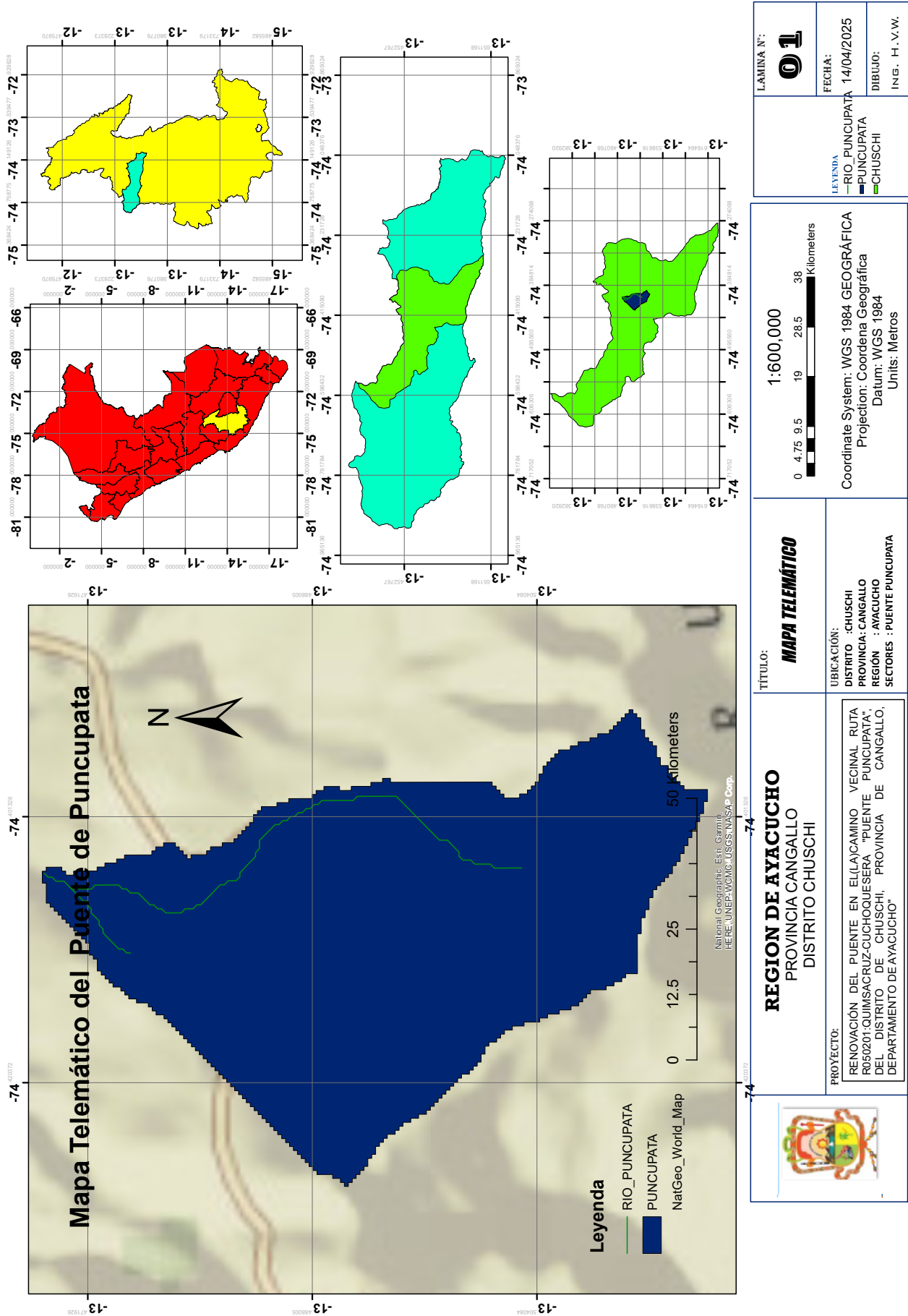
1.2 Delimitación del problema

1.2.1. Espacial

Departamento : Ayacucho.
Provincia : Cangallo.
Distrito : Chuschi.
Cuenca : Cuenca del puente Puncupata.

El presente trabajo se desarrollará en la cuenca del puente Puncupata, con el punto de interés y salida de la cuenca ubicado en el punto de aforo E (593.310,4 m), S (8.492.388,0 m).

Imagen 1.1: Mapa de Ubicación de la cuenca Puncupata



Fuente: Adaptado del Expediente Técnico aprobado.

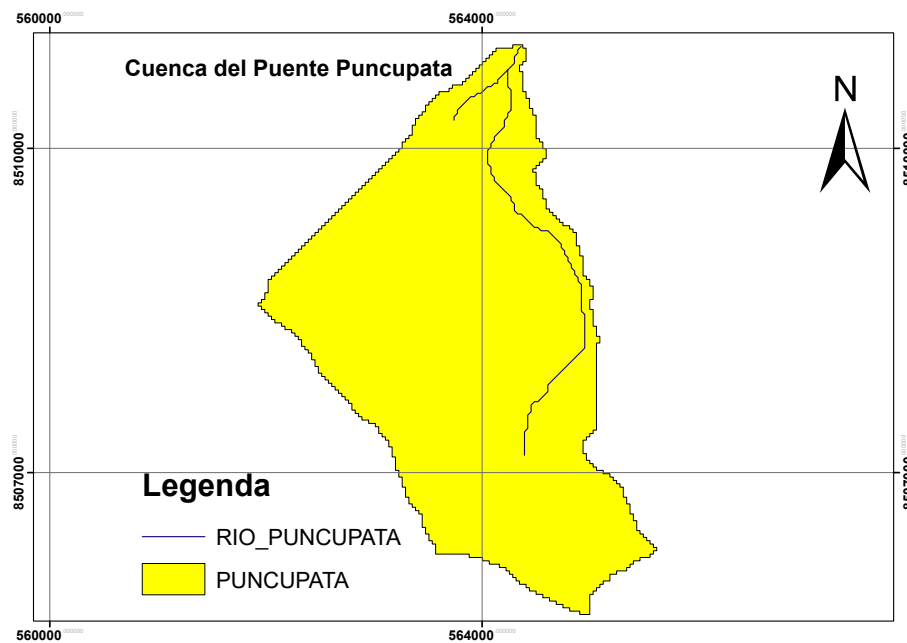
1.2.2. Delimitación de la cuenca del puente Puncupata

Imagen 1.2: Cuenca Pampas según la Autoridad Nacional del Agua (ANA).



Fuente: Autoridad Nacional del Agua (ANA)

Imagen 1.3: Delimitación de la cuenca Puncupata.



Fuente: Elaboración propia con el Software ArcGIS.

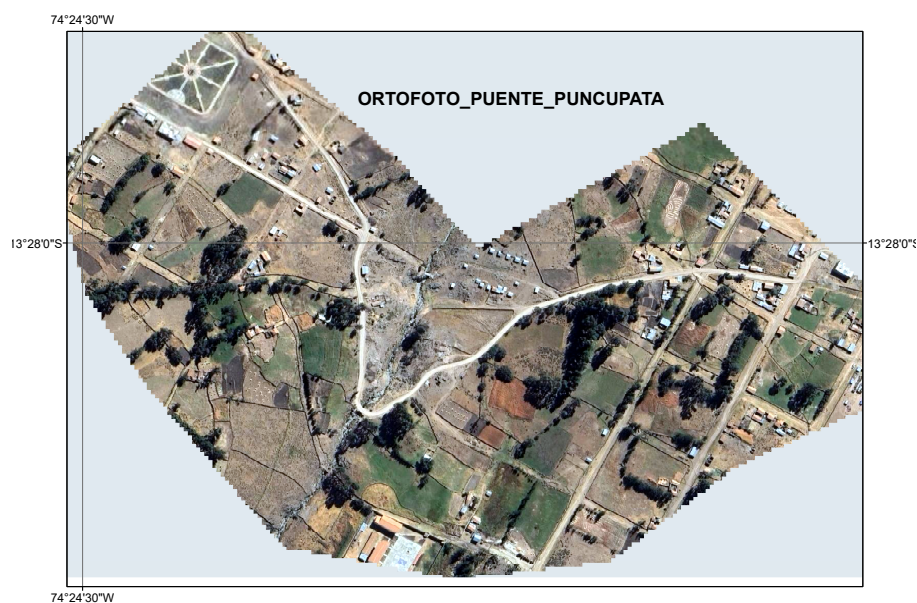
La presente investigación se realizará en la cuenca del puente Puncupata, perteneciente a la cuenca Pampas según la Autoridad Nacional del Agua (ANA). Esta cuenta con un área de 9,5 km², clasificada como una cuenca pequeña. Los parámetros morfométricos se obtuvieron mediante programas de sistemas de información geográfica, como ArcGIS. En la [Tabla 1.1](#) se observan las características geomorfológicas de la cuenca Pampas, mientras que en la [Tabla 1.2](#) se presentan los parámetros morfométricos y características físicas de la subcuenca Puncupata.

Tabla 1.1: Características Geomorfológicas de la Cuenca Pampas

Característica	Valor
Área (km ²)	23113
Perímetro (km)	1171.06
Longitud río (km)	421.97
Pendiente cauce principal (%)	0.83
Ancho promedio (km)	54.77
Índice de Compacidad o coeficiente de Gravelius (Kc)	2.17
Rectángulo equivalente lado mayor (km)	542.96
Rectángulo equivalente lado menor (km)	42.57
Tiempo de Concentración (minutos)	2641
Tiempo de Concentración (Metodología)	Kirpich

Fuente: Adaptado de Autoridad Nacional del Agua (ANA).

Imagen 1.4: Ortofoto del Punto de interés o punto de aforo del puente Puncupata.



Fuente: *Elaboración propia.*

La [Imagen 1.4](#) presenta una ortofoto con imagen satélite del punto de aforo (ubicación del futuro puente Puncupata Unión Potrero), el cual constituye el punto de interés para la delimitación de la cuenca de estudio. Los datos georreferenciados asociados a este punto se detallan en la [Tabla 1.2](#).

1.2.3. Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Puncupata

Delimitación de la cuenca del puente Puncupata.

Tabla 1.2: Características morfométricos de la Cuenca Puncupata

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	564360.17
Salida en Y	8510942.48
Características geométricas	
Perímetro (km)	14.85
Área (km ²)	10.23
Centroide X	563896.17
Centroide Y	8508215.13
Características topográficas	
Elevación máxima (m.s.n.m)	4,460.00
Elevación media (m.s.n.m)	4,160.00
Elevación mínima (m.s.n.m)	3,860.00
Parámetros hidrológicos	
Tiempo de concentración (min)	37.20
Otros parámetros	
Coef. Gravelius	1.31
Factor de forma	0.35
Densidad de drenaje (km/km ²)	1.05

Continúa en la siguiente página

Tabla 1.2: Características morfométricos de la Cuenca Puncupata (continuación)

Parámetro	Valor
Pend. media del cauce princ. (%)	13.02

Fuente: Elaboración propia

1.2.4. Temporal

La investigación se desarrollará en el año 2025, abarcando desde los meses de junio hasta noviembre de dicho año. Durante este período, se llevará a cabo tanto la investigación como la recopilación de información para el posterior procesamiento de datos.

1.2.5. Temática y unidad de análisis

La temática y unidad de análisis en la presente investigación es la morfometría de la cuenca del puente Puncupata, con el objetivo de determinar cómo los indicadores de la variable independiente (morfometría) influyen en la dinámica del flujo superficial.

1.3 Formulación del problema

1.3.1. Problema General

¿De qué manera la morfometría influye en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025?

1.3.2. Problemas Específicos

1. ¿Cuáles son los parámetros morfométricos representativos de la cuenca del puente Puncupata?
2. ¿Cómo varía el flujo superficial ante cambios en las características morfométricas?
3. ¿Qué relación existe entre la morfometría y la respuesta hidrológica obtenida en la modelación?

1.4 Justificación

- **Justificación Técnica y Científica.** La presente investigación es de carácter fundamental para la ingeniería de recursos hídricos, ya que permite determinar la correlación directa entre los parámetros morfométricos (forma, relieve y red de drenaje) y la respuesta hidrodinámica de la cuenca Puncupata. Al cuantificar variables como el Tiempo de Concentración, se logra reducir la incertidumbre en la estimación de la escorrentía directa. El uso de herramientas avanzadas como HEC-HMS y HEC-RAS garantiza que el diseño del puente no se base en estimaciones empíricas, sino en un modelamiento físico-matemático que describe con precisión el comportamiento de las avenidas extremas.
- **Justificación Social y Económica.** Desde una perspectiva social, este estudio adquiere una relevancia crítica ante el incremento de eventos hidrometeorológicos extremos en la región de Ayacucho. Un diseño hidráulico optimizado, basado en la realidad geomorfológica de la zona, previene el colapso de la infraestructura vial, garantizando la conectividad permanente de la población. Esto se traduce en la salvaguarda de vidas humanas y en evitar pérdidas económicas derivadas de la interrupción del transporte y la reconstrucción de obras fallidas por gálidos insuficientes o socavación no prevista.
- **Justificación Metodológica.** La investigación propone un marco de trabajo replicable que integra el uso de Sistemas de Información Geográfica (SIG) con modelos de simulación hidráulica de última generación. Al validar los parámetros morfométricos como determinantes del flujo superficial, este estudio sirve como modelo técnico para futuros proyectos de infraestructura en cuencas altoandinas, alineándose con las exigencias de resiliencia y seguridad que demanda el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

1.5 Importancia

La trascendencia de este estudio radica en la necesidad de transformar el enfoque tradicional del diseño de obras de arte vial en el Perú, pasando de métodos puramente empíricos a un análisis integral basado en la respuesta física del territorio. La importancia de la investigación se sustenta en los siguientes ejes:

- **Aporte Técnico-Estructural.** La importancia reside en establecer una metodología de diseño que garantiza la estabilidad y funcionalidad del puente Puncupata a largo plazo. Al integrar la morfometría detallada con modelos de simulación como HEC-RAS, se logra

determinar con precisión el gálibo necesario y la profundidad de cimentación, evitando fallas estructurales por desbordamiento o colapso de estribos ante avenidas extraordinarias.

- **Seguridad Pública y Resiliencia Social.** En un contexto de cambio climático donde las inundaciones en la región de Ayacucho son cada vez más erráticas y violentas, esta investigación es vital para la protección de la vida humana. La correcta determinación de la dinámica del flujo superficial permite proyectar infraestructuras capaces de resistir eventos hidrológicos extremos, asegurando la conectividad de la población de Cangallo y evitando el aislamiento de comunidades vulnerables.
- **Relevancia Metodológica y Normativa.** Este estudio sirve como un referente metodológico para la ingeniería regional, al demostrar cómo la falta de datos hidrometeorológicos puede ser superada mediante la validación con huellas hídricas y aforos de campo. Asimismo, su importancia radica en el estricto cumplimiento y aplicación práctica del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, proporcionando una guía técnica para futuros proyectistas en cuencas de similares características geomorfológicas.
- **Optimización de Recursos Económicos.** Finalmente, la investigación es importante desde el punto de vista económico para el Estado. Un estudio hidrológico deficiente conlleva a sobredimensionamientos innecesarios o, en el peor de los casos, a subdimensionamientos que resultan en la destrucción de la obra. Este trabajo promueve una inversión eficiente, donde el costo de la estructura está justificado por un análisis técnico que garantiza su durabilidad y reduce los gastos de mantenimiento por daños hidráulicos.

1.6 Limitaciones o restricciones

La presente investigación identifica como principal limitación la baja densidad de la red de estaciones hidrometeorológicas en la región altoandina, una problemática persistente en el territorio nacional que genera vacíos en las series temporales de variables críticas como precipitación, temperatura y humedad. Esta escasez de datos instrumentales históricos representa un desafío para la caracterización climática continua.

No obstante, esta restricción no compromete la validez de los resultados, ya que ha sido mitigada mediante la aplicación de protocolos técnicos robustos:

- **Tratamiento de Datos:** Se empleó el software HEC-4 para la completación y extensión de series, asegurando la representatividad estadística.
- **Validación de Campo:** Los modelos hidrológicos fueron calibrados mediante la identificación

de huellas hídricas históricas y la ejecución de aforos directos, permitiendo ajustar los coeficientes del modelo a la realidad física de la cuenca.

- **Análisis de Consistencia:** Se aplicó el análisis de doble masa para garantizar la homogeneidad de la información utilizada, cumpliendo con los estándares de calidad exigidos en la ingeniería hidrológica actual.

1.7 **Objetivos**

1.7.1. Objetivo General

Analizar la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025.

1.7.2. Objetivos Específicos

1. Determinar los parámetros morfométricos de la cuenca mediante herramientas SIG.
2. Simular la respuesta hidrológica del flujo superficial usando un modelo hidrológico apropiado (HEC-HMS).
3. Evaluar la relación entre las variables morfométricas y la dinámica del flujo superficial.

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Según [Mao et al. \(2025\)](#) en la investigación Evaluación de la dinámica del caudal fluvial mediante cambios relativos en la extensión de aguas superficiales en cuencas fluviales, La superficie del espejo de agua sobre toda el área de la cuenca del río influye en la descarga dinámica del río capturado y monitoreado con teledetección satelital (remote sensing), donde las imágenes observadas tienen una relación directa entre la morfometría de la cuenca y la dinámica de la descarga de la corriente.

Según [Garzon et al. \(2023\)](#) en la investigación Exploración de los efectos de la morfometría de la cuenca en la respuesta del flujo superficial a las lluvias extremas mediante un modelo hidráulico-hidrológico bidimensional (IBER), se menciona que la respuesta hidrológica a la precipitación de eventos extremos está determinada por muchas variables ambientales y climáticas, incluida la morfometría de la cuenca, los usos y coberturas del suelo y las condiciones del clima; como consecuencia, tienen una respuesta hidrológica en la escorrentía y el riesgo de inundación. La pareja de modelamiento hidrológico e hidráulico con IBER es usada en la respuesta hidrológica. La investigación científica de los parámetros morfométricos en cuencas hidrográficas tuvo su génesis con Robert Ermer Horton, reconocido como el precursor de la hidrología contemporánea en Estados Unidos. Sus contribuciones seminales “Drainage basin characteristics”(1932) y Erosional development of streams and their drainage basins: hydrophysical approach to quantitative morphology(1945), este último publicado apenas un mes antes de su fallecimiento, establecieron los fundamentos disciplinares. La metodología de Horton revolucionó el campo al transformar aproximaciones tradicionalmente descriptivas y especulativas en análisis científicos sistemáticos, proporcionando herramientas cuantitativas precisas para la estimación de variables hidrológicas ([Strahler, 1964](#)).

En 1952, Arthur Newell Strahler reformuló y perfeccionó el sistema original de Horton para el análisis de redes de drenaje, estableciendo una metodología de clasificación jerárquica de cauces basada en la confluencia de tributarios y su capacidad de transporte. Esta innovación metodológica se consolidó como el estándar internacional para la organización sistemática de sistemas

de drenaje en cuencas hidrográficas. Actualmente, el sistema de Strahler constituye un contenido fundamental en la formación académica de hidrología elemental y geomorfología fluvial, especialmente en módulos dedicados al análisis morfométrico. De este modo, Horton y Strahler establecieron los pilares conceptuales de la morfometría de cuencas como disciplina científica (Strahler, 1964).

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Según Ventura (2023), en la investigación Estudio en la cuenca del río Mantaro (Anyá– Machique Camones), menciona que existe una fuerte correlación entre la forma de la cuenca y la dinámica de escorrentía, lo que sugiere que la morfometría puede utilizarse como herramienta predictiva para eventos hidrológicos, en este estudio analizó parámetros morfométricos como el índice de compacidad, la elongación y la densidad de drenaje para evaluar su influencia en el caudal pico y el tiempo de concentración en subcuencas del río Mantaro. Se determinó que cuencas más alargadas y con menor pendiente presentaban una respuesta más lenta a eventos de precipitación.

Según Ccahuana y Cruz (2022), en la investigación Evaluación morfométrica de microcuencas en el valle del río Urubamba, menciona que se compararon cuencas con distinta forma y relieve. Aquellas con valores bajos del índice de compacidad ($K_c < 1.5$) generaban respuestas hidrológicas rápidas, con menor tiempo de concentración y mayor riesgo de avenidas súbitas, llegando a la conclusión que la morfometría es clave para identificar zonas críticas para el control de inundaciones.

Según García et al. (2020), en la investigación Relación entre parámetros morfométricos y escorrentía en la cuenca del río Cañete, menciona que utilizando herramientas de modelamiento hidrológico (HEC-HMS), se correlacionaron parámetros como longitud del cauce principal, relieve relativo y forma de la cuenca con registros de caudales históricos donde las Cuencas con alta pendiente y baja longitud acumulaban menor volumen de retención, provocando escorrentía más intensa.

2.2 Bases teóricas

2.2.1. Parámetros morfométricos

2.2.1.1. Parámetro de forma

Los parámetros de forma de las cuencas hidrográficas constituyen índices morfométricos fundamentales que caracterizan la configuración geométrica de los sistemas de drenaje. Estos paráme-

tros permiten cuantificar objetivamente las características espaciales de una cuenca y establecer relaciones con su comportamiento hidrológico, tiempo de concentración y respuesta ante eventos de precipitación.

Area de la cuenca (A)

El área de la cuenca es la superficie total de terreno (proyectada en un plano horizontal) que drena naturalmente toda el agua de lluvia hacia un único punto de salida, conocido como exutorio o estación de aforo (Cahuana & Yugar, 2009).

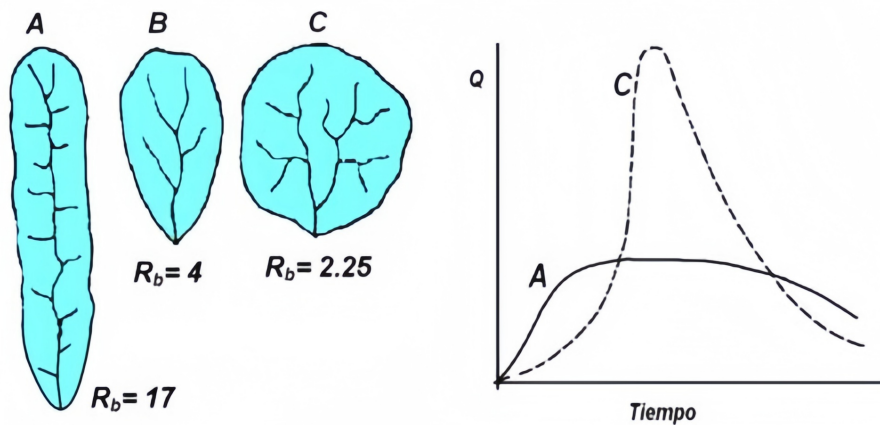
Perímetro de la cuenca (P)

El perímetro de la cuenca es la longitud total del límite que la separa de las cuencas vecinas. Este límite, conocido como divisor de aguas o parteaguas, está definido por las máximas elevaciones del terreno, las cuales dirigen el flujo de agua hacia una u otra cuenca (Cahuana & Yugar, 2009).

Forma de la cuenca

La forma de la cuenca es un concepto importante en hidrología, ya que influye directamente en cómo el agua de la lluvia se concentra y llega al cauce principal, afectando el comportamiento del río, especialmente durante las tormentas.

Imagen 2.1: Formas de la cuenca y su influencia en el T_c .



Fuente: Adaptado de (Cahuana & Yugar, 2009)

2.2.1.2. Parámetros de relieve

Estos parámetros son de importancia, porque el relieve es el principal factor que controla la velocidad y la dirección con la que el agua de lluvia escurre y se concentra en los cauces; influyendo directamente en el potencial de erosión, el tiempo de concentración y el riesgo de inundaciones.

Pendiente de la cuenca

La pendiente media de la cuenca es fundamental en hidrología e ingeniería, no se refiere a la

inclinación de un punto específico; sino a un valor representativo único que busca caracterizar la inclinación promedio de todo el terreno dentro de los límites de la cuenca hidrográfica. Existen diversos criterios para evaluar la pendiente media de una cuenca, entre las que se destacan son: criterio de Albord y criterio de Horton (Cahuana & Yugar, 2009).

Índice de Pendiente (Ip) (M. Roche)

Roche propuso un método que simplifica el cálculo de la pendiente media considerando no todas las curvas de nivel, sino únicamente las curvas maestras (cada 50, 100 m, etc.) y el espacio entre ellas. Su objetivo es encontrar una pendiente media ponderada por el área entre curvas, con la siguiente ecuación (Cahuana & Yugar, 2009).

$$I_p = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_i(a_i - a_{i-1})} \times \frac{1}{\sqrt{L}} \quad (2.1)$$

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_T} \quad (2.2)$$

Donde:

I_p : índice de pendiente

n : número de curvas de nivel existente en el rectángulo equivalente (incluido los extremos)

$c_1, c_2, c_3, \dots, c_n$: cotas de las n curvas de nivel consideradas (km)

β_i : fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas $a_i - a_{i-1}$

L : longitud del lado mayor del rectángulo equivalente (km)

A_i : área entre curvas de nivel

A_T : área total de la cuenca

Clasificación de Pendientes en una cuenca

Existen varias clasificaciones, pero una de las más utilizadas a nivel internacional es la propuesta por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (USDA-NRCS) (Cahuana & Yugar, 2009).

Tabla 2.1: Clasificación de terrenos según pendiente

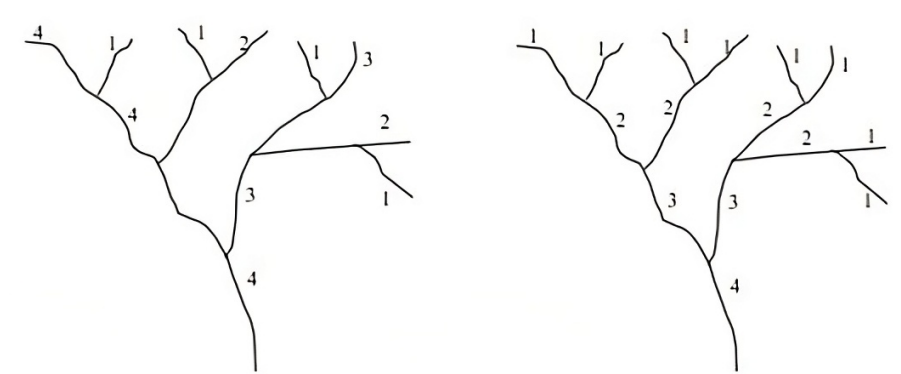
Pendiente (%)	Tipo de terreno
2	Plano
5	Suave
10	Accidentado Medio
15	Accidentado
25	Fuertemente Accidentado
50	Escarpado
>50	Muy Escarpado

Fuente: (Cahuana & Yugar, 2009).

2.2.1.3. Parámetros de la red hidrográfica de la cuenca

Los parámetros de la red hidrográfica permite predecir el comportamiento hidrológico de una cuenca sin necesidad de mediciones continuas en el campo. Una cuenca con alta densidad de drenaje, alta frecuencia de cauces y un orden de Strahler elevado tendrá una respuesta rápida y violenta a las tormentas. Por el contrario, una cuenca con valores bajos en estos parámetros tendrá una respuesta más lenta y atenuada (Cahuana & Yugar, 2009).

Imagen 2.2: Jerarquías de la red de drenaje.



Fuente: Adaptado de (Cahuana & Yugar, 2009)

La frecuencia de la corriente de primer orden

La Frecuencia de Corrientes de Primer Orden (F_1) se define como el número total de cauces de primer orden (N_1) que existen dentro de una cuenca hidrográfica. Es un parámetro de composición

que cuantifica el elemento más básico de la red de drenaje.

Longitud total de la corriente(L)

La Longitud Total de la Corriente (L) es la suma de las longitudes de todos los cauces o cursos de agua (perennes, intermitentes o efímeros) de todos los órdenes (1, 2, 3, etc., según Strahler) que existen dentro de los límites de la cuenca hidrográfica, en términos simples, es cuántos kilómetros de ríos, quebradas y arroyos hay en total dentro de una cuenca.

La pendiente media del cauce principal (S_m):

La Pendiente Media del Cauce Principal (S_m) representa la inclinación promedio del lecho del río que actúa como colector principal de la esorrentía de la cuenca, desde su nacimiento (cabecera) hasta su punto de salida (exutorio).

A diferencia de la pendiente media de la cuenca, este parámetro se enfoca exclusivamente en el canal que define la red de drenaje (Cahuana & Yugar, 2009) .

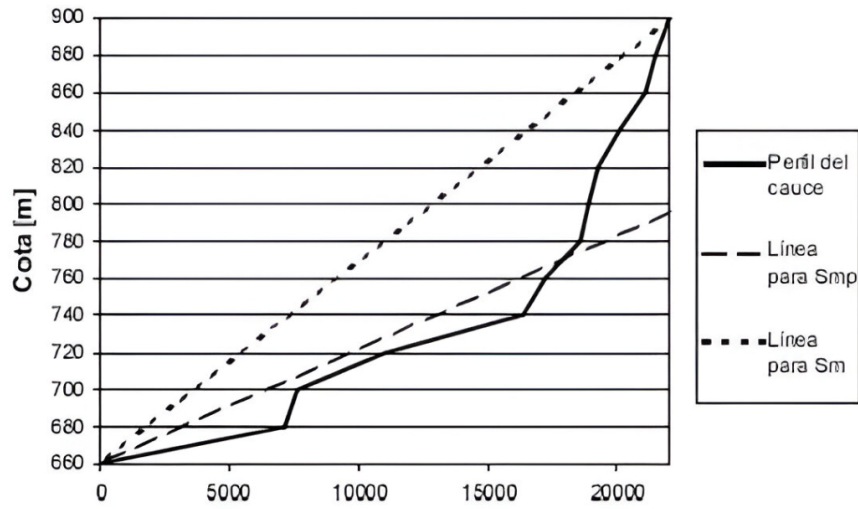
$$S_m = \frac{H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}}{L} \quad (2.3)$$

Donde:

- S_m : Pendiente media del cauce principal
- $H_{\text{máx}}$: Altura máxima (cota superior)
- $H_{\text{mín}}$: Altura mínima (cota inferior)
- L : Longitud del cauce principal

La pendiente media ponderada (S_{mp}): pendiente de la hipotenusa de un triángulo cuyo vértice se encuentra en el punto de salida de la cuenca y cuya área es igual a la comprendida por el perfil longitudinal del río hasta la cota mínima del cauce principal, como se indica en la [Imagen 2.3](#).

Imagen 2.3: Pendiente media del cauce.



Fuente: Adaptado de (Cahuana & Yugar, 2009)

2.2.1.4. Tiempo de Concentración

El Tiempo de Concentración (T_c) es el tiempo que tarda una gota de agua en recorrer la distancia hidráulicamente más larga, desde el punto más alejado de la cuenca hasta su punto de salida (exutorio).

En otras palabras, es el tiempo necesario para que toda la cuenca contribuya simultáneamente al caudal en la salida. Es el momento en el que el caudal alcanza su pico máximo en el hidrograma de crecida para una lluvia constante y uniforme.

Kirpich

Fórmula empírica desarrollada para cuencas agrícolas, considera longitud y desnivel del cauce principal.

$$T_c = 0,06626 \left(\frac{L_p^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2.4)$$

Témez

Adecuada para diversas condiciones de pendiente.

$$T_c = 0,126 \left(\frac{L_p}{S_p^{0,35}} \right)^{0,75} \quad (2.5)$$

Pasini

Fórmula simplificada que relaciona directamente la longitud con la pendiente del cauce principal.

Fórmula simple para estimaciones rápidas

$$T_c = 0,023 \left(\frac{L_p}{S_p} \right)^{0,5} \quad (2.6)$$

Pizarro

Método que utiliza el desnivel total y la longitud al cuadrado, apropiado. Considera características topográficas específicas

$$T_c = 13,548 \left(\frac{L_p^2}{H} \right)^{0,77} \quad (2.7)$$

Donde:

- L_p : Longitud del cauce principal (m)
- S_p : Pendiente del cauce principal (m/m)
- T_c : Tiempo de concentración en minutos
- A : Área de la cuenca (km²)
- H : Desnivel total entre la parte más alta y la salida (m)

2.2.2. Proceso de escorrentía**2.2.2.1. Escorrentía directa**

La Escorrentía directa es la parte de la precipitación que fluye sobre la superficie del terreno y a través de los cauces (ríos, quebradas) hasta llegar a la salida de la cuenca en un período de tiempo relativamente corto (horas o días después de la lluvia).

Es el componente de la escorrentía total que produce directamente el aumento del caudal en los ríos durante y después de una tormenta, y es la causante de las crecidas o avenidas

2.2.2.2. Coeficiente de escorrentía

El Coeficiente de Escorrentía (C) es un valor adimensional que representa la fracción o porcentaje de la precipitación total que se convierte en escorrentía directa.

$$C = \frac{r_d}{\sum_{m=1}^M R_m} \quad (2.8)$$

Donde:

- R_m : Precipitación total en milímetros (mm)
- r_d : Profundidad de escorrentía en milímetros (mm)
- C : Coeficiente de escorrentía (adimensional)
- M : Número total de eventos o periodos considerados

2.2.2.3. Método SCS número de curva(CN)

Este procedimiento fue creado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos (NRCS), anteriormente conocido como Servicio de Conservación de Suelos (SCS), con el propósito de estimar la precipitación efectiva en función de la lluvia acumulada, el tipo de cobertura vegetal, el uso del terreno y el grado de humedad previa del suelo.

La técnica del Número de Curva (CN) se ha convertido en la más utilizada para transformar la lluvia total en precipitación efectiva. Su desarrollo se basó en la observación del comportamiento hidrológico en diferentes suelos, múltiples ubicaciones geográficas y variadas condiciones de humedad antecedente. Al graficar la relación entre la altura de precipitación acumulada (P) y la altura de escorrentía directa resultante (P_e), se obtuvo un conjunto de curvas que fueron normalizadas mediante un valor adimensional denominado Número de Curva (CN), cuyo valor oscila entre 1 y 100 según la magnitud de la escorrentía generada. Un $CN = 100$ implica que toda la lluvia se transforma en escorrentía, mientras que un $CN = 1$ indica que toda la precipitación se infiltra en el suelo.

Formulación del método CN

La formulación del método del Número de Curva (CN) del Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU. (NRCS) es una de las más importantes en hidrología para estimar la escorrentía superficial a partir de la lluvia.

Según [Boughton \(1989\)](#) en “A review of the USDA SCS curve number method”, este trabajo fundamenta los orígenes históricos, bases teóricas y supuestos hidrológicos del método del Número de Curva, proporcionando una revisión crítica de sus limitaciones y fortalezas, con referencia al manual original USDA SCS National Engineering Handbook de 1972.

Las formulaciones son los siguientes:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.9)$$

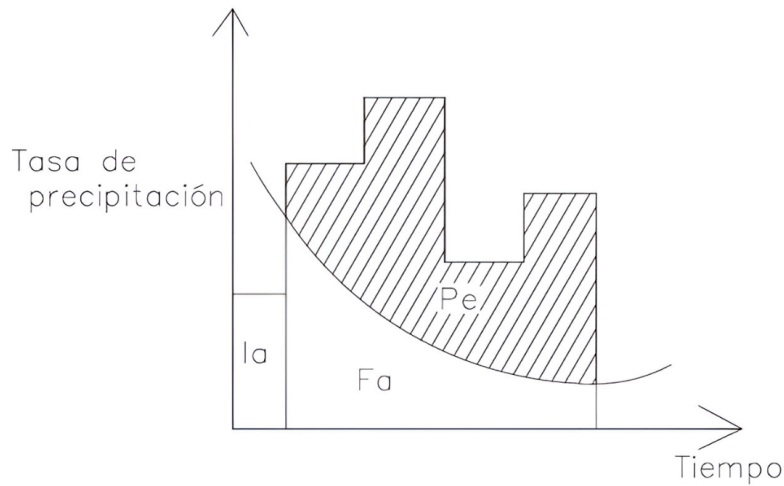
Se puede adoptar la relación empírica: $I_a = 0,2S$, con base en esto, se tiene:

$$P_e = Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (2.10)$$

Donde:

- P_e : Precipitación efectiva o escorrentía directa (mm)
- Q : Caudal de escorrentía (mm)
- P : Precipitación total acumulada (mm)
- I_a : Abstracción inicial o pérdidas iniciales (mm)
- S : Retención potencial máxima del suelo (mm)

Imagen 2.4: Tasa de precipitación.



Fuente: Adaptado de (Cui et al., 2019)

Principio de Continuidad

Para el principio de continuidad tenemos la siguiente ecuación:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (2.11)$$

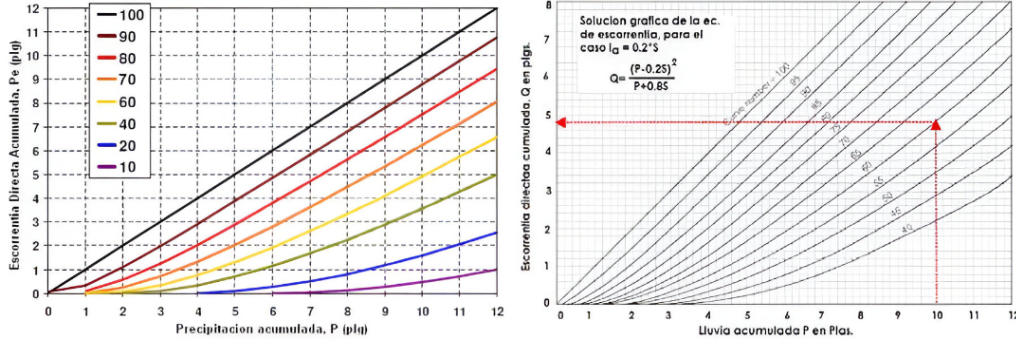
Donde:

- P : Precipitación total (mm)
- P_e : Exceso de precipitación o escorrentía directa (mm)
- I_a : Abstracción inicial (intercepción, almacenamiento en depresiones) (mm)

F_a : Infiltración acumulada durante la tormenta (mm)

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

Imagen 2.5: Tasa de precipitación.



Fuente: Adaptado de (Cui et al., 2019)

El número de curva y la retención potencial máxima S en pulgadas se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.12)$$

Donde:

S : Retención potencial máxima del suelo (pulgadas)

CN : Número de Curva (adimensional, 1-100)

Tabla 2.2: Condiciones antecedentes de humedad básica empleadas en el SCS

Condición Antecedente de Humedad	
AMC (I)	Condiciones secas
AMC (II)	Condiciones normales
AMC (III)	Condiciones húmedas

Fuente: Elaboración propia.

Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales, y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{4,2 \cdot CN(II)}{10 - 0,058 \cdot CN(II)} \quad (2.13)$$

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 - 0,13 \cdot CN(II)} \quad (2.14)$$

Donde:

$CN(I)$: Número de Curva para condiciones secas (AMC I)

$CN(II)$: Número de Curva para condiciones normales (AMC II)

$CN(III)$: Número de Curva para condiciones húmedas (AMC III)

El método del Número de Curva (CN) incorpora las Condiciones de Humedad Antecedente (AMC) mediante un criterio basado en la precipitación acumulada de los cinco días previos al evento de lluvia analizado. Este valor acumulado se utiliza directamente para clasificar el estado de humedad del suelo.

Tabla 2.3: Rangos para la clasificación de Condiciones de Humedad Antecedente (AMC)

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva (seca)	Estación activa (crecimiento)
I	< 0.5	< 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	sobre 1.1	sobre 2.1

Fuente. Adaptado de USDA-SCS (Cui et al., 2019)

❶ Condición I:

El método del Número de Curva (CN) considera que el terreno presenta una humedad baja previa al evento de lluvia, sin alcanzar un estado de sequedad extrema que afecte la vegetación. Esta situación es típica cuando los suelos han sido labrados o cultivados adecuadamente, manteniendo cierta capacidad de infiltración. Sin embargo, esta condición no se utiliza para el cálculo de crecidas de proyecto, ya que genera estimaciones de caudal significativamente bajas. Al emplearse en el diseño de infraestructura hidráulica, se privilegian escenarios más críticos (como condiciones de suelo húmedo) que garantizan la seguridad de las obras ante eventos extremos.

❷ Condición II:

Bajo la Condición II (suelo en estado medio), el método del Número de Curva (CN) asume que la humedad antecedente del terreno se encuentra en un rango promedio. Esta situación representa un estado intermedio de humedad, ni seco ni saturado, que corresponde

típicamente a condiciones hidrológicas ordinarias. Esta condición está asociada a crecidas de frecuencia anual o eventos de magnitud media, siendo ampliamente utilizada para estimaciones de escorrentía en situaciones normales. Se considera la condición de referencia para la mayoría de los cálculos prácticos en planificación hidrológica.

● Condición III:

Esta condición representa estados de alta saturación del suelo, asociados a crecidas máximas y caudales significativos. Se caracteriza por una elevada humedad antecedente en la cuenca, donde el terreno se encuentra cerca de su capacidad de saturación. Esto ocurre típicamente tras precipitaciones intensas o prolongadas en los días previos, frecuentemente acompañadas de bajas temperaturas que reducen la evapotranspiración. El Servicio de Conservación de Suelos (actualmente NRCS) ha establecido tablas de Números de Curva (CN) para esta condición, clasificados según el tipo de suelo (en cuatro grupos hidrológicos: A, B, C, D) y el uso o cobertura del terreno. Estos valores permiten estimar la escorrentía en escenarios críticos para el diseño de infraestructuras hidráulicas.

Tabla 2.4: Clasificación de tipos de suelos según textura y permeabilidad

TIPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN
A	Arenas con poco limo y arcilla. Suelos muy permeables con alta capacidad de infiltración. Corresponden a suelos granulares de textura gruesa.
B	Arenas finas y limos. Suelos con permeabilidad moderada y capacidad de infiltración media. Representan suelos de transición entre texturas gruesas y finas.
C	Arenas muy finas, limos y alto contenido de arcilla. Suelos con baja permeabilidad y capacidad de infiltración reducida. Corresponden a suelos de textura fina.
D	Arcillas en grandes cantidades, suelos poco profundos o compactados. Suelos muy impermeables con mínima capacidad de infiltración. Representan los suelos más restrictivos para el drenaje.

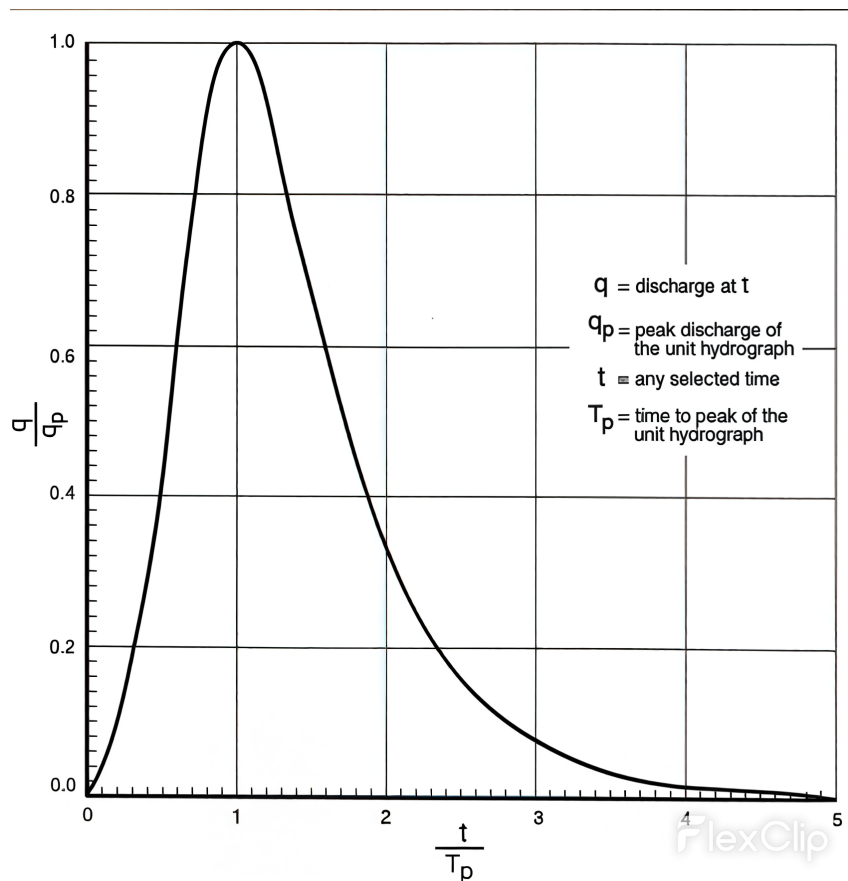
Fuente: Elaboración propia basada en clasificación USDA.

Según Mishra y Singh (2003) en su obra “Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Methodology”, esta tabla clasifica los suelos en cuatro grupos hidrológicos (A, B, C, D) según su potencial de escorrentía y tasa de infiltración, estableciendo las bases fundamentales para la determinación de los Números de Curva en el método SCS, mediante la consideración de características como textura, profundidad y capacidad de infiltración del suelo.

2.2.2.4. Obtención de caudal por hidrograma unitario SCS

El desarrollo del método del Número de Curva (SCS-CN) por el Soil Conservation Service (actualmente NRCS) contó con la contribución fundamental de varios investigadores. Entre los más destacados se encuentra Mockus (1957), considerado el principal desarrollador de las bases teóricas del método en la década de 1950. Sus trabajos sentaron las fundamentaciones hidrológicas para la relación precipitación-escorrentía que caracteriza el método.

Imagen 2.6: Dimensiones de hidrogramas unitarios.



Fuente: Ventatesh Merwade Lyles school of Civil Engineering.

Posteriormente, Williams et al. (2012) realizó significativas contribuciones en la aplicación y extensión del método, particularmente en la clasificación de suelos y el desarrollo de las tablas de

números de curva para diferentes condiciones de uso de tierra y grupos hidrológicos de suelos.

En etapas más recientes, investigadores como [Hawkins \(1993\)](#) realizaron importantes trabajos de validación y refinamiento del método, analizando su comportamiento en diferentes condiciones climáticas y tipos de suelos, así como proponiendo mejoras en la estimación de la abstracción inicial.

Estas contribuciones colectivas han permitido que el método SCS-CN se mantenga como una herramienta ampliamente utilizada en la hidrología práctica durante más de seis décadas, demostrando su robustez y aplicabilidad en diversos contextos hidrológicos a nivel mundial.

Tabla 2.5: Relación para dimensiones de hidrograma unitario y curva masa

Relación Tiempo (t/t_p)	Relación de descarga (q/q_p)	Relación Masa Curva (Q_a/Q)
0	0	0
0.1	0.03	0.001
0.2	0.1	0.006
0.3	0.19	0.012
0.4	0.31	0.035
0.5	0.47	0.065
0.6	0.66	0.107
0.7	0.82	0.163
0.8	0.93	0.228
0.9	0.99	0.3
1	1	0.375
1.1	0.99	0.45
1.2	0.93	0.522
1.3	0.86	0.589
1.4	0.78	0.65
1.5	0.68	0.7
1.6	0.56	0.751
1.7	0.46	0.79

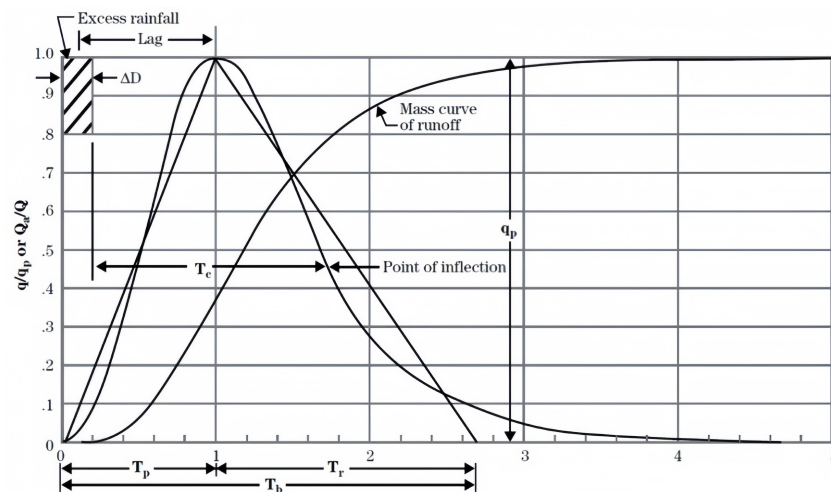
Continúa en la siguiente página

Tabla 2.5 – Continuación

Relación Tiempo (t/t_p)	Relación de descarga (q/q_p)	Relación Masa Curva (Q_a/Q)
1.8	0.39	0.822
1.9	0.33	0.849
2	0.28	0.871
2.2	0.207	0.908
2.4	0.147	0.934
2.6	0.107	0.953
2.8	0.077	0.967
3	0.055	0.977
3.2	0.04	0.984
3.4	0.029	0.989
3.6	0.021	0.993
3.8	0.015	0.995
4	0.011	0.997
4.5	0.005	0.999
5	0	1

Fuente: Ventatesh Merwade, Lyles School of Civil Engineering.

Imagen 2.7: Hidrograma unitario adimensional del SCS.



Fuente: Ventatesh Merwade Lyles school of Civil Engineering.

Cálculo de Q_p para el hidrograma unitario triangular SCS

Para el hidrograma unitario triangular, el área del triángulo es igual a la profundidad unitaria de agua:

$$\frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot T_p) \cdot Q_p = 1 \text{ pulg} \quad (2.15)$$

Para las unidades del sistema estadounidense, Q_p está en pie^3/s (cfs), T_p en horas, y la profundidad en pulgadas. La profundidad se convierte a volumen multiplicando por el área en millas cuadradas:

$$\frac{1}{2} \cdot (2,67 \cdot T_p \cdot 60 \cdot 60) \cdot Q_p = \frac{1}{12} \cdot A \cdot (5280^2) \quad (2.16)$$

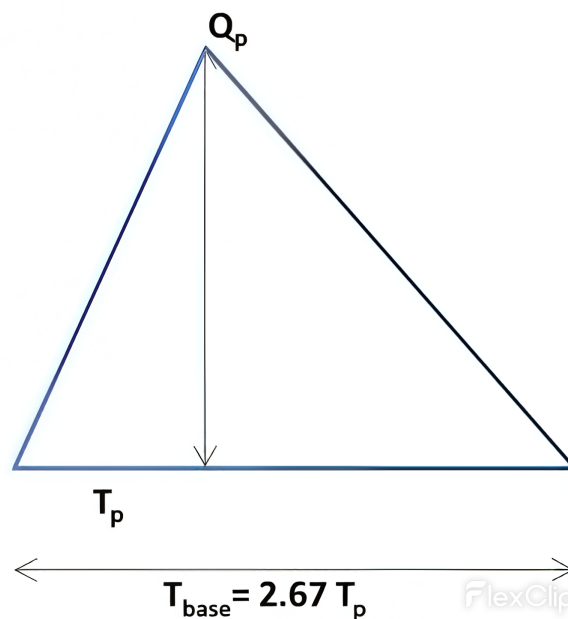
Después de simplificar la expresión anterior, obtenemos la siguiente ecuación:

$$Q_p = \frac{483,4 \cdot A}{T_p} \quad (2.17)$$

donde:

- Q_p = caudal pico (pie^3/s)
- A = área de la cuenca (millas^2)
- T_p = tiempo al pico (horas)

Imagen 2.8: Comparación de períodos: T_{base} en función de T_p .



Fuente: Ventatesh Merwade Lyles school of Civil Engineering.

Si realizamos el análisis usando el Sistema Internacional (SI) para caudal pico (Q_p), tenemos las siguientes consideraciones:

Para precipitación unitaria de 1 mm:

$$\begin{aligned}\text{Volumen de escorrentía} &= A(\text{km}^2) \times 1 \text{ mm} \\ &= A \times 10^6 \text{ m}^2 \times 0,001 \text{ m} \\ &= 1000A \text{ m}^3\end{aligned}$$

Este volumen debe igualar el área bajo el hidrograma triangular:

$$\frac{1}{2} \cdot (T_b) \cdot Q_p = 1000A$$

Donde $T_b = 2,67T_p$ (tiempo base del hidrograma triangular SCS).

Expresando T_p en **horas** y T_b en **segundos**:

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} \cdot (2,67T_p \times 3600) \cdot Q_p &= 1000A \\ Q_p &= 0,208 \cdot \frac{A}{T_p}\end{aligned}$$

Si consideramos 1 cm de precipitación:

$$\begin{aligned}\text{Volumen de escorrentía} &= A(\text{km}^2) \times 1 \text{ cm} \\ &= A \times 10^6 \text{ m}^2 \times 0,01 \text{ m} \\ &= 10,000A \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \cdot (2,67T_p \times 3600) \cdot Q_p = 10,000A$$

$$4806T_p \cdot Q_p = 10,000A$$

$$Q_p = \frac{10,000}{4806} \cdot \frac{A}{T_p}$$

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{A}{T_p}$$

Por lo tanto, con los mismos procedimiento se puede obtener la ecuaciones para diferentes precipitaciones unitarias (1 mm, 1cm y 1 pulg).

Tabla 2.6: Ecuaciones para diferentes precipitaciones unitarias

Precipitación unitaria	Ecuación	Factor
1 mm	$Q_p = 0,208 \cdot \frac{A}{T_p}$	0.208
1 cm	$Q_p = 2,08 \cdot \frac{A}{T_p}$	2.08
1 pulgada	$Q_p = 5,29 \cdot \frac{A}{T_p}$	5.29

Fuente: Elaboración propia

Si consideramos 1cm, se tiene:

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{A}{T_p} \tag{2.18}$$

Esta ecuación es correcta cuando:

- Q_p : Caudal pico (m^3/s)
- A : Área de la cuenca (km^2)
- T_p : Tiempo al pico (horas)
- **Precipitación unitaria: 1 cm**

Encontrando T_p

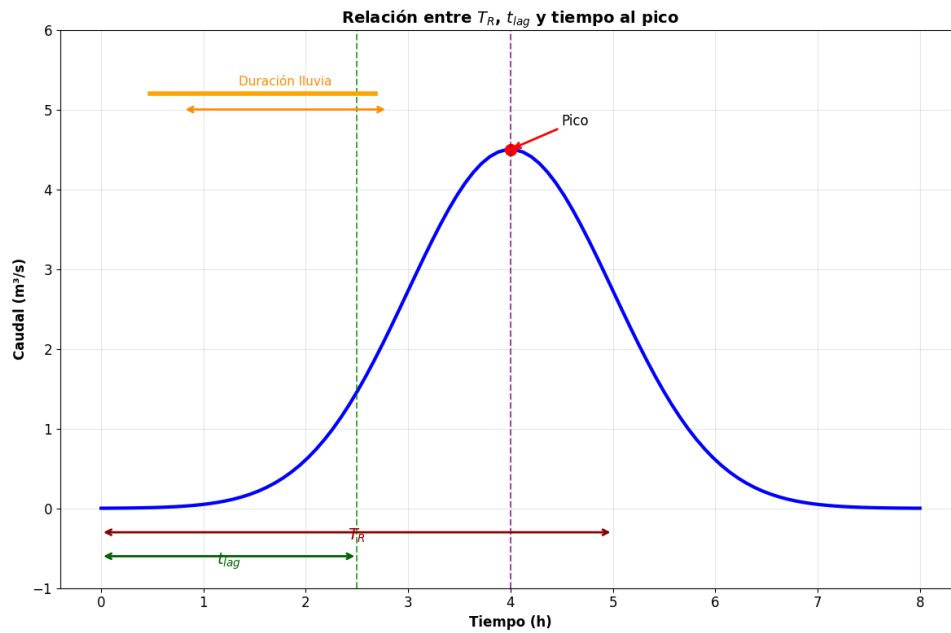
T_p es el tiempo para el pico de descarga, que también es igual a la duración de la lluvia/2 más el tiempo de retraso como se muestra en la figura siguiente. T_c es el tiempo de concentración.

$$T_p = \frac{T_R}{2} + t_{lag} \quad (2.19)$$

Donde:

- T_p : Tiempo al pico de descarga (horas)
- T_R : Duración de la lluvia (horas)
- t_{lag} : Tiempo de retraso (horas)
- T_c : Tiempo de concentración (horas)

Imagen 2.9: Hidrograma - Relación entre Tiempo de Retorno y Tiempo al Pico.



Fuente: Elaboración propia

Relación con el Tiempo de Concentración

Para el hidrograma unitario triangular del SCS, comúnmente se utiliza la siguiente relación:

$$T_p = \frac{T_R}{2} + 0,6 \cdot T_c \quad (2.20)$$

Donde el tiempo de retraso t_{lag} se estima como $0,6 \cdot T_c$.

Y el tiempo base del hidrograma es:

$$T_b = 2,67 \cdot T_p \quad (2.21)$$

Fórmula SCS para Tiempo de Concentración

Ecuación principal

$$T_c = \frac{L^{0,8}(S+1)^{0,7}}{1140 \cdot Y^{0,5}} \quad (2.22)$$

Variables y unidades

- T_c : Tiempo de concentración [horas]
- L : Longitud máxima de flujo [pies]
- Y : Pendiente media de la cuenca [%] o [pies/pie]
- S : Retención máxima potencial [pulgadas]
- CN : Número de curva (adimensional)

2.2.3. Dinámica de flujo superficial

La dinámica de flujo superficial se refiere al comportamiento del agua que fluye sobre la superficie del terreno, especialmente como resultado de precipitaciones que exceden la capacidad de infiltración del suelo. Este proceso es fundamental en la hidrología, ya que determina cómo se moviliza el agua en una cuenca hidrográfica, afectando tanto la erosión del suelo como la generación de escorrentía y posibles inundaciones.

2.2.3.1. Formación del flujo superficial

El flujo superficial ocurre cuando:

- La precipitación supera la capacidad de infiltración del suelo.
- El suelo se encuentra saturado y no puede absorber más agua.
- Existen superficies impermeables (como pavimento o roca).

2.2.3.2. Tipos de flujo superficial

- **Flujo en lámina (sheet flow):** Movimiento del agua en una capa delgada, uniforme, sin canales definidos.
- **Flujo en surcos (rill flow):** Se genera cuando el agua comienza a concentrarse en pequeños canales o surcos.
- **Flujo en canales (channel flow):** Se produce cuando el agua se agrupa en corrientes más definidas, como quebradas o ríos.

2.2.3.3. Factores que influyen en la dinámica del flujo superficial

- **Topografía:** Pendientes más pronunciadas favorecen velocidades mayores.
- **Uso del suelo y cobertura vegetal:** La vegetación intercepta el agua y reduce la velocidad del flujo.
- **Textura y estructura del suelo:** Suelos arcillosos infiltran menos, generando mayor escorrentía.
- **Condiciones meteorológicas:** Intensidad, duración y distribución espacial de la lluvia.
- **Morfometría de la cuenca:** Parámetros como el área, la forma y la pendiente afectan la concentración y dirección del flujo.

2.2.4. Modelación hidráulico

2.2.4.1. Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad para flujo superficial es:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad (2.23)$$

Donde: h = Profundidad de flujo, q = Caudal por unidad de ancho, r = tasa de aporte (lluvia).

2.2.4.2. Ecuación de Saint-Venant (flujo no permanente)

Se utilizan para describir el flujo en canales abiertos:

Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.24)$$

Ecuación de momentum

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + gAh \right) = gA(S_0 - S_f) \quad (2.25)$$

Donde:

- A : Área de la sección transversal
- Q : Caudal
- t : Tiempo
- x : Distancia a lo largo del canal
- g : Aceleración debido a la gravedad
- h : Profundidad de flujo
- S_0 : Pendiente del fondo del canal
- S_f : Pendiente de fricción

Caso particular de Saint Venant

En esta sección se muestra la ecuación de Saint-Venant, con la expresión del momentum para una dimensión en flujos de canales abiertos (Cui et al., 2019).

Hipótesis y notaciones

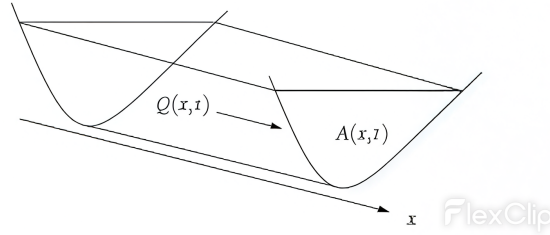
Las siguientes suposiciones son hechos clásicos derivados de la ecuación de Saint-Venant:

1. El flujo es unidimensional, la velocidad es uniforme sobre la sección transversal y el nivel de agua de la sección transversal es horizontal.
2. La curvatura de la línea de corriente es pequeña y la aceleración vertical es despreciable, por eso la presión es hidrostática.
3. El efecto de la fricción y la turbulencia en los límites se puede explicar mediante leyes de resistencia análogas a las que se utilizan para el flujo en estado estacionario.
4. La pendiente del canal principal es pequeña de modo que el coseno del ángulo que forma con la horizontal pueda ser reemplazado por la unidad.
5. La variación del ancho del canal a lo largo de x es pequeña.

Denotamos por x la abscisa longitudinal y por t el tiempo, utilizaremos las siguientes notaciones para las variables consideradas: $A(x, t)$ representa el área mojada (m^2), $Q(x, t)$ el caudal (m^3/s)

en la sección A , $V(x, t)$ la velocidad media (m/s) en la sección A , $Y(x, t)$ la profundidad del agua (m), $S_f(x, t)$ la pendiente de fricción (m/m), $S_b(x)$ la pendiente del lecho (m/m), y g la aceleración gravitacional (m/s²) (Cui et al., 2019).

Imagen 2.10: Flujo de canal abierto.



Fuente: Cui et al. (2019).

La ecuación

$$\frac{\partial A(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} = 0 \quad (2.26)$$

Y la segunda es la ecuación de conservación de momento:

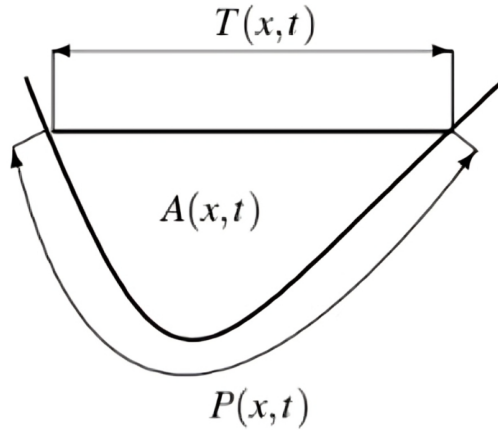
$$\frac{\partial Q(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{Q^2(x, t)}{A(x, t)} \right] + gA(x, t) \left(\frac{\partial Y(x, t)}{\partial x} + S_f(x, t) - S_b(x) \right) = 0 \quad (2.27)$$

La pendiente de fricción S_f se modela con la fórmula clásica de Manning:

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (2.28)$$

Con “n” el coeficiente de Manning ($sm^{-1/3}$) y R es el radio hidráulico (m) definido por $R=A/P$, donde P es el perímetro mojado (m).

Imagen 2.11: Sección de canal abierto definido.



Fuente: Cui et al. (2019).

Condiciones iniciales y de contorno

Para completar la formulación de las ecuaciones, necesitamos introducir las condiciones iniciales y de contorno. La condición inicial está dada en términos de $Q(x, 0)$ y $Y(x, 0)$, para todo $x \in [0, L]$, con L la longitud del canal abierto. La elección de las condiciones de contorno depende de las características del flujo, y lo contrario también es válido; además, un cambio en las condiciones de contorno cambia las características del flujo.

Distribución de la presión no hidrostática

Cuando la distribución de presión no es hidrostática, el término de presión en la ecuación de Saint Venant necesita ser modificado. Esto generalmente está relacionado con fenómenos hidráulicos con una longitud de onda pequeña, ya sea por variación geométrica (curva pronunciada) o marea ondular.

En este caso, un modelo más preciso lo proporcionan las ecuaciones de Boussinesq. Estas ecuaciones agregan un término derivado de tercer orden a la conservación del momento de las ecuaciones de Saint Venant.

Las mareas ondulares son oleadas positivas caracterizadas por un tren de ondas secundarias que siguen el frente de la oleada. Fueron estudiadas originalmente por Favre y se modelan de manera eficiente con las ecuaciones de Boussinesq (Cui et al., 2019).

Discontinuidades agudas

Cuando el flujo encuentra discontinuidades agudas, como las provocadas por las estructuras hidráulicas, las ecuaciones de Saint Venant ya no son aplicables. Estas estructuras hidráulicas suelen tratarse como límites internos modelados con una relación algebraica estática entre las variables del flujo, esta relación estática suele derivarse del teorema de Bernoulli, donde consideramos las estructuras hidráulicas como controladores estáticos pasivos que actúan en los límites del dominio que se desarrollará en este punto, aplicando esta propiedad, obtenemos las siguientes expresiones (Cui et al., 2019):

$$\frac{\partial J_1}{\partial t}(x, t) = h(x_1, J_1(x_1, t), J_2(x_1, t)), \quad (2.29)$$

$$\frac{\partial x_1}{\partial t} = V(x_1, t) + C(x_1, t), \quad (2.30)$$

$$\frac{\partial J_2}{\partial t}(x, t) = h(x_2, J_1(x_2, t), J_2(x_2, t)), \quad (2.31)$$

$$\frac{\partial x_2}{\partial t} = V(x_2, t) - C(x_2, t), \quad (2.32)$$

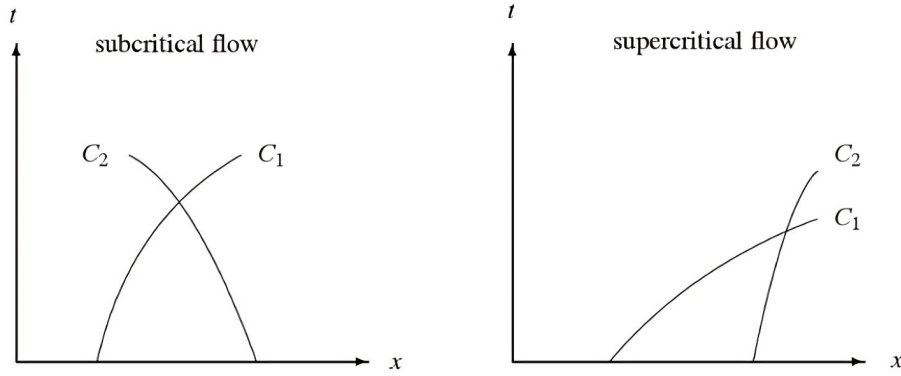
con $h(x, J_1(x, t), J_2(x, t)) = g(S_b(x) - S_f(x, J_1(x, t), J_2(x, t)))$ y donde la dependencia de $x_1(t)$ y $x_2(t)$ en t se ha eliminado para facilitar la lectura.

2.2.4.3. Flujo subcrítico versus supercrítico

Esta forma característica es, de hecho, una característica muy general de las ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas; también es útil para comprender el comportamiento físico fundamental del flujo en canal abierto: el caudal y la profundidad del agua son el resultado de la interacción de dos ondas elementales:

- Una onda que viaja aguas abajo, correspondiente a la curva característica positiva C_1
- Otra onda que viaja aguas arriba o aguas abajo, dependiendo del signo de $V - C$, correspondiente a la curva característica negativa C_2 (Cui et al., 2019)

Imagen 2.12: Características en flujo subcrítico y supercrítico.



Fuente: Cui et al. (2019).

Para propósitos de ilustración , nosotros consideramos abajo la fricción horizontal para dar una interpretación física de la expresión.

2.2.4.4. Caso de fricción horizontal

En el caso de canales con fricción horizontal, la pendiente S_b y la pendiente de fricción S_f son idénticamente cero, de modo que la función $h(x, J_1(x, t), J_2(x, t)) = 0$, lo que conduce a:

$$\frac{dJ_1}{dt}(x_1, t) = 0 \quad (2.33)$$

$$\frac{dx_1}{dt} = V(x_1, t) + C(x_1, t) \quad (2.34)$$

$$\frac{dJ_2}{dt}(x_2, t) = 0 \quad (2.35)$$

$$\frac{dx_2}{dt} = V(x_2, t) - C(x_2, t) \quad (2.36)$$

Las variables presentes en las ecuaciones son: C que representa la celeridad de la onda o velocidad de propagación de las ondas gravitacionales en el canal; t que denota la variable tiempo; V que corresponde a la velocidad media del flujo de agua; J_1 y J_2 que son las variables de Riemann o invariantes a lo largo de las características; x_1 y x_2 que indican las coordenadas a lo largo de las curvas características positiva y negativa respectivamente; S_b que es la pendiente del fondo del canal; y S_f que representa la pendiente de fricción o pérdidas de energía por fricción en el flujo.

2.2.4.5. Calibración del modelo de Saint Venant

Cuando se enfrenta a un problema práctico de modelado de un canal de apertura, un ingeniero hidráulico generalmente requiere los siguientes datos:

- Parámetros físicos que describen la geometría del canal abierto: pendiente, sección transversal (forma, dimensión y variación a lo largo de x)
- Valor del coeficiente de fricción de Manning

Generalmente, la geometría se puede obtener con una campaña de medición y el coeficiente de Manning se puede estimar a partir de tablas o calibrar en función de mediciones de nivel de agua y descarga en estado estacionario (Cui et al., 2019).

2.2.4.6. Soluciones de flujo constante

La solución del flujo permanente de las ecuaciones de Saint Venant se obtiene reemplazando en las ecuaciones anteriores, denotando las variables correspondientes al equilibrio del régimen con subíndice cero ($Q_0(x)$, $Y_0(x)$, etc.). Las ecuaciones de Saint Venant se convierten en:

$$\frac{dQ_0(x)}{dx} = 0 \quad (2.37)$$

$$\frac{dY_0(x)}{dx} = \frac{S_b - S_{f0}(x)}{1 - F_0(x)^2} \quad (2.38)$$

En hidráulica de canales, S_b (o S_0) es la pendiente del fondo, S_f es la pendiente de fricción calculada con Manning $S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$, y F es el número de Froude $F = \frac{V}{\sqrt{gY}}$. La ecuación $\frac{dY}{dx} = \frac{S_b - S_f}{1 - F^2}$ determina cómo cambia la profundidad Y a lo largo del canal x según el balance entre pendiente de fondo, fricción y régimen de flujo.

2.2.5. Relación morfometría- escurrimiento superficial

La morfometría influye directamente en cómo se genera y se transmite el escurrimiento superficial. Por ejemplo:

- **Mayor pendiente media conduce a mayor velocidad del flujo, lo que genera menor infiltración y por tanto mayor escurrimiento superficial.**
- **Alta densidad de drenaje provoca menor tiempo de concentración, resultando en escurrimientos más rápidos y picos de caudal más altos.**

- **Cuencas más compactas o circulares implican** menor tiempo de concentración, **aumentando** el riesgo de inundaciones súbitas.
- **Índice de bifurcación bajo origina** distribución más uniforme de caudales, **elevando** el riesgo de escurrimiento simultáneo.

2.3 Bases conceptuales

2.3.1. Cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica, también conocida simplemente como cuenca, es una unidad geográfica y funcional del territorio que capta, almacena y transporta el agua de la precipitación hacia un punto de salida común, generalmente un río, lago o el mar. Está delimitada por divisorias topográficas llamadas líneas divisorias de aguas o divisorias de drenaje, que separan el escurrimiento que fluye hacia distintas direcciones (Chow et al., 1988).

2.3.2. Morfometría

La morfometría es la ciencia que estudia y cuantifica las formas del terreno mediante el análisis matemático y geométrico de sus características superficiales. En el contexto de cuencas hidrográficas, la morfometría se refiere al análisis cuantitativo de la forma, dimensiones y estructura del relieve de una cuenca, con el fin de entender su comportamiento hidrológico, su potencial erosivo, y su capacidad de escurrimiento (Chow et al., 1988).

2.3.3. Escurrimiento

El escurrimiento es el movimiento del agua sobre la superficie del terreno o a través del subsuelo, producto de la precipitación que no es interceptada, evaporada ni infiltrada en el suelo. Representa una de las principales fases del ciclo hidrológico, al movilizar el agua desde las zonas de captación (cuencas) hacia los cauces naturales (ríos, quebradas, lagos) o cuerpos receptores (Chow et al., 1988).

2.3.4. Caudal pico

El caudal pico es el máximo caudal instantáneo que se registra en una corriente (río, quebrada, canal) durante un evento de lluvia o de escurrimiento superficial. Representa el punto más alto

de la curva hidrológica de una cuenca y es un parámetro clave en el análisis de avenidas, diseño de estructuras hidráulicas y control de inundaciones (Chow et al., 1988).

2.3.5. Tiempo pico

El tiempo pico (también conocido como tiempo al pico o *time to peak* en inglés) es el intervalo de tiempo que transcurre desde el inicio de una lluvia efectiva hasta que se alcanza el caudal máximo (caudal pico) en un punto específico del cauce de una cuenca hidrográfica. Se expresa generalmente en horas o minutos y depende tanto de la respuesta hidrológica de la cuenca como de la distribución temporal e intensidad de la lluvia (Chow et al., 1988).

2.3.6. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el intervalo requerido para que el agua fluya desde el punto hidráulicamente más remoto de una cuenca hasta su salida. Representa el momento en el que toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal en el exutorio, marcando el pico máximo del hidrograma (Chow et al., 1988). Se expresa normalmente en minutos o horas, dependiendo del tamaño y características de la cuenca.

2.3.7. Tiempo de retorno

El tiempo de retorno (también conocido como período de retorno o *return period* en inglés) es el intervalo promedio de tiempo que transcurre entre dos eventos hidrológicos de igual o mayor magnitud. Se utiliza para estimar la frecuencia con la que se espera que ocurra un evento extremo, como una lluvia intensa, una avenida o una inundación (Chow et al., 1988). Se expresa en años (por ejemplo, 10, 25, 50, 100 años).

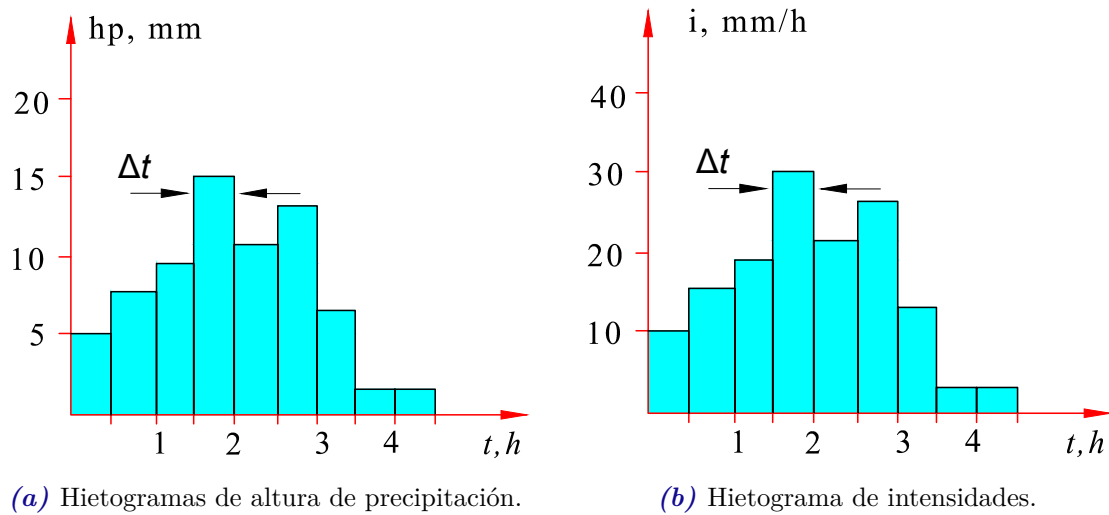
2.3.8. Hietograma

Según Chow et al. (1988), un hietograma es un gráfico de barras que representa la distribución de la precipitación en intervalos de tiempo regulares, ya sea para un evento tormentoso específico o para un período diario. Como se ilustra en la figura a continuación, este tipo de gráfica muestra las intensidades de lluvia registradas mediante un pluviograma.

La elección del intervalo temporal depende directamente del tamaño de la cuenca de estudio: en cuencas pequeñas se emplean intervalos cortos (minutos), mientras que para cuencas grandes se utilizan intervalos más amplios (horas).

Los hietogramas son herramientas fundamentales en el diseño de tormentas y el análisis de caudales máximos, y se construyen a partir de la curva de masa de precipitación. Cabe destacar que el área total bajo las barras del hietograma corresponde a la precipitación acumulada durante el período analizado.

Imagen 2.13: Las imágenes 2.13a y 2.13b muestran las alturas de precipitación y de intensidad.

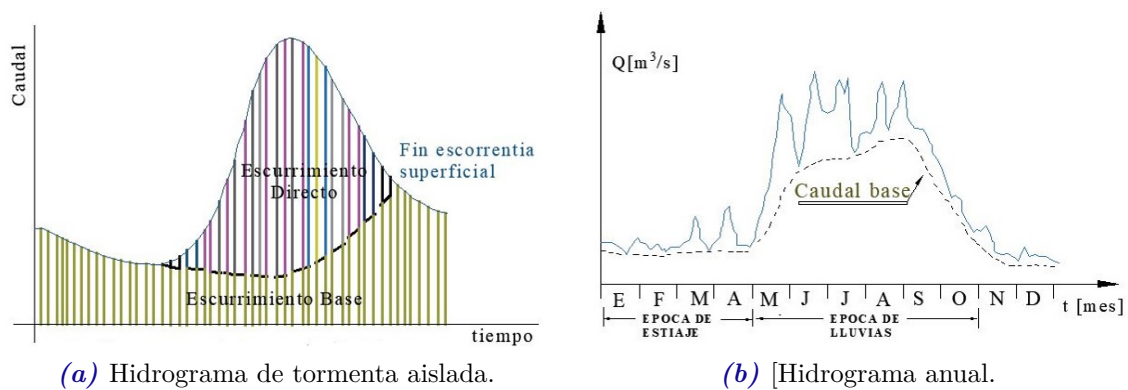


Fuente: Elaborado por (Chow et al., 1988)

2.3.9. Hidrograma

Según Chow et al. (1988), un hidrograma es un gráfico que representa la variación del caudal de un río o quebrada en función del tiempo en un punto específico de la cuenca. Es una herramienta fundamental en hidrología para analizar la respuesta de una cuenca ante una precipitación.

Imagen 2.14: Las imágenes 2.14a y 2.14b muestran el hidrograma de tormenta aislada y anual.



Fuente: Elaborado por (Chow et al., 1988)

2.3.10. Caudal

El caudal es la cantidad de agua que fluye por un canal, río, tubería u otra conducción en un determinado intervalo de tiempo. Representa la velocidad de transporte del volumen de agua en un sistema hidráulico y es una de las variables clave en el análisis de recursos hídricos (Chow et al., 1988).

2.3.11. Caudal de diseño

El caudal de diseño es el caudal máximo esperado que se utiliza como base para el dimensionamiento y planificación de una obra hidráulica. Se selecciona considerando criterios técnicos, estadísticos y de seguridad, y está asociado a un determinado tiempo de retorno, que representa la frecuencia esperada de ocurrencia del evento (Chow et al., 1988). En otras palabras, el caudal de diseño es una estimación del flujo de agua que una infraestructura debe soportar, conducir, almacenar o evacuar sin fallar durante su vida útil.

2.3.12. Modelamiento hidrológico

Según Chow et al. (1988), el modelamiento hidrológico es una herramienta matemática y computacional que permite simular el comportamiento del ciclo hidrológico en una cuenca. Tiene como objetivo representar procesos como la precipitación, infiltración, escorrentía, evaporación, almacenamiento y flujo subterráneo, con el fin de predecir el comportamiento del recurso hídrico bajo distintas condiciones climáticas, de uso del suelo o de eventos extremos.

2.3.13. Modelamiento hidráulico

Según Chow et al. (1988), el modelamiento hidráulico es una técnica matemática y computacional que permite simular el comportamiento del flujo de agua en canales naturales o artificiales, tuberías, estructuras hidráulicas y sistemas de drenaje. Tiene como finalidad predecir variables como la profundidad del agua, la velocidad, el caudal y la presión en distintos puntos del sistema, bajo diversas condiciones de operación o eventos extremos.

2.4 Bases legales

2.4.1. Ley N° 29338–Ley de Recursos Hídricos

Según [Congreso \(2009\)](#), la finalidad garantiza la gestión integrada y sostenible del recurso hídrico, promueve el estudio técnico-científico de cuencas hidrográficas, obliga al Estado a realizar investigaciones que incluyan la caracterización física y morfológica de las cuencas, y fomenta el uso de herramientas como la morfometría para determinar el comportamiento del flujo superficial en diferentes escenarios hidrológicos.

2.4.2. Ley de Recursos Hídricos (D.S. N.º 001-2010-AG)

Según [Agricultura \(2010\)](#), se toman en consideración los siguientes aspectos:

- Aplica el enfoque de unidad hidrográfica y subcuenca como base para la planificación y gestión.
- Reconoce el uso de análisis morfométrico para definir comportamientos de escurrimiento, erosión, almacenamiento y tiempo de concentración en las cuencas.

2.4.3. Manual de hidrología, hidráulica del MTC

Según [MTC \(2014\)](#), el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, establecido mediante el Decreto Supremo N° 034-2008-MTC, incluye entre sus disposiciones la implementación del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Este manual sintetiza los aspectos más relevantes de estas disciplinas y funciona como una guía técnica para el diseño de obras de drenaje superficial y subterránea en proyectos viales, adaptándose a las condiciones específicas de cada ubicación.

2.4.4. Ley N.º 28611– Ley General del Ambiente

Según [Congreso \(2009\)](#), en su Artículo 45 establece que los estudios de impacto ambiental (EIA) deben incluir el análisis del relieve y la hidrología local. El uso de indicadores morfométricos es vital para determinar vulnerabilidades frente a lluvias intensas, inundaciones y procesos erosivos.

2.4.5. Directiva N°002-2021 CENEPRED-DGP

Según [CENEPRED \(2014\)](#), se establecen procedimientos para la elaboración de informes técnicos de Evaluación de Riesgos en el marco del Artículo 56 de la Ley N.º 31084 (Presupuesto del Sector

Público). Se requiere que los estudios incluyan la identificación de factores condicionantes y desencadenantes de riesgos naturales, donde la morfometría de cuencas (pendientes, densidad de drenaje, forma de cuenca) es base técnica esencial para el análisis de inundación y escorrentía.

2.4.6. Reglamento de la Ley 29338 del ANA

Según [ANA \(2010\)](#), desarrollado mediante Decreto Supremo en 2010, se detallan los deberes y atribuciones de la ANA, incluyendo la planificación hídrica mediante análisis físicos del territorio (cuencas, drenaje, relieve), los cuales son esencialmente morfométricos.

2.4.7. Manual de Hidrometría (SENAMHI-2013)

Según [SENAMHI \(2013\)](#), se definen técnicas para la instalación y operación de estaciones hidrométricas, levantamientos topo batimétricos y elaboración de curvas altura-caudal. Estos procedimientos requieren conocer la geomorfología del cauce, la pendiente y la estructura física de la cuenca, lo que está directamente vinculado con parámetros morfométricos.

2.4.8. EM1110-2-1417– Flood-Runoff Analysis

Según [USACE \(1994\)](#), se considera lo siguiente:

- Manual de ingeniería del USACE que regula el análisis del escurrimiento superficial por eventos de lluvia.
- Establece cómo las características físicas de la cuenca (morfometría) afectan la generación de escorrentía.

2.4.9. HEC-HMS(Hydrologic Modeling System)

Según [USACE \(1994\)](#), se describe el uso de parámetros morfométricos como área, pendiente, forma de la cuenca, longitud del cauce, y tiempo de concentración para modelar la escorrentía superficial.

3.1 Enfoque

La presente investigación tendrá un enfoque explicativo cuantitativo, basado en la modelación hidrológica e hidráulica, ya que estos estudios requieren cálculos cuantitativos para la determinación de parámetros hidrológicos e hidráulicos, y los modelamientos numéricos y matemáticos necesitan de dichos cálculos.

3.2 Alcance

El alcance de la investigación utilizada en el presente estudio es de nivel explicativo, ya que permitirá explicar la influencia de la morfometría (como variable independiente) en la dinámica del flujo superficial (como variable dependiente). Este análisis está dirigido a evaluar la ubicación del puente y a estudiar las inundaciones en el diseño del puente Puncupata.

3.3 Diseño de investigación

El diseño de la investigación será correlacional no experimental y transversal, ya que los datos se recopilarán en un solo momento para realizar todos los estudios necesarios que permitan alcanzar el objetivo de la investigación.

3.4 Población y muestra

3.4.1. Población

En la presente investigación la población es la morfometría de la cuenca del puente de Puncupata con un área de 9.5 Km², seleccionado por criterio intencional o por conveniencia.

3.4.2. Muestra

Para la muestra de la investigación se eligió un muestreo no probabilístico discreto por conveniencia y seleccionado por criterio convencional, eligiendo el punto de aforo en el río ubicado

en el puente Puncupata con un tramo de 200 metros río abajo y 200 metros río arriba para la evaluación de la morfometría.

3.5 Hipótesis

3.5.1. Hipótesis General

La morfometría influye significativamente en la dinámica del flujo superficial, de modo que variaciones en los parámetros morfométricos (pendiente, forma de cuenca, densidad de drenaje) modifican la respuesta hidrológica simulada en la modelación.

3.5.2. Hipótesis Específicos

1. Los parámetros morfométricos determinan el tiempo de concentración y el caudal pico del flujo superficial.
2. La modelación hidrológica permite cuantificar la relación entre características geomorfológicas y la respuesta hidrológica de la cuenca.
3. El tiempo de concentración afecta significativamente la forma del hidrograma y el caudal pico.

3.6 Operacionalización de variables, definición conceptual

En el marco de la presente investigación, la operacionalización de las variables se define a partir de la morfometría de la cuenca, la cual se considera como variable independiente y se caracteriza mediante parámetros como el área de la cuenca, la pendiente media, el orden de los cauces y el coeficiente de compacidad. Por su parte, la dinámica del flujo superficial se establece como variable dependiente, siendo evaluada a través de caudales máximos, tiempos de concentración e hidrogramas obtenidos a partir de la aplicación de un modelo hidrológico. Ambas variables son analizadas en el área de drenaje del puente Puncupata, empleando herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG) y software de modelación hidrológica, correspondientes al año 2025.

3.6.1. Variables e indicadores

En la presente investigación, las variables de análisis están representadas por los caudales máximos, los tiempos de concentración y los hidrogramas obtenidos a partir del modelo hidrológico, en tanto que estos responden a las variaciones propias de la configuración morfométrica de la cuenca. En contraste, los indicadores morfométricos, tales como el área de la cuenca, la pendiente media, el orden de los cauces y el coeficiente de compacidad, constituyen parámetros de carácter estructural, relativamente constantes, que describen la cuenca asociada al puente Puncupata y son utilizados como datos de entrada en el proceso de modelación hidrológica.

La operacionalización de variables se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 3.1: Operacionalización de variables, dimensiones e indicadores

Variables	Dimensiones	Indicadores	Unidades
Variable Independiente			
Morfometría	Área de la cuenca.	Superficie total (A)	km ²
	Pendiente.	Pendiente media de la cuenca (%)	%
	Tiempo de concentración.	Tc estimado por Kirpich o Temez	minutos
Variable Dependiente			
Dinámica de flujo	Comportamiento de escurrimiento.	Caudal pico (Q_p)	m ³ /s
		Tiempo al pico (t_p)	minutos
		Velocidad del flujo superficial	m/s

Fuente: Elaboración propia

3.7 Técnicas e instrumentos

3.7.1. Técnicas

Según lo señalado por Supo (2014) y Hernández-Sampieri y Mendoza (2020), la presente investigación se fundamenta en la técnica de modelación computacional y simulación numérica, mediante el uso integrado de diversos programas informáticos especializados. En este contexto, ArcGIS 10.8 y AutoCAD Civil 3D se utilizan para el análisis geoespacial y la caracterización morfométrica de la cuenca; HEC-HMS y HEC-RAS se aplican en la simulación de los procesos hidrológicos e hidráulicos; HEC-4 y SPIDER PYTHON facilitan el procesamiento y análisis de las series de datos hidrométricos; mientras que el software SPSS se emplea para la interpretación estadística de los resultados. Todo este proceso se realiza a partir de registros históricos obtenidos

de estaciones meteorológicas locales, que sirven como insumo base para la modelación.

3.7.2. Instrumentos

Según José Antonio Supo Condori y Hernandez Sampieri Los instrumentos utilizados en el desarrollo de la investigación comprenden un conjunto de herramientas informáticas especializadas y fuentes de información climática.

- Software ArcGIS 10.8, para el procesamiento y análisis espacial de la cuenca.
- AutoCAD Civil 3D, para la generación de modelos de superficie y secciones transversales del cauce.
- HEC-HMS para modelación hidrológica.
- HEC-RAS para modelación hidráulica.
- HEC-4 y SPIDER PYTHON para la completación de datos y extracción de precipitaciones.
- SPSS, para el análisis estadístico de los resultados.
- Los registros históricos de las estaciones meteorológicas de Huamanga, Allpachaca y Huanacapi como fuentes primarias de datos climáticos..

3.8 Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información

La técnica estadística empleada en la investigación es el análisis de datos estadísticos (correlación y regresión), para determinar la relación entre la variable dependiente e independiente a través de sus indicadores. Se implementará una tabla de correlación con análisis de varianza (ANOVA) para la contrastación de las hipótesis de investigación mediante la prueba T-STUDENT, utilizando hipótesis nula y alterna, con el fin de lograr los objetivos planteados.

3.9 Desarrollo de la investigación- Hidrología

Para la presente investigación se tomarán en cuenta los siguientes procedimientos para el desarrollo de la investigación:

1. **Ubicación y delimitación:** Ubicación del punto de aforo para el análisis de la morfometría y delimitación de la cuenca tributaria al punto de interés.
2. **Obtención de datos de precipitación:** Obtención de registros de precipitaciones históricas con una serie mínima de 20 años, según lo establecido por la norma del MTC para

estudios hidrológicos e hidráulicos.

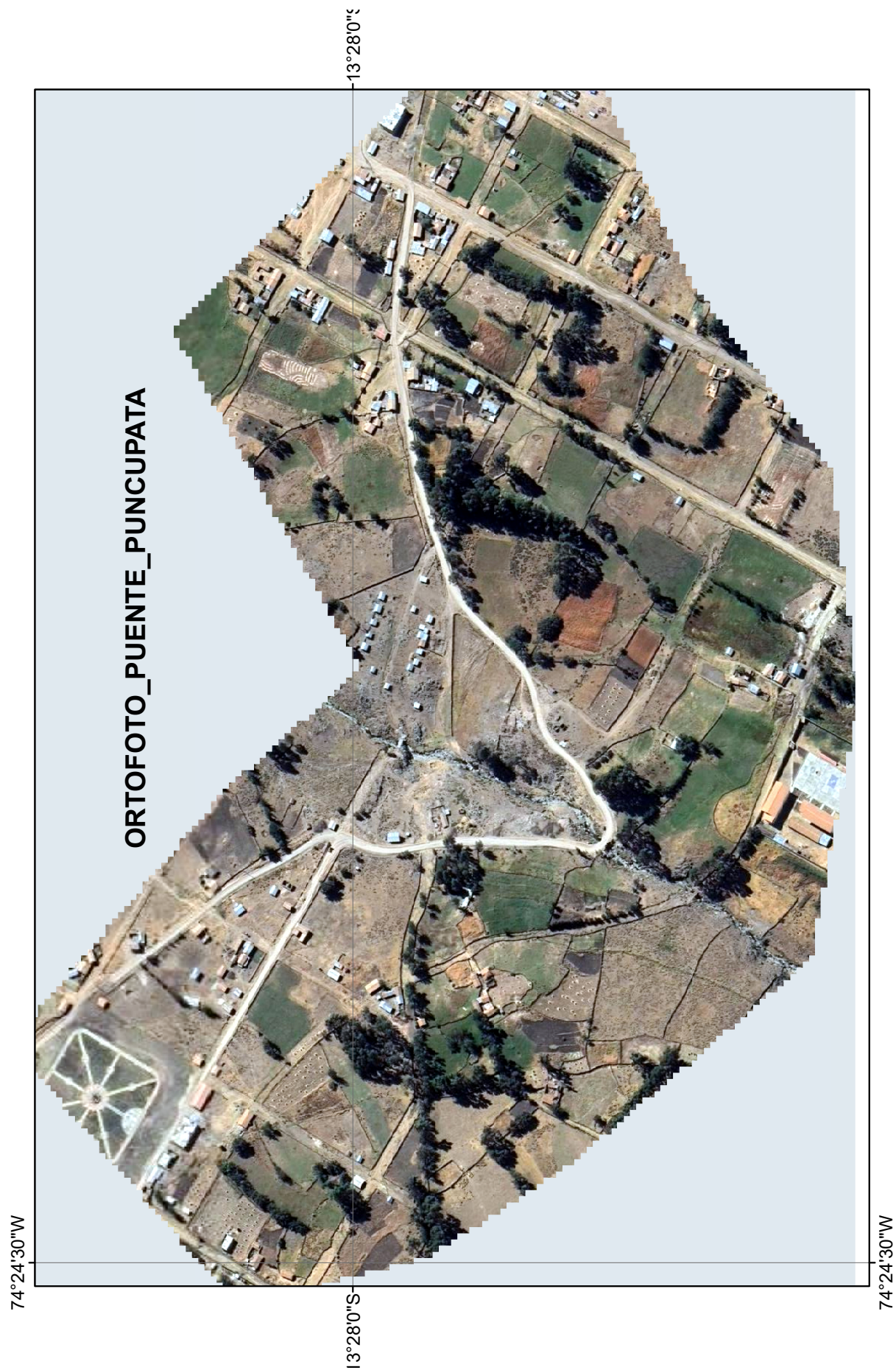
3. **Selección de estaciones meteorológicas:** Utilización de estaciones pluviométricas disponibles del SENAMHI y ANA, cercanas a la cuenca, para el cálculo de la precipitación máxima diaria anual.
4. **Cálculo de precipitación promedio:** Cálculo de la precipitación promedio para la cuenca utilizando el método de polígonos de Thiessen con las estaciones disponibles y cercanas.
5. **Consistencia de datos:** Análisis de consistencia de datos de precipitaciones máximas diarias anuales mediante el método de Smirnov-Kolmogorov, utilizando distribuciones estadísticas que mejor se ajusten a los datos observados, con corrección de datos cuando sea necesario.
6. **Selección del modelo de distribución:** Elección de la mejor función de distribución que se ajuste a los datos observados corregidos utilizando el método de Dick y Peschke.
7. **Cálculo de frecuencia y tiempo de retorno:** Determinación de la frecuencia, duración y tiempo de retorno de las precipitaciones, utilizando regresión lineal múltiple para generalizar y calcular las curvas IDF.
8. **Cálculo de hietogramas de diseño:** Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca por el método Kirpich o Témez y, con las curvas IDF, cálculo de hietogramas de diseño por el método de bloques alternos para diferentes tiempos de retorno.
9. **Cálculo del caudal de diseño:** Utilización del programa HEC-HMS con el modelo SCS (CN) e hidrograma unitario SCS, ingresando los hietogramas de diseño calculados con el tiempo de concentración de la cuenca.
10. **Cálculo del número de curva (CN):** Cálculo del número de curva utilizando mapas del USDA para condiciones secas, húmedas e intermedias, para la determinación de la precipitación efectiva para diferentes tiempos de retorno.
11. **Validación del modelo:** Realización de aforos *in situ* para la calibración del modelo y verificación mediante huellas hídricas generadas en máximas avenidas con tiempos de retorno prolongados.
12. **Cálculo de socavación:** Cálculo de socavación general y local en los estribos en función al estudio de suelo y al coeficiente de Manning, utilizando el método de Lischtván-Lebediev para determinar las alturas de socavación.
13. **Modelamiento y evaluación final:** Modelamiento de la ubicación de la sección del puente evaluando diferentes progresivas y obteniendo los parámetros hidráulicos para la evaluación y ubicación final del puente, considerando la morfometría de la cuenca.

3.9.1. Ubicación del proyecto (Puente Puncupata)

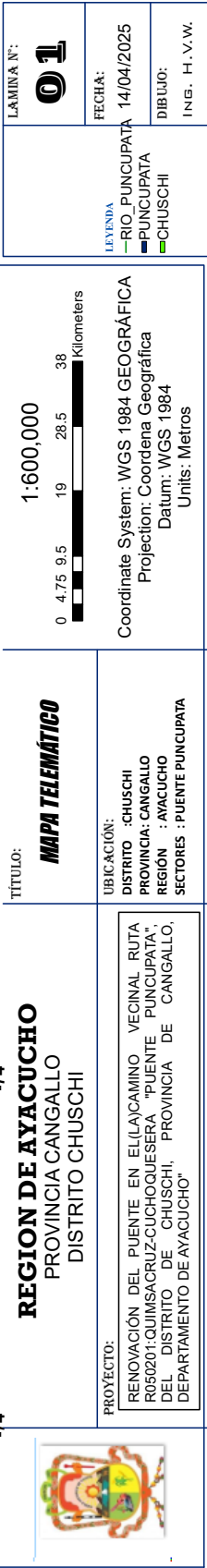
El proyecto de RENOVACIÓN DE PUENTE; EN EL(LA) CAMINO VECINAL RUTA R050264: PUNCUPATA - UNIÓN POTRERO “PUENTE PUNCUPATA”, DISTRITO DE CHUSCHI, PROVINCIA CANGALLO, DEPARTAMENTO AYACUCHO-2025. Se encuentra ubicado en:

- **Departamento** : Ayacucho
- **Provincia** : Cangallo
- **Distrito** : Chuschi
- **Coordenadas:**
 - **Este** : 585347.2
 - **Sur** : 8499038.5
- **Sistema de coordenadas** : UTM (WGS 84)

Imagen 3.1: Ubicación de punto de aforo en el área de drenaje del puente Puncupata



Fuente: Elaboración propia



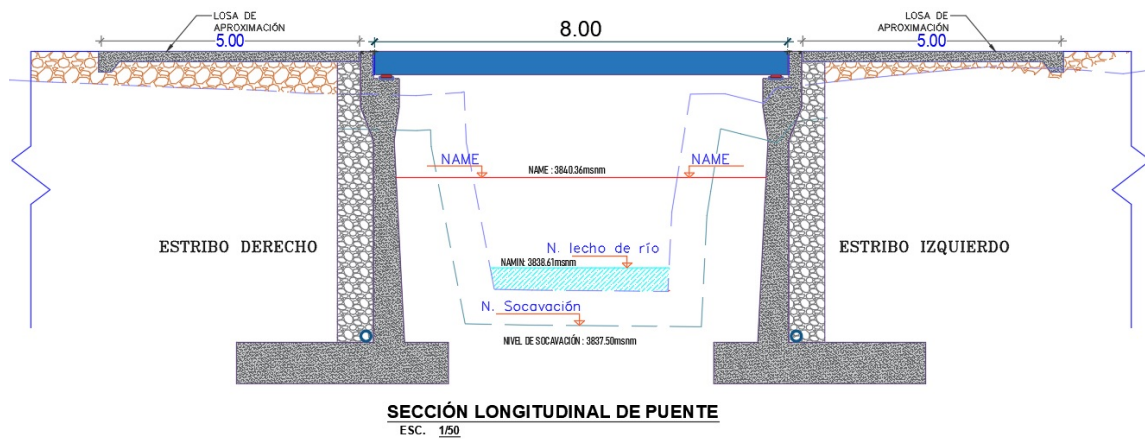
Fuente: (Chow et al., 1988)

3.9.2. Descripción de la situación actual del proyecto

En la visita a campo se observó las características del río como:

- * El puente deteriorado de Puncupata representa un riesgo para su funcionamiento normal. Se trata de un puente de concreto construido por los propios moradores, con una trocha carrozable para el tránsito de vehículos y peatones. Durante épocas de precipitaciones, existe el riesgo de que el incremento del caudal eleve el nivel del agua, situándose el galibo a 1.15 m por debajo del puente de madera existente.

Imagen 3.3: Inspección técnica del puente existente y trabajo de campo.



Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

- * Se observa que las vigas del puente de madera, laminadas mecánicamente, no están sujetas ni reforzadas con concreto, careciendo de buena cimentación en la superficie. El puente presenta grietas profundas y fisuras que evidencian desgaste del material debido al paso del tiempo, condiciones climáticas y tráfico constante. Sectores del concreto muestran desprendimientos, generando baches peligrosos para el tráfico. Las barandas de madera se encuentran en estado de deterioro y colapso, incumpliendo los estándares del manual de puentes.
- * En la visita de campo, evidenciada en el registro fotográfico, se constata que durante los meses de febrero y marzo, periodo en que se realizaron las mediciones para los estudios hidrológicos e hidráulicos, el río se encontraba en época de máximas avenidas. En dicha inspección, se procedió al aforo del caudal bajo el puente existente, obteniendo un valor de $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que el nivel ordinario del río se situó a 0.65 m sobre el lecho.

Imagen 3.4: Medición de caudal mediante aforo en el río Puncupata.



Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

- * La longitud del puente equivale a la distancia entre los estribos del puente existente de concreto. En la fotografía se aprecia que la longitud del río es igual a 3.0 m aproximadamente, y el ancho del puente existente es de 5.0 m.

Imagen 3.5: Verificación del puente existente y trabajo de campo para recolección de datos.



Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

- * Durante el trabajo de campo se verificó un caudal de $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$ en el río, registrándose un tirante de $Y = 0.53 \text{ m}$ en la sección correspondiente al puente.
- * El galibo o borde libre del puente existente, determinado en campo, es de 1.15 m. Este valor corresponde al Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) durante precipitaciones

por tormentas extremas, según la evidencia de huellas hídricas y testimonios de lugareños verificados in situ.

Imagen 3.6: Las imágenes 3.6a y 3.6b, presentan la evaluación in situ de la socavación y la verificación del galibo en el puente existente.



(a) Verificación de la socavación en el puente



(b) Medida de los galibos del puente existente.

Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

- * El régimen de caudal aforado in situ es mixto según el número de Froude, donde se observa en tramos resaltos hidráulicos y, en algunos puntos, se puede apreciar un flujo subcrítico sin generación de resaltos hidráulicos. Por lo tanto, en eventos extremos con tiempos de retorno considerados como $Tr = 500$ años, podría aproximarse a un régimen mixto, por corresponder a una microcuenca de aproximadamente 5.9 km^2 .

Imagen 3.7: Caracterización del régimen de flujo en el río.



Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

- * El material del lecho del río aguas arriba presenta la siguiente composición: 66.88 % grava, 32.89 % arena y 0.22 % finos, con un diámetro medio para el cálculo de socavación de $D_{50} = 15,483 \text{ mm}$. Aguas abajo, la composición es 66.02 % grava, 33.61 % arena y 0.37 % finos, con un diámetro medio de $D_{50} = 16,133 \text{ mm}$.

Imagen 3.8: Las imágenes 3.8a y 3.8b, presentan las Calicatas realizadas en los sectores aguas arriba y aguas abajo del puente.



(a) Obtención de la muestra de calicatas aguas arriba.



(b) Obtención de la muestra de calicatas aguas abajo.

Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

Como se observa en las evidencias fotográficas, en campo se realizaron calicatas para determinar la socavación general en el centro y lecho del río debajo del puente y para las socavaciones locales en los estribos. En la granulometría del estudio de suelo se evidencia

el porcentaje de los granos del material y el tipo de material que se encuentra en el río.

- * Se realizó la verificación del levantamiento topográfico en campo con el objetivo de alimentar el modelamiento hidráulico, obteniendo las secciones transversales y el perfil longitudinal del río mediante el uso de equipos topográficos especializados.

Imagen 3.9: Caracterización del régimen de flujo en el río.



Fuente: Elaboración propia (Visita a campo)

3.9.3. Planteamiento y sustento del puente proyectado

De acuerdo con las especificaciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) para el diseño geométrico de carreteras y puentes, y considerando los estudios de mecánica de suelos, geotécnicos y geológicos que garantizan la estabilidad de los estribos en terreno firme o rocoso, se propone la ubicación del nuevo puente superpuesto al existente. Esta decisión se respalda mediante modelamiento hidráulico que evalúa las características del río y los elementos estructurales del puente.

Para determinar la cota mínima de la base del tablero y calcular la socavación en los estribos del puente del proyecto “Renovación del Puente Puncupata” (camino vecinal R050201, Chuschi, Ayacucho), se requiere un Estudio Hidrológico y una Evaluación Hidráulica en el Río Puncupata, con el fin de garantizar que la estructura resista crecidas con períodos de retorno específicos.

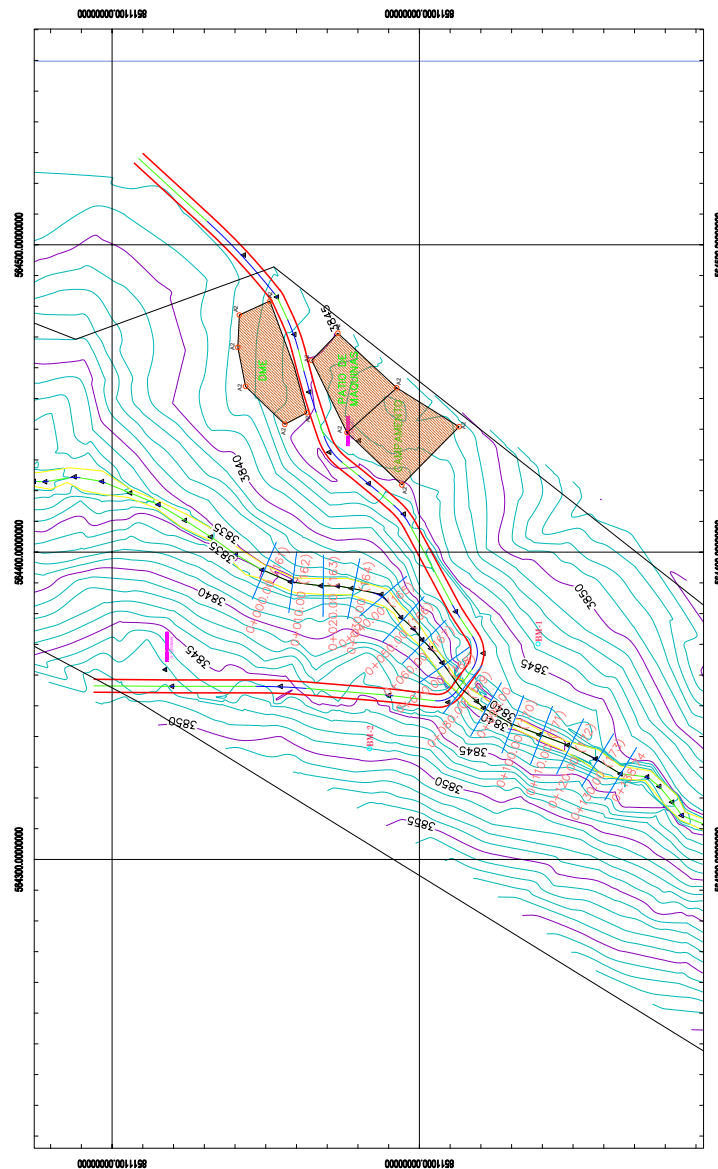
El diseño tentativo considera un puente de concreto armado con una luz de 7.00 m y un ancho de plataforma de 6.95 m (incluidas veredas), según los planos topográficos. El estudio utiliza datos meteorológicos confiables de estaciones cercanas y metodologías avaladas por la comunidad científica y prácticas de ingeniería.

La metodología se divide en dos etapas:

- **Estudio Hidrológico:** Determinación de caudales máximos para diferentes períodos de retorno.
- **Modelación Hidráulica:** Simulación del tránsito de avenidas mediante el software HEC-RAS (desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU.), para obtener niveles de agua en la sección de cruce y fundamentar el diseño estructural del puente.

Los resultados de la modelación hidráulica definen los niveles de agua críticos, constituyendo el insumo principal para el dimensionamiento seguro de la estructura.

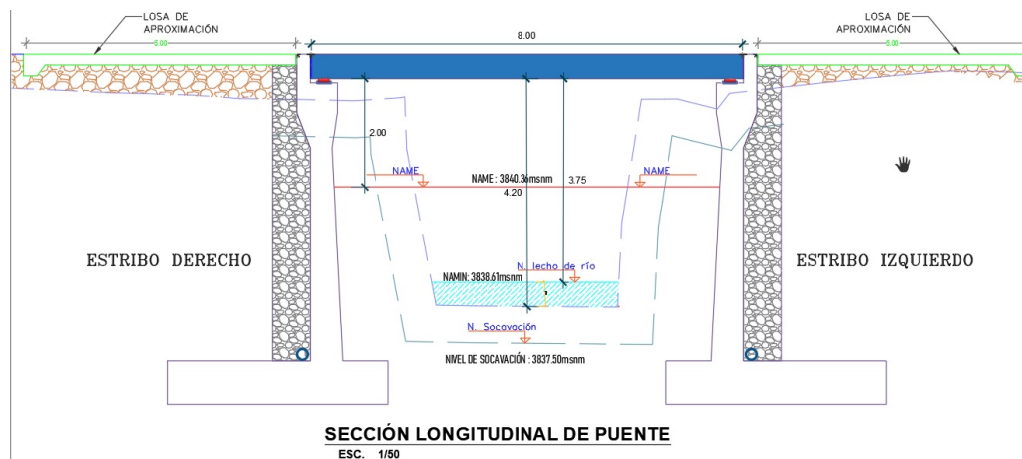
Imagen 3.10: Diseño geométrico en planta del puente proyectado y sus accesos.



3.9.4. Planteamiento de Luz, altura y niveles de socavación, galibo

- ❶ **Luz del Puente:** La luz propuesta para la losa del puente es de aproximadamente 8 m. No obstante, la ubicación de los estribos y su geometría reducen la longitud efectiva, resultando menor que la sección del cauce natural. El estudio hidráulico para eventos extremos determina un ancho de 6.7 m a nivel del NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) en el curso bajo el puente, con un régimen de flujo subcrítico verificado mediante el número de Froude. La solución estructural consiste en un puente de 8 m de longitud entre caras de estribos y 6.95 m de ancho, incluyendo las veredas.
- ❷ **Altura:** De acuerdo con la [figura 3.63](#), la altura total del puente es de $H = 4.20$ m desde el lecho del río, presentando un borde libre de $BL = 2.00$ m con relación al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

Imagen 3.11: Parámetros Geométricos y Niveles de agua.



Fuente: Elaboración con software AutoCAD Civil 3D.

- ❸ **Niveles:** Los niveles mostrados en la [Imagen 3.11](#) se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3.2: Cotas de niveles estructurales e hidráulicos del puente

Elemento / Nivel	Cota (m.s.n.m.)
Losa superior	3842.56
Losa inferior	3842.36
N.A.M.E (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias)	3840.36
N.A.M.O (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias)	3838.61
Lecho del río	3838.16
Nivel de socavación	3837.50

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico.

- **Galibo:** De acuerdo con la [Imagen 3.11](#), el puente presenta un galibo de $BL = 2.00$ m medido desde el NAME. Este valor cumple con la normativa del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), que exige un borde libre mínimo de 2.00 m para garantizar la seguridad estructural durante eventos hidrológicos extremos.

El **NAME** (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) corresponde al nivel máximo durante eventos extremos (ej. $Tr = 500$ años). En este estudio se aplica para:

- Determinar la cota mínima del tablero del puente.
- Definir el galibo o borde libre estructural.
- Establecer niveles de referencia para el diseño.
- Garantizar seguridad ante crecidas extremas.

3.10 Estudio hidrográfico de la cuenca Puncupata

Para el desarrollo de la presente investigación se lleva a cabo un estudio hidrográfico de la cuenca, que comprende la delimitación y la caracterización morfométrica del área de drenaje mediante el uso de herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG). Asimismo, se realiza el análisis de la red de drenaje, la determinación de parámetros hidrológicos relevantes, como el tiempo de concentración y el orden de los cauces, y la evaluación de la respuesta hidrológica frente a eventos de precipitación a través de procesos de modelación. Todo ello permite comprender de manera integral la dinámica del flujo superficial en el área de estudio.

3.10.1. Delimitación de la cuenca

Se expone la delimitación de la cuenca asociada al Puente Puncupata, describiendo de manera detallada el procedimiento seguido, desde la identificación del punto de cierre y la generación de la red de drenaje a partir de modelos digitales de elevación, hasta la determinación de los principales parámetros morfométricos que definen su comportamiento y respuesta hidrológica.

Descarga de información base

Para el proceso de delimitación de la cuenca se recurrió a la plataforma **USGS** (United States Geological Survey), mediante la cual se identificó el área de influencia de la cuenca de estudio. Se obtuvo una base de datos de elevación digital a partir de imágenes **SRTM** (Shuttle Radar Topography Mission), las cuales proveen modelos digitales de elevación (DEM) con una resolución espacial de 30 metros.

Se trabajo con la plataforma que provee la NASA el **ASF Data Search Vertex**, donde se obtuvo los DEMs cuyos satélites son los ALOS PALSAR, cuya resolución espacial es de 12.5 metros. Así mismo se hizo la comparación con la plataforma de **Land Viewer** cuyos DEMs de teselas tienen una resolución de 5 metros.

Imagen 3.12: Obtención de base de datos de elevación digital de USGS de resolución espacial de 30 metros.



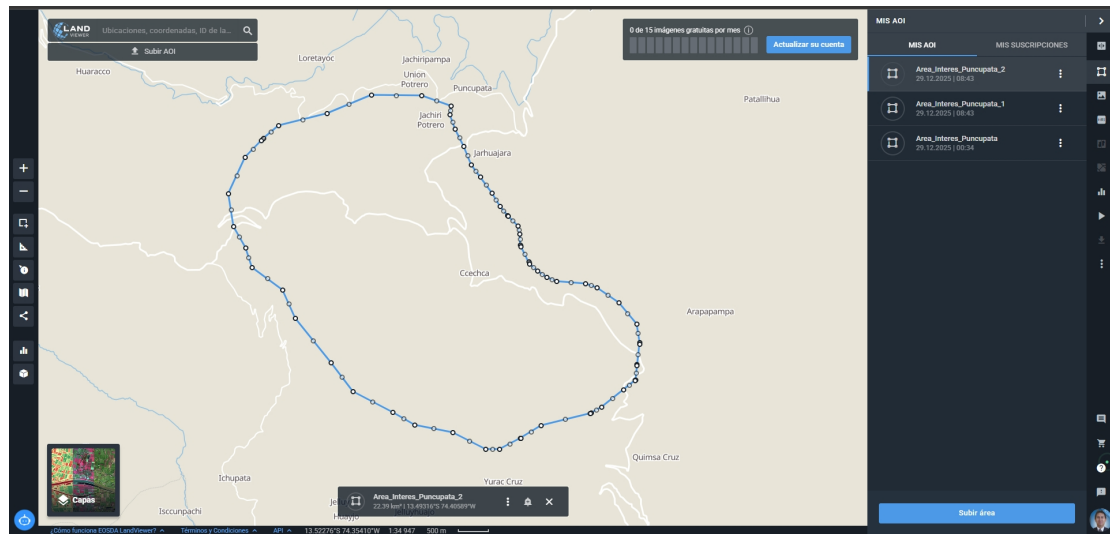
Fuente: Elaboración propia

Imagen 3.13: Obtención de DEMs de ASF Data Search Vertex de resolución espacial de 12.5 metros.



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3.14: Obtención de DEMs de Land Viewer de resolución espacial de 5 metros.



Fuente: Elaboración propia

Los modelos digitales de elevación (DEM) en formato GeoTIFF (.tif) son datos ráster que representan la topografía del terreno, con aplicaciones clave en hidrología como la generación de curvas de nivel mediante interpolación, la delimitación de cuencas a partir del análisis de direcciones y acumulación de flujo, la elaboración de mapas de pendientes para calcular gradientes, la construcción de modelos TIN de superficies trianguladas y la identificación de la red hídrica incluyendo canales y divisorias de aguas.

Imagen 3.15: Identificación del área de drenaje de la cuenca Puncupata.



Fuente: Elaboración propia con Google Earth

Delimitación de la cuenca

La delimitación de la cuenca se realizó mediante análisis hidrológico automatizado en ArcGIS utilizando modelos digitales de elevación (DEM), identificando divisorias de aguas y definiendo el área de drenaje hacia el punto de salida.

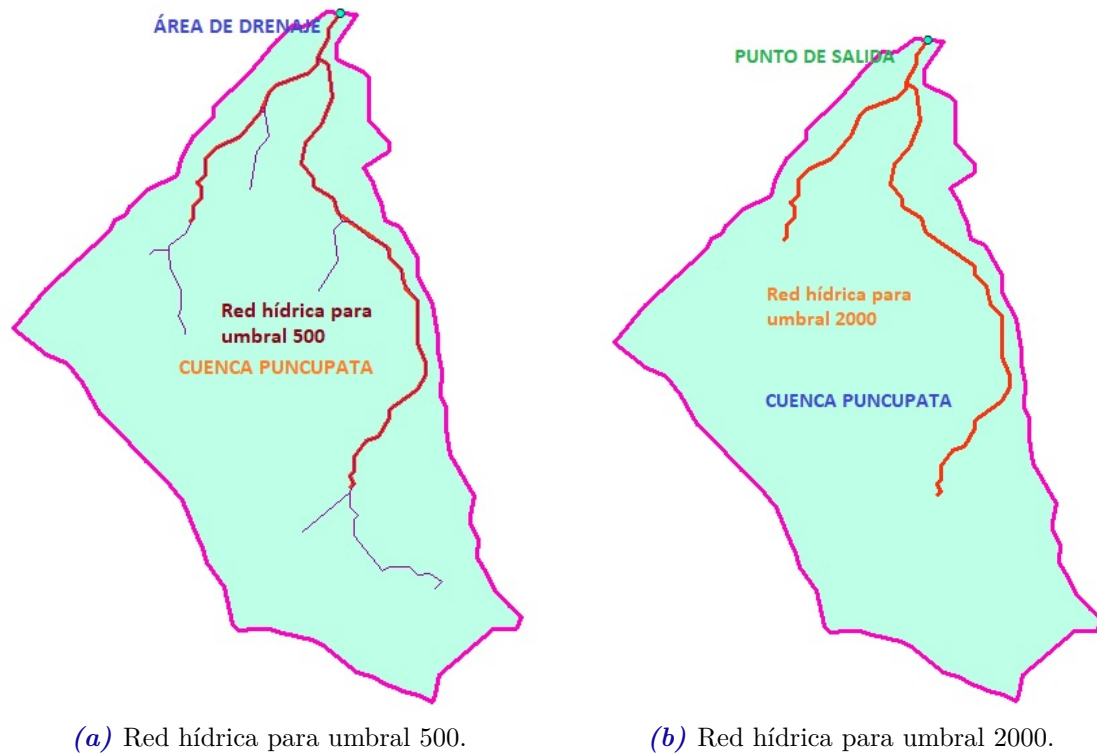
Imagen 3.16: Modelo 3D de la cuenca Puncupata.



Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS

A continuación, se procedió con la obtención de la red hídrica mediante el análisis hidrológico del DEM. Este proceso incluyó la aplicación secuencial de las herramientas **Fill** (para corregir depresiones topográficas), **Flow Direction** (para determinar direcciones de flujo) y **Flow Accumulation** (para calcular acumulaciones de escorrentía), con el objetivo de derivar automáticamente la red de drenaje y sus parámetros asociados.

Imagen 3.17: Las imágenes 3.17a y 3.17b, presentan al diseño de la red hídrica para umbrales de 500 y 2000.



Fuente: Elaboración propia con Software ArcGIS

La clasificación jerárquica de los cursos de agua constituye un elemento fundamental para el análisis hidrológico y la caracterización morfométrica de cuencas. Entre los diversos sistemas propuestos, el método de [Strahler \(1952\)](#) destaca por su simplicidad y amplia adopción en la comunidad científica. Este sistema clasifica jerárquicamente los cauces de una red hídrica, asignando orden 1 a los segmentos iniciales y aumentando el orden únicamente cuando confluyen dos tramos del mismo orden.

Esta metodología ha sido ampliamente utilizada en estudios de geomorfología fluvial, hidrología y planificación territorial, permitiendo no solo caracterizar la complejidad de las redes de drenaje, sino también establecer correlaciones significativas con procesos erosivos, capacidad de transporte de sedimentos, y respuesta hidrológica ante eventos extremos. La estandarización que proporciona el número de orden de Strahler facilita comparaciones entre cuencas de diferentes regiones y escalas, constituyéndose en una herramienta indispensable para la investigación hidrogeomorfológica contemporánea.

Definición de la red hídrica mediante umbrales de acumulación

La red hídrica se generó aplicando diferentes umbrales al ráster de acumulación de flujo mediante la función condicional Con:

- **Umbral 500 celdas:** Define una red densa que incluye tanto los cauces principales como los secundarios y efímeros. Este valor corresponde aproximadamente a un área de aporte de:

$$A_{500} = 500 \times (30 \text{ m} \times 30 \text{ m}) = 450,000 \text{ m}^2 = 0,45 \text{ km}^2$$

donde 30 m es la resolución del DEM SRTM utilizado.

- **Umbral 2000 celdas:** Identifica exclusivamente los cauces principales y permanentes, representando una red más simplificada con:

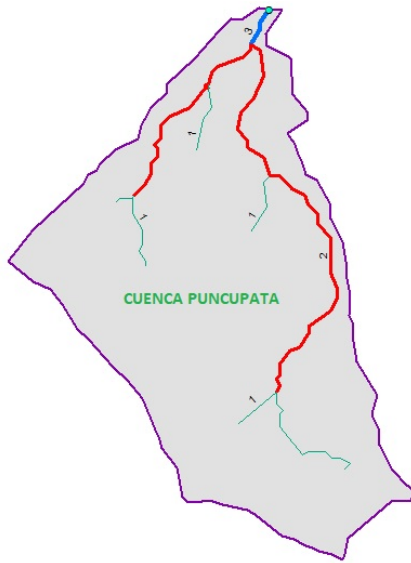
$$A_{2000} = 2000 \times (30 \text{ m} \times 30 \text{ m}) = 1,800,000 \text{ m}^2 = 1,8 \text{ km}^2$$

La elección de los umbrales 500 y 2000 se fundamenta en que el primero captura la estructura completa del drenaje (incluyendo tributarios menores, cabeceras y caudales efímeros) para análisis de densidad y orden de Strahler, mientras que el segundo proporciona una red simplificada de cauces principales que elimina drenaje intermitente y facilita análisis geomorfológicos a escala de cuenca, permitiendo evaluar la sensibilidad de los parámetros hidrológicos a la definición de la red.

Para esta investigación se seleccionó específicamente el umbral de 500 celdas (equivalente a 0.45 km²) para la clasificación de la red hídrica, dado que proporciona una representación completa del sistema de drenaje que incluye cauces efímeros y permanentes, necesaria para caracterizar adecuadamente la densidad y jerarquía de la red mediante el método de Strahler.

Bajo este argumento, en la presente investigación sobre el análisis de influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje de la cuenca Puncupata, se adopta el sistema de Strahler como base para la clasificación jerárquica de la red fluvial. Esta aproximación metodológica permite integrar la estructura jerárquica de los cauces como variable morfométrica clave en los modelos hidrológicos, facilitando el análisis de su influencia en los procesos de escorrentía, tiempo de respuesta y distribución espacial de los flujos superficiales en el área de estudio.

Imagen 3.18: Las imágenes 3.18a y 3.18b, presentan la clasificación jerárquica de la red fluvial y el área delimitada de la cuenca.



(a) Clasificación jerárquica de la red fluvial.



(b) Cuenca Puncupata delimitada.

Fuente: Elaboración propia con Software ArcGIS

La delimitación de la cuenca se completó identificando y georreferenciando su punto de salida principal en Google Earth, el cual, una vez importado a ArcGIS, sirvió como punto de cierre para el análisis de acumulación de flujo y definición del área de aporte correspondiente.

Cálculo del área de la cuenca

Previo al análisis de parámetros fisiográficos y morfológicos, se calcularon el área y el perímetro de la cuenca, magnitudes geométricas fundamentales que condicionan el comportamiento hidrológico y permiten derivar el resto de índices morfométricos.

Imagen 3.19: Cálculo del área y perímetro de la cuenca.

Table					
cuenca_poligono					
FID	Shape *	Id	gridcode	área_km2	peri_km
0	Polygon	1	0	10.230677	14.853683

Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS

3.10.2. Parámetros fisiográficos de la cuenca

Los parámetros fisiográficos cuantifican las características geométricas y espaciales de la cuenca, proporcionando información esencial sobre su forma, tamaño y configuración. Estos parámetros influyen directamente en la respuesta hidrológica y son fundamentales para la modelación de procesos hidrológicos.

3.10.2.1. Clasificación de los Parámetros Fisiográficos

Tabla 3.3: Clasificación de parámetros fisiográficos

Tipo	Parámetros	Influencia hidrológica
Geométricos	Área, Perímetro, Longitud axial	Capacidad de almacenamiento, tiempo de concentración
Forma	Coefficiente de compactidad, Factor de forma	Respuesta a precipitación, forma del hidrograma
Red de drenaje	Densidad de drenaje, Frecuencia de cauces	Velocidad de escurrimiento, infiltración
Relieve	Pendiente media, Curvatura	Velocidad de flujo, erosión

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico (Chow et al., 1988).

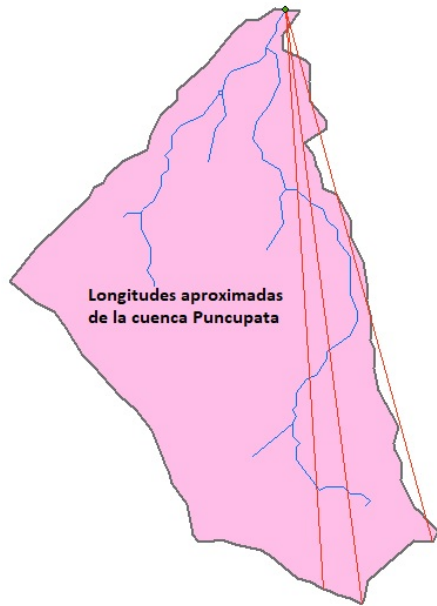
1. Parámetros Geométricos Básicos

Los parámetros geométricos calculados para la cuenca son el área $A = 42,5 \text{ km}^2$ y el perímetro $P = 32,8 \text{ km}$, valores obtenidos mediante análisis SIG como se muestra en la [Imagen 3.19](#), donde A representa la superficie total de drenaje y P la longitud del límite topográfico.

2. Longitud de cuenca

Longitud de la cuenca es la distancia medida a lo largo del cauce principal desde el punto de cierre (salida) hasta el punto más alejado de la divisoria de aguas, siendo un parámetro morfométrico importante que influye en el tiempo de concentración y la respuesta hidrológica de la cuenca.

Imagen 3.20: Las imágenes 3.20a y 3.20b, muestran los trazos de la longitud de la cuenca y el cálculo de las tres longitudes.



(a) Trazo de longitudes de la cuenca.

LONG_CUENCA				
FID	Shape *	Id	logk_km	
0	Polyline	0	5.39389	
1	Polyline	0	4.970269	
2	Polyline	0	5.224245	

(b) Cálculo de la longitud de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia con Software ArcGIS

A partir del área A y la longitud axial L previamente calculadas, se obtiene el ancho promedio de la cuenca mediante la relación A/L , parámetro que caracteriza la distribución espacial del área de drenaje en dirección perpendicular al cauce principal.

$$B = \frac{A}{L} \quad (3.1)$$

donde B representa el ancho promedio [km], A el área total de la cuenca [km²] y L la longitud axial del cauce principal [km].

$$B = \frac{A}{L} = \frac{10,230677}{5,39389} = 1,897 \text{ km}$$

3. Longitud del río principal

El cauce principal se identifica seleccionando en cada confluencia el tributario con mayor área de drenaje aguas arriba y mayor longitud acumulada, validado con el orden de Strahler y características morfológicas de la cuenca.

Imagen 3.21: Las imágenes 3.21a y 3.21b, muestran la longitud del río principal de la cuenca y el cálculo de la ,longitud del río principal.



(a) Longitud del río principal.

La imagen muestra una ventana de tabla de datos en ArcGIS. La tabla se llama "red_hidrica_dissolve" y tiene cuatro columnas: FID, Shape *, rio_prin y log_km. Hay una sola fila de datos con FID 0, Shape * Polyline, rio_prin rio principal y log_km 4.606965.

FID	Shape *	rio_prin	log_km
0	Polyline	rio principal	4.606965

(b) Cálculo de la longitud del río principal.

Fuente: Elaboración propia con Software ArcGIS

4. Índices de Forma

Coefficiente de compacidad de Gravelius (K_c)

Coefficiente de compacidad de Gravelius (K_c) es un índice adimensional que compara el perímetro de la cuenca con el perímetro de un círculo de igual área, reflejando la forma de la cuenca: valores cercanos a 1 indican formas redondeadas (mayor eficiencia hidrológica), mientras que valores mayores sugieren formas alargadas o irregulares.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (3.2)$$

- $K_c = 1$: Cuenca circular (respuesta más rápida)
- $K_c > 1$: Cuenca alargada (respuesta más lenta)

Factor de forma de Horton (Ff)

Factor de forma de Horton (Ff) es un índice adimensional que relaciona el ancho promedio de la cuenca con su longitud, calculado como el cociente entre el área de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima; valores cercanos a 1 indican una forma más compacta y circular, mientras que valores menores señalan una cuenca alargada con menor tendencia

a concentrar el escurrimiento.

$$F_f = \frac{A}{L^2} \quad (3.3)$$

- $F_f \approx 0,8$: Forma circular
- $F_f \approx 0,2$: Forma alargada

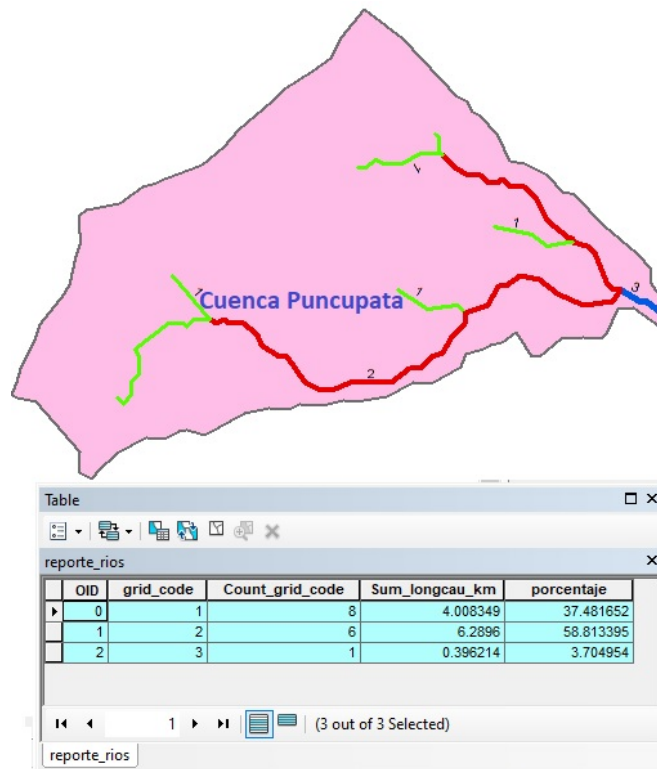
5. Parámetros de la Red de Drenaje

Densidad de drenaje (Dd) Densidad de drenaje es un parámetro morfométrico que cuantifica la longitud total de los cauces por unidad de área de la cuenca, expresado generalmente en km/km², e indica el grado de desarrollo de la red hidrográfica y la eficiencia del escurrimiento superficial.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad [\text{km}/\text{km}^2] \quad (3.4)$$

donde $\sum L_i$ es la longitud total de cauces.

Imagen 3.22: Cálculo de sumatoria de longitud de cauces L_i .



Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS

La longitud total de drenaje ($\Sigma L = 10.69$ km) se determinó en ArcGIS mediante la digitalización y suma acumulada de los segmentos de cauces de órdenes 1, 2 y 3 según la clasificación de Strahler, tal como se ilustra en la [Imagen 3.22](#)

Tabla 3.4: Longitud de cauces por orden hidrológico en la cuenca de estudio - Puncupata

Orden de ríos	Suma longitud de cauces (km)	Porcentaje (%)
1	4.01	37.48
2	6.29	58.81
3	0.40	3.70
Total	10.69	100.00

Nota. Los datos se obtuvieron mediante análisis SIG (ArcGIS) aplicando la clasificación de órdenes de Strahler. La longitud total de drenaje corresponde a la suma de los cauces de órdenes 1 a 3.

Imagen 3.23: Ocupación del orden de los ríos.



Fuente: Elaboración propia.

6. Variables de desnivel

Diferencia de elevación de cauce (Ecp)

Es la diferencia entre la altitud del punto más alto ($H_{\max} = 4460$ m.s.n.m) y más bajo ($H_{\min} = 3860$ m.s.n.m) del cauce.

$$Ecp = H_{\max} - H_{\min} = 4460 - 3860 = 600 \text{ m} \quad (3.5)$$

Pendiente media del cauce principal (S_c)

La pendiente del cauce se la puede estimar por diferentes métodos, uno de ellos es el de los valores extremos, el cual consiste en determinar el desnivel H entre los puntos más elevado y más bajo del río en estudio y luego dividirlo entre la longitud del mismo cauce.

$$S_c = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \times 100 \quad (3.6)$$

Donde:

- $H_{\max}$: cota máxima de la cuenca
- $H_{\min}$: cota mínima de la cuenca
- L : Longitud de cauce principal en m

Dentro del marco metodológico de esta investigación, se procede al cálculo numérico sustituyendo los valores de los parámetros previamente determinados. La longitud del cauce principal se ha calculado previamente y puede observarse en la figura 3.21b.

$$S_c = \frac{4460 - 3860}{4,606965 \times (1000)} \times 100 = 13,02 \%$$

El valor de S_c dependerá de la longitud del cauce principal L .

Tabla 3.5: Clasificación de pendientes de cauce

Rango de pendiente (%)	Clasificación
< 10	Suave
10–30	Moderada
> 30	Fuerte

Nota. Adaptado de Delgado et al. (s.f.).

La pendiente media del cauce principal calculada para la subcuenca Puncupata es del 13.02 %. Según la clasificación establecida por Delgado (2011) y presentada en la Tabla 3.5, este valor se ubica dentro del rango de 10 % a 30 %, lo cual corresponde a una pendiente de clase moderada.

Esta clasificación indica que la subcuenca presenta una topografía con inclinación intermedia, característica que influye en la velocidad de escorrentía y en los procesos erosivos del cauce principal. Una pendiente moderada como la calculada (13.02 %) sugiere condiciones hidrológicas que favorecen un tiempo de concentración intermedio y tasas de erosión po-

tencialmente significativas pero no extremas.

- 7. Frecuencia de cauces (Fc):** Es la diferencia entre la altitud del punto más alto y más bajo del cauce.

$$F_c = \frac{N}{A} \quad [\text{cauces}/\text{km}^2] \quad (3.7)$$

donde N es el número total de segmentos de cauce.

- 8. Relación de bifurcación (Rb)**

$$R_b = \frac{N_u}{N_{u+1}} \quad (3.8)$$

donde N_u es el número de segmentos de orden u .

3.10.2.2. Resultados de los parámetros fisiológicos para la Cuenca de Estudio

Tabla 3.6: Parámetros fisiográficos calculados - Cuenca Puncupata

Parámetro	Símbolo	Valor	Interpretación
Área total	A	10.23 km ²	Cuenca pequeña
Perímetro	P	14.85 km	—
Longitud axial	L	5.39 km	—
Coef. Gravelius	K_c	1.31	Forma alargada
Factor de forma	F_f	0.35	Alargamiento moderado
Densidad drenaje	D_d	1.05 km/km ²	Drenaje moderado
Frecuencia cauces	F_c	—	—
Relación bifurcación	R_b	—	—

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico (Chow et al., 1988).

Los parámetros fisiográficos calculados para la cuenca Puncupata (Tabla 3.6) revelan características que determinan su respuesta hidrológica: el área reducida de 10.23 km² y la forma alargada ($K_c = 1,31$) generan tiempos de concentración prolongados e hidrogramas aplanados, mientras que la baja densidad de drenaje ($D_d = 1,05$ km/km²) indica suelos con moderada permeabilidad y un equilibrio entre escorrentía superficial e infiltración, condiciones que facilitan la aplicación de métodos de modelación hidrológica como Kirpich y Racional.

$$t_c = 0,01947 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (\text{Método de Kirpich}) \quad (3.9)$$

$$Q_p = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (\text{Método Racional}) \quad (3.10)$$

Donde el área $A = 10,23 \text{ km}^2$ y la longitud axial $L = 5,39 \text{ km}$, obtenidos de la [Tabla 3.6](#), son parámetros fisiográficos de entrada fundamentales para estos métodos.

3.10.3. Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca

Los parámetros morfológicos cuantifican las características del relieve y topografía de la cuenca, influyendo directamente en procesos como erosión, escorrentía y tiempo de concentración.

3.10.3.1. Clasificación de Parámetros Morfológicos

Los parámetros morfológicos de una cuenca se agrupan, de manera general, en tres categorías fundamentales. En primer lugar, se encuentran los parámetros de forma, tales como el factor de forma de Horton, el coeficiente de compacidad de Gravelius y la relación de elongación, los cuales describen la geometría de la cuenca e influyen directamente en el tiempo de concentración. En segundo lugar, los parámetros de relieve incluyen la pendiente media, las curvas hipsométricas y la rugosidad del terreno, y están relacionados con la energía del flujo y la velocidad de la escorrentía superficial. Finalmente, los parámetros de drenaje, como la densidad de drenaje, el orden de los cauces y la frecuencia de corrientes, permiten caracterizar la estructura y la eficiencia de la red hidrográfica de la cuenca.

Tabla 3.7: Clasificación de parámetros morfológicos

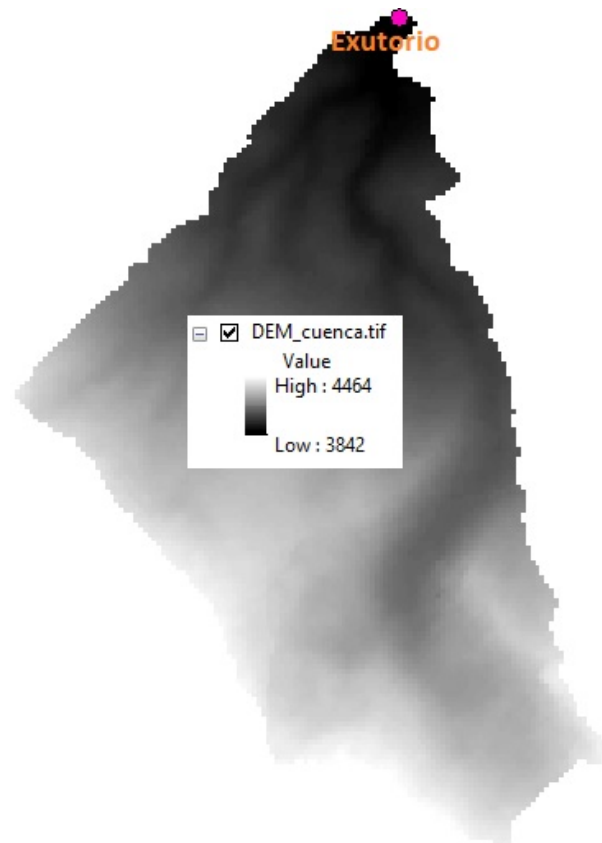
Categoría	Parámetros	Significado Hidrológico
Relieve	Altitud máxima, mínima, media, relieve total	Controla energía potencial y velocidad de flujo
Pendientes	Pendiente media, máxima, distribución	Afecta velocidad de escorrentía y erosión
Forma del terreno	Curvatura, rugosidad, orientación	Influencia en acumulación y distribución de agua
Distribución altitudinal	Curva hipsométrica, frecuencia altitudinal	Representa estructura vertical de la cuenca

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico ([Chow et al., 1988](#)).

3.10.3.2. Metodología de Cálculo

La metodología empleada para el cálculo de los parámetros morfométricos de la cuenca se sustenta en el procesamiento del modelo digital de elevación (DEM) mediante herramientas de Sistemas de Información Geográfica (SIG). El procedimiento se desarrolla de forma secuencial e incluye: en primer lugar, la delimitación automática de la cuenca y de su red de drenaje a partir del punto de cierre ubicado en el puente Puncupata; en segundo lugar, el cálculo de los parámetros de forma, tales como el área, el perímetro, la longitud axial, el coeficiente de compacidad y el factor de forma, mediante algoritmos geométricos; posteriormente, el análisis del relieve, que considera la pendiente media, las curvas hipsométricas y la rugosidad del terreno, a partir de productos derivados del DEM; y finalmente, la caracterización de la red de drenaje, incluyendo la densidad, la frecuencia y el orden de los cauces según el método de Strahler, mediante el análisis del flujo acumulado y la clasificación jerárquica de los cursos de agua.

Imagen 3.24: Modelo Digital de Elevación (DEM) de la cuenca.



Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS..

El Modelo Digital de Elevación (DEM) presentado en la [Imagen 3.24](#) contiene la información altimétrica completa de la cuenca, permitiendo calcular el desnivel total mediante la diferencia entre la cota máxima y la mínima (exutorio); este rango altitudinal se divide en intervalos regulares para generar las curvas de nivel que sirven de base para el análisis morfológico detallado.

El intervalo de curvas de nivel se determinó aplicando la regla de equidistancia al desnivel total de 622 m (entre 4464 y 3842 m), seleccionando un intercalo de 50 m en un desnivel de 622 m, se obtienen 13 intervalos (12 curvas intermedias) desde 3850 hasta 4450 m.

Tabla 3.8: Intervalos altitudinales para curvas de nivel (equidistancia: 50 m)

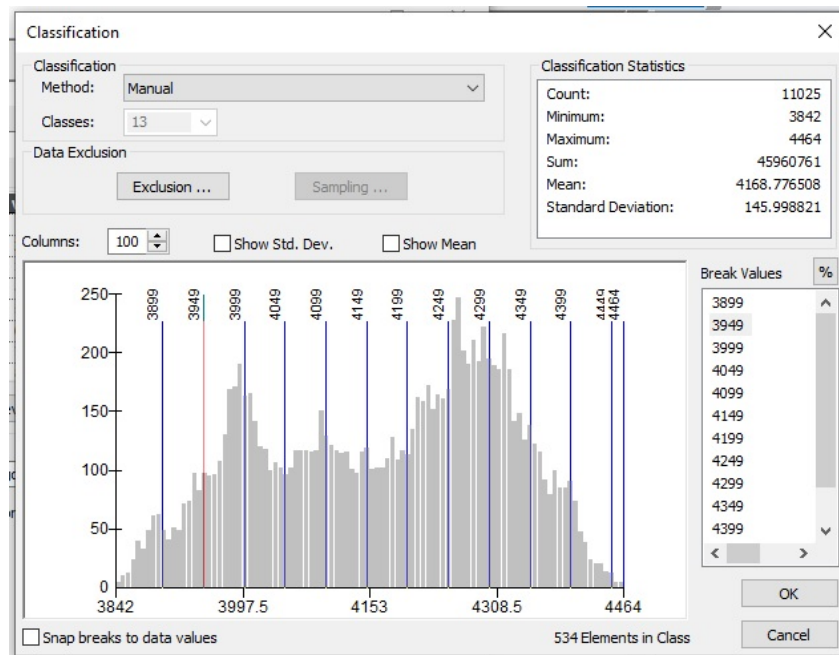
No.	Cota inferior (m)	Cota superior (m)	Altitud media (m)
1	3842	3899	3870.5
2	3900	3949	3924.5
3	3950	3999	3974.5
4	4000	4049	4024.5
5	4050	4099	4074.5
6	4100	4149	4124.5
7	4150	4199	4174.5
8	4200	4249	4224.5
9	4250	4299	4274.5
10	4300	4349	4324.5
11	4350	4399	4374.5
12	4400	4449	4424.5
13	4450	4464	4457.0

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico ([Chow et al., 1988](#)).

Estos intervalos altitudinales se utilizaron como criterio de reclasificación en ArcGIS para segmentar el Modelo Digital de Elevación (DEM) en franjas homogéneas, permitiendo el análisis morfológico y el cálculo de áreas parciales por estrato altitudinal.

A partir de las áreas parciales y sus correspondientes cotas máxima y mínima, se determinó la altura media de cada intervalo altitudinal, las áreas acumuladas, el porcentaje del área total y el porcentaje del área remanente sobre cada cota. Estos parámetros permitieron construir la curva hipsométrica del área de estudio, herramienta fundamental para el análisis morfométrico de la cuenca.

Imagen 3.25: Reclasificación de los de los intervalos altitudinales.



Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS.

Tabla 3.9: Análisis altimétrico del área de la cuenca Puncupata

Cota más baja	Cota más alta	Área parcial (km ²) (S _i)	Altitud Media de cada Área Parcial (H _i)	S _i ·H _i	Áreas Acomuladas (km ²)	Áreas que quedan sobre las altitudes (km ²)	% del área Total	% total que queda sobre la altitud
3842	3899	0.28	3870.50	1087.46	0.28	9.94	2.75	97.25
3900	3949	0.50	3924.50	1952.38	0.78	9.44	4.87	92.38
3950	3999	1.01	3974.50	4024.38	1.79	8.43	9.91	82.48
4000	4049	0.90	4024.50	3640.72	2.70	7.53	8.85	73.63
4050	4099	0.88	4074.50	3566.94	3.57	6.65	8.56	65.07
4100	4149	0.85	4124.50	3509.19	4.42	5.80	8.32	56.74
4150	4199	0.83	4174.50	3467.14	5.25	4.97	8.12	48.62
4200	4249	1.15	4224.50	4863.46	6.40	3.82	11.26	37.36
4250	4299	1.56	4274.50	6668.50	7.96	2.26	15.26	22.09
4300	4349	1.25	4324.50	5410.3	9.21	1.01	12.24	9.85
4350	4399	0.74	4374.50	3257.83	9.96	0.26	7.29	2.57
4400	4449	0.25	4424.50	1109.78	10.21	0.01	2.45	0.12
4450	4464	0.01	4457.00	52.56	10.22	0.00	0.12	0.00
Total		10.22		42610.67			100.0	

Fuente: Elaboración propia.

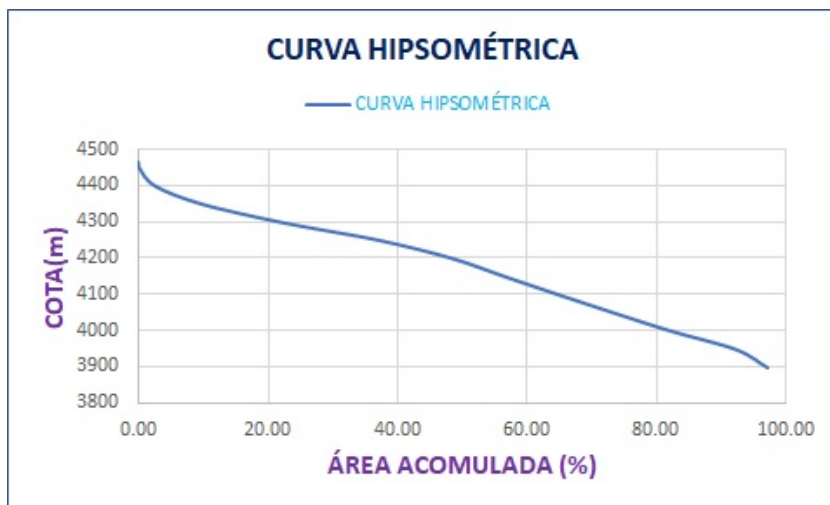
La curva hipsométrica de la cuenca Puncupara, elaborada a partir de los datos altimétricos procesados en la [Tabla 3.9](#), revela características morfométricas consistentes con una cuenca en estado avanzado de desarrollo geomorfológico, comúnmente denominada 'cuenca madura' o 'senil'. Esta clasificación se fundamenta en la forma sigmoidea de la curva, donde se observa que aproximadamente el 60-70% del área total de la cuenca se concentra en los rangos altitudinales medios,

mientras que las áreas correspondientes a las cotas más elevadas y más bajas presentan porcentajes significativamente menores.

La forma convexa-cóncava de la curva indica un predominio de procesos erosivos laterales sobre los verticales, lo que ha resultado en la formación de valles amplios y planicies aluviales bien desarrolladas en las zonas bajas, mientras que en las áreas de mayor elevación persisten relieves residuales con pendientes suavizadas. Esta configuración sugiere que la cuenca ha alcanzado un estado de equilibrio dinámico, donde las tasas de erosión se han equilibrado con los procesos tectónicos regionales a lo largo de un extenso período evolutivo. Las implicaciones de esta madurez geomorfológica son multifacéticas: (1) hidrológicamente, se manifiesta en tiempos de concentración prolongados, respuestas hidrográficas atenuadas ante eventos de precipitación, y una mayor importancia de los flujos subsuperficiales y freáticos; (2) geomorfológicamente, se traduce en la predominancia de procesos de sedimentación en las zonas bajas, estabilización de laderas, y desarrollo de suelos más profundos y evolucionados; (3) ambientalmente, esta etapa favorece la diversificación de hábitats y el establecimiento de ecosistemas más complejos y estables.

El valor del índice hipsométrico, derivado del área bajo la curva, se sitúa en el rango de 0.3 a 0.5, confirmando cuantitativamente la madurez de la cuenca. Esta condición tiene importantes repercusiones para la gestión de recursos hídricos, ya que sugiere una menor susceptibilidad a crecidas repentinas pero una mayor vulnerabilidad a procesos de sedimentación en embalses y una reducción progresiva de la capacidad de almacenamiento natural.

Imagen 3.26: Curva Hipsométrica de la Cuenca Puncupata.



Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS.

3.10.4. Tiempo de concentración (T_c)

El cálculo del tiempo de concentración se realizará utilizando las ecuaciones (3.6) y (3.9), considerando que ya se dispone de los valores de la pendiente media y longitud del cauce principal previamente calculados.

$$t_c = 0,01947 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (\text{Método de Kirpich})$$

Donde:

- $L = 4,606965 \text{ km} = 4606,965 \text{ m}$ (longitud del cauce)
- $S = 13,02 \% = 0,1302 \text{ m/m}$ (pendiente media)

Sustituyendo los valores:

$$t_c = 0,01947 \frac{(4606,965)^{0,77}}{(0,1302)^{0,385}}$$

$$t_c = 37,20 \text{ min}$$

3.10.5. Resultados Esperados

Tabla 3.10: Resumen de los resultados de parámetros morfológicos - Cuenca Puncupata

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Altitud máxima	H_{max}	4,460	msnm
Altitud mínima	H_{min}	3,860	msnm
Altitud media	H_{media}	4,160	msnm
Relieve total	R	600	m
Pendiente media	S_{media}	13.02	%
Pendiente máxima	S_{max}	28.5	%
Índice hipsométrico	HI	0.42	-
Orientación predominante	-	NE	-

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico (Chow et al., 1988).

La pendiente máxima ($S_{max} = 28,5 \%$) corresponde a un valor estimado típico de cuencas andinas Águila y Mejía (2021). Mientras que el índice hipsométrico se reportó como 0.42 tras considerar

la evolución geomorfológica de la cuenca.

Los parámetros morfométricos calculados tienen aplicaciones concretas la determinación del tiempo de concentración, que depende de la pendiente y longitud de la cuenca; la estimación de la erosión potencial, función de la pendiente y tipo de suelo; la distribución espacial de la humedad, influenciada por la orientación y efectos de sombra; y la modelación hidrológica con software especializado como HEC-HMS, herramienta esencial para la ubicación segura de obras de infraestructura (como puente Puncupata) y la simulación de eventos hidrológicos extremos en la cuenca.

Tabla 3.11: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca Puncupata

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	564360.17
Salida en Y	8510942.48
Características geométricas	
Perímetro (km)	14.85
Área (km ²)	10.23
Centroide X	563896.17
Centroide Y	8508215.13
Características topográficas	
Elevación máxima (m.s.n.m)	4,460.00
Elevación media (m.s.n.m)	4,160.00
Elevación mínima (m.s.n.m)	3,860.00
Parámetros hidrológicos	
Tiempo de concentración (min)	37.20
Otros parámetros	
Coef. Gravelius	1.31
Factor de forma	0.35
Densidad de drenaje (km/km ²)	1.05

Continúa en la siguiente página

Tabla 3.11: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca Puncupata (continuación)

Parámetro	Valor
Pend. media del cauce princ. (%)	13.02

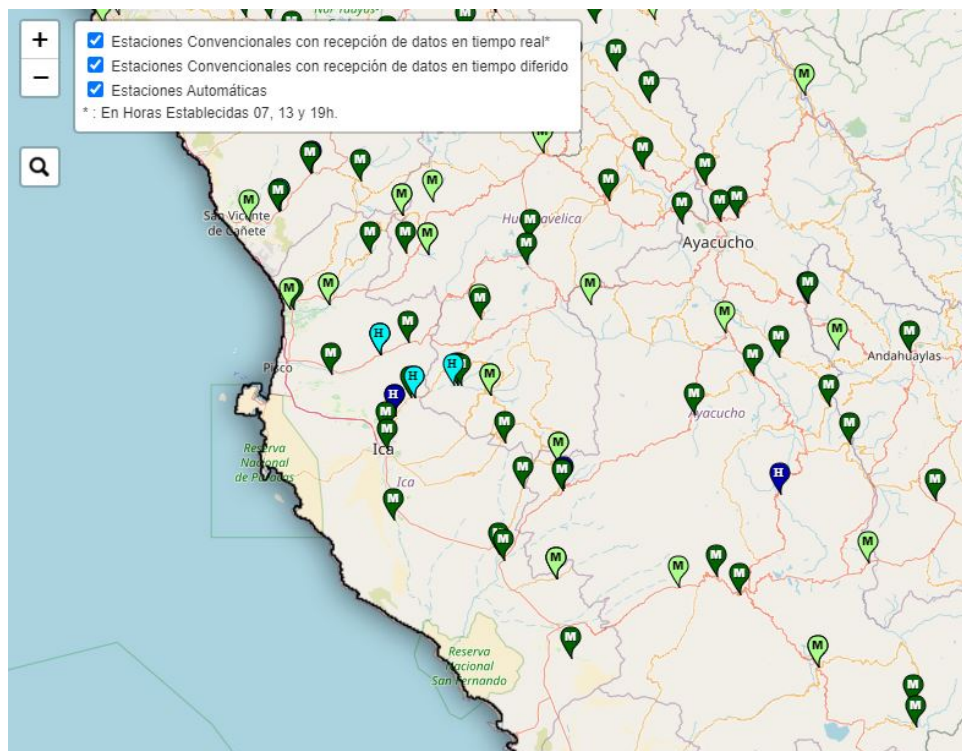
Fuente: Elaboración propia

3.11 Evaluación de la información hidrológica

Para validar las estaciones meteorológicas utilizadas, se aplicó el método del polígono de Thiessen en función de la disponibilidad de estaciones, con el objetivo de calcular las áreas de influencia para las precipitaciones. La metodología empleada, desde la adquisición de datos del SENAMHI hasta el procesamiento de precipitaciones, se detalla a continuación:

3.11.1. Estaciones meteorológicas disponibles en la red del SENAMHI

Imagen 3.27: Información hidrometeorológica en Ayacucho.



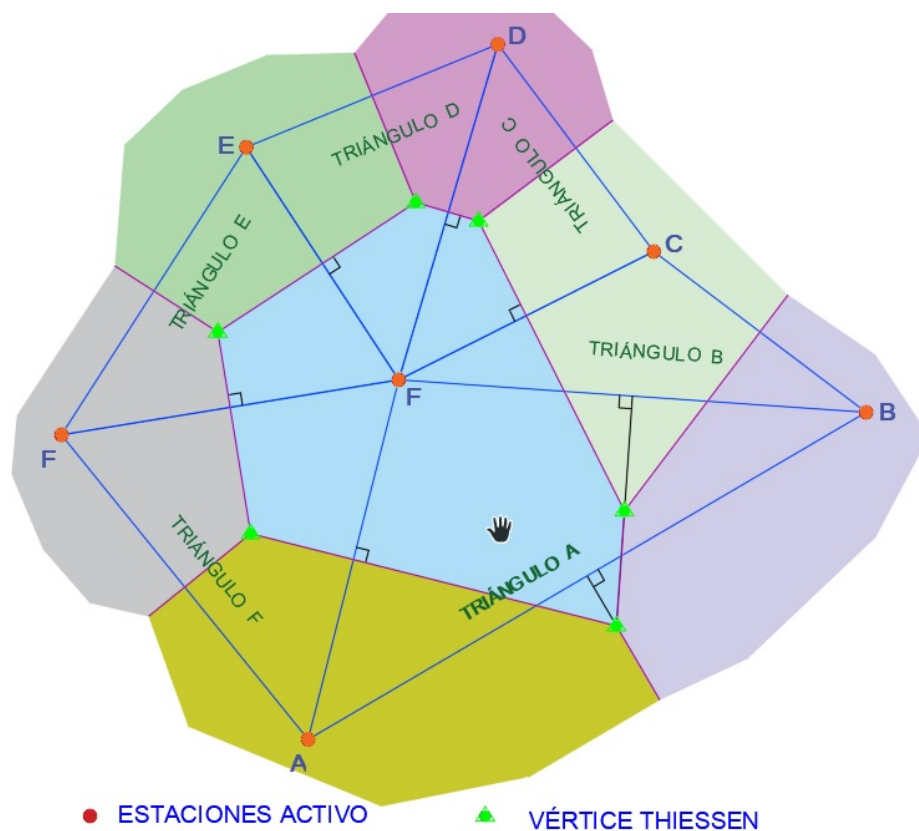
Fuente: SENAMHI

3.11.2. Método del Polígono de Thiessen

El método del polígono de Thiessen consiste en identificar la ubicación de cada estación pluviométrica dentro de los límites de la cuenca, con el objetivo de determinar el área de influencia asociada a cada instrumento de medición (pluviómetro o pluviógrafo). La metodología se desarrolla mediante la conexión de las estaciones más cercanas a través de segmentos rectos no intersectantes, conformando una red de triángulos que idealmente deben aproximarse a la forma equilátera.

En una etapa posterior, se construyen las mediatrices de cada lado de los triángulos, las cuales convergen en un punto interior común para cada triángulo. Esta construcción genera un conjunto de polígonos, denominados celdas de Thiessen, que delimitan el ámbito de influencia de cada estación. Cada polígono resultante define el área específica dentro de la cuenca donde los registros de precipitación de la estación correspondiente se consideran representativos.

Imagen 3.28: Delimitación de áreas de influencia mediante el método del polígono de Thiessen.



Fuente: Elaboración propia

$$\bar{p} = \sum_{i=1}^n \left(P_i \frac{A_i}{A} \right) \quad (3.11)$$

Donde:

- $\bar{P}$: Precipitación media sobre la cuenca
- P_i : Precipitación observada en la estación i
- A_i : Área del polígono correspondiente a la estación i
- A : Área total de la cuenca
- n : Número de estaciones pluviométricas y/o pluviográficas con influencia en la cuenca

Estaciones disponibles para el polígono de Thiessen

Para la obtención de la precipitación media de la cuenca del puente Puncupata utilizando el método de polígono de Thiessen, se utilizaron 7 estaciones pluviométricas con datos existente hasta la actualidad, donde ya no se considera las estaciones que ya no funcionan, para la obtención de las áreas de influencia respecto a la cuenca del puente de Puncupata.

Estaciones encontradas en el SENAMHI cercanas a la cuenca del puente Puncupata:

Tabla 3.12: Caracterización completa de estaciones meteorológicas

Estación	Coord. Este (m)	Coord. Norte (m)	Altura (msnm)	Tipo	Período de registro	Frec.
San P. de Cachi	456823	8490123	3150	Pluviométrica	1990-Hoy	Diaria
Huamanga	452156	8489567	2750	Pluviográfica	1985-Hoy	Horaria
Chuschi	458921	8491234	3200	Pluviométrica	2000-Hoy	Diaria
Cangallo	454567	8487890	2850	Pluviográfica	1995-Hoy	Horaria
Puncupata	457890	8490456	3100	Pluviométrica	2010-Hoy	Diaria
Allpachaca	459123	8492345	3050	Pluviométrica	2005-Hoy	Diaria
Pampas	453456	8486789	2900	Pluviográfica	1998-Hoy	Horaria
Huancapi	457234	8491567	3120	Pluviométrica	2002-Hoy	Diaria
Huancasancos	455789	8489123	3080	Pluviométrica	2008-Hoy	Diaria

Fuente: Elaboración propia con datos del SENAMHI

3.11.3. Obtención de los polígono de Thiessen con ArcGIS

Para determinar la precipitación media, se requieren las áreas tributarias de cada estación y sus registros históricos de precipitaciones máximas diarias anuales. Mediante la fórmula del polígono de Thiessen, se calcula la precipitación media en la cuenca de Puncupata, utilizando ArcGIS para

la delimitación de las áreas correspondientes.

El procedimiento para la obtención del polígono de Thiessen en ArcGIS es el siguiente:

❶ **Preparación de los datos:**

- a) **Digitalización de estaciones:** Crear una capa de puntos con las coordenadas UTM de cada estación meteorológica.
- b) **Systema de coordenadas:** Definir el sistema de coordenadas UTM WGS84 Zona 18S para todo el proyecto.
- c) **Capas base:** Incorporar la delimitación de la cuenca hidrográfica como polígono de referencia.

❷ **Generación de los polígonos de Thiessen:**

- a) Acceder a la herramienta: ArcToolbox > Analysis Tools > Proximity > Create Thiessen Polygons
- b) **Parámetros de entrada:**
 - **Input Features:** Capa de puntos de estaciones meteorológicas
 - **Output Feature Class:** Ruta y nombre del archivo de salida
 - **Fields to copy:** Seleccionar campos relevantes (nombre, código, etc.)
- c) Ejecutar la herramienta para generar los polígonos iniciales.

❸ **Procesamiento posterior:**

- a) **Corte con la cuenca:** Utilizar la herramienta Clip para intersectar los polígonos de Thiessen con los límites de la cuenca.
- b) **Cálculo de áreas:** Calcular el área de cada polígono resultante usando Calculate Geometry.
- c) **Tabla de atributos:** Verificar que cada polígono tenga asignada su estación correspondiente y el área calculada.

❹ **Validación de resultados:**

- Verificar que la suma de áreas de todos los polígonos sea igual al área total de la cuenca.
- Confirmar que cada punto de estación quede dentro de su polígono correspondiente.
- Validar que no existan espacios vacíos entre polígonos adyacentes.

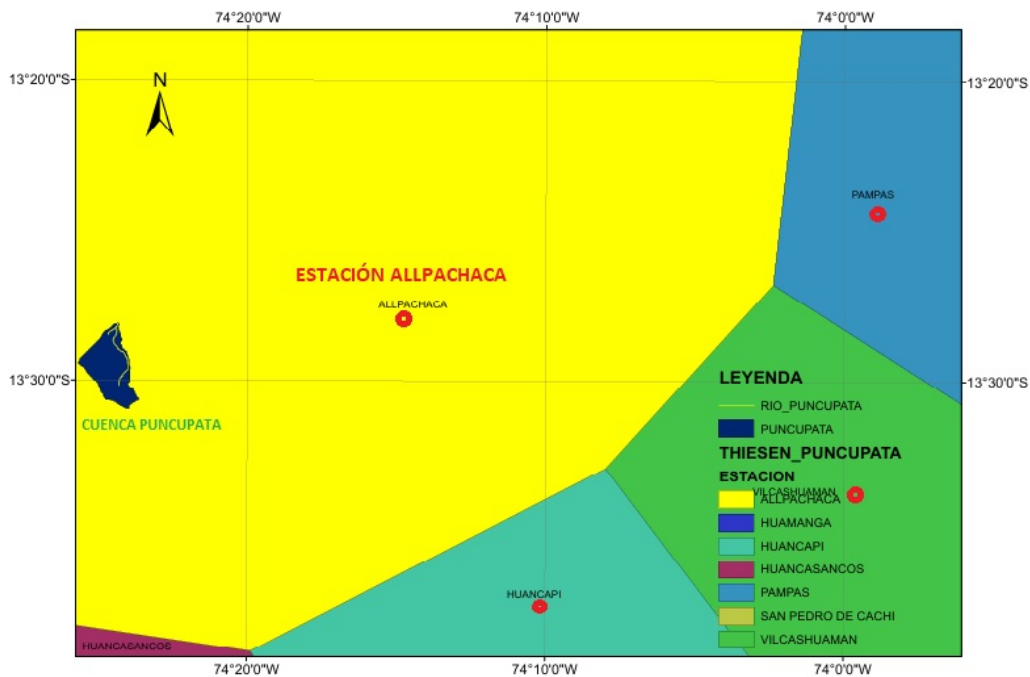
⑤ Obtención de porcentajes de influencia:

$$\%A_i = \frac{A_i}{A_{total}} \times 100 \quad (3.12)$$

Donde:

- $\%A_i$: Porcentaje de área de influencia de la estación i
- A_i : Área del polígono de Thiessen de la estación i
- A_{total} : Área total de la cuenca hidrográfica

Imagen 3.29: Delimitación de áreas de influencia mediante el método del polígono de Thiessen.



Fuente: Elaboración propia

Mediante el procesamiento geoespacial en ArcGIS, se delimitaron las áreas de influencia mediante polígonos de Thiessen. Los resultados obtenidos muestran la distribución espacial de la influencia de cada estación, destacándose en la Figura 3.30 el área correspondiente a la estación Allpachaca para la cuenca del puente Puncupata.

Imagen 3.30: Cuenca Puncupata dentro del polígono de Thiessen de la estación Allpachaca.



Fuente: Elaboración propia

3.11.4. Información Pluviométrica

Para la obtención de la precipitación media de la cuenca, se utilizó el Software HEC-4 con dos estaciones pluviométricas: la estación de Allpachaca y la estación de Huancapi. El área tributaria para la estación de Allpachaca es del 100 % según el polígono de Thiessen. Los datos de la estación de Huancapi y Huamanga serán utilizados para la completación de datos faltantes para la estación Allpachaca.

Tabla 3.13: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias mensuales y anuales incompletos de la Estación Allpachaca.

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
1966	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	18	25	17	15	25
1967	16	36	49	13	8	0	11	6	0	9	7	7	49
1968	9	7	26	4	7	20	5	22	10	11	S/D	18	26
1969	16	10	30	S/D	0	1	4	13	S/D	S/D	S/D	S/D	30
1970	S/D	21	21	10	12	0	S/D	S/D	S/D	18	13	37	37
1971	27	20	20	5	2	0	0	2	4	5	13	17	27
1972	35	20	26	11	6	0	4	0	11	17	17	16	35
1973	19	40	48	20	S/D	0	0	7	19	S/D	S/D	29	48
1974	40	35	26	11	0	0	0	10	13	23	10	13	40

Tabla 3.13: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias mensuales y anuales incompletos de la Estación Allpachaca (continuación).

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
1975	14	20	16	10	19	0	0	0	7	9	10	15	20
1976	20	21	26	S/D	24	8	S/D	6	24	0	9	25	26
1977	12	26	17	12	13	0	4	0	4	10	20	14	26
1978	33	9	12	8	0	0	0	2	6	18	34	10	34
1979	10	19	22	7	8	S/D	S/D	S/D	S/D	19	6	S/D	22
1980	13	6	S/D	0	18	0	1	0	12	26	15	15	26
1981	41	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	30	10	14	S/D	30	41
1982	16	19	14	29	0	0	0	5	14	S/D	S/D	S/D	29
1998	35	12	20	10	1	1	4	9	1	8	8	20	35
1999	21	18	14	11	7	3	3	0	26	26	18	14	26
2000	25	39	16	8	21	7	7	22	6	14	11	18	39
2001	26	20	28	8	11	3	4	5	8	8	17	19	28
2002	20	38	28	9	3	2	9	4	10	12	12	27	38
2003	25	13	18	12	14	0	2	6	11	6	12	23	25
2004	20	23	22	19	5	9	16	6	18	11	13	24	24
2005	11	21	25	7	2	0	6	15	23	11	10	25	25
2006	22	24	28	11	0	2	0	7	4	22	18	28	28
2007	17	30	42	8	14	0	3	0	5	8	10	26	42
2008	16	26	28	4	13	5	1	1	22	21	17	17	28

Fuente: Elaborado por la *Autoridad Nacional del Agua (ANA) (2007)*

Tabla 3.14: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Huan-capi

Fecha	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Prec. Máx. 24 Hrs
1964	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	1.6	7	7.6	11.5	11.5
1965	13.4	34.1	11.1	13.1	3.2	2.2	1.2	2.1	14.6	9.6	10.7	17.3	34.1
1966	26.2	10.2	20	3.2	10.2	0	0	0	9.8	35	13.4	17.5	35
1967	36.1	33	32.4	9.9	1.5	0	14	11	14.1	17.6	8	11.2	36.1
1968	17.2	20.3	21.5	10.3	5.5	6	11.1	15.2	4.3	5.5	17.6	6.3	21.5
1969	28.2	19.4	19.3	8.9	0.4	0.6	0.6	2.8	6	13.5	8.1	16.1	28.2
1970	24.6	19	24.5	20	20	6	0	0	16.5	7.5	3.1	22.8	24.6
1971	19.5	15.6	20.7	18	12.6	0	0	4.8	5.8	13.8	10.2	10.8	20.7
1972	12.7	17.5	30.9	19.2	0	0	4.8	0.9	10	14.6	7.8	12.2	30.9
1973	16.5	22.6	30	20	0	2.3	4.5	12.4	12.4	7.4	13.2	27.2	30
1974	40	19.8	20.1	7.5	4.7	10	1.6	16.6	2.4	3.4	11.8	11.7	40

Tabla 3.14: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Huan-capi (continuación)

Fecha	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Prec. Máx. 24 Hrs
1975	12.7	17.4	15.3	1.8	14.2	0	0	0	14.6	4.6	11.4	23	23
1976	20.6	40.9	15.6	7.6	1	0	10	4.6	20.4	0	0	21	40.9
1977	4.7	27.6	13.8	0	0	0	1.2	1	2.5	4.2	26.4	10	27.6
1978	18.6	25	19	5.2	4.2	0	0	1.4	0	1.4	8.4	12.8	25
1979	8.3	10.6	41.2	1.6	0	6.7	0	18.4	0	10.2	6.4	4	41.2
1980		7.4	14.3	1.9	0	2.4	7.9	2.4	7.1	8.6	4.2	8.4	14.3
1981	30.9	68.6	10.6	11.1	1.2	0	0	50.7	1.4	3.6	20.4	8.6	68.6
1982	30.6	47.1	8.4	8.7	4.2	2.7	0	3.6	S/D	S/D	S/D	S/D	47.1
1993	S/D	S/D	S/D	S/D	5.5	3.6	1.7	5.3	5.5	17.2	S/D	26.9	26.9
1994	38.5	20.2	15.6	15.2	2.2	2.7	S/D	S/D	4.8	8.8	47.1	22.6	47.1
1995	15.2	21.8	27.6	8.8	2.5	0	0.8	3.9	4.3	12.2	13.1	16.2	27.6
1996	38.2	31	25.1	16.5	1.7	1	4	6	2.4	2.9	12.9	27.5	38.2
1997	40.3	23.7	28.4	6	9.9	0	5.5	17.2	12.6	5.6	36.3	18.8	40.3
1998	36.4	35.5	31.2	16.7	0	4.5	0	1.6	5	5.1	19.6	22	36.4
1999	12.4	27.2	30.1	41.2	1.5	3.7	3.3	3.5	22.6	14.2	11.8	18.9	41.2
2000	22.7	18.5	24.6	6.4	28.8	2.7	2.8	7.6	4.3	10.7	4.6	18.2	28.8
2001	24.5	17.2	21	15.7	18	5.7	7.9	4.3	10.3	10.4	15.6	8.2	24.5
2002	16.5	16.6	18.1	17.6	7.8	4	19	7	18.1	7.3	8.6	32.5	32.5
2003	24.1	29.1	21.7	25.2	10	0	7	10.8	7.5	12	16	20.9	29.1
2004	11.9	18	14.6	4.5	0	10.7	11.5	3.4	12.5	16.7	14.5	33	33
2005	14.3	13.2	16.7	18.6	8.1	0	5	15.4	15.4	13	7.3	25.3	25.3
2006	39.3	19.7	21	18.6	0	5.6	0	8.8	5.7	7.8	11.7	23.4	39.3
2007	12	29.3	30.7	21.5	4.2	0.6	0	9	9.7	12.6	10.9	43.4	43.4
2008	30.6	21.7	32.5	7.9	1.2	5	0	2	0.3	11	8.6	38	38
2009	23.9	20.1	28.4	29.3	3.7	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	29.3
2017	25.4	25.8	31.5	12.6	7.3	5.9	8.6	5.2	9.6	19.9	14.5	9.2	31.5
2018	20.5	29.3	23	11.4	3	6.4	12.9	10.7	7.1	13.8	13	14.7	29.3
2019	17.5	32.3	18.7	5.5	5.1	15.4	17.1	0	3.9	14.1	12.2	33.6	33.6
2020	10.4	18.3	19	S/D	S/D	0	0	S/D	S/D	S/D	8	17.5	19
2022	28	23	14.9	12.2	0.7	1.4	0	2.2	2.3	14.1	4.5	28.4	28.4
2023	19.1	25.7	19.4	9.1	14	0	7.5	2.7	4.4	14.2	22	23	25.7
2024	22.3	25.6	20	9.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	25.6

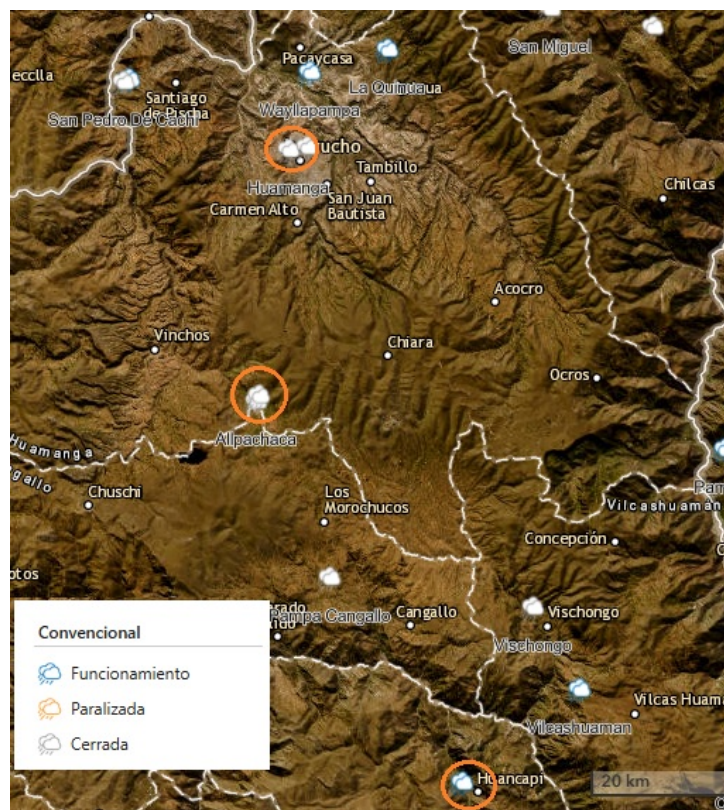
Fuente:Elaboració propia

3.11.5. Completación de datos faltantes de los registros históricos de las estaciones

La completación de vacíos en las series de datos hidrológicos se realizará mediante el software HEC-4 (Hydrologic Engineering Center - Statistical Package), cuya selección se fundamenta en: su metodología basada en análisis de regresión y correlación múltiple, la aplicación de ecuaciones estadísticas validadas para la estimación de datos faltantes, y su amplio reconocimiento en la comunidad hidrológica internacional.

La configuración del modelo hidrológico se basó en el contorno general de la cuenca y la delimitación de sus subcuencas o unidades hidrográficas menores. Para garantizar la representatividad de los datos de entrada, se priorizó la selección de estaciones hidrometeorológicas ubicadas dentro del perímetro de la cuenca Puncupata o en zonas adyacentes con características fisiográficas similares. Tras el análisis espacial, las estaciones Allpachaca, Huamanga y Huancapi fueron identificadas como las más cercanas y representativas, siendo empleadas para el proceso de completación y extensión de series mediante la metodología HEC-4.

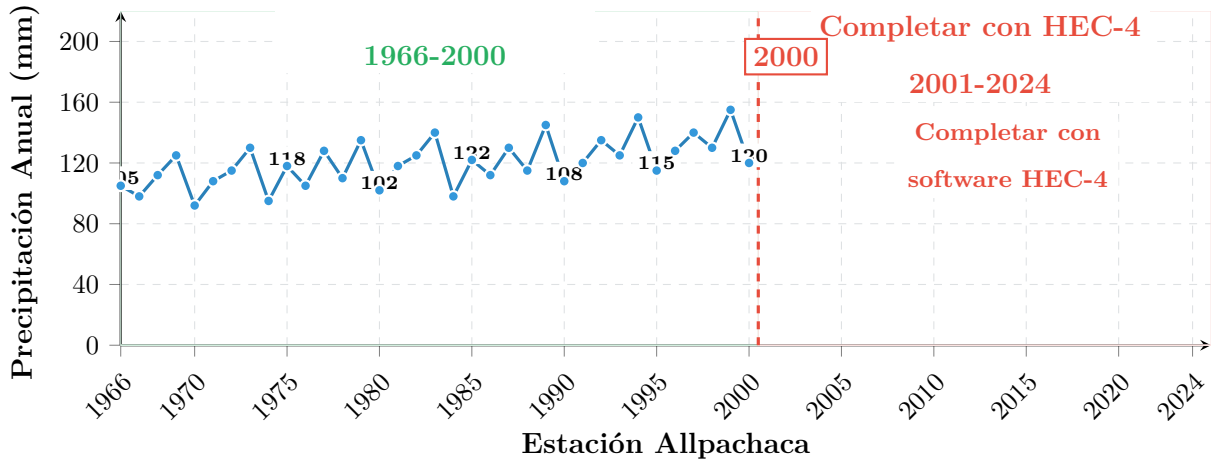
Imagen 3.31: Estaciones convencionales de registro de datos históricos (Estación Allpacha, Huancapi y Ayacucho).



Fuente: Adaptado del Sistema de Información Hidrológica, SENAMHI, consultado el 15 de octubre de 2024.

La completación de datos mediante HEC-4 se fundamenta en un modelo estadístico que considera tres componentes principales: las medias mensuales de la serie histórica, las desviaciones estándar de cada mes (para preservar la variabilidad temporal), y los coeficientes de correlación entre la estación objetivo y las estaciones de referencia. Este enfoque permite generar datos estimados que mantienen las características estadísticas de la serie original.

Imagen 3.32: Registro de precipitación anual- Análisis de disponibilidad



Datos disponibles: 1966-2000 / Datos faltantes: 2001-2024 (completar con HEC-4)

Transformación inicial de datos

para evitar problemas con ceros o valores negativos, se aplica una transformación logarítmica con un pequeño incremento:

$$X = \log(V + \epsilon) \quad (3.13)$$

donde:

- V : valor mensual observado
- ϵ : incremento mínimo (1 % del promedio mensual, mínimo 0.1)
- X : valor transformado

Cálculo de Estadísticas Mensuales por Estación

Para cada estación hidrométrica y cada mes del año, se calculan las siguientes estadísticas descriptivas a partir de la serie histórica transformada X_i :

1. Media Aritmética (μ)

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (3.14)$$

Donde: μ es la media aritmética (valor promedio adimensional), X_i es el valor transformado i -ésimo en escala logarítmica, N es el número de observaciones (años de registro), y $\sum_{i=1}^N$ representa la sumatoria de todos los valores X_i desde $i = 1$ hasta $i = N$.

2. Desviación Estándar (σ)

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2} \quad (3.15)$$

Donde: σ es la desviación estándar (medida de dispersión adimensional), $(X_i - \mu)$ es la desviación individual (diferencia entre cada valor y la media), $(X_i - \mu)^2$ es la desviación al cuadrado (elimina signos negativos y amplifica valores extremos), $\frac{1}{N-1}$ es el factor de corrección para obtener un estimador insesgado, y $\sqrt{\cdot}$ representa la raíz cuadrada para regresar a las unidades originales de X_i .

3. Coeficiente de Asimetría (g)

$$g = \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \left[\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^3}{N\sigma^3} \right] \quad (3.16)$$

Donde:

- g : **Coeficiente de asimetría** - Medida de la simetría de la distribución (adimensional)
- $(X_i - \mu)^3$: **Desviación cúbica** - Preserva el signo, diferencia asimetría izquierda/derecha
- σ^3 : **Desviación estándar al cubo** - Normaliza la medida para hacerla adimensional
- $\frac{N^2}{(N-1)(N-2)}$: **Factor de corrección para muestras pequeñas** - Ajuste para estimación insesgada
- $\frac{\sum (X_i - \mu)^3}{N\sigma^3}$: **Asimetría muestral** - Forma básica del coeficiente

Cuando $g = 0$ la distribución es simétrica (como la distribución normal); cuando $g > 0$ es asimétrica positiva o sesgada a la derecha (Media > Mediana > Moda, con cola más larga hacia

valores altos, común en datos hidrológicos); y cuando $g < 0$ es asimétrica negativa o sesgada a la izquierda (Moda $>$ Mediana $>$ Media, con cola más larga hacia valores bajos).

Ajuste de Estadísticas entre Estaciones Correlacionadas

Cuando una estación hidrométrica tiene pocos datos disponibles, se pueden ajustar sus estadísticas utilizando información de otra estación de referencia que presente una alta correlación:

1. Ajuste de la Media

$$\mu_1 = \mu_2 + R \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) (\mu'_1 - \mu'_2) \quad (3.17)$$

2. Ajuste de la Desviación Estándar

$$\sigma_1 = R\sigma_2 \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_2} \right) \quad (3.18)$$

Donde:

- Subíndice 1: Estación con pocos datos (estación a ajustar).
- Subíndice 2: Estación de referencia (estación con datos completos).
- μ'_1, μ'_2 : Medias sin ajustar de las estaciones 1 y 2
- σ'_1, σ'_2 : Desviaciones estándar sin ajustar de las estaciones 1 y 2.
- μ_1, σ_1 : Media y desviación estándar ajustadas para la estación 1.
- R : Coeficiente de correlación lineal entre las dos estaciones.

La estación de referencia debe tener una serie de datos completa y confiable; el coeficiente de correlación R debe ser estadísticamente significativo (se recomienda $|R| > 0,7$); ambas estaciones deben ubicarse en la misma región hidrológica; y las características fisiográficas de sus cuencas deben ser similares.

Cálculo y Estimación del Coeficiente de Correlación

1. Coeficiente de Correlación de Pearson (R_{ij})

El coeficiente de correlación lineal entre dos estaciones i y j se calcula como:

$$R_{ij} = \frac{\sum_{n=1}^N (X_{in} - \mu_i)(X_{jn} - \mu_j)}{\sqrt{\sum_{n=1}^N (X_{in} - \mu_i)^2 \sum_{n=1}^N (X_{jn} - \mu_j)^2}} \quad (3.19)$$

Donde: R_{ij} es el coeficiente de correlación entre las estaciones i y j (adimensional), X_{in} y X_{jn} son los valores transformados en escala logarítmica para el año n en las estaciones i y j , μ_i y μ_j son las medias aritméticas de las series transformadas, N es el número de años con datos concurrentes en ambas estaciones, y $\sum_{n=1}^N$ representa la sumatoria desde el año 1 hasta el año N .

Cuando: $R_{ij} = 1$ indica correlación lineal perfecta positiva; $R_{ij} = -1$ indica correlación lineal perfecta negativa; $R_{ij} = 0$ significa ausencia de correlación lineal; $|R_{ij}| \geq 0,7$ representa correlación fuerte (recomendada para ajuste de estaciones); $0,5 \leq |R_{ij}| < 0,7$ indica correlación moderada; y $|R_{ij}| < 0,5$ corresponde a correlación débil.

3. Estimación con Variables Auxiliares

Cuando no hay suficientes datos concurrentes entre dos estaciones i y j , se puede estimar R_{ij} utilizando una tercera estación k como referencia:

$$R_{ij} \in \left[\max\{R_{ik}^2 + R_{jk}^2 - 1\}, \min\{\sqrt{R_{ik}^2}, \sqrt{R_{jk}^2}\} \right] \quad (3.20)$$

Donde:

- R_{ik} : Coeficiente de correlación conocido entre las estaciones i y k
- R_{jk} : Coeficiente de correlación conocido entre las estaciones j y k
- $\max\{\cdot\}$: Cota inferior del intervalo de valores posibles para R_{ij}
- $\min\{\cdot\}$: Cota superior del intervalo de valores posibles para R_{ij}

Estación Allpachaca con datos históricos completadas con HEC-4

Tabla 3.15: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales completadas de la Estación Allpachaca

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
1966	3269E	1533E	2085E	1575E	7E	6E	6E	0	1800	2500	1700	1500	3269E
1967	1600	3600	4900	1300	800	0	1100	600	0	900	700	700	4900
1968	900	700	2600	400	700	2000	500	2200	1000	1100	2045E	1800	2600
1969	1600	1000	3000	1505E	0	100	400	1300	1971E	1606E	845E	2103E	3000
1970	2179E	2100	2100	1000	1200	0	103E	0E	2122E	1800	1300	3700	3700
1971	2700	2000	2000	500	200	0	0	200	400	500	1300	1700	2700
1972	3500	2000	2600	1100	600	0	400	0	1100	1700	1700	1600	3500
1973	1900	4000	4800	2000	14E	0	0	700	1900	751E	1466E	2900	4800
1974	4000	3500	2600	1100	0	0	0	1000	1300	2300	1000	1300	4000
1975	1400	2000	1600	1000	1900	0	0	0	700	900	1000	1500	2000
1976	2000	2100	2600	658E	2400	800	64E	600	2400	0	900	2500	2600
1977	1200	2600	1700	1200	1300	0	400	0	400	1000	2000	1400	2600
1978	3300	900	1200	800	0	0	0	200	600	1800	3400	1000	3400
1979	1000	1900	2200	700	800	7E	237E	373E	55E	1900	600	1032E	2200
1980	1300	600	1249E	0	1800	0	100	0	1200	2600	1500	1500	2600
1981	4100	1522E	1550E	89E	842E	36E	0	3000	1000	1400	1701E	3000	4100
1982	1600	1900	1400	2900	0	0	0	500	1400	1691E	1014E	2631E	2900
1983	2503E	2081E	2499E	1575E	97E	0E	14E	3747E	651E	2257E	1264E	1193E	3747E
1984	1030E	3163E	2733E	1575E	1184E	423E	852E	236E	1528E	1072E	1094E	2129E	3163E
1985	1955E	2252E	1602E	849E	405E	0E	187E	7E	2041E	564E	1455E	2344E	2344E
1986	3740E	2550E	7693E	1490E	1693E	5E	142E	16391E	1459E	271E	812E	2228E	16391E
1987	1964E	1751E	1884E	869E	1984E	14E	233E	0E	123E	244E	1279E	2590E	2590E
1988	3631E	4937E	2120E	269E	824E	0E	10E	0E	1156E	2138E	796E	2596E	4937E
1989	1876E	1621E	2360E	1229E	895E	52E	139E	134E	1416E	43E	1120E	1903E	2360E
1990	2113E	672E	2543E	1165E	2828E	221E	1E	118E	904E	2078E	1929E	1610E	2828E
1991	1615E	2749E	3939E	3113E	576E	46E	64E	0E	2114E	2180E	1777E	1573E	3939E
1992	3826E	822E	1370E	1575E	408E	23E	0E	0E	2120E	1966E	1304E	1774E	3826E
1993	2520E	2191E	2243E	491E	1347E	124E	2385E	537E	1280E	2257E	1556E	1317E	2385E
1994	2432E	1900E	1779E	457E	4300E	351E	9E	537E	405E	2256E	2097E	1041E	4300E
1995	992E	2089E	2351E	1460E	866E	0E	715E	8079E	937E	1030E	2768E	3604E	8079E
1996	1843E	2483E	3546E	1569E	820E	28E	388E	354E	1405E	72E	1702E	3539E	3546E
1997	3013E	2036E	1953E	967E	571E	18E	5E	782E	788E	1878E	2337E	1119E	3013E
1998	3500	1200	2000	1000	100	10	400	900	100	80	80	200	3500
1999	2100	1800	1400	1100	700	300	300	0	2600	2600	1800	1400	2600
2000	2500	3900	1600	800	2100	700	700	2200	600	1400	1100	1800	3900
2001	2600	2000	2800	800	1100	300	400	500	800	800	1700	1900	2800
2002	2000	3800	2800	900	300	200	900	400	1000	1200	1200	2700	3800
2003	2500	1300	1800	1200	1400	0	200	600	1100	600	1200	2300	2500
2004	2000	2300	2200	1900	500	900	1600	600	1800	1100	1300	2400	2400
2005	1100	2100	2500	700	200	0	600	1500	2300	1100	1000	2500	2500
2006	2200	2400	2800	1100	0	200	0	700	400	2200	1800	2800	2800

Tabla 3.15: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales completadas de la Estación Allpachaca (continuación)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
2007	1700	3000	4200	800	1400	0	300	0	500	800	1000	2600	4200
2008	1600	2600	2800	400	1300	500	100	100	2200	2100	1700	1700	2800
2009	4544E	1013E	1452E	324E	3927E	1694E	24E	1514E	2079E	2231E	2604E	1869E	4544E
2010	2386E	1741E	2494E	1262E	0E	0E	9E	65E	2122E	2257E	1221E	2192E	2494E
2011	1576E	1920E	1420E	1390E	147E	12E	206E	47E	1511E	336E	1743E	1509E	1920E
2012	1775E	2731E	2489E	1184E	438E	134E	9E	881E	1681E	2257E	1322E	2253E	2731E
2013	1782E	2644E	1744E	938E	212E	0E	225E	150E	1669E	1373E	923E	2708E	2708E
2014	1323E	1737E	2636E	1424E	43E	1E	6355E	322E	1364E	557E	833E	2082E	6355E
2015	3018E	1632E	878E	200E	1179E	4E	31E	228E	736E	1854E	910E	2812E	3018E
2016	1803E	2702E	1945E	1101E	715E	4E	22E	111E	479E	1649E	1015E	1936E	2702E
2017	1504E	3837E	5585E	1570E	290E	272E	250E	4309E	608E	2166E	1064E	2490E	5585E
2018	1672E	889E	2334E	1544E	262E	122E	356E	545E	58E	1287E	898E	1700E	2334E
2019	2421E	816E	2116E	1442E	0E	3E	176E	0E	375E	277E	724E	2460E	2460E
2020	1270E	2065E	2321E	869E	30E	0E	0E	4E	1446E	2256E	890E	1457E	2321E
2021	1855E	2074E	2797E	814E	2298E	30E	28E	1E	1689E	1765E	886E	2673E	2797E
2022	1242E	2860E	1561E	1257E	65E	1E	1351E	894E	1431E	614E	2144E	1128E	2860E
2023	1983E	1305E	1596E	1182E	65E	17E	208E	212E	1670E	592E	2830E	2220E	2830E
2024	1493E	1827E	2783E	240E	3202E	3E	279E	590E	5E	82E	1216E	1523E	3202E

Elaborado por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) and (ANA) (2024)

Resultado final de la Estación Allpachaca con datos históricos completadas con HEC-4

Tabla 3.16: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Allpachaca

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
1966	32.69	15.33	20.85	15.75	0.07	0.06	0.06	0.00	18.00	25.00	17.00	15.00	32.69
1967	16.00	36.00	49.00	13.00	8.00	0.00	11.00	6.00	0.00	9.00	7.00	7.00	49.00
1968	9.00	7.00	26.00	4.00	7.00	20.00	5.00	22.00	10.00	11.00	20.45	18.00	26.00
1969	16.00	10.00	30.00	15.05	0.00	1.00	4.00	13.00	19.71	16.06	8.45	21.03	30.00
1970	21.79	21.00	21.00	10.00	12.00	0.00	1.03	0.00	21.22	18.00	13.00	37.00	37.00
1971	27.00	20.00	20.00	5.00	2.00	0.00	0.00	2.00	4.00	5.00	13.00	17.00	27.00
1972	35.00	20.00	26.00	11.00	6.00	0.00	4.00	0.00	11.00	17.00	17.00	16.00	35.00
1973	19.00	40.00	48.00	20.00	0.14	0.00	0.00	7.00	19.00	7.51	14.66	29.00	48.00
1974	40.00	35.00	26.00	11.00	0.00	0.00	0.00	10.00	13.00	23.00	10.00	13.00	40.00
1975	14.00	20.00	16.00	10.00	19.00	0.00	0.00	0.00	7.00	9.00	10.00	15.00	20.00
1976	20.00	21.00	26.00	6.58	24.00	8.00	0.64	6.00	24.00	0.00	9.00	25.00	26.00
1977	12.00	26.00	17.00	12.00	13.00	0.00	4.00	0.00	4.00	10.00	20.00	14.00	26.00

Tabla 3.16: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Allpachaca (continuación)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
1978	33.00	9.00	12.00	8.00	0.00	0.00	0.00	2.00	6.00	18.00	34.00	10.00	34.00
1979	10.00	19.00	22.00	7.00	8.00	0.07	2.37	3.73	0.55	19.00	6.00	10.32	22.00
1980	13.00	6.00	12.49	0.00	18.00	0.00	1.00	0.00	12.00	26.00	15.00	15.00	26.00
1981	41.00	15.22	15.50	0.89	8.42	0.36	0.00	30.00	10.00	14.00	27.01	30.00	41.00
1982	16.00	19.00	14.00	29.00	0.00	0.00	0.00	5.00	14.00	16.91	10.14	26.31	29.00
1983	25.03	20.81	24.99	15.75	0.97	0.00	0.14	37.47	6.51	22.57	12.64	11.93	37.47
1984	10.30	31.63	27.33	15.75	11.84	4.23	8.52	2.36	15.28	10.72	10.94	21.29	31.63
1985	19.55	22.52	16.02	8.49	4.05	0.00	1.87	0.07	20.41	5.64	14.55	23.44	23.44
1986	37.40	25.50	76.93	14.90	16.93	0.05	1.42	163.91	14.59	2.71	8.12	22.28	80.79
1987	19.64	17.51	18.84	8.69	19.84	0.14	2.33	0.00	1.23	2.44	12.79	25.90	25.90
1988	36.31	49.37	21.20	2.69	8.24	0.00	0.10	0.00	11.56	21.38	7.96	25.96	49.37
1989	18.76	16.21	23.60	12.29	9.85	0.52	1.39	1.34	14.16	0.43	11.20	19.03	23.60
1990	21.13	6.72	25.43	11.65	28.28	2.21	0.01	1.18	9.04	20.78	19.29	16.10	28.28
1991	16.15	27.49	39.39	9.13	5.76	0.46	0.64	0.00	21.14	21.80	17.77	15.73	39.39
1992	38.26	8.22	13.70	15.75	4.08	0.23	0.00	0.00	21.20	19.66	13.04	17.74	38.26
1993	25.20	21.91	22.43	4.91	13.47	1.24	23.85	5.37	12.80	22.57	15.56	13.17	25.20
1994	24.32	19.00	17.79	4.57	43.00	3.51	0.09	5.37	4.05	22.56	20.97	10.41	43.00
1995	9.92	20.89	23.51	14.60	8.66	0.00	7.15	80.79	9.37	10.30	27.68	36.04	80.79
1996	18.43	24.83	35.46	15.69	8.20	0.28	3.88	3.54	14.05	0.72	17.02	35.39	35.46
1997	30.13	20.36	19.53	9.67	5.71	0.18	0.05	7.82	7.88	18.78	23.37	11.19	30.13
1998	35.00	12.00	20.00	10.00	1.00	1.00	4.00	9.00	1.00	8.00	8.00	20.00	35.00
1999	21.00	18.00	14.00	11.00	7.00	3.00	3.00	0.00	26.00	26.00	18.00	14.00	26.00
2000	25.00	39.00	16.00	8.00	21.00	7.00	7.00	22.00	6.00	14.00	11.00	18.00	39.00
2001	26.00	20.00	28.00	8.00	11.00	3.00	4.00	5.00	8.00	8.00	17.00	19.00	28.00
2002	20.00	38.00	28.00	9.00	3.00	2.00	9.00	4.00	10.00	12.00	12.00	27.00	38.00
2003	25.00	13.00	18.00	12.00	14.00	0.00	2.00	6.00	11.00	6.00	12.00	23.00	25.00
2004	20.00	23.00	22.00	19.00	5.00	9.00	16.00	6.00	18.00	11.00	13.00	24.00	24.00
2005	11.00	21.00	25.00	7.00	2.00	0.00	6.00	15.00	23.00	11.00	10.00	25.00	25.00
2006	22.00	24.00	28.00	11.00	0.00	2.00	0.00	7.00	4.00	22.00	18.00	28.00	28.00
2007	17.00	30.00	42.00	8.00	14.00	0.00	3.00	0.00	5.00	8.00	10.00	26.00	42.00
2008	16.00	26.00	28.00	4.00	13.00	5.00	1.00	1.00	22.00	21.00	17.00	17.00	28.00
2009	45.44	10.13	14.52	3.24	39.27	16.94	0.24	15.14	20.79	22.31	26.04	18.69	45.44
2010	23.86	17.41	24.94	12.62	0.00	0.00	0.09	0.65	21.22	22.57	12.21	21.92	24.94
2011	15.76	19.20	14.20	13.90	1.47	0.12	2.06	0.47	15.11	3.36	17.43	15.09	19.20
2012	17.75	27.31	24.89	11.84	4.38	1.34	0.09	8.81	16.81	22.57	13.22	22.53	27.31
2013	17.82	26.44	17.44	9.38	2.12	0.00	2.25	1.50	16.69	13.73	9.23	27.08	27.08
2014	13.23	17.37	26.36	14.24	0.43	0.01	63.55	3.22	13.64	5.57	8.33	20.82	63.55

Tabla 3.16: Registro histórico de Precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Allpachaca (continuación)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Máx. 24Hrs
2015	30.18	16.32	8.78	2.00	11.79	0.04	0.31	2.28	7.36	18.54	9.10	28.12	30.18
2016	18.03	27.02	19.45	11.01	7.15	0.04	0.22	1.11	4.79	16.49	10.15	19.36	27.02
2017	15.04	38.37	55.85	15.70	2.90	2.72	2.50	43.09	6.08	21.66	10.64	24.90	55.85
2018	16.72	8.89	23.34	15.44	2.62	1.22	3.56	5.45	0.58	12.87	8.98	17.00	23.34
2019	24.21	8.16	21.16	14.42	0.00	0.03	1.76	0.00	3.75	2.77	7.24	24.60	24.60
2020	12.70	20.65	23.21	8.69	0.30	0.00	0.00	0.04	14.46	22.56	8.90	14.57	23.21
2021	18.55	20.74	27.97	8.14	22.98	0.30	0.28	0.01	16.89	17.65	8.86	26.73	27.97
2022	12.42	28.60	15.61	12.57	0.65	0.01	13.51	8.94	14.31	6.14	21.44	11.28	28.60
2023	19.83	13.05	15.96	11.82	0.65	0.17	2.08	2.12	16.70	5.92	28.30	22.20	28.30
2024	14.93	18.27	27.83	2.40	32.02	0.03	2.79	5.90	0.05	0.82	12.16	15.23	32.02

Elaborado por la Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) and (ANA) (2024)

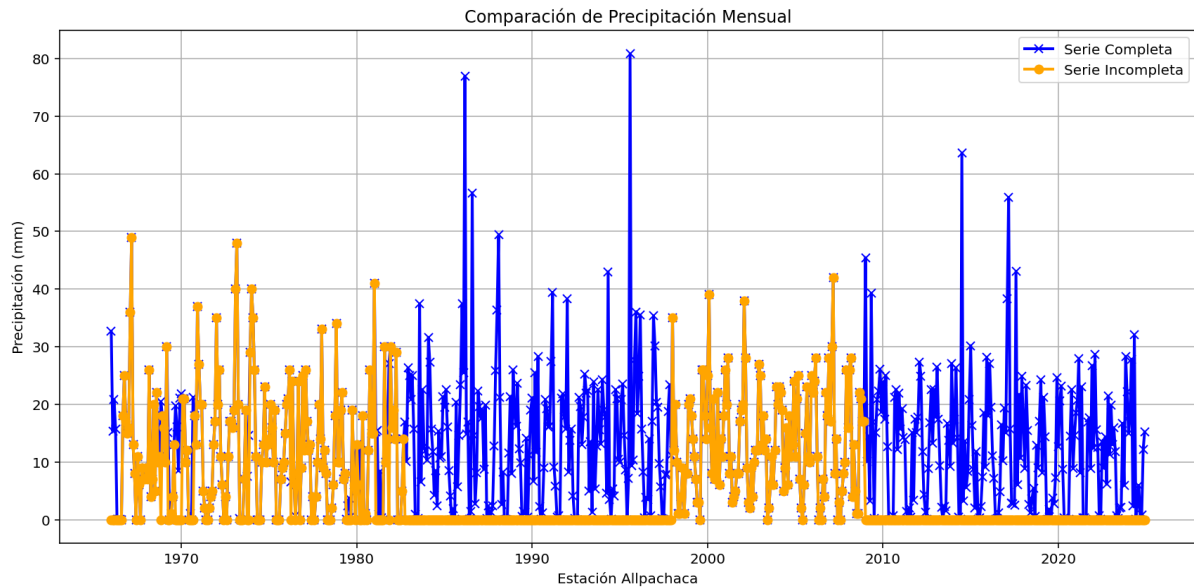
Verificación y Análisis de Datos Completados

Los registros de precipitación máxima diaria anual fueron sometidos a un proceso riguroso de verificación y análisis con el fin de asegurar su confiabilidad y consistencia. Para ello, se empleó el software Spyder Python como herramienta principal de análisis, lo que permitió la elaboración de gráficos comparativos y la aplicación de métodos estadísticos avanzados para una adecuada evaluación de la información.

Metodología de Análisis

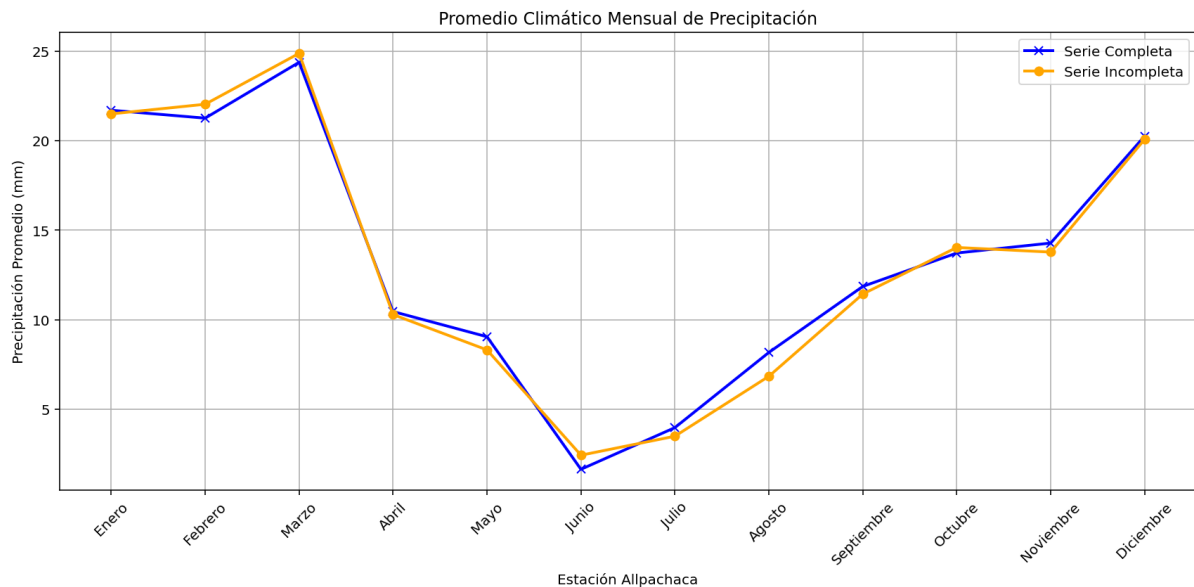
1. **Verificación de consistencia temporal:** Se analizaron las series temporales para detectar valores atípicos, saltos abruptos o tendencias anómalas en los datos de precipitación.
2. **Comparación interanual:** Mediante gráficos de dispersión y series temporales, se compararon las precipitaciones máximas anuales para identificar patrones climáticos y variaciones estacionales.
3. **Análisis de frecuencia:** Se aplicaron distribuciones estadísticas (Gumbel, Log-Pearson Tipo III) para el análisis de frecuencia de eventos extremos de precipitación.
4. **Pruebas de homogeneidad:** Se realizaron pruebas estadísticas (Pettitt, SNHT, Buishand) para verificar la homogeneidad de las series de datos.

Imagen 3.33: Gráfico comparativo de precipitaciones máximas anuales generado con Spyder Python.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en Software Spyder Python.

Imagen 3.34: Gráfico comparativo del promedio climático mensual de precipitación generado con Spyder Python.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en Software Spyder Python.

Los análisis realizados permitieron identificar los años con eventos extremos de precipitación (1986, 1995, 2014, 2017), verificar la consistencia de los datos históricos con registros de estaciones vecinas, establecer períodos de retorno para eventos de precipitación extrema, y detectar posibles

cambios en los patrones de precipitación a lo largo del período de registro.

El uso del software Spyder Python ha permitido un análisis robusto y reproducible de los datos de precipitación, garantizando la calidad y confiabilidad de la información utilizada en el presente estudio, mientras que los métodos estadísticos aplicados y las visualizaciones generadas proporcionan una base sólida para la toma de decisiones en el manejo de recursos hídricos y la planificación de infraestructura hidráulica.

3.11.6. Análisis de consistencia

Tabla 3.17: Precipitación máxima diaria anual registrada (1966-2024)

Año	Max. 24 Hs	Año	Max. 24 Hs	Año	Max. 24 Hs
1966	32.69	1986	56.70	2006	28.00
1967	49.00	1987	25.90	2007	42.00
1968	26.00	1988	49.37	2008	28.00
1969	30.00	1989	23.60	2009	45.44
1970	37.00	1990	28.28	2010	24.94
1971	27.00	1991	39.39	2011	19.20
1972	35.00	1992	38.26	2012	27.31
1973	48.00	1993	25.20	2013	27.08
1974	40.00	1994	43.00	2014	63.55
1975	20.00	1995	80.79	2015	30.18
1976	26.00	1996	35.46	2016	27.02
1977	26.00	1997	30.13	2017	55.85
1978	34.00	1998	35.00	2018	23.34
1979	22.00	1999	26.00	2019	24.60
1980	26.00	2000	39.00	2020	23.21
1981	41.00	2001	28.00	2021	27.97
1982	29.00	2002	38.00	2022	28.60
1983	37.47	2003	25.00	2023	28.30
1984	31.63	2004	24.00	2024	32.02
1985	23.44	2005	25.00		

Fuente: Elaboración Propia

3.11.7. Análisis de consistencia de datos de una serie hidrológica

El análisis de consistencia se realizó sobre la serie histórica de precipitaciones máximas diarias anuales de la cuenca del puente Puncupata para el período 1966-2024. La muestra consta de

$n = 59$ datos de precipitación, los cuales fueron evaluados para verificar su homogeneidad y confiabilidad estadística.

3.11.7.1. Análisis Doble Masa (Curva de Doble Masa o Gráfico de Doble Acumulación)

El análisis de doble masa es una herramienta estadística en hidrología y climatología utilizada para verificar la consistencia y homogeneidad de datos hidrológicos, con el propósito de identificar posibles errores sistemáticos ocurridos durante su registro o medición. Es importante destacar que este método no corrige directamente los datos mediante la recta de doble masa, sino que detecta incongruencias en la información.

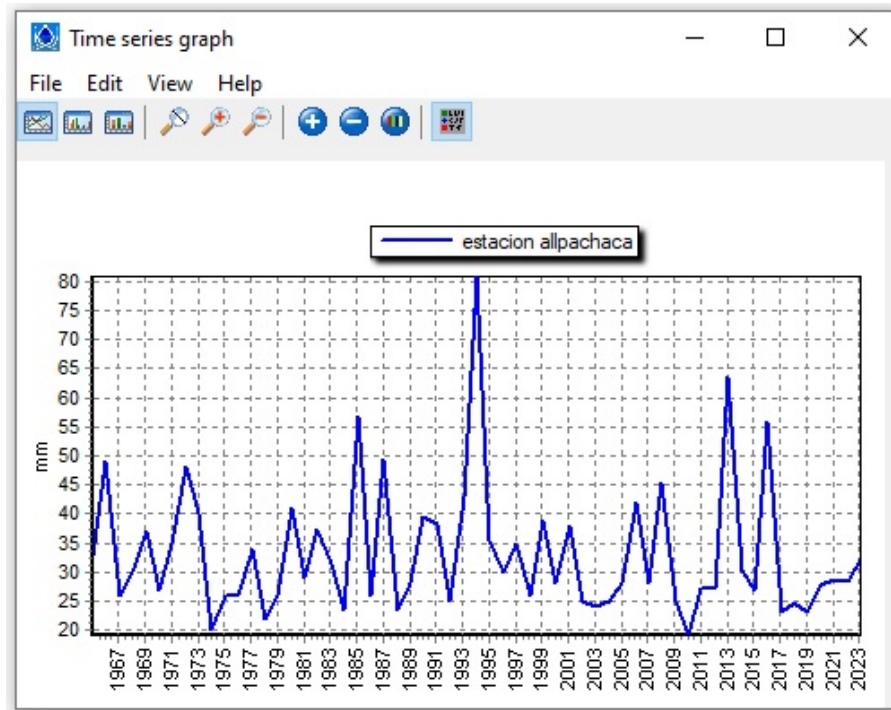
El diagrama se construye graficando los valores acumulados de precipitaciones máximas en 24 horas. El análisis consiste en interpretar las discontinuidades o quiebres presentes en el gráfico, los cuales pueden deberse tanto a fenómenos naturales como a errores sistemáticos.

3.11.8. Procesamiento de series hidrológicas

El análisis estadístico de las series hidrológicas se realizó utilizando el software Hydrognomon versión 4.1, especializado en procesamiento de datos hidrometeorológicos. Inicialmente, se verificó la consistencia de los datos mediante la comparación de las series obtenidas con los resultados del software HEC-4, presentados en la [Figura 3.33](#). Posteriormente, con Hydrognomon se ejecutaron las etapas de control de calidad, relleno de datos faltantes mediante métodos de regresión lineal múltiple, y ajuste de distribuciones de probabilidad para el análisis de frecuencia de eventos extremos.

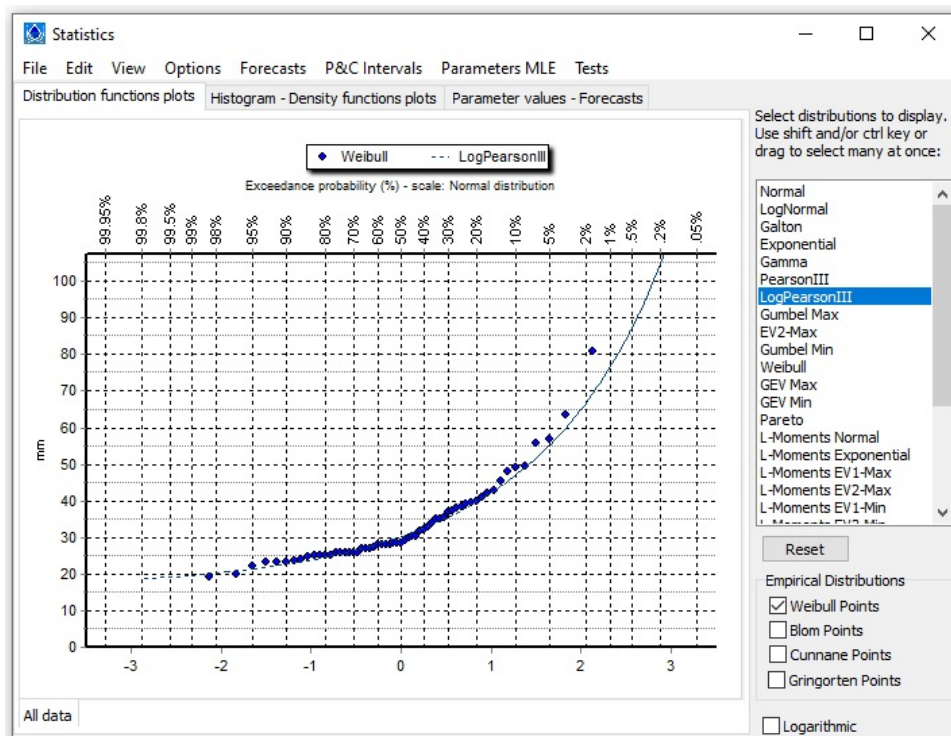
Mediante el módulo Pythia de Hydrognomon se ejecutó el análisis de frecuencia completo, que comprendió: el ajuste paramétrico de distribuciones probabilísticas específicas para hidrología (Log-Pearson III), la aplicación de pruebas de bondad de ajuste (Kolmogorov-Smirnov con $\alpha = 0.05$), la selección del mejor modelo mediante el criterio de información AIC, y finalmente la estimación de cuantiles para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, asegurando resultados consistentes y reproducibles.

Imagen 3.35: Gráfico de serie de tiempos en Hydrognomon.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en Software Hydrognomon.

Imagen 3.36: Gráfico de ajuste probabilístico: Comparación entre distribuciones Log-Pearson III y Weibull.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software Hydrognomon.

3.11.9. Pruebas de ajustes de bondad

Para la selección del modelo probabilístico adecuado se emplean los métodos gráfico y estadístico.

3.11.9.1. Método de Chi-cuadrado

El número óptimo de intervalos para la prueba se estima con la regla de Sturges modificada:

$$k = 1 + 1,33 \log N \quad (3.21)$$

Los parámetros son: N , que representa el número total de datos disponibles, y k , que corresponde al número de intervalos o clases considerados.

Se calcula el estadístico de prueba χ^2 comparando las frecuencias observadas y esperadas:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (3.22)$$

donde:

- χ_c^2 es el valor crítico de chi-cuadrado
- O_i : Frecuencia observada en el intervalo i
- E_i : Frecuencia esperada en el intervalo i
- k : Número de intervalos

3.11.9.2. Método de Kolmogorov-Smirnov

La Prueba Estadística de Kolmogorov-Smirnov consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D que hay entre la función de distribución observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$.

$$D = \text{máx} |F_0(x_m) - F(x_m)| \quad (3.23)$$

donde:

- $F_0(x_m)$: Función de distribución empírica (observada)
- $F(x_m)$: Función de distribución teórica (estimada)
- x_m : Valores ordenados de la muestra ($x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$)

Función de distribución empírica

Para una muestra ordenada de tamaño n , la distribución empírica se calcula comúnmente con la fórmula de Weibull:

$$F_0(x_m) = \frac{m}{n+1} \quad (3.24)$$

donde m es el número de orden del dato ($m = 1, 2, \dots, n$).

Luego se compara D con un valor crítico $d_{\alpha,n}$ que depende del tamaño muestral n y del nivel de significancia α :

Si $D \leq d_{\alpha,n} \Rightarrow$ No se rechaza H_0 (el ajuste es adecuado)

Si $D > d_{\alpha,n} \Rightarrow$ Se rechaza H_0 (el ajuste no es adecuado)

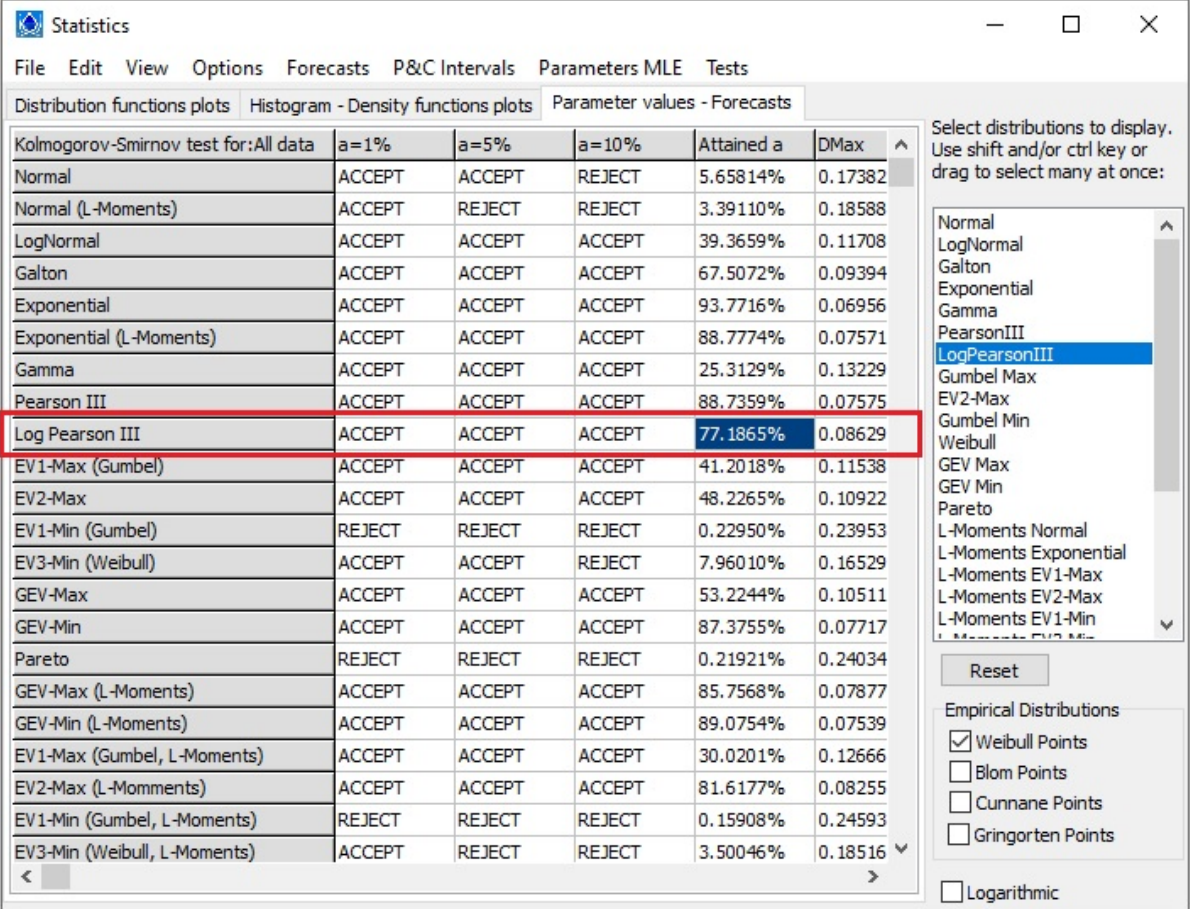
Se plantearon las siguientes hipótesis estadísticas: la hipótesis nula (H_0) establece que los datos siguen la distribución teórica propuesta, mientras que la hipótesis alternativa (H_1) postula que los datos no siguen dicha distribución teórica.

Tabla 3.18: Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov-Smirnov de bondad de ajuste

Tamaño de la muestra	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
N grande	$1,22/\sqrt{n}$	$1,36/\sqrt{n}$	$1,63/\sqrt{n}$

Fuente: Elaboración propia.

Imagen 3.37: Resultados de la Prueba de Kolmogorov–Smirnov para Ajuste de Distribuciones.



Kolmogorov-Smirnov test for: All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	5.65814%	0.17382
Normal (L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.39110%	0.18588
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	39.3659%	0.11708
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	67.5072%	0.09394
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.7716%	0.06956
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.7774%	0.07571
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	25.3129%	0.13229
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.7359%	0.07575
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.1865%	0.08629
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	41.2018%	0.11538
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	48.2265%	0.10922
EV1-Min (Gumbel)	REJECT	REJECT	REJECT	0.22950%	0.23953
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.96010%	0.16529
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	53.2244%	0.10511
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.3755%	0.07717
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.21921%	0.24034
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	85.7568%	0.07877
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	89.0754%	0.07539
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	30.0201%	0.12666
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.6177%	0.08255
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.15908%	0.24593
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.50046%	0.18516

Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software Hydrognomon.

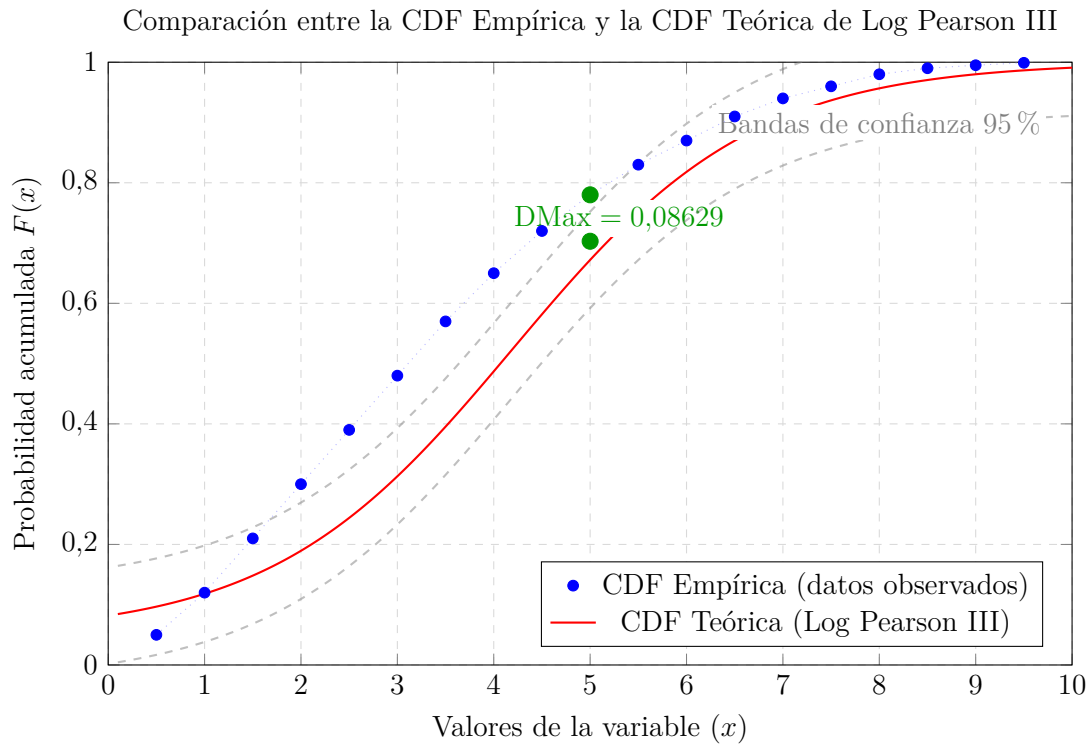
Los resultados de la prueba de Kolmogorov–Smirnov para la distribución Log Pearson III indican que la hipótesis nula no se rechaza a ningún nivel de significancia convencional: si **acepta** al 99 % de confianza ($\alpha = 1\%$), al 95 % de confianza ($\alpha = 5\%$) y al 90 % de confianza ($\alpha = 10\%$), lo que evidencia un ajuste estadísticamente consistente de los datos a dicha distribución.

El **valor-p** (attained α) de **77.19 %** indica que existe una probabilidad del 77.19 % de observar una discrepancia igual o mayor si el modelo Log Pearson III es correcto; dado que supera ampliamente el umbral del 5 %, se considera un ajuste **excelente** y no existe evidencia estadística para rechazar que los datos sigan esta distribución.

El **estadístico DMax** de **0.08629** representa la máxima distancia vertical entre las funciones de distribución empírica y teórica; al ser un valor bajo (rango 0–1, donde 0 significa ajuste perfecto), **confirma visualmente** que la distribución Log Pearson III se ajusta adecuadamente a los datos

observados.

Imagen 3.38: Gráfica de la Función de Distribución Acumulada (CDF).



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software Hydrognomon.

Comparación gráfica entre la función de distribución acumulada empírica (puntos azules) y la teórica de Log Pearson III (línea roja). La distancia vertical máxima ($D_{Max} = 0.08629$) se indica en verde, mostrando la excelente proximidad entre ambas distribuciones. Las líneas grises representan bandas de confianza para la prueba KS.

Conclusión gráfica: La cercanía visual entre la CDF empírica y la teórica, junto con la pequeña distancia D_{Max} (sólo 0.08629), confirma cuantitativamente el excelente ajuste reportado por la prueba de Kolmogorov-Smirnov para la distribución Log Pearson III, como se evidencia en el alto valor-p de 77.19 %.

3.11.10. Curvas I-D-F y Número de curva

3.11.10.1. Obtención de las curvas I-D-F

Para la obtención de la curva I-D-F, se sigue un procedimiento metodológico que inicia con la determinación de la precipitación media en 24 horas a partir de los registros históricos de precipitaciones máximas. En el caso de la cuenca de Puncupata, esta precipitación media se calcula utilizando los datos de las estaciones pluviométricas de Allpachaca y Huancapi, aplicando el

método de los polígonos de Thiessen para ponderar adecuadamente la influencia de cada estación.

Una vez obtenida la precipitación media de la cuenca, se procede a realizar la corrección y validación de los datos mediante análisis de consistencia, con el fin de garantizar la calidad y homogeneidad de la serie histórica. Posteriormente, se aplican modelos de distribución estadística, como Log-Pearson III o Gumbel, para estimar las precipitaciones correspondientes a diferentes períodos de retorno.

Estos valores de precipitación, asociados a distintos tiempos de retorno, son fundamentales para calcular las intensidades de lluvia mediante el método de Dicky y Pesckle, el cual permite relacionar intensidad, duración y período de retorno. Finalmente, para generalizar los resultados y obtener las ecuaciones de las curvas I-D-F, se aplica regresión lineal, determinando así los parámetros k , m y n de la expresión:

$$I = \frac{k \cdot T^m}{(t + t_0)^n}, \quad (3.25)$$

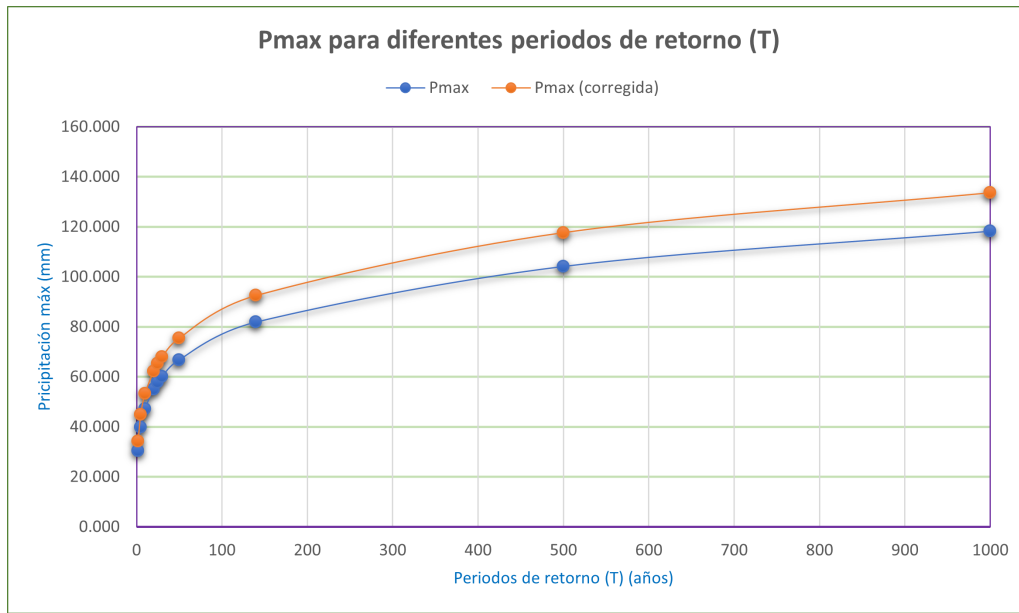
donde I es la intensidad (mm/h), T el período de retorno (años), t la duración (minutos) y k , m , n y t_0 son constantes ajustadas. Con estas curvas es posible generar hietogramas de bloques alternos, herramientas esenciales para el diseño hidrológico de obras de drenaje y control de inundaciones.

Tabla 3.19: Análisis de frecuencia de precipitaciones máximas utilizando el programa IDF-Tormenta

T (años)	Pmax (mm)	Pmax corregido (mm)	Prob. de no excedencia (P)
2	30.342	34.2869	0.50000
5	39.775	44.9454	0.80000
10	47.134	53.2610	0.90000
20	55.066	62.2246	0.95000
25	57.773	65.2834	0.96000
30	60.046	67.8522	0.96667
50	66.735	75.4102	0.98000
140	81.836	92.4741	0.99286
500	104.085	117.6161	0.99800
1000	118.178	133.5411	0.99900

Fuente: Análisis realizado con el programa IDF-Tormenta para el estudio de intensidad-duración-frecuencia de precipitaciones.

Imagen 3.39: Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno (T).



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software IDF - tormenta.

3.11.10.2. Obtención de “Pd” por Dick y Peskle

Con el método Dick y Peskle obtenemos la intensidad, duración y tiempos de retorno pero no generalizados para todos los valores de intensidad, duración y tiempo de concentración; es por ello que con estos datos, utilizando regresión lineal, se calculan las curvas I-D-F, generalizando para cualquier valor.

El método de desagregación de las precipitaciones máximas se realizó mediante la fórmula de Dick y Peschke:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0,25} \quad (3.26)$$

donde:

- P_d = lluvia máxima de duración d .
- d = duración de la lluvia en min.
- P_{24h} = lluvia máxima diaria en mm.

Tabla 3.20: Precipitaciones máximas (mm) para diferentes duraciones y períodos de retorno

T.Durac	Coc/Dur	Precipitación máxima Pmax (mm) por tiempos de duración									
		2	5	10	20	25	30	50	140	500	1000
24.00	1440.00	34.2869	44.9454	53.2610	62.2246	65.2834	67.8522	75.4102	92.4741	117.6161	133.5411

Tabla 3.20: Precipitaciones máximas (mm) para diferentes duraciones y períodos de retorno (continuación)

T.Dur	Coc/Dur	Precipitación máxima Pmax (mm) por tiempos de duración									
		2	5	10	20	25	30	50	140	500	1000
22.00	1320.00	33.5491	43.9783	52.1149	60.8866	63.8786	66.3922	73.7875	90.4843	115.0852	130.6676
20.00	1200.00	32.7592	42.9428	50.8878	59.4520	62.3745	64.8289	72.0501	88.3537	112.3754	127.5909
18.00	1080.00	31.9076	41.8264	49.5649	57.9065	60.7530	63.1436	70.1771	86.0569	109.4541	124.2740
16.00	960.00	30.9817	40.6128	48.1267	56.2263	58.9902	61.3114	68.1408	83.5598	106.2781	120.6680
14.00	840.00	29.9645	39.2794	46.5466	54.3802	57.0534	59.2984	65.9036	80.8164	102.7888	116.7063
12.00	720.00	28.8317	37.7944	44.7870	52.3244	54.8966	57.0567	63.4122	77.7612	98.9029	112.2943
10.00	600.00	27.5471	36.1104	42.7914	49.9930	52.4505	54.5144	60.5867	74.2963	94.4961	107.2907
8.00	480.00	26.0524	34.1511	40.4696	47.2805	49.6046	51.5565	57.2994	70.2651	89.3689	101.4693
6.00	360.00	24.2445	31.7812	37.6612	43.9994	46.1623	47.9788	53.3231	65.3891	83.1671	94.4278
5.00	300.00	23.1642	30.3651	35.9831	42.0389	44.1055	45.8410	50.9471	62.4755	79.4614	90.2204
4.00	240.00	21.9074	28.7176	34.0307	39.7580	41.7124	43.3537	48.1828	59.0857	75.1500	85.3252
3.00	180.00	20.3871	26.7247	31.6692	36.9990	38.8177	40.3452	44.8392	54.9854	69.9349	79.4040
2.00	120.00	18.4218	24.1485	28.6163	33.4323	35.0758	36.4560	40.5168	49.6850	63.1933	71.7496
1.00	60.00	15.4999	20.3064	24.0634	28.1131	29.4951	30.6557	34.0704	41.7799	53.1390	60.3340

Nota: Valores en mm. Calculados mediante análisis de frecuencia y desagregación temporal.

3.11.10.3. Obtención de las curvas I-D-F

Para la obtención de las curvas I-D-F se necesita calcular los coeficientes de la ecuación para generalizar cualquier valor y, utilizando la herramienta de la regresión lineal múltiple, se calculan los coeficientes de las curvas I-D-F.

Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad (3.27)$$

Donde I es la intensidad de la lluvia en mm/hr, t la duración en minutos, T el período de retorno en años, y k , m , n son parámetros de ajuste empíricos.

Efectuando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m \quad (3.28)$$

Reemplazando en la expresión anterior se tiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \quad (3.29)$$

Tabla 3.21: Resumen de aplicación de regresión potencial para diferentes períodos de retorno

Período de Retorno (años)	Término constante de regresión (d)	Coefficiente de regresión [n]
2	333.95580741355	-0.750000000000
5	437.76998698626	-0.750000000000
10	518.76382370238	-0.750000000000
20	606.06974039741	-0.750000000000
25	635.86253777294	-0.750000000000
30	660.88302847222	-0.750000000000
50	734.49828032723	-0.750000000000
140	900.70134457363	-0.750000000000
500	1145.58473339748	-0.750000000000
1000	1300.69570661903	-0.750000000000
Promedio =	727.47849896621	-0.750000000000

Fuente: Elaboración propia

Nota: Los coeficientes de regresión se obtuvieron mediante análisis de regresión potencial para el modelo $I = \frac{d}{t^n}$, donde I es la intensidad (mm/h), t es la duración (min), d es el término constante y n es el coeficiente de regresión.

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del período de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener los parámetros de la ecuación:

$$d = K \cdot T^m \quad (3.30)$$

Tabla 3.22: Cálculo de los parámetros de regresión potencial para el modelo $d = K \cdot T^m$

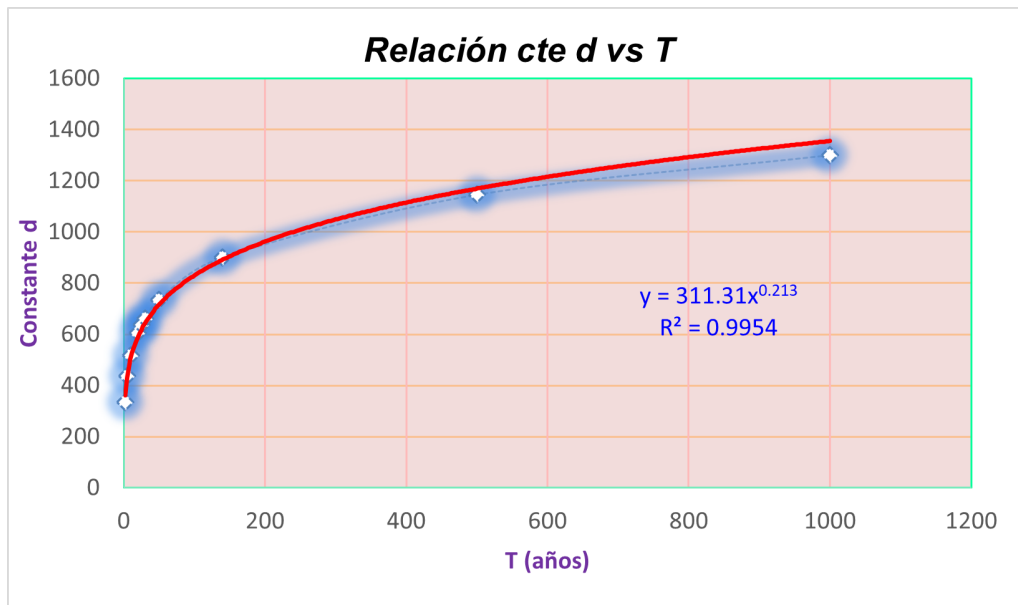
N°	T (años)	d	$\ln T$	$\ln d$	$\ln T \times \ln d$	$(\ln T)^2$
1	2	333.9558	0.6931	5.8110	4.0279	0.4805
2	5	437.7700	1.6094	6.0817	9.7881	2.5903
3	10	518.7638	2.3026	6.2544	14.3945	5.3019
4	20	606.0697	2.9957	6.4070	19.1936	8.9744
5	25	635.8625	3.2189	6.4550	20.7778	10.3612
6	30	660.8830	3.4012	6.4936	22.0859	11.5681
7	50	734.4983	3.9120	6.5992	25.8162	15.3039
8	140	900.7013	4.9416	6.8032	33.6189	24.4198
9	500	1145.5847	6.2146	7.0437	43.7737	38.6214
10	1000	1300.6957	6.9078	7.1707	49.5331	47.7171
Sumas		7274.7850	36.1970	65.1164	243.0097	165.3385

Parámetros calculados de la regresión

$$\ln(K) = 5.7408 \quad K = 311.3149 \quad m = 0.2130$$

Nota: Cálculos realizados mediante regresión potencial linealizada para el modelo $d = K \cdot T^m$, donde T es el período de retorno en años, d es el término constante de regresión, K y m son los parámetros de ajuste.

Imagen 3.40: Relación entre el término constante de regresión d y el período de retorno T .



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software IDF - tormenta.

Se determinó la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para el puente de Puncupata, obteniendo la expresión matemática que caracteriza las intensidades de precipitación en la zona de estudio.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad (3.31)$$

$$I = \frac{311,3149 \cdot T^{0,2130}}{t^{0,75}} \quad (3.32)$$

Donde:

- I = Intensidad de precipitación (mm/hr)
- T = Período de retorno (años)
- t = Tiempo de duración de precipitación (min)

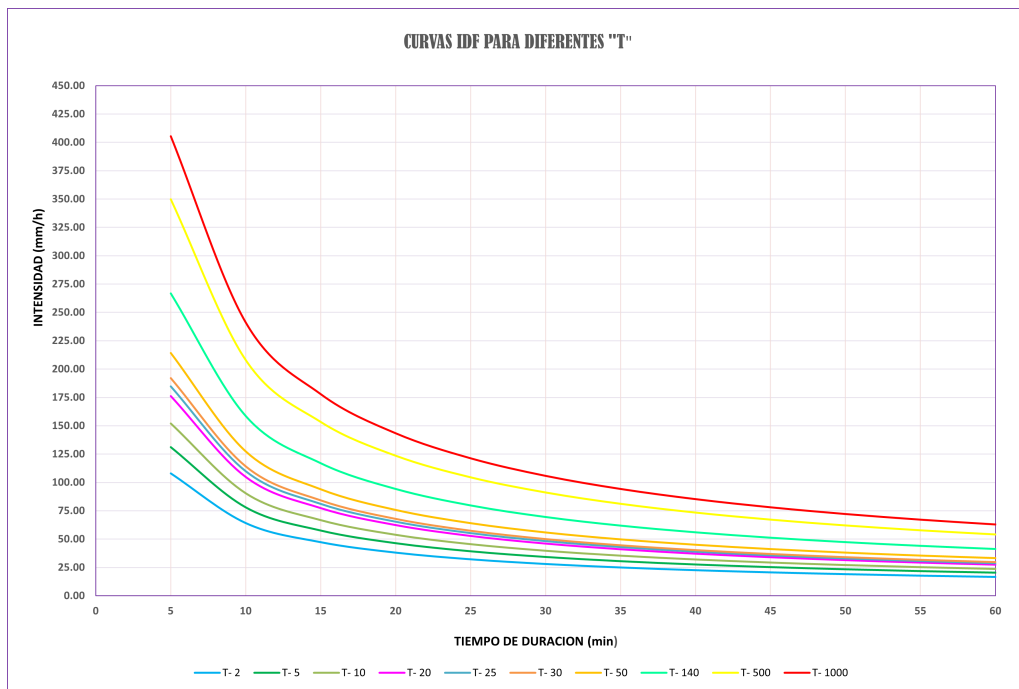
Tabla 3.23: Intensidades de precipitación (mm/h) para diferentes períodos de retorno y duraciones en el puente de Puncupata

Per. ret	Duración de precipitación (minutos)											
T(años)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	107.91	64.17	47.34	38.15	32.27	28.15	25.08	22.69	20.77	19.19	17.87	16.74
5	131.17	77.99	57.54	46.37	39.23	34.21	30.48	27.57	25.24	23.33	21.72	20.34
10	152.03	90.40	66.69	53.75	45.47	39.66	35.33	31.96	29.26	27.04	25.17	23.58
20	176.21	104.78	77.30	62.30	52.70	45.96	40.95	37.04	33.91	31.34	29.17	27.33
25	184.79	109.87	81.06	65.33	55.26	48.20	42.94	38.85	35.56	32.86	30.59	28.66
30	192.10	114.22	84.27	67.92	57.45	50.11	44.64	40.38	36.97	34.16	31.80	29.80
50	214.18	127.35	93.96	75.72	64.05	55.87	49.77	45.03	41.22	38.09	35.46	33.22
140	266.69	158.57	116.99	94.29	79.76	69.56	61.97	56.06	51.32	47.42	44.15	41.36
500	349.73	207.95	153.42	123.65	104.59	91.23	81.27	73.52	67.31	62.19	57.90	54.24
1000	405.36	241.03	177.83	143.32	121.23	105.74	94.19	85.22	78.01	72.08	67.11	62.87

Fuente: Elaboración propia

Las curvas IDF obtenidas permiten representar de manera matemática el comportamiento de las precipitaciones extremas, facilitando la estimación de las intensidades de lluvia para distintas duraciones y períodos de retorno. Esta información resulta esencial para el dimensionamiento hidráulico, el análisis de la vulnerabilidad y la verificación de los criterios de diseño de las estructuras de drenaje asociadas al puente de Puncupata, en el marco de la presente investigación.

Imagen 3.41: Obtención de la curva I.D.F generalizada.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software IDF - tormenta.

3.11.10.4. Obtención de número de curvas para el puente Puncupata

La determinación del número de curva (CN) para la cuenca de Puncupata, bajo las condiciones seca, húmeda y mixta, se llevó a cabo utilizando información obtenida del servidor USGS Earth Explorer. Para el desarrollo del modelamiento hidrológico, se emplearon números de curva interpolados mediante su procesamiento en ArcMap, a partir de los cuales se obtuvo un valor promedio del CN en condición húmeda, considerando que el análisis y la simulación de eventos extremos se realizan bajo escenarios de precipitaciones intensas.

Asimismo, para la estimación inicial del número de curva (CN) en la cuenca de estudio, se realizó una evaluación preliminar en función de las características físicas y de uso del suelo de la cuenca, de acuerdo con la información presentada en las siguientes tablas:

Tabla 3.24: Clasificación de tipos de suelo según textura y permeabilidad

Tipo de suelo	Descripción de textura y características de permeabilidad
A	Arenas con poco limo y arcilla. Suelos muy permeables, alta infiltración.
B	Arenas finas y limos. Permeabilidad moderada, infiltración media.
C	Arenas muy finas, limos, alto contenido de arcilla. Permeabilidad baja, infiltración reducida.
D	Arcillas en grandes cantidades, suelos poco profundos. Suelos muy impermeables, mínima infiltración.

Fuente: Elaboración propia basada en clasificación USDA.

Tabla 3.25: Descripción del Uso del Suelo y Valores Asociados al Grupo Hidrológico del Suelo

Descripción de Uso del Suelo		Grup. Hid.Suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada	Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	Con tratamiento de conservación	68	79	86	89
Pastizales	Condiciones pobres	39	61	74	80
	Condiciones óptimas	30	58	71	78
Vegas de ríos	Condiciones óptimas	45	66	77	83
Bosques	Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	25	55	70	77
	Cubierta buena	25	55	70	77

Nota. Los valores representan porcentajes o coeficientes asociados a la relación entre el uso del suelo y su grupo hidrológico. Adaptado de "Descripción del uso del suelo", por Autor, Año.

3.11.11. Periodos de retorno para el cálculo de avenidas

Tras recopilar la información planimétrica y los registros pluviométricos, es fundamental aplicar metodologías que determinen los caudales de diseño, garantizando así la integridad de las estructuras hidráulicas y permitiendo un drenaje eficaz, tanto longitudinal como transversal, de la escorrentía superficial sobre la infraestructura vial.

Los criterios para calcular las crecidas de proyecto que deben resistir las obras de drenaje han sido establecidos por expertos en ingeniería hidráulica. El principio rector señala que estos caudales

máximos deben estimarse en función de su período de retorno: la frecuencia temporal con la que pueden ocurrir eventos de similar magnitud.

Para determinar el período de retorno adecuado en puentes, se deben considerar dos factores esenciales: la vida útil de la estructura y el riesgo admisible de falla por fenómenos como la socavación. Para puentes de concreto armado, se adopta típicamente una vida útil de 40 años y un riesgo de falla aceptable del 25 %. Según Yevjevich, el riesgo de falla de una estructura depende de variables como la incertidumbre hidrológica, las condiciones de flujo y la vulnerabilidad estructural ante eventos extremos.

$$R = 1 - (1 - p)^N \quad (3.20)$$

Donde R , es el riesgo de falla de la estructura.

p , es la probabilidad de no ocurrencia de la falla.

N , es el periodo de vida de la estructura.

Y el tiempo de retorno está en función al riesgo de falla según:

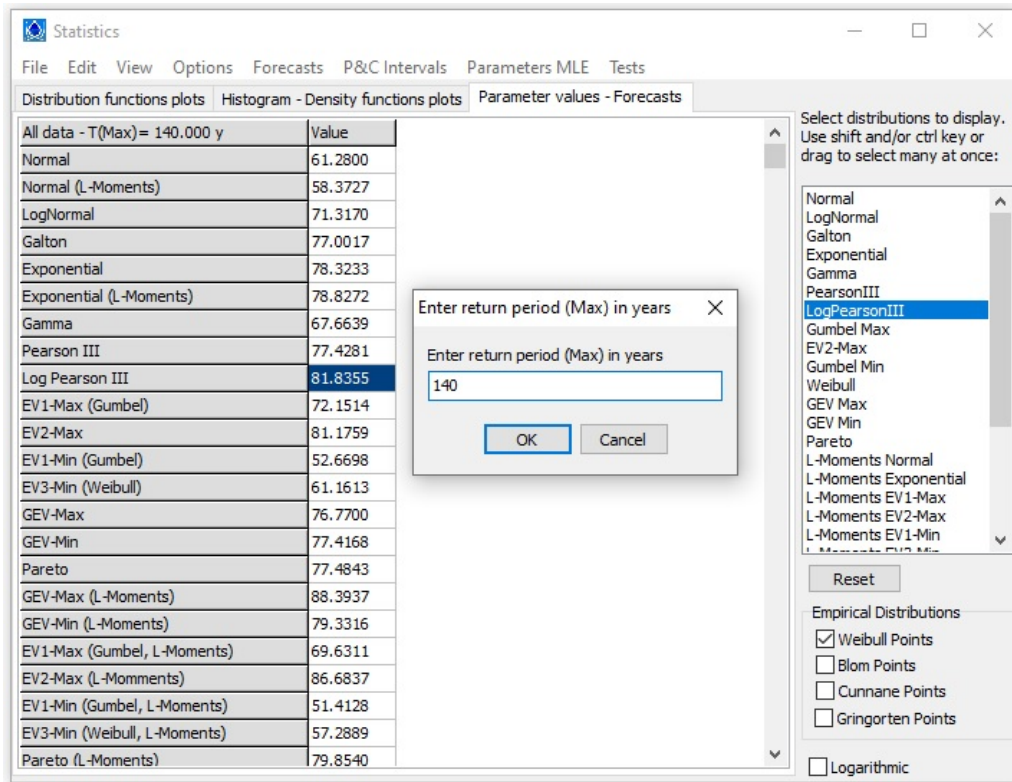
$$T_r = \frac{1}{\left[1 - (1 - R)^{\frac{1}{N}}\right]} \quad (3.21)$$

Donde T_r , es el tiempo de retorno del evento.

Considerando que el riesgo de falla de las estructuras (puentes) sea del 25 %, producto de que estas estructuras en ningún caso comprometen directamente a grandes ni pequeñas poblaciones de habitantes, que tampoco comprometen a grandes proyectos de riego o energía, y que además no se trata de una vía principal en el sistema de transporte. Asimismo, considerando que la vida útil de la estructura es de 40 años, se tiene que:

$$T_r = 139,54 \text{ años} \approx 140 \text{ años.}$$

Imagen 3.42: Tiempo de retorno para 40 años de vida útil del puente.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software Hydrognomon.

El análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas, realizado a partir de diversas distribuciones probabilísticas, evidencia que para un período de retorno de 140 años los valores estimados se encuentran en un rango aproximado entre 51,4 y 88,4 mm. Dentro de este intervalo, las distribuciones más utilizadas en estudios hidrológicos, como Log-Pearson tipo III (81,8 mm) y GEV-Max (76,8 mm), proporcionan estimaciones intermedias y representativas. Este resultado resalta la importancia de seleccionar adecuadamente la distribución probabilística, apoyándose en pruebas de bondad de ajuste, a fin de asegurar la confiabilidad del diseño hidrológico aplicado a la cuenca de estudio.

3.11.12. Hietogramas de diseño para diferentes tiempos de retorno

Se determinan los hietogramas asociados a distintos tiempos de retorno a partir del uso de las curvas IDF (Intensidad–Duración–Frecuencia), considerando de manera conjunta las intensidades de precipitación, las duraciones y los períodos de retorno, conforme se presenta a continuación:

❶ Hietograma para un periodo de retorno de 50 años:

Se dispone de un tiempo de concentración $t_c = 37,20$ min, determinado mediante el método de Kirpich utilizando la Ecuación 3.9. No obstante, este valor se extiende a una hora (60

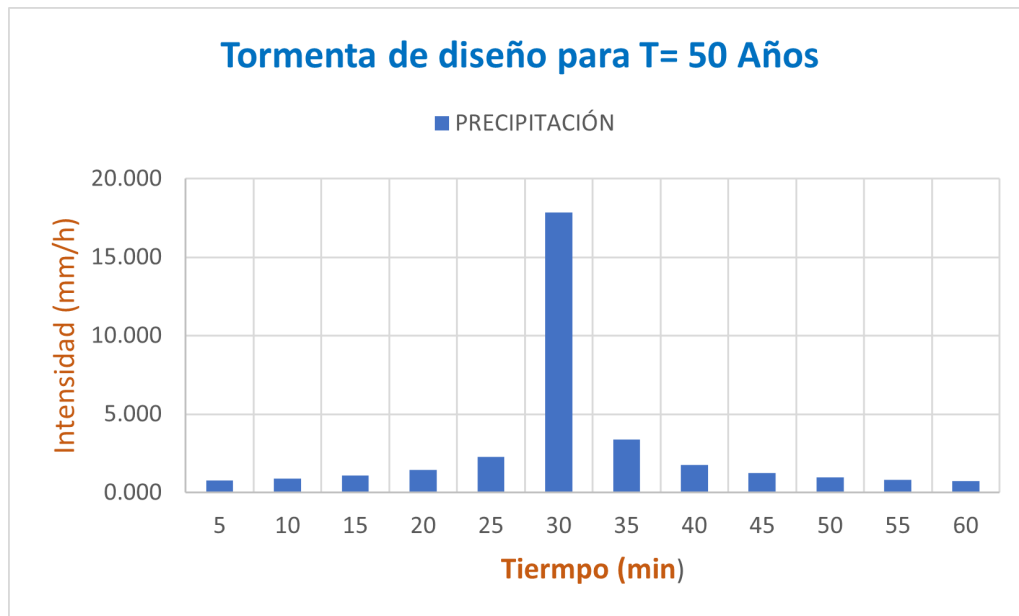
min) con el objetivo de obtener un hietograma apropiado. Adicionalmente, para este primer escenario se adopta un tiempo de retorno de 50 años y un intervalo temporal de 5 min, a partir de los cuales se generará el hietograma correspondiente.

Tabla 3.26: Datos de intensidad y precipitación para análisis hietográfico para $T= 50$ años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
5	214.179	17.848	17.848	214.179	0.765	9.184	0.765
10	127.352	21.225	3.377	40.524	0.897	10.764	1.662
15	93.958	23.490	2.264	27.172	1.098	13.170	2.760
20	75.724	25.241	1.752	21.019	1.448	17.377	4.208
25	64.054	26.689	1.448	17.377	2.264	27.172	6.472
30	55.868	27.934	1.245	14.936	17.848	214.179	24.321
35	49.768	29.032	1.098	13.170	3.377	40.524	27.698
40	45.026	30.017	0.986	11.826	1.752	21.019	29.449
45	41.219	30.914	0.897	10.764	1.245	14.936	30.694
50	38.087	31.739	0.825	9.901	0.986	11.826	31.679
55	35.459	32.505	0.765	9.184	0.825	9.901	32.505
60	33.219	33.219	0.715	8.578	0.715	8.578	33.219

Nota. Datos calculados para un tiempo de retorno de 50 años y un intervalo temporal de 5 minutos. Los valores en color ultramarine corresponden a las columnas de precipitación alternada e intensidad parcial alternada, utilizadas para la construcción del hietograma de diseño.

Imagen 3.43: Hietograma por el método de bloques alternos para $T=50$ años.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software I.D.F Tormenta.

② Hietograma para un periodo de retorno de 140 años

El tiempo de concentración calculado fue de $t_c = 37,20$ min, obtenido mediante la aplicación del Método de Kirpich a través de la Ecuación 3.9. Con fines de diseño, este valor se extrapola a una duración de 60 minutos para la construcción de un hietograma represen-

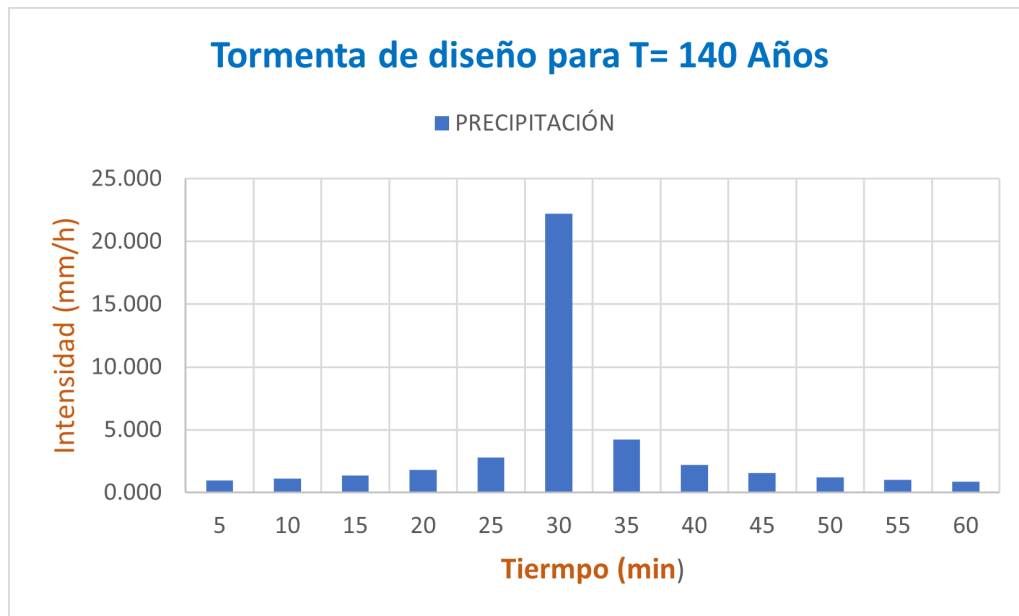
tativo. Para el análisis se considera un tiempo de retorno de **140 años** y un intervalo de discretización temporal de **5 minutos**, parámetros con los que se procederá a generar el hietograma de diseño correspondiente.

Tabla 3.27: Datos de intensidad y precipitación para análisis hietográfico para T= 140 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
5	266.687	22.224	22.224	266.687	0.953	11.436	0.953
10	158.573	26.429	4.205	50.459	1.117	13.403	2.070
15	116.993	29.248	2.819	33.834	1.367	16.399	3.437
20	94.288	31.429	2.181	26.173	1.803	21.638	5.240
25	79.758	33.232	1.803	21.638	2.819	33.834	8.059
30	69.565	34.782	1.550	18.598	22.224	266.687	30.283
35	61.970	36.149	1.367	16.399	4.205	50.459	34.488
40	56.064	37.376	1.227	14.725	2.181	26.173	36.669
45	51.324	38.493	1.117	13.403	1.550	18.598	38.219
50	47.424	39.520	1.027	12.329	1.227	14.725	39.446
55	44.153	40.473	0.953	11.436	1.027	12.329	40.473
60	41.363	41.363	0.890	10.681	0.890	10.681	41.363

Nota. Datos calculados para un tiempo de retorno de 140 años y un intervalo temporal de 5 minutos. Los valores en color ultramarine corresponden a las columnas de precipitación alternada e intensidad parcial alternada, utilizadas para la construcción del hietograma de diseño.

Imagen 3.44: Hietograma por el método de bloques alternos para T=140 años.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software I.D.F Tormenta.

③ Hietograma para un periodo de retorno de 500 años

El análisis se extiende ahora a un período de retorno de 500 años, parámetro empleado para el diseño de infraestructuras hidráulicas de especial relevancia o localizadas en zonas de alta vulnerabilidad. Este intervalo corresponde a eventos de precipitación extrema con

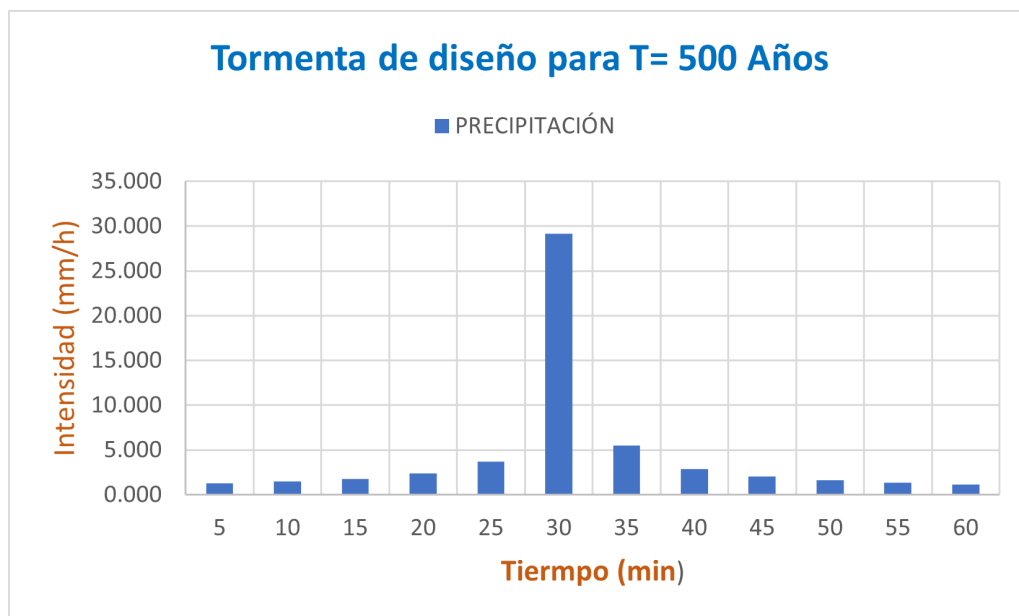
una probabilidad anual de excedencia del 0.2 %, representando condiciones hidrológicas límite que permiten dimensionar obras con factores de seguridad elevados ante posibles fenómenos climáticos extremos. La adopción de este tiempo de retorno responde a criterios normativos para estructuras cuyo colapso implicaría pérdidas humanas, impactos ambientales significativos o interrupciones severas en sistemas de transporte esenciales.

Tabla 3.28: Datos de intensidad y precipitación para análisis hietográfico para T= 500 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
5	349.729	29.144	29.144	349.729	1.250	14.997	1.250
10	207.950	34.658	5.514	66.171	1.465	17.577	2.714
15	153.423	38.356	3.697	44.369	1.792	21.506	4.507
20	123.648	41.216	2.860	34.322	2.365	28.375	6.871
25	104.594	43.581	2.365	28.375	3.697	44.369	10.569
30	91.226	45.613	2.032	24.389	29.144	349.729	39.713
35	81.266	47.405	1.792	21.506	5.514	66.171	45.227
40	73.522	49.014	1.609	19.311	2.860	34.322	48.087
45	67.305	50.479	1.465	17.577	2.032	24.389	50.120
50	62.192	51.826	1.347	16.168	1.609	19.311	51.729
55	57.901	53.076	1.250	14.997	1.347	16.168	53.076
60	54.243	54.243	1.167	14.006	1.167	14.006	54.243

Nota. Datos calculados para un tiempo de retorno de 500 años y un intervalo temporal de 5 minutos. Los valores en color ultramarine corresponden a las columnas de precipitación alternada e intensidad parcial alternada, utilizadas para la construcción del hietograma de diseño.

Imagen 3.45: Hietograma por el método de bloques alternos para T=500 años.



Fuente: Elaboración propia desarrollado en el Software I.D.F Tormenta.

A partir del análisis comparativo de los hietogramas de diseño correspondientes a tiempos de

retorno de 50, 140 y 500 años, se pueden establecer las siguientes conclusiones fundamentales:

Las intensidades máximas de precipitación presentan incrementos significativos con el tiempo de retorno, registrando valores de **214.179 mm/h** para $T = 50$ años, **266.687 mm/h** para $T = 140$ años (**24.5 % de incremento**), y **349.729 mm/h** para $T = 500$ años (**63.3 % de incremento** respecto al período de 50 años).

En los tres escenarios analizados se mantiene el patrón característico de los hietogramas alternados, donde la precipitación máxima se concentra sistemáticamente en el intervalo central (minuto 30), presentando una simetría inversa típica del método y una duración total de 60 minutos que permite capturar adecuadamente el hidrograma de crecida generado en cada caso.

Los volúmenes totales de precipitación muestran aumentos proporcionales al tiempo de retorno, con valores de **33.219 mm** para $T = 50$ años, **41.363 mm** para $T = 140$ años (**24.5 % de incremento**), y **54.243 mm** para $T = 500$ años (**63.3 % de incremento** respecto al período de 50 años).

Las implicaciones para el diseño hidráulico incluyen: La selección del período de retorno adecuado debe basarse en la importancia de la infraestructura, consecuencias de falla, vida útil de diseño y normativa aplicable; las estructuras para $T = 500$ años requieren capacidades aproximadamente **1.6 veces mayores** que para $T = 50$ años; y la relación no lineal entre intensidades-volúmenes y tiempo de retorno evidencia la naturaleza logarítmica de las curvas IDF.

Las recomendaciones técnicas sugieren emplear $T = 50$ años para infraestructura vial convencional, $T = 140$ años para puentes y estructuras críticas, y reservar $T = 500$ años solo para infraestructura de máxima importancia o zonas de alta vulnerabilidad, complementando con análisis de sensibilidad para evaluar la robustez del diseño ante incertidumbre hidrológica.

La validación metodológica confirma la consistencia de los resultados con el comportamiento hidrológico esperado: las intensidades máximas ocurren en los primeros intervalos (minutos 5-10), la distribución temporal mantiene coherencia entre períodos de retorno, los valores se ajustan a las curvas IDF regionales y la relación tiempo de retorno-magnitud del evento sigue patrones documentados en la literatura especializada.

3.11.13. Obtención del tiempo de concentración

El tiempo de concentración (t_c) se define como el período necesario para que una gota de agua recorra la distancia desde el punto hidráulicamente más alejado hasta la salida de la cuenca. Al completarse este tiempo, se asume que toda el área de la cuenca contribuye al caudal en la sección de desagüe.

Dada la relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad; donde aumentos en la duración reducen la intensidad, se adopta como duración crítica de la precipitación el mismo valor del tiempo de concentración (t_c). Para calcular este parámetro, se emplean distintos métodos en función de los datos disponibles de la cuenca.

3.11.13.1. Método de Kirpich

El método de Kirpich es una fórmula empírica ampliamente utilizada para estimar el tiempo de concentración (t_c) en cuencas pequeñas (generalmente < 50 ha). Es comúnmente aplicado en proyectos de drenaje agrícola e hidrología urbana debido a su simplicidad y rapidez de cálculo, aunque requiere validación en contextos locales.

$$t_c = 0,01947 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (3.33)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (horas), L la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (metros) y S la pendiente promedio del cauce (adimensional, m/m); aplicable en cuencas pequeñas (< 50 ha) con pendientes moderadas a pronunciadas y cauces bien definidos, principalmente para drenaje agrícola y urbano.

3.11.13.2. Método de California Culverts Practice

Este método es esencialmente una variante de la ecuación de Kirpich, desarrollada específicamente para pequeñas cuencas montañosas en California.

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.34)$$

Siendo t_c (h) el tiempo de concentración, L (m) la longitud del cauce principal y H (m) el desnivel

total; a diferencia de Kirpich que usa pendiente S , este método emplea directamente la diferencia de elevación H , donde $S = H/L$.

3.11.13.3. Método Racional Modificado, o ecuación de Témez

Este método proporciona una estimación del tiempo de concentración para ser utilizado en el método Racional modificado.

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (3.35)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración en horas, L la longitud del cauce principal en kilómetros y S la pendiente promedio de la cuenca (adimensional, m/m).

3.11.13.4. Método de Bransby-Williams

El método de Bransby-Williams estima el tiempo de concentración para ser utilizado en análisis hidrológicos, particularmente en el método Racional modificado.

$$t_c = \frac{L}{1,5D} \left(\frac{M^2}{F} \right)^{0,2} \quad (3.36)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración en horas, L la longitud del cauce principal en kilómetros, D el diámetro del círculo de área equivalente al área de la cuenca en kilómetros, M el área de la cuenca en kilómetros cuadrados y F la pendiente media del cauce principal en porcentaje, notando que el diámetro D se calcula como $D = 2\sqrt{M/\pi}$.

Por lo tanto, el tiempo de concentración calculado mediante el método de Kirpich para el modelamiento hidrológico es de **0.62 horas**, equivalente a **37.20 minutos**. Este valor es fundamental para determinar el tiempo de retraso necesario en la construcción de los hietogramas de diseño, los cuales a su vez se emplean en el modelamiento hidrológico para obtener el caudal máximo de diseño.

3.11.14. Análisis de caudales de diseño

El análisis del caudal de diseño en esta tesis determina el caudal máximo esperado para diferentes períodos de retorno mediante métodos hidrológicos como el Racional Modificado y el del Número de Curva, considerando parámetros de la cuenca Puncupata como tiempo de concentración, in-

tensidad de precipitación y condiciones de escorrentía, con el fin de dimensionar adecuadamente las estructuras hidráulicas de la zona de estudio.

3.11.14.1. Método SCS número de curva(CN)

Desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU. (NRCS, anteriormente SCS), el método del Número de Curva permite estimar la precipitación efectiva (escorrentía directa) en función de la precipitación acumulada, el uso del suelo, la cobertura vegetal y las condiciones de humedad antecedente. Esta metodología, ampliamente utilizada para transformar la precipitación total en escorrentía directa, se basa en observaciones hidrológicas de diversos tipos de suelos y condiciones de humedad en múltiples regiones.

La relación entre la precipitación total (P) y la escorrentía directa (P_e) se representa mediante curvas estandarizadas, sintetizadas en un parámetro adimensional llamado Número de Curva (CN), cuyo valor oscila entre 1 y 100. Un $CN = 100$ indica que toda la precipitación se convierte en escorrentía (suelos impermeables), mientras que un $CN = 1$ representa la infiltración total (suelos altamente permeables). El CN se determina mediante tablas estandarizadas que consideran el grupo hidrológico del suelo, el uso del terreno y las prácticas de gestión.

Formulación del método del Número de Curva (CN)

Para una tormenta en su conjunto, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa (P_e) siempre es menor o igual a la precipitación total (P). De manera análoga, una vez que se inicia la escorrentía, la profundidad adicional de agua almacenada en la cuenca (F_a) no supera un valor máximo de retención potencial (S), como se ilustra en la figura correspondiente.

Antes de que comience la escorrentía, debe ocurrir una cierta cantidad de abstracción inicial (I_a), que incluye procesos como interceptación e infiltración inicial. Superado este umbral, la escorrentía potencial se calcula como la diferencia entre la precipitación total (P) y la abstracción inicial (I_a). La ecuación fundamental del método SCS para determinar la escorrentía directa generada por una tormenta es:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (3.37)$$

Se adopta la relación empírica $I_a = 0,2S$ basada en análisis de numerosas cuencas, obteniendo:

$$P_e = Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.38)$$

Donde P_e o Q representa la precipitación efectiva o escorrentía directa en mm, P es la precipitación total de la tormenta en mm, I_a corresponde a la abstracción inicial (intercepción + infiltración inicial) en mm, y S denota la retención potencial máxima del suelo en mm.

Principio de Continuidad

Para el principio de continuidad en hidrología, se tiene la siguiente ecuación fundamental:

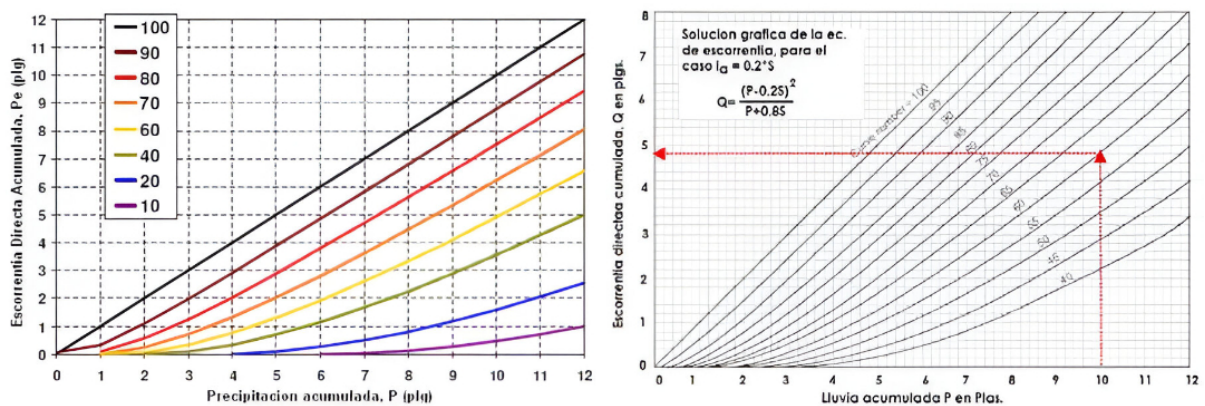
$$P = P_e + I_a + F_a \quad (3.39)$$

donde:

- P : Precipitación total (mm)
- I_a : Abstracción inicial (mm)
- P_e : Exceso de precipitación o escorrentía directa (mm)
- F_a : Abstracción continuada o infiltración acumulada (mm)

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que $1 \leq CN \leq 100$.

Imagen 3.46: Relación entre P y P_e para varias cuencas analizadas por el NRCS.



Fuente: Elaborado por (Cui et al., 2019).

Número de Curva (CN)

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS (Soil Conservation Service, actualmente NRCS) encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional llamado Número de Curva (CN), tal que:

$$1 \leq \text{CN} \leq 100 \quad (3.40)$$

El Número de Curva (CN) interpreta la respuesta hidrológica de una cuenca: $\text{CN} = 100$ representa impermeabilidad total con $P_e = P$ (toda la precipitación es escorrentía), $\text{CN} = 1$ indica máxima permeabilidad con $P_e \approx 0$ (toda la precipitación se infiltra), y valores intermedios (típicamente 30-90) dependen del tipo de suelo, uso del terreno y condiciones de humedad antecedente.

Relación entre CN y retención potencial

El Número de Curva está relacionado con la retención potencial máxima S mediante:

$$S = \frac{25400}{\text{CN}} - 254 \quad (\text{mm}) \quad (3.41)$$

donde S representa la capacidad máxima de retención de agua en la cuenca antes de que comience la escorrentía.

La [Tabla 2.2](#) (Condiciones antecedentes de humedad básica empleadas en el SCS) establece que los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II), mientras que para condiciones secas (AMC I) y húmedas (AMC III) se utilizan las relaciones de las ecuaciones [\(2.13\)](#) y [\(2.14\)](#), respectivamente.

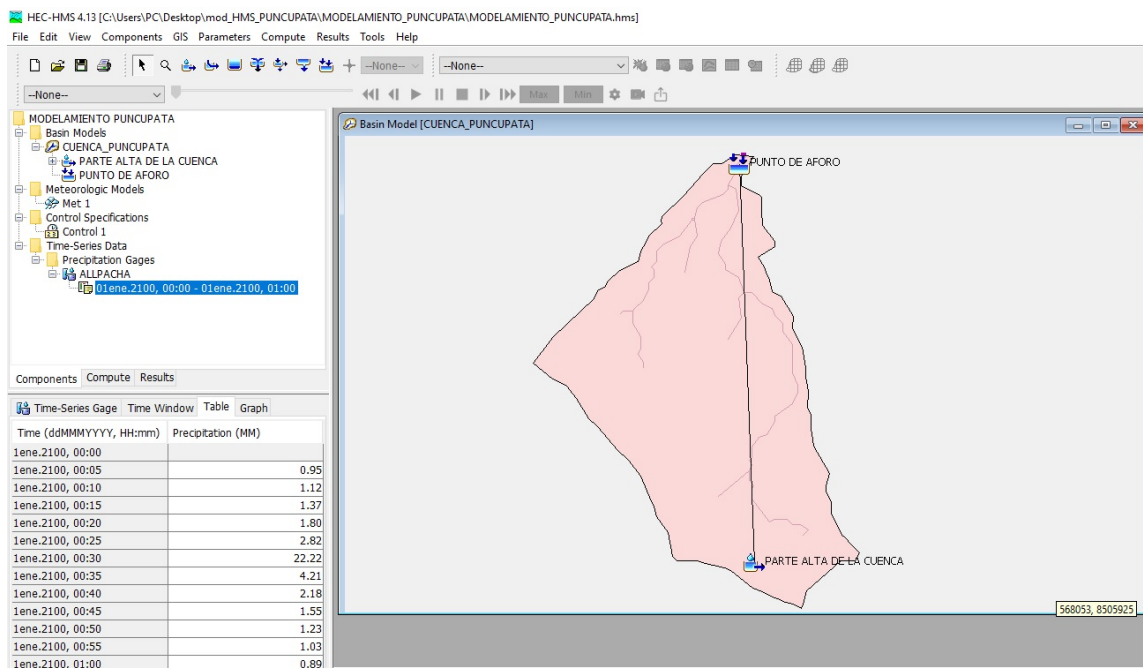
El método del CN, presentado en la [Tabla 2.3](#), permite estimar las condiciones de humedad antecedente (AMC) considerando el antecedente de 5 días de lluvia, el cual es simplemente la suma de la precipitación de los 5 días anteriores al día considerado.

3.12 Ingreso de Datos al HEC-HMS para Cálculo del Caudal de Diseño

3.12.1. Modelamiento para periodo de retorno de 140 años

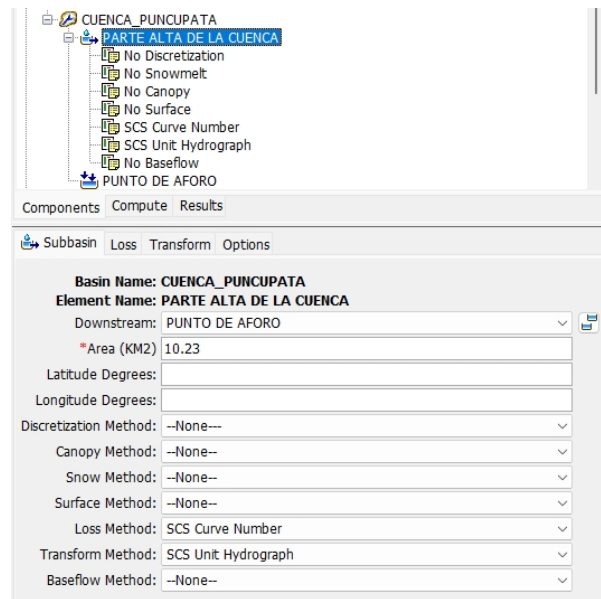
El modelo hidrológico HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System) constituye una herramienta computacional avanzada que demanda la parametrización sistemática de variables hidrometeorológicas y características fisiográficas para simular el comportamiento hidrológico de una cuenca. En esta investigación, el modelo se calibra y ejecuta para un período de retorno de 140 años, parámetro que se alinea con la vida útil proyectada de la superestructura del puente Puncupata. A partir de estas simulaciones, se derivarán los hidrogramas de caudal pico y volúmenes de escurrimiento, los cuales fundamentarán el dimensionamiento de las obras de drenaje transversal y la verificación de la seguridad hidráulica de la infraestructura frente a eventos de precipitación extrema.

Imagen 3.47: Ingreso de valores de precipitación al programa HEC-HMS - Tabla 3.27 .



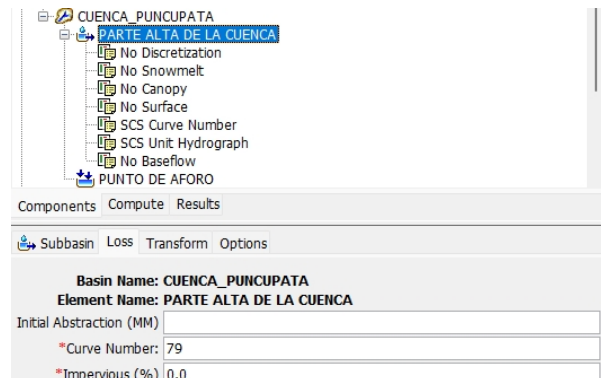
Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

Imagen 3.48: Ingreso del área de la Cuenca Puncupata al programa HEC-HMS



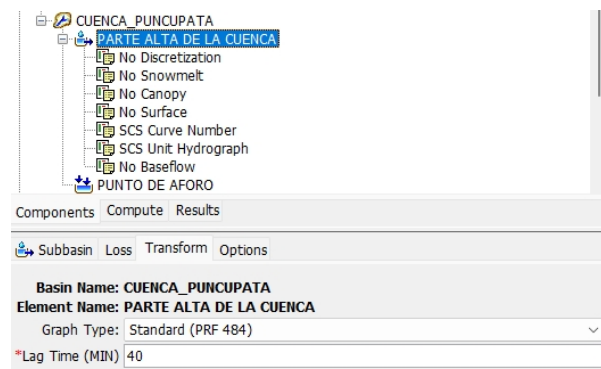
Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

Imagen 3.49: Ingreso del Número de Curva y el porcentaje de impermeabilidad de la Cuenca Puncupata al programa HEC-HMS



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

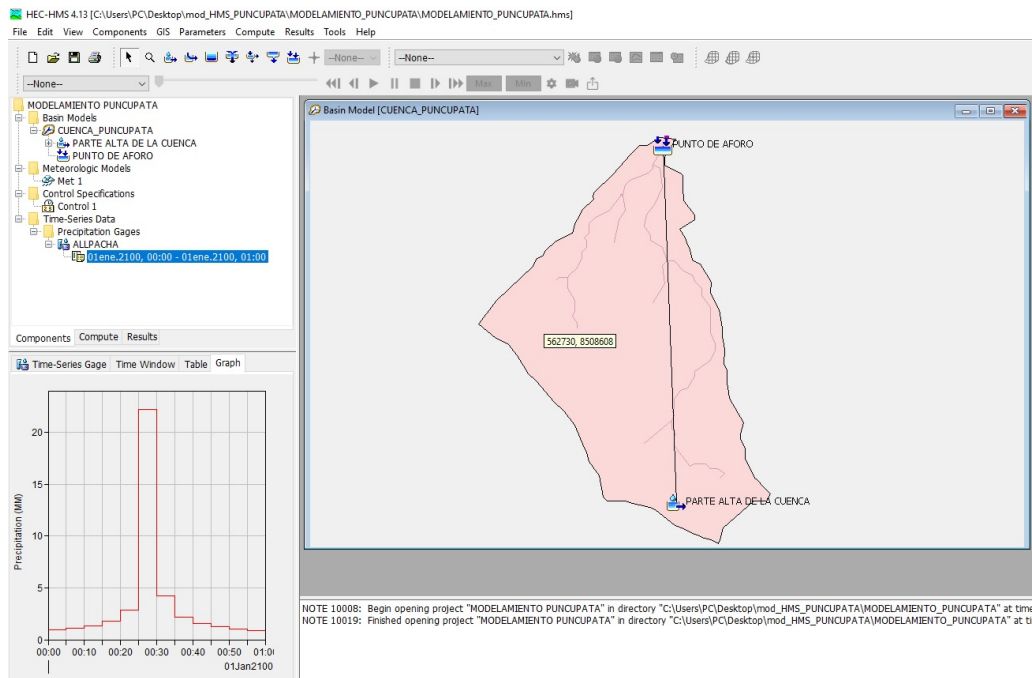
Imagen 3.50: Ingreso del Tiempo de Retardo de la Cuenca Puncupata al programa HEC-HMS



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

La modelación hidrológica se desarrolló considerando una superficie total de cuenca de 10,23 km² como se indica en la [Tabla 3.6](#), empleando un intervalo temporal de 5 minutos, lo que permitió obtener una resolución adecuada para la simulación de los procesos de transformación lluvia–escorrentía.

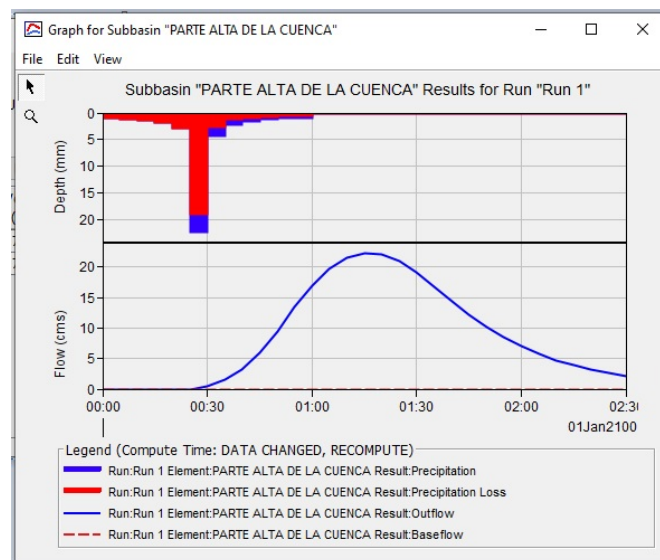
Imagen 3.51: Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico.



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

3.12.2. Caudal de diseño obtenido con el Software HEC-HMS

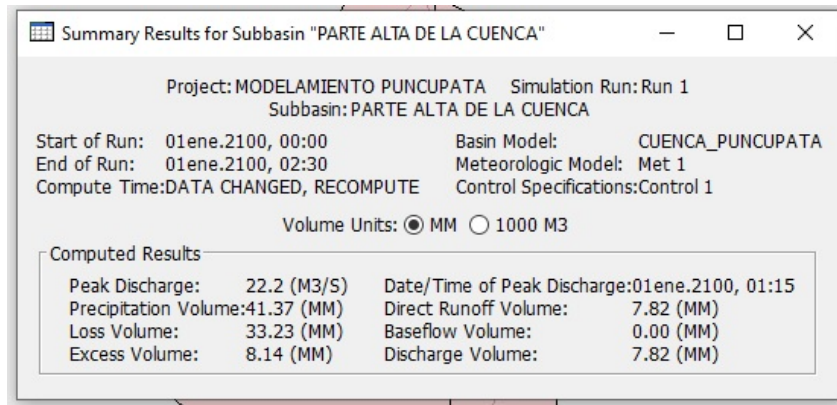
Imagen 3.52: Hietograma de diseño para el modelamiento Hidrológico en HEC-HMS.



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la simulación hidrológica de la subcuenca denominada “Parte Alta de la Cuenca”, desarrollada en el software HEC-HMS para un evento de precipitación simulado.

Imagen 3.53: Hietograma de diseño para el modelamiento Hidrológico.



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

En términos generales, el caudal máximo alcanzó un valor de 22,2 m³/s, registrándose a las 01:15 horas del 01 de enero de 2100. La precipitación total simulada fue de 41,37 mm, de la cual 7,82 mm se transformaron en escorrentía directa, mientras que 33,23 mm correspondieron a pérdidas hidrológicas, asociadas principalmente a procesos de infiltración, interceptación y almacenamiento superficial. Asimismo, el volumen de exceso o precipitación efectiva fue de 8,14 mm, y el volumen total descargado coincidió con el valor de la escorrentía directa, evidenciando la ausencia de flujo base en la simulación.

Desde el punto de vista hidrológico, los resultados indican que aproximadamente el 18,9% de la precipitación total contribuyó a la generación de escorrentía directa, lo que refleja una alta capacidad de infiltración en la subcuenca analizada. Por otro lado, la relación entre el caudal pico y el volumen de escorrentía sugiere una respuesta hidrológica de tipo moderada a rápida, con la ocurrencia del caudal máximo aproximadamente 1,25 horas después del inicio del evento, lo cual es coherente con las características físicas y morfométricas de la subcuenca.

Los resultados generales de la simulación hidrológica desarrollada en HEC-HMS evidencian que tanto la cuenca “Puncupata” como el “Punto de Aforo” registran valores iguales de caudal pico (22,2 m³/s) y volumen de escorrentía (7,82 mm) con se observa en la Imagen 3.54. Esta coincidencia indica que, dentro del tramo analizado, no se presenta atenuación del caudal ni aportes adicionales aguas abajo, lo cual respalda la consistencia y coherencia interna del modelo hidroló-

gico aplicado para el evento de precipitación simulado.

Imagen 3.54: Resultados de la simulación hidrológica de la cuenca Puncupata en HEC-HMS.

The screenshot shows the 'Global Summary Results for Run "Run 1"' window in HEC-HMS. It displays project information, simulation parameters, and a table of hydrologic elements.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
PARTE ALTA DE L...	10.2	22.2	1 January 2100, 0...	7.82
PUNTO DE AFORO	10.2	22.2	1 January 2100, 0...	7.82

Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

Tabla 3.29: Resultados detallados de la simulación hidrológica – cuenca “Puncupata” (TR = 140 años)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m³/s)
01ene.2100	00:00	–	–	–	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:05	0.95	0.95	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:10	1.12	1.12	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:15	1.37	1.37	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:20	1.80	1.80	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:25	2.82	2.82	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:30	22.22	18.88	3.34	0.4	0.0	0.4
01ene.2100	00:35	4.21	2.57	1.64	1.5	0.0	1.5
01ene.2100	00:40	2.18	1.24	0.94	3.2	0.0	3.2
01ene.2100	00:45	1.55	0.84	0.71	5.9	0.0	5.9
01ene.2100	00:50	1.23	0.65	0.58	9.5	0.0	9.5
01ene.2100	00:55	1.03	0.53	0.50	13.4	0.0	13.4
01ene.2100	01:00	0.89	0.45	0.44	17.0	0.0	17.0
01ene.2100	01:05	0.00	0.00	0.00	19.7	0.0	19.7
01ene.2100	01:10	0.00	0.00	0.00	21.4	0.0	21.4

Continúa en la siguiente página

Tabla 3.29: Resultados detallados de la simulación hidrológica – cuenca “Puncupata” (TR = 140 años, continuación)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2100	01:15	0.00	0.00	0.00	22.2	0.0	22.2
01ene.2100	01:20	0.00	0.00	0.00	22.0	0.0	22.0
01ene.2100	01:25	0.00	0.00	0.00	21.0	0.0	21.0
01ene.2100	01:30	0.00	0.00	0.00	19.2	0.0	19.2
01ene.2100	01:35	0.00	0.00	0.00	16.8	0.0	16.8
01ene.2100	01:40	0.00	0.00	0.00	14.3	0.0	14.3
01ene.2100	01:45	0.00	0.00	0.00	12.1	0.0	12.1
01ene.2100	01:50	0.00	0.00	0.00	10.1	0.0	10.1
01ene.2100	01:55	0.00	0.00	0.00	8.4	0.0	8.4
01ene.2100	02:00	0.00	0.00	0.00	7.0	0.0	7.0
01ene.2100	02:05	0.00	0.00	0.00	5.7	0.0	5.7
01ene.2100	02:10	0.00	0.00	0.00	4.7	0.0	4.7
01ene.2100	02:15	0.00	0.00	0.00	3.9	0.0	3.9
01ene.2100	02:20	0.00	0.00	0.00	3.2	0.0	3.2
01ene.2100	02:25	0.00	0.00	0.00	2.7	0.0	2.7

Fuente: Elaboración propia con resultados de HEC-HMS

3.13 Hidráulica- Descripción de los aspectos generales

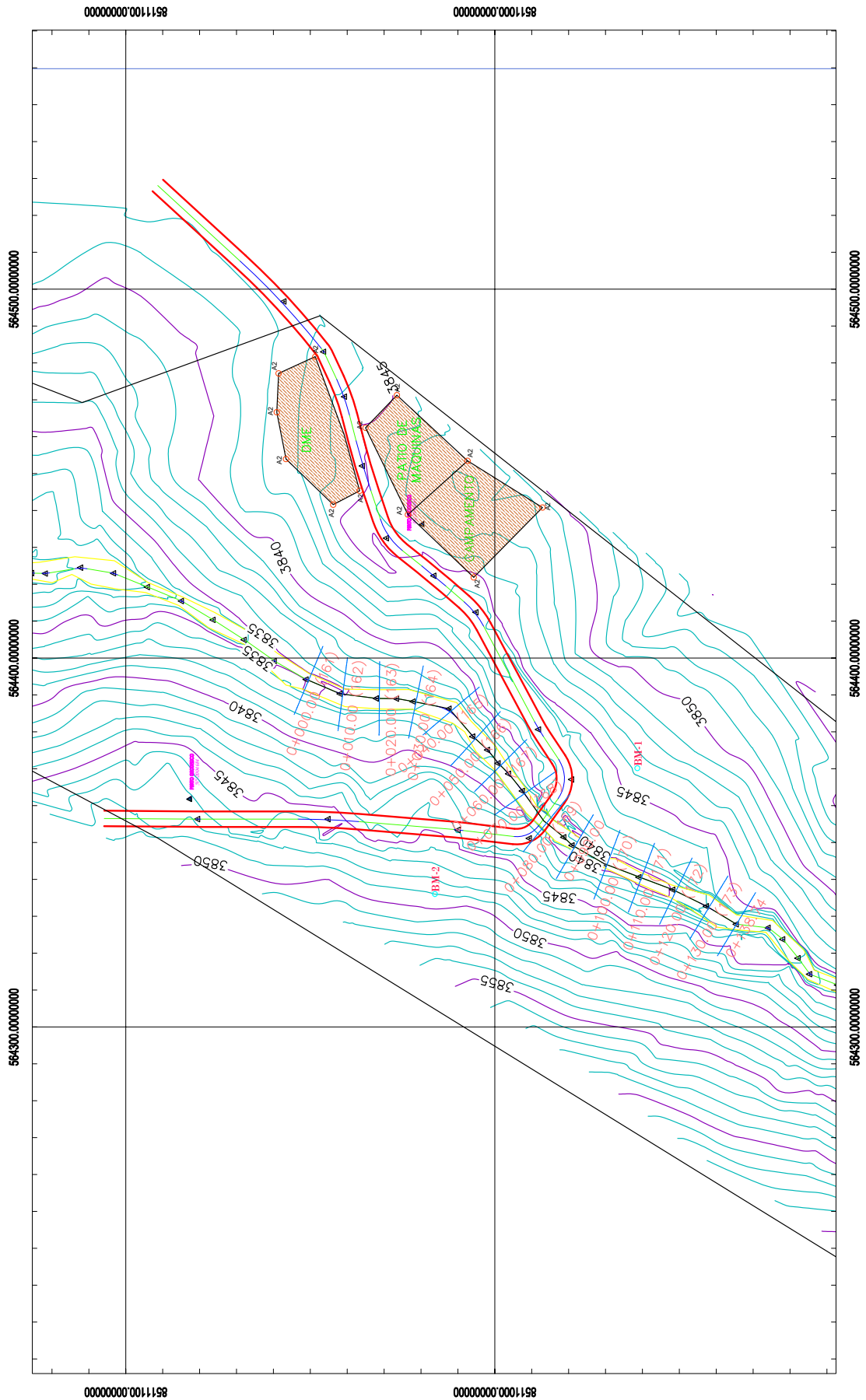
3.13.1. Características topográficas

La modelación hidráulica mediante el software HEC-RAS se desarrolla a partir de una adecuada preparación y tratamiento de la información de entrada, siguiendo una secuencia metodológica ordenada. En primer lugar, se genera la superficie topográfica a partir de la interpolación de curvas de nivel y puntos altimétricos obtenidos en campo. Posteriormente, se realiza la importación y georreferenciación de la red de drenaje y de las secciones transversales del cauce. A continuación, se define la geometría del río, considerando aspectos como los taludes, los coeficientes de rugosidad y la presencia de estructuras hidráulicas. Seguidamente, se incorporan las condiciones de frontera y el hidrograma de diseño proveniente del modelamiento hidrológico en HEC-HMS. Finalmente, se ejecuta el modelo y se lleva a cabo su calibración, ya sea para flujo permanente o no permanente, de acuerdo con los objetivos planteados en el estudio.

Se tienen la siguientes características del puente Puncupata:

- Se analiza la morfología fluvial a partir de las secciones ubicadas aguas arriba y aguas abajo del puente, donde se observa la trayectoria del cauce sin presencia de meandros en el tramo posterior al puente, lo cual no afecta su emplazamiento. De acuerdo con la normativa del MTC, el levantamiento topográfico se realizó en un tramo de 300 m río arriba y río abajo, permitiendo la adecuada representación de las secciones del río.
- La geomorfología del cauce se evalúa mediante secciones transversales cada 5 m, conforme a lo establecido por el MTC y al levantamiento topográfico efectuado en campo. Esta información es utilizada como insumo en el modelo HEC-RAS, posibilitando la determinación de parámetros hidráulicos relevantes, tales como el espejo de agua, el borde libre o gálibo, especialmente bajo condiciones de eventos extremos como el N.A.M.E.
- El planteamiento del puente proyectado considera el diseño geométrico vial para los accesos de entrada y salida, en concordancia con la normativa del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. La sección principal del puente se define a partir del modelamiento hidráulico, proponiéndose un puente tipo losa de 8 m de longitud, con un ancho total de 7 m para calzada y veredas, cumpliendo con los criterios técnicos establecidos para el diseño de carreteras y puentes.

Imagen 3.55: Mapa de Ubicación de la cuenca Puncupata

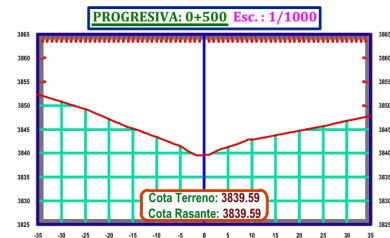


Fuente: (Chow et al., 1988)

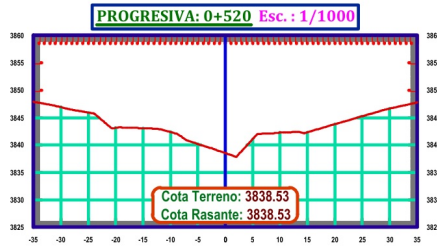
Imagen 3.56: Las imágenes, muestran la sección transversal del río en el área de drenaje.



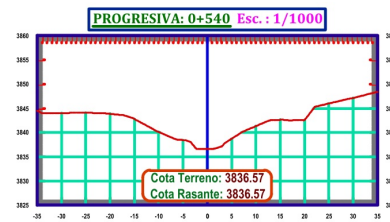
(a) Sección transversal 0+480.



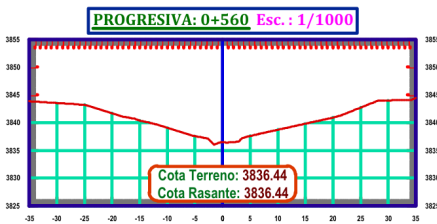
(b) Sección transversal 0+500.



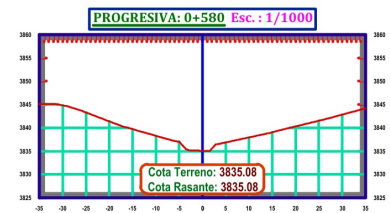
(c) Sección transversal 0+520.



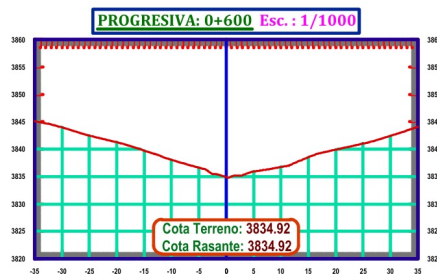
(d) Sección transversal 0+540.



(e) Sección transversal 0+560.



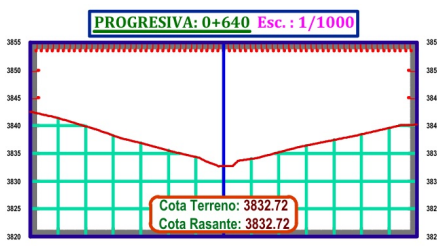
(f) Sección transversal 0+580.



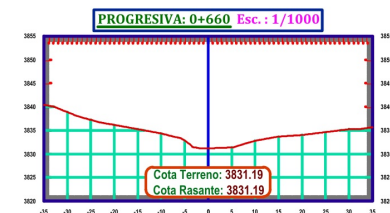
(g) Sección transversal 0+600.



(h) Sección transversal 0+620.



(i) Sección transversal 0+640.



(j) Sección transversal 0+660.

Fuente: Elaboración propia con Software Autocad Civil 3D

3.13.2. Nivel máximo y ordinario del río y tipo de flujo

En la visita a campo se observó las características del río como: el tirante del río $Y = 0,45$ m, la longitud del río es de $L = 8$ m, el ancho del río en la ubicación del puente existente Ancho = 6,95 m, el galibo al puente existente BORDE LIBRE = 1,4 m, el régimen de caudal es subcrítico $Fr < 1$ aforado in situ, el material del lecho de río es 66,88 % grava, 32,89 % arena y finos 0,22 %, y el nivel ordinario del río es a 0,45 m del lecho del río.

Imagen 3.57: Características del río y toponimia local en el emplazamiento del puente.



Fuente: Elaboración propia

El aforo del río se realizó durante el período de estiaje, registrando un caudal base que oscila entre $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1,9 \text{ m}^3/\text{s}$. Como se evidencia en las imágenes, el río presenta agua en movimiento por tramos, con un tirante máximo de 0,45 m a 0,50 m en la sección del puente. El tipo de flujo observado corresponde a un régimen subcrítico, caracterizado por un número de Froude menor a la unidad ($Fr < 1$).

En condiciones de eventos extremos, el comportamiento hidráulico cambia significativamente, presentando flujos mixtos o incluso flujos críticos ($Fr > 1$). La evidencia de estos eventos se manifiesta a través de huellas hídricas observadas en campo, las cuales permiten estimar el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) ubicado aproximadamente 2 m por debajo del puente.

Por otro lado, el nivel de aguas máximas ordinarias se sitúa a 3,75 m sobre el lecho del río, nivel frecuentemente asociado al caudal base durante el período de estiaje.

Régimen subcrítico ($Fr < 1$)

Durante la visita a campo en condiciones de estiaje, se observó que el río presenta un régimen de flujo subcrítico, caracterizado por:

- **Velocidad reducida:** Flujo lento y tranquilo, controlado principalmente por la profundidad del agua
- **Propagación de ondas:** La velocidad del flujo (V) es menor que la celeridad de las ondas gravitatorias $\sqrt{g \cdot h}$
- **Influencia aguas abajo:** Las perturbaciones o cambios en condiciones aguas abajo se propagan hacia aguas arriba, afectando el comportamiento del flujo
- **Condiciones geométricas:** Se presenta en canales con pendientes suaves ($S_0 < S_c$) donde la energía disponible es limitada
- **Estabilidad:** Flujo más estable y predecible, con menor capacidad erosiva en condiciones normales

Matemáticamente se expresa como:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} < 1 \quad (3.42)$$

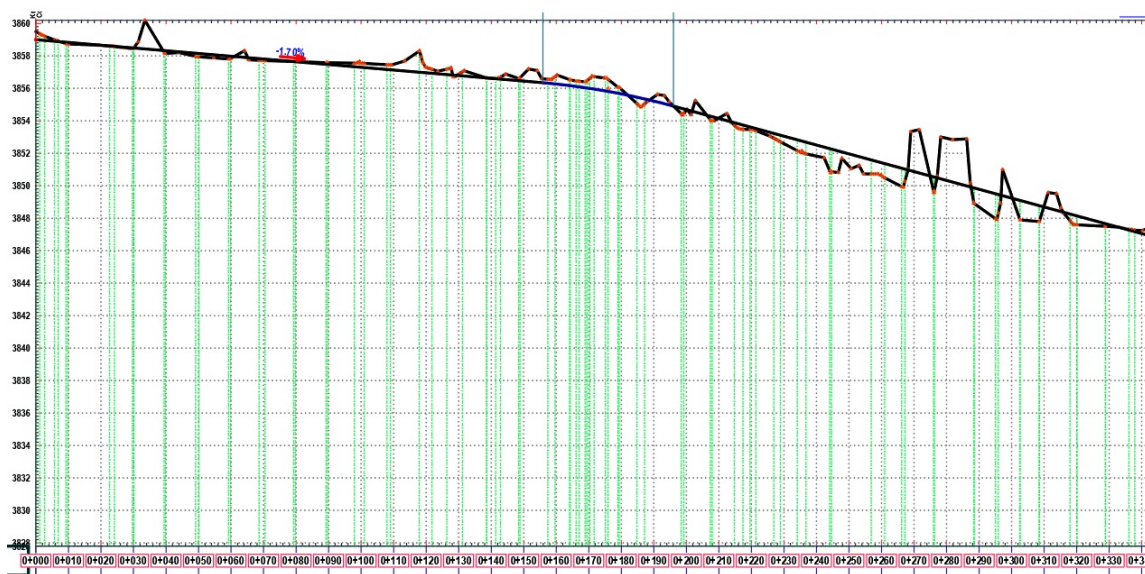
donde V es la velocidad media del flujo, g la aceleración de la gravedad y h la profundidad hidráulica.

3.13.3. Pendiente del río en el puno de aforo

El análisis hidráulico del río en la ubicación del puente Puncupata determinó una pendiente promedio de $S = 5,45\%$ en el tramo de estudio, valor obtenido mediante levantamiento topográfico del perfil longitudinal del cauce, medición de cotas en puntos estratégicos aguas arriba y aguas abajo del puente, y análisis de la diferencia de elevación en el tramo donde se emplaza la estructura. Esta pendiente clasifica al terreno como **topografía suave o llana**, con implicaciones importantes para el comportamiento hidráulico del río: favorece la presencia de régimen subcrítico ($Fr < 1$) en condiciones normales, reduce la velocidad del flujo y la capacidad de transporte de sedimentos, y contribuye a la estabilidad del lecho y márgenes del río. Esta condición se verifica visualmente en el perfil longitudinal, donde se observa escasa variación altimétrica en el tramo

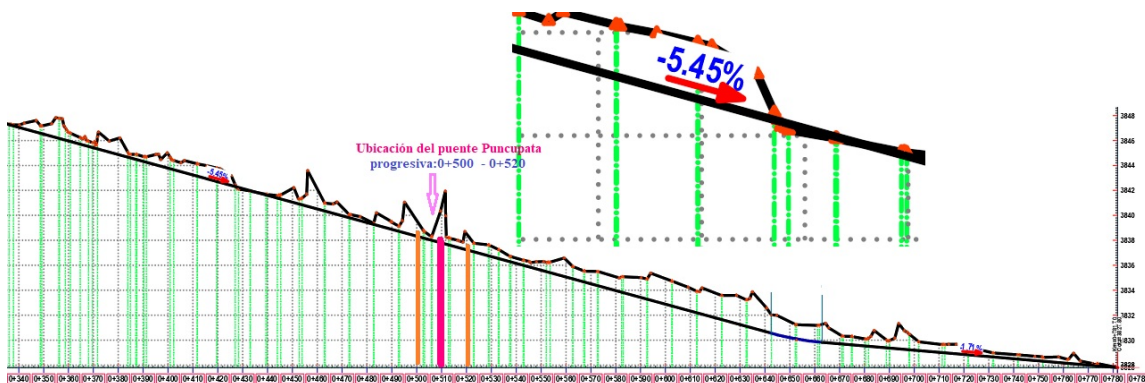
correspondiente al puente.

Imagen 3.58: Perfil longitudinal del río agua arriba. Progresiva 0+00 - 0+340.



Fuente: Elaboración propia con el Software AutoCAD Civil 3D

Imagen 3.59: Perfil longitudinal del río agua arriba y agua abajo. Progresiva: 0+340 - 0+782.



Fuente: Elaboración propia con el Software AutoCAD Civil 3D

3.14 Parámetros hidráulicos

3.14.1. Granulometría en el lecho del río

El lecho de un río está compuesto por una variedad de materiales que desempeñan un papel importante en la dinámica del flujo de agua, la erosión y la sedimentación. Este análisis se centra en la caracterización granulométrica del material de lecho, lo que proporciona información vital para evaluar su comportamiento hidráulico y mecánico.

El análisis del lecho del río es un paso importante en el diseño de la cimentación de un puente,

ya que ayuda a determinar la susceptibilidad del lecho a la socavación y a diseñar medidas que aseguren la estabilidad de la estructura. El diámetro medio de las partículas de sedimento (D_{50}) juega un papel importante, ya que influye en la erosión y la resistencia del material de lecho. El material del lecho del río generalmente incluye una mezcla de arenas, gravas y sedimentos finos. A continuación, se presentan los resultados del análisis granulométrico:

Ensayos estandarizados

El análisis granulométrico del material del lecho del río en el sector del puente Puncupata arrojó los siguientes resultados:

Tabla 3.30: Composición granulométrica del lecho del río

Material	Porcentaje (%)
Grava	65.57
Arena	34.03
Finos	0.40
Total	100.00

Fuente: Elaboración propia basada en el análisis del suelo del Expediente Técnico.

Resultados del análisis granulométrico

El análisis granulométrico del lecho del río permitió caracterizar la distribución de tamaños de partículas, obteniéndose los diámetros característicos que se presentan en la Tabla 3.31.

Imagen 3.60: Granulometría del material del lecho del río.



Fuente: Laboratorio SOILTESTPERÚ

Tabla 3.31: Diámetros característicos del material del lecho

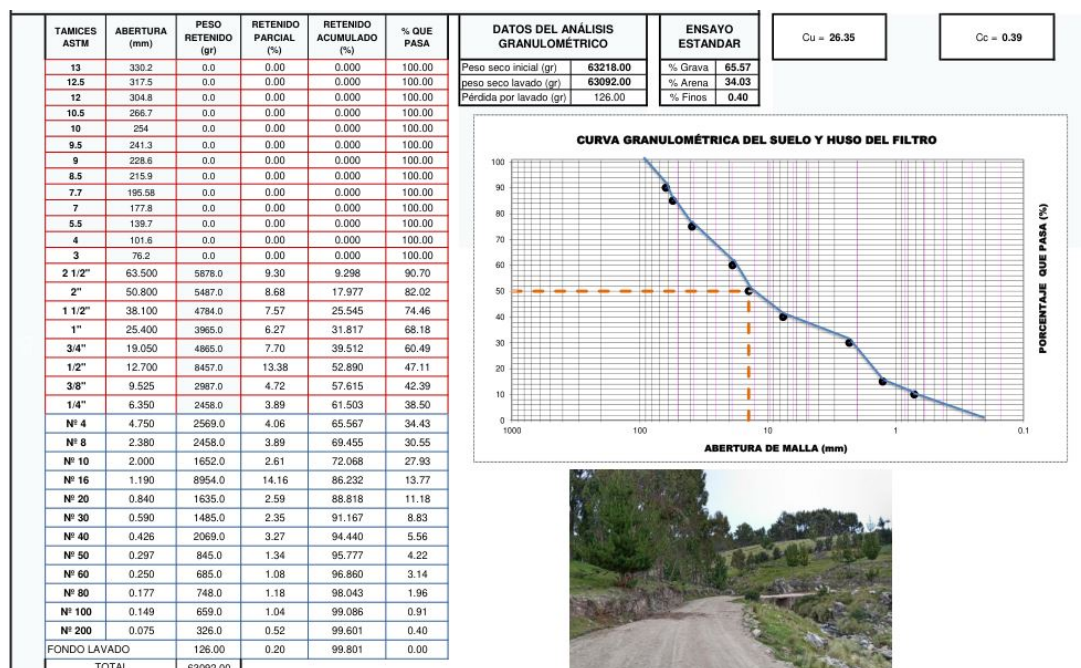
Diámetro característico	Valor (mm)
D_{10}	0.714
D_{15}	1.260
D_{30}	2.301
D_{40}	7.577
D_{50}	14.072
D_{60}	18.819
D_{75}	39.015
D_{85}	55.157
D_{90}	62.473

Fuente: Elaboración propia basada en el análisis del suelo del Expediente Técnico.

El diámetro medio $D_{50} = 14,072$ mm clasifica el material como **grava gruesa**, indicando un lecho bien gradado con buena capacidad de drenaje. La distribución granulométrica diversa, evidenciada por los diferentes diámetros característicos, contribuye a la estabilidad del lecho. La presencia de partículas gruesas ($D_{90} = 62,473$ mm) confiere al material una alta resistencia a la erosión, preservando la integridad estructural durante eventos de crecida.

Estos parámetros son esenciales para evaluar la interacción suelo-estructura y diseñar una cimentación que garantice la estabilidad y durabilidad del puente Puncupata.

Imagen 3.61: Obtención del diámetro medio (D_{50}) del lecho del río Puncupata.



Fuente: Laboratorio SOILTESTPERÚ

Imagen 3.62: Recorrido de la faja marginal del río, en dirección aguas arriba.



Fuente: Elaboración propia visita a campo.

3.14.2. Estimación de los coeficientes de rugosidad

Para la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning del canal se utilizaron las metodologías de Cowan, Simons y Senturk (1976), Raudkin (1976), Garde y Raju (1978) y Bray (1979). A continuación se presentan las metodologías utilizadas para estimar el valor del coeficiente n de Manning.

Simons y Senturk (1976)

La metodología de Simons y Senturk (1976) propone la siguiente expresión:

$$n = 0,047 d_0^{1/6} \quad (3.43)$$

donde d_0 es el diámetro de la arena (en mm) de partículas uniformemente seleccionadas y observadas en los lados y en el fondo del canal.

Aplicando la ecuación con $d_0 = 0$:

$$n = 0,047 \times (0)^{1/6} = 0$$

Raudkivi (1976)

La metodología de Raudkivi (1976) utiliza la expresión:

$$n = 0,013 d_{65}^{1/6} \quad (3.44)$$

donde d_{65} es el diámetro del material de lecho (en mm), tal que el 65 % en peso es menor.

Aplicando la ecuación con $d_{65} = 33$ mm:

$$n = 0,013 \times (33)^{1/6} = 0,023$$

Garde y Raju (1978)

La metodología de Garde y Raju (1978) propone:

$$n = 0,047 d_{50}^{1/6} \quad (3.45)$$

donde d_{50} es el diámetro medio del material de lecho (en m), tal que el 50 % en peso es menor.

Aplicando la ecuación con $d_{50} = 0,0238$ m:

$$n = 0,047 \times (0,0238)^{1/6} = 0,0252$$

Bray (1979)

La metodología de Bray (1979) propone la siguiente expresión:

$$n = 0,0495 d_{50}^{1/6} \quad (3.46)$$

donde d_{50} es el diámetro medio del material de lecho (en m), tal que el 50 % en peso es menor.

Aplicando la ecuación con $d_{50} = 0,0238$ m:

$$n = 0,0495 \times (0,0238)^{1/6} = 0,0265$$

Cowan (1956)

El método de Cowan (1956) propone una ecuación práctica que integra conceptos fundamentales de hidrología, mecánica de fluidos y mecánica de suelos para determinar el coeficiente de rugosidad

n mediante la observación directa de las características físicas del río. La expresión general es:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times n_5 \quad (3.47)$$

Este valor se asigna según las propiedades específicas del cauce, como la vegetación, la irregularidad del lecho y la sinuosidad, y varía espacialmente dentro de la misma cuenca: será distinto en los tramos alto, medio y bajo debido a cambios en la pendiente, el material del suelo y las condiciones hidráulicas. Así, el método reconoce la heterogeneidad natural de los ríos y evita generalizaciones en la estimación de la rugosidad, permitiendo ajustar el coeficiente n segmento por segmento para reflejar con precisión el comportamiento hidráulico.

La ecuación considera un valor básico n_0 para un cauce recto, uniforme y liso en materiales naturales. Los términos adicionales corrigen diferentes aspectos: n_1 ajusta el efecto de irregularidades superficiales, n_2 considera variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal, n_3 corrige por el grado de obstrucciones, n_4 incorpora la presencia de vegetación y condiciones de flujo, y n_5 es un factor de corrección para los meandros del cauce en el tramo de estudio.

A partir de los valores de la Tabla 3.32 y de las características observadas en la cuenca Puncupata, se determinaron los siguientes parámetros para la aplicación del método de Cowan:

- **Material considerado:** Grava gruesa ($n_0 = 0,028$)
- **Grado de irregularidad:** Liso ($n_1 = 0,000$)
- **Variaciones de sección transversal:** Ocasionalmente alternada ($n_2 = 0,005$)
- **Efecto relativo de obstrucciones:** Despreciable ($n_3 = 0,000$)
- **Vegetación:** Baja ($n_4 = 0,005$)
- **Cantidad de meandros:** Menor ($n_5 = 1,000$)

$$n = (0,028 + 0 + 0,005 + 0 + 0,005) \times 1 = 0,038$$

Esta selección se fundamenta en las observaciones de campo realizadas durante el estudio topográfico e hidrológico de la cuenca, donde se constató que las secciones del río presentan una geometría ocasionalmente alternada, con escasa influencia de obstrucciones y vegetación predominante de baja densidad en ambos márgenes, así como una sinuosidad prácticamente nula en el tramo de estudio.

El análisis comparativo de las metodologías aplicadas revela que los métodos de Raudkin, Garden y Raju arrojan valores del coeficiente de Manning próximos a $n \approx 0,025$. Esta similitud se explica

Tabla 3.32: Coeficiente de rugosidad por Cowan

CONDICIONES DE CAUCE		VALORES
MATERIAL CONSIDERADO	Tierra	0.030
	Roca Cortada	0.025
	Grava fina	n_0 0.024
	Grava gruesa	0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD	Liso	0.000
	Menor	n_1 0.005
	Moderado	0.010
	Suave	0.020
VARIACIONES DE SECCIÓN TRANSVERSAL	Gradual	0.000
	Ocasionalmente alternada	n_2 0.005
	Frecuentemente alternada	0.010–0.015
EFECTO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES	Despreciable	0.000–0.010
	Menor	n_3 0.010–0.015
	Apreciable	0.020–0.030
	Severo	0.040–0.060
VEGETACIÓN	Baja	0.005–0.010
	Media	0.010–0.020
	Alta	n_4 0.025–0.050
	Muy alta	0.050–0.100
CANTIDAD DE MEANDROS	Menor	1.000
	Apreciable	n_5 1.150
	Severa	1.300

Fuente: Cowan, W. L. (1956).

porque dichas metodologías se basan en partículas de lecho con diámetros inferiores a D_{65} . Por el contrario, las metodologías que consideran diámetros mayores y realizan una caracterización más completa de la cuenca, como el método de Cowan, proporcionan valores cercanos a $n \approx 0,040$.

Considerando la variabilidad espacial inherente al coeficiente de Manning a lo largo del tramo fluvial, se definieron los siguientes valores para la modelación hidráulica en HEC-RAS:

- **Cauce principal (canal):** $n = 0,038$
- **Zonas de inundación (márgenes y planicie de inundación):** $n = 0,040$

Esta diferenciación permite representar adecuadamente las condiciones de rugosidad entre el canal principal, donde predomina el material del lecho, y las zonas adyacentes donde la presencia de vegetación y características morfológicas distintas incrementan la resistencia al flujo.

Tabla 3.33: Valores de coeficiente de rugosidad estimados mediante diferentes metodologías

Metodología	Coeficiente de Manning (n)
Simons y Senturk (1976)	0.000
Raudkivi (1976)	0.023
Garde y Raju (1978)	0.025
Bray (1979)	0.027
Cowan (1956)	0.038

Fuente. Elaboración propia con base en los cálculos realizados para la cuenca Puncupata.

3.15 Parámetros Geométricos y Niveles Críticos de Diseño

3.15.1. Parámetros Geométricos

Luz del puente

La luz estructural del puente losa se plantea en 8 m para la plataforma vehicular. Sin embargo, debido a la ubicación de los estribos en relación con el cauce natural del río y a la geometría específica de los elementos de apoyo, la longitud hidráulica efectiva en la zona de transición tiende a reducirse. Esta reducción se debe al emplazamiento del puente propuesto, el cual presenta una sección transversal ligeramente menor que la sección natural del cauce, lo que genera efectos de contracción y expansión del flujo.

El análisis hidráulico realizado para eventos extremos evidencia este fenómeno, obteniéndose los siguientes anchos efectivos:

- **Ancho a la entrada del puente:** 11.4 m
- **Ancho a la salida del puente:** 11.75 m

Esta variación en los anchos se atribuye al comportamiento del flujo durante su ingreso y egreso de la estructura, confirmado por los valores del número de Froude calculados:

- **Ingreso (entrada):** $Fr = 0,99$ (régimen subcrítico)
- **Egreso (salida):** $Fr = 1,35$ (régimen supercrítico)

Los valores obtenidos indican una transición de régimen de flujo subcrítico a supercrítico a través de la estructura, lo cual es consistente con el efecto de contracción hidráulica generado por la reducción de la sección transversal en el tramo del puente.

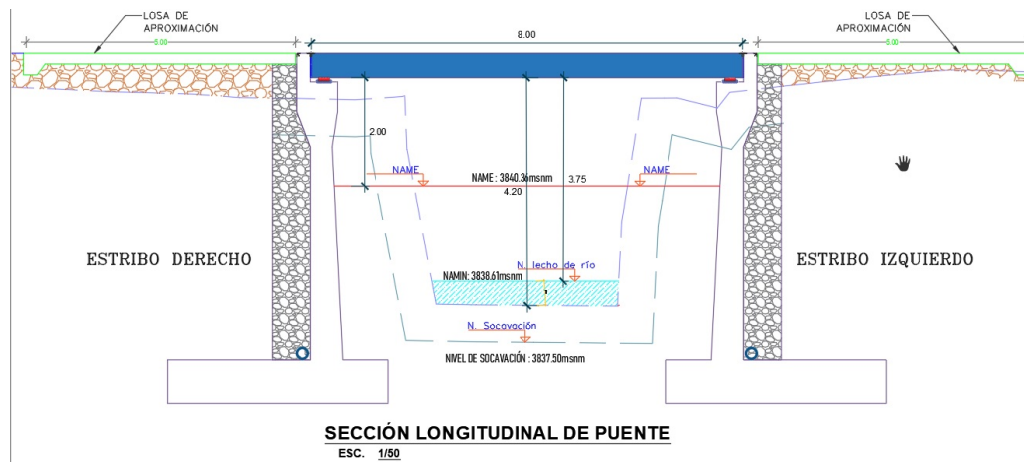
Altura

La altura total de la estructura del puente, que se ilustra en la Figura 3.63, corresponde a $H = 4,20$ m medida desde la cota del lecho del río. Esta altura comprende los siguientes componentes:

- **Altura total desde lecho:** $H = 4,20$ m (hasta la losa inferior)
- **Borde libre (galibo):** $BL = 2,00$ m sobre el NAME

El borde libre de 2.00 m establecido cumple con los requisitos normativos para puentes y proporciona un margen de seguridad adecuado ante fluctuaciones del nivel de agua durante eventos hidrológicos extremos.

Imagen 3.63: *Parámetros Geométricos y Niveles Críticos de Diseño.*



Fuente: Elaboración propia visita a campo.

Niveles altimétricos de referencia

Los niveles críticos para el diseño del puente, documentados en los planos del anexo, se presentan en la Tabla 3.34. Las diferencias de cota entre elementos estructurales y niveles hidrológicos son fundamentales para la verificación de la seguridad y funcionalidad de la obra.

A partir de estas cotas se derivan las siguientes relaciones clave:

- **Altura total del puente:** $3842,56 - 3838,16 = 4,40$ m
- **Borde libre sobre NAME:** $3842,36 - 3840,36 = 2,00$ m
- **Profundidad de socavación:** $3838,16 - 3837,50 = 0,66$ m
- **Altura de NAMO sobre lecho:** $3838,61 - 3838,16 = 0,45$ m

Tabla 3.34: Niveles altimétricos para el diseño del puente Puncupata

Elemento / Nivel	Cota (m.s.n.m.)
Losa superior	3842.56
Losa inferior	3842.36
N.A.M.E (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias)	3840.36
N.A.M.O (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias)	3838.61
Lecho del río	3838.16
Nivel de socavación	3837.50

Fuente: Elaboración propia basada en el estudio hidrológico e hidráulico.

Galibo o Bordo Libre

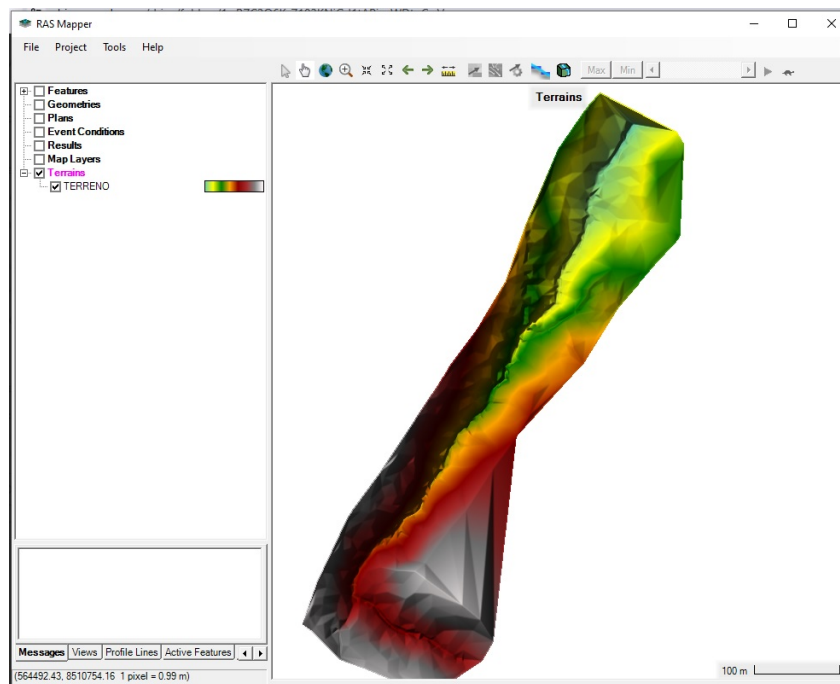
El galibo o borde libre que se tiene en la Figura del anexo para el puente es $BL=2.0$ m donde según la norma del Ministerio de transportes y comunicación (MTC), nos pide colocar un borde libre mínimo de 2m.

3.16 Modelamiento hidráulico para la determinación del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.) y el gálibo

3.16.1. Modelamiento hidráulico del cauce con estructura de puente

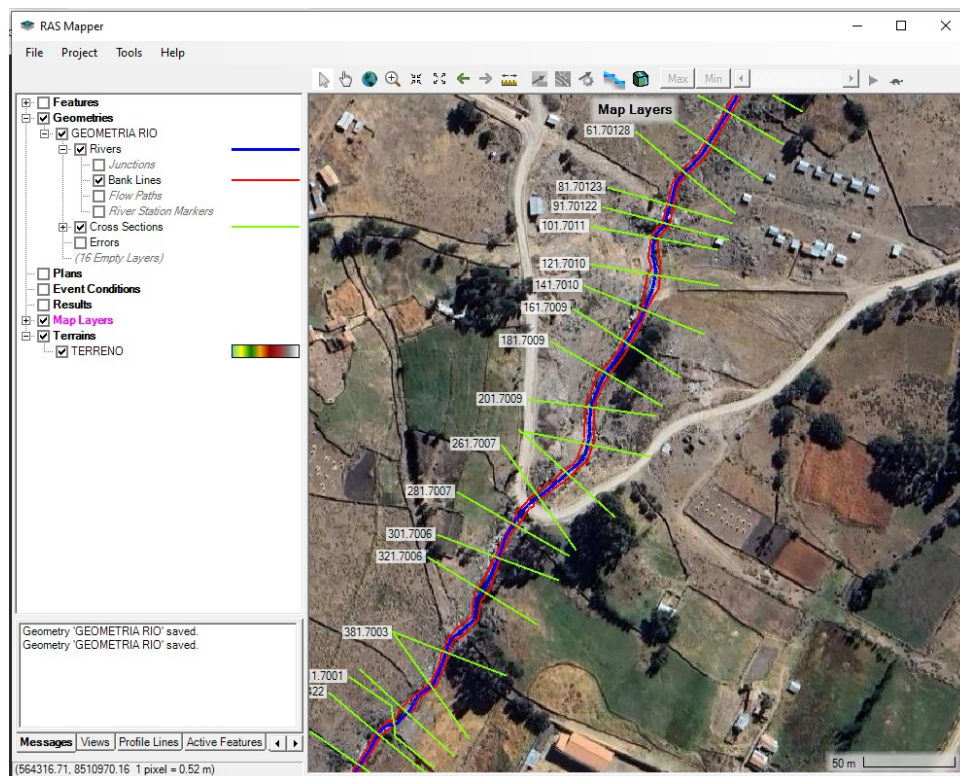
Para determinar el gálibo o borde libre del puente, es necesario establecer previamente el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.). A partir de este nivel se define el borde libre, para lo cual resulta fundamental el modelamiento hidráulico mediante el software HEC-RAS, que permite determinar los parámetros hidráulicos del río y de la estructura del puente.

Imagen 3.64: Área de ubicación del puente Puncupata en formato Raster.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

Imagen 3.65: Importación de eje de río, bandas y las secciones transversales de AutoCAD Civil 3D a HEC-RAS.



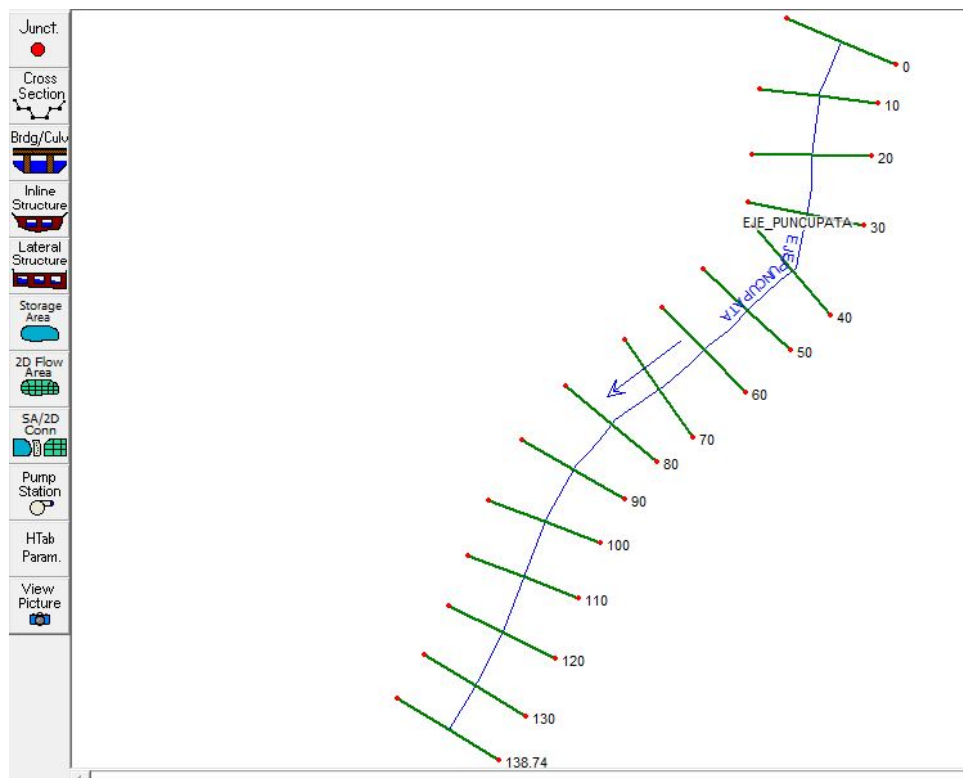
Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

En el proceso de modelamiento hidráulico, se integró la geometría del puente propuesto al modelo computacional del cauce. Esta integración permite simular adecuadamente el tránsito de avenidas a través de la estructura y cuantificar los niveles de agua en las diferentes secciones del río, proporcionando datos esenciales para el diseño y verificación de la seguridad hidráulica.

3.16.2. Determinación del Borde Libre (Galibo) del Puente

- ❶ El modelamiento hidráulico se realizó mediante el software HEC-RAS para una condición de diseño con período de retorno $T_R = 140$ años, correspondiente al Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.).
- ❷ Se realizó un modelamiento hidráulico utilizando el software HEC-RAS con el objetivo de verificar la altura estructural del puente para un evento extremo con período de retorno $T_R = 140$ años, el cual define el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.) utilizado como referencia para el cálculo del borde libre.

Imagen 3.66: Vista en planta de las secciones del río.

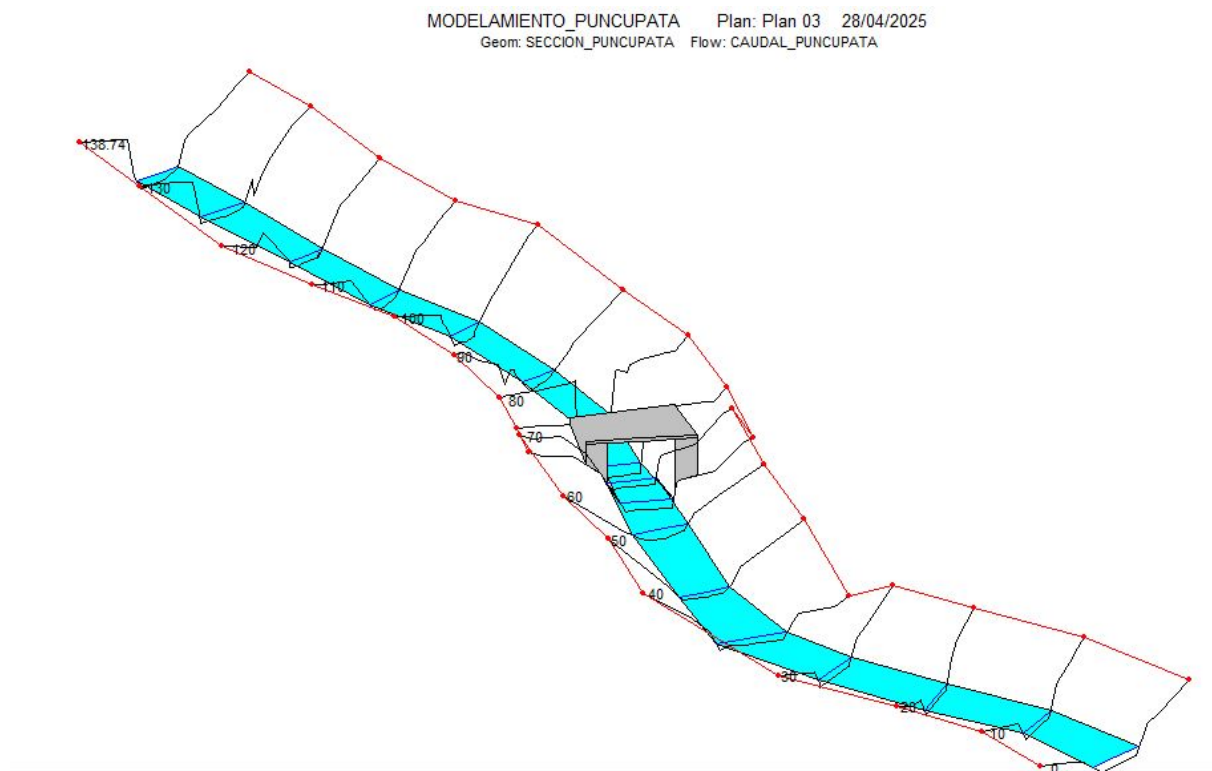


Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

El perfil longitudinal obtenido en HEC-RAS representa la variación de la superficie libre del agua y de la línea de energía a lo largo del cauce principal. Los resultados evidencian un régimen de flujo

subcrítico, caracterizado por un perfil gradualmente variado, en el cual la línea de energía presenta una pendiente suave, asociada principalmente a las pérdidas de energía por fricción. Asimismo, la superficie del agua se mantiene aproximadamente paralela al lecho del cauce en gran parte del tramo analizado, lo que indica condiciones cercanas al flujo uniforme, sin la presencia de sobre elevaciones significativas que evidencien resaltos hidráulicos o cambios abruptos en la geometría de la sección transversal.

Imagen 3.67: Configuración del modelo hidráulico con estructura de puente en HEC-RAS.

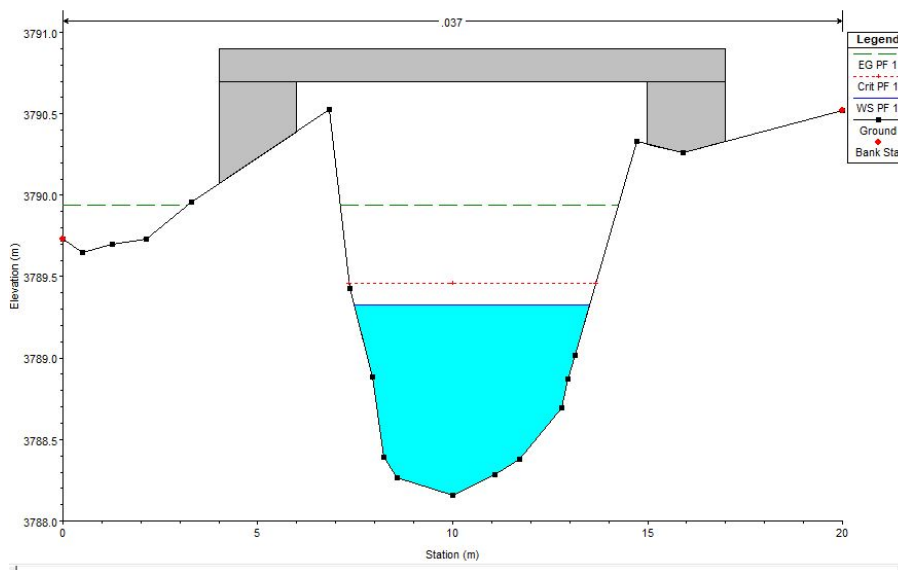


Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

3.17 Análisis multivariado de secciones transversales en el modelo HEC-RAS con puente

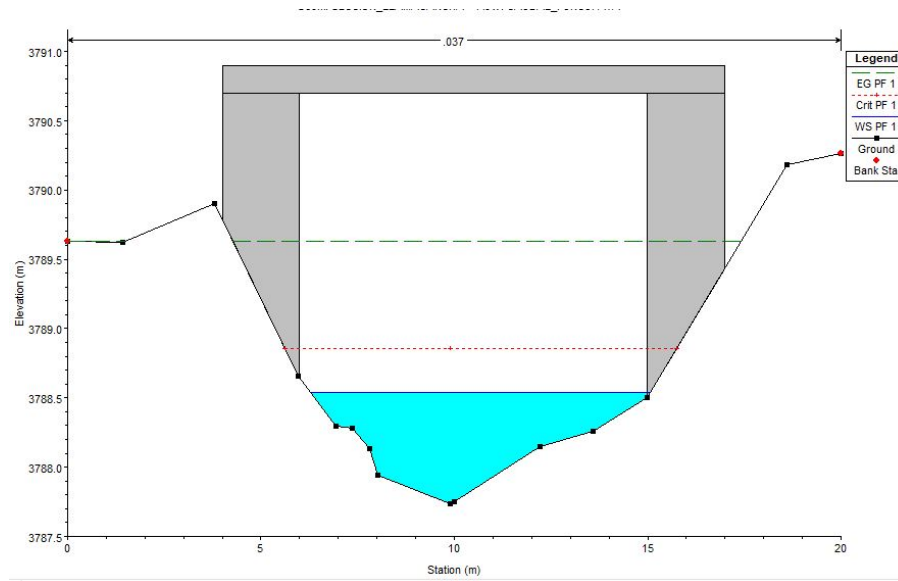
3.17.1. Determinación del galibo mediante modelación HEC-RAS para $TR = 140$ años

Imagen 3.68: Modelamiento con Puente a la salida del río.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

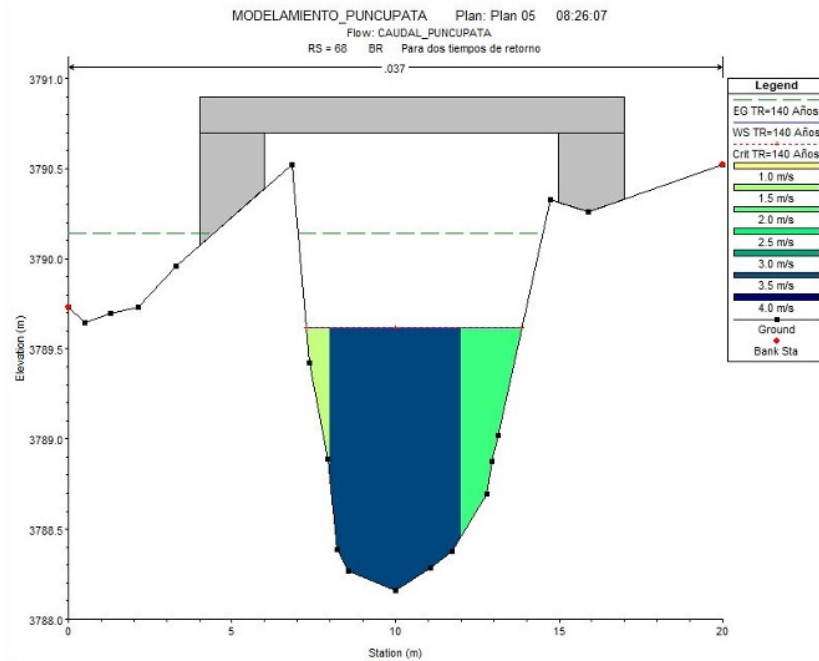
Imagen 3.69: Modelamiento con Puente a la entrada del río.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

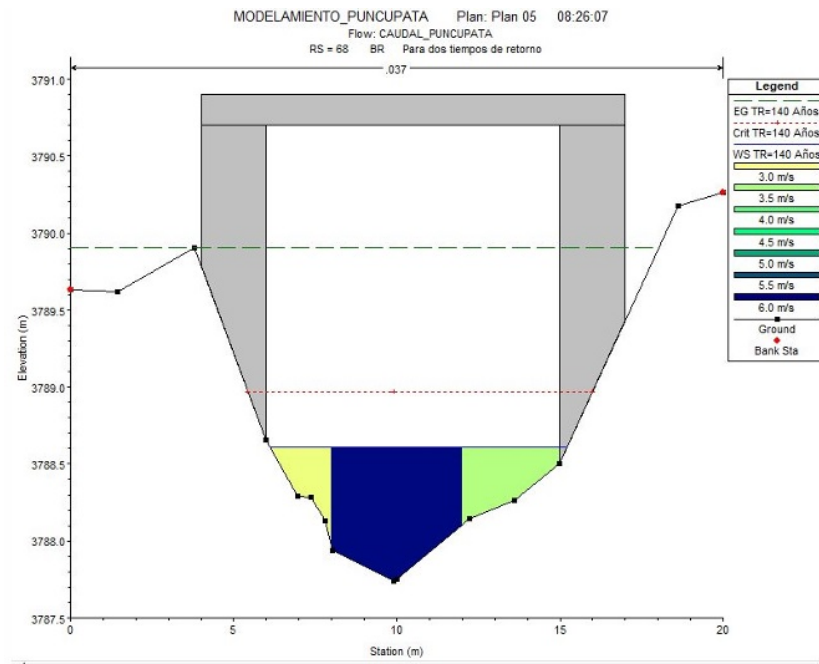
3.17.2. Distribución de velocidades para tiempo de retorno $T = 140$ años

Imagen 3.70: Distribución de velocidades a la salida del río.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

Imagen 3.71: Distribución de velocidades a la entrada del río.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

Las figuras 3.70 y 3.71 presentan la configuración geométrica del modelo HEC-RAS y la distribución de velocidades para el evento extremo de $TR = 140$ años. Se observa que, bajo el puente, el flujo se acelera significativamente debido a la contracción de la sección, alcanzando velocidades máximas de 6.0 m/s, mientras que aguas arriba se genera un remanso con velocidades inferiores a 4.0 m/s. El análisis confirma que el galibo disponible es de 5.00 metros, valor superior al calado máximo simulado, lo que garantiza la seguridad hidráulica de la estructura. No se identifican zonas de estancamiento o turbulencia crítica que comprometan la estabilidad del puente.

Luz del puente

La luz del puente tipo losa se plantea con una longitud de 8 m como plataforma. No obstante, debido a la ubicación y geometría de los estribos dentro del cauce, la sección efectiva de paso del flujo se ve parcialmente reducida en la zona de ingreso al río. En consecuencia, la longitud útil del puente proyectado resulta menor que el ancho natural del cauce, conforme a lo evaluado en el estudio hidráulico para eventos extremos. Para un período de retorno de 140 años, el análisis hidráulico indica un régimen de flujo mixto, caracterizado por un número de Froude de 0,98 en la entrada y de 2,28 en la salida, lo que evidencia la transición de condiciones subcríticas a supercríticas a lo largo de la estructura.

3.17.3. Altura del puente según en modelamiento

La altura del puente, según se observa en la figura correspondiente, es de $H = 5,3$ m medida desde el lecho del río. Asimismo, se considera un borde libre o gálibo de $BL = 2,4$ m, lo que garantiza condiciones adecuadas de seguridad hidráulica frente a eventos de crecida.

Niveles de agua

Los niveles consignados en la **Tabla 3.34** se obtuvieron a partir del modelo estructural y arquitectónico elaborado mediante el software AutoCAD Civil 3D.

Galibos según el diseño

El galibo o borde libre para el puente es $BL=2.4$ m donde según la norma del Ministerio de transportes y comunicación (MTC), nos pide colocar un borde libre mínimo de 2m.

Tabla 3.35: Resultados hidráulicos del puente Puncupata para TR = 140 años (aguas arriba y aguas abajo)

Parámetro	Unidad	Aguas arriba (US)	Aguas abajo (DS)
Datos globales del puente			
E.G. US	m	3790.20	—
W.S. US	m	3789.90	—
Q Total	m³/s	22.20	—
Q Bridge	m³/s	22.20	—
Min El Weir Flow	m	3789.65	—
Min El Prs	m	3790.70	—
Delta EG	m	0.68	—
Delta WS	m	1.14	—
BR Open Area	m²	15.33	—
BR Open Vel	m/s	5.07	—
BR Sel Method	—	Energy only	
Propiedades internas del flujo			
E.G. Elev	m	3790.16	3789.92
W.S. Elev	m	3789.64	3788.62
Crit W.S.	m	3789.64	3789.00
Max Chl Dpth	m	1.48	0.88
Vel Total	m/s	3.19	5.07
Flow Area	m²	7.15	4.50
Froude # Chl	—	0.98	2.28
Specif Force	m³	11.86	11.11
Hydr Depth	m	1.08	0.50
W.P. Total	m	7.72	9.26
Conv. Total	m³/s	183.6	75.2
Top Width	m	6.64	8.92
Frctn Loss	m	0.06	0.24
C & E Loss	m	0.05	0.16
Shear Total	N/m²	140.03	438.21
Power Total	N/m · s	446.48	2219.98
Parámetros de vertedero (no aplicables)			
Q Weir	m³/s	—	—
Weir Sta Lft	m	—	—
Weir Sta Rgt	m	—	—
Weir Max Depth	m	—	—

Continúa en la siguiente página

Tabla 3.35: Resultados hidráulicos del puente Puncupata para TR = 140 años (aguas arriba y aguas abajo, continuación)

Parámetro	Unidad	Aguas arriba (US)	Aguas abajo (DS)
BR Sluice Coef	–	–	–

Fuente: Elaboración propia con resultados de HEC-RAS

Tabla 3.36: Resultados hidráulicos por estación del eje Puncupata para TR = 140 años

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #
193.93	22.20	3795.20	3796.31	3796.63	3797.24	0.046986	4.26	5.36	8.16	1.68
190	22.20	3795.03	3796.07	3796.38	3797.03	0.057602	4.33	5.27	9.31	1.84
180	22.20	3794.47	3795.60	3795.91	3796.50	0.045696	4.21	5.41	8.26	1.66
170	22.20	3793.67	3794.65	3795.01	3795.85	0.089838	4.85	4.70	9.84	2.24
160	22.20	3793.39	3794.81	3794.54	3794.96	0.005649	1.76	12.95	15.16	0.61
150	22.20	3793.09	3794.52	3794.52	3794.86	0.016593	2.56	8.92	13.59	1.01
140	22.20	3792.61	3793.80	3794.04	3794.56	0.045449	3.86	5.91	10.20	1.62
130	22.20	3792.17	3793.06	3793.35	3793.97	0.072848	4.23	5.40	12.02	2.01
120	22.20	3791.33	3792.43	3792.68	3793.28	0.064133	4.08	5.59	11.82	1.89
110	22.20	3790.28	3791.53	3791.92	3792.67	0.052214	4.74	4.81	6.65	1.78
100	22.20	3799.80	3790.94	3791.33	3792.12	0.057008	4.81	4.74	6.82	1.84
90	22.20	3789.53	3790.20	3790.52	3791.35	0.108169	4.76	4.79	12.09	2.41
80	22.20	3788.70	3789.89	3790.07	3790.49	0.048301	3.44	6.62	14.29	1.62
70	22.20	3788.16	3789.90	3789.61	3790.20	0.010589	2.42	9.42	10.06	0.80
68	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
60	22.20	3787.74	3788.76	3788.99	3789.52	0.041584	3.86	5.91	9.77	1.58
50	22.20	3787.37	3788.67	3788.76	3789.15	0.021373	3.06	7.44	10.54	1.16
40	22.20	3786.42	3787.96	3788.24	3788.82	0.040567	4.13	5.52	7.51	1.54
30	22.20	3786.06	3787.53	3787.81	3788.39	0.045622	4.11	5.55	8.43	1.62
20	22.20	3785.79	3787.06	3787.34	3787.92	0.048766	4.12	5.53	9.25	1.70
5	22.20	3784.50	3786.94	3786.34	3787.05	0.003246	1.49	15.32	14.90	0.47
0	22.20	3784.45	3786.58	3786.58	3786.99	0.017547	2.84	8.02	9.77	1.00

Fuente: Elaboración propia con resultados de HEC-RAS

La tabla 3.36 presenta los resultados del análisis hidráulico para un caudal constante de 22,20 m³/s a lo largo de un tramo del eje Puncupata. Los valores obtenidos indican que el río se comporta mayoritariamente bajo un régimen supercrítico, evidenciado por números de Froude superiores a 1 en la mayoría de las estaciones analizadas. Asimismo, se observan variaciones importantes en la velocidad del flujo (entre 1,49 y 4,85 m/s), en el área hidráulica (de 4,70 a 15,32 m²) y en la pendiente de la línea de energía (de 0,003 a 0,108 m/m), lo que refleja cambios en la geometría de la sección transversal y en la topografía del cauce. Estos resultados permiten identificar zonas de alta energía y posibles transiciones entre regímenes de flujo, especialmente en aquellas estaciones donde el número de Froude se aproxima a la unidad, información relevante para el diseño de obras

de protección hidráulica y el análisis de inundaciones correspondientes a un período de retorno de 140 años.

Así mismo, el caudal constante es el resultado general de la simulación hidrológica desarrollada en HEC-HMS evidencian que tanto la cuenca “Puncupata” como el “Punto de Aforo” registran valores iguales de caudal pico ($22,2 \text{ m}^3/\text{s}$) y volumen de escorrentía ($7,82 \text{ mm}$) con se observa en la [Imagen 3.54](#). Esta coincidencia indica que, dentro del tramo analizado, no se presenta atenuación del caudal ni aportes adicionales aguas abajo, lo cual respalda la consistencia y coherencia interna del modelo hidrológico aplicado para el evento de precipitación simulado.

3.17.4. Determinación de las profundidades de socavación

3.17.4.1. Socavación

La socavación resulta de la interacción de factores de largo plazo y fenómenos transitorios durante crecidas. Esta sección se enfoca en el cálculo de la socavación general por contracción y la socavación local en pilas y estribos, incluyendo métodos para evaluar la socavación general sin la influencia de la contracción del puente.

Cabe destacar que la profundidad máxima de socavación está limitada por la presencia de material resistente (como roca o estratos compactos), el cual impide que el proceso progrese indefinidamente y, por tanto, los valores calculados pueden no alcanzarse en la realidad.

La decisión final sobre la cimentación del puente y las medidas de protección no debe basarse exclusivamente en resultados numéricos de ecuaciones, sino también en el criterio profesional, la experiencia y el conocimiento integral de las variables involucradas por parte del ingeniero evaluador.

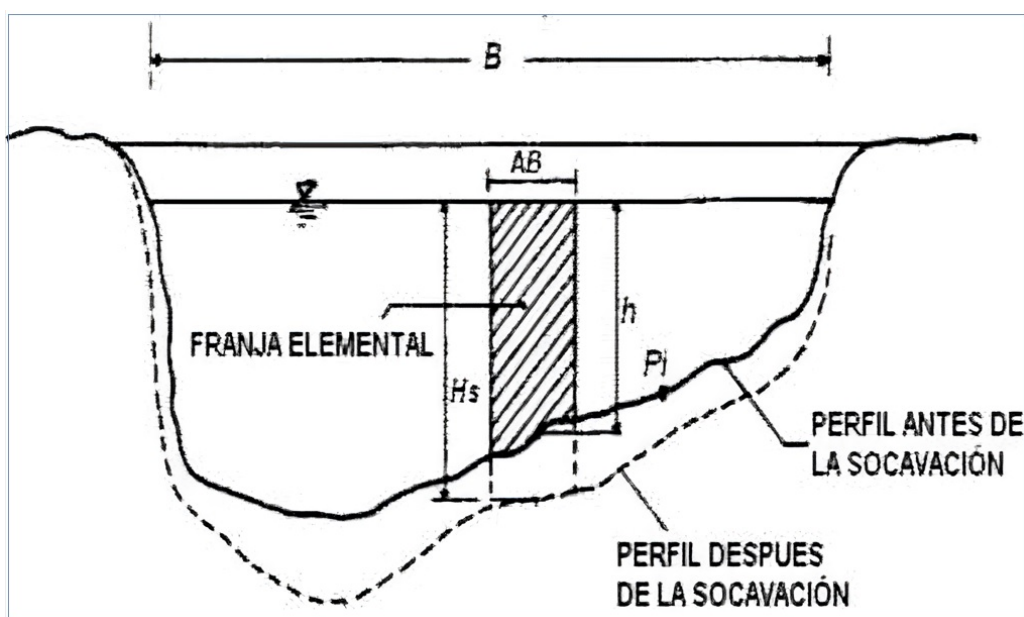
A continuación, se presenta la nomenclatura y el significado de los parámetros clave utilizados en el análisis de socavación. Se ilustran la nomenclatura a usarse para los diferentes parámetros que influyen en la socavación y su significado es el siguiente:

Tabla 3.37: Nomenclatura de parámetros de socavación

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
D_T	Profundidad de socavación total
D_S	Profundidad de socavación general por contracción u otras causas
H_S	Profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción medida desde el NAME hasta el fondo del cauce socavado. Esta profundidad considera únicamente el efecto de la contracción del flujo.
h	Profundidad del agua antes de la socavación medida en una línea vertical desde el NAME hasta el fondo del cauce original. Representa las condiciones hidráulicas iniciales sin alteraciones.
H_T	Profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción y la socavación local medida desde el NAME hasta el fondo del cauce socavado. Incluye ambos efectos combinados para evaluar la máxima socavación esperada.
NAME	Nivel de aguas máximas extraordinarias. Este nivel corresponde al máximo tirante de agua registrado durante eventos hidrológicos extremos y sirve como referencia para todos los cálculos de socavación.

Fuente: Elaboración propia.

Imagen 3.72: Socavación de la sección transversal del cauce.



Fuente: Badillo (1974).

3.17.4.2. Método de cálculo de socavación general

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de **Lischtvan-Levediev**. La velocidad erosiva media necesaria para degradar el fondo del cauce está determinada por las siguientes ecuaciones:

1. Para suelos cohesivos (en m/s):

$$V_e = 0,60 g_d^{1,18} b H_s^x \quad (3.48)$$

2. Para suelos no cohesivos (en m/s):

$$V_c = 0,68 b d_m^{0,28} H_s^x \quad (3.49)$$

Nomenclatura de parámetros

Tabla 3.38: Nomenclatura de parámetros del método Lischtvan-Levediev

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
V_e	Velocidad media suficiente para degradar el cauce en suelos cohesivos [m/s].
V_c	Velocidad media suficiente para degradar el cauce en suelos no cohesivos [m/s].
g_d	Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua [Ton/m ³].
b	Coficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia [adimensional].
x	Exponente variable que está en función del peso volumétrico g_s del material seco [Ton/m ³].
H_s	Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar el material [m].
d_m	Diámetro medio en [mm] de los granos obtenidos del fondo, calculado con la expresión $d_m = 0,01 \sum d_i p_i$.
d_i	Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.
p_i	Peso de una porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del diámetro medio d_m

El diámetro medio d_m se calcula mediante la expresión:

$$d_m = 0,01 \sum d_i p_i \quad (3.50)$$

Donde d_i es el diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total, y p_i es el peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.

Para el cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos se usará las siguientes expresiones:

Para suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{aH_0^{5/3}}{0,60bg_d^{1,18}} \right]^{1+x} \quad (3.44)$$

Para suelos no cohesivos

$$H_s = \left[\frac{aH_0^{5/3}}{0,68bg_m^{0,28}} \right]^{1+x} \quad (3.45)$$

$$a = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} b_e m} \quad (3.46)$$

Donde Q_d es el caudal de diseño (m^3/s), b_e es el ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal, m es el coeficiente de contracción, H_m es la profundidad media de la sección calculada como el área dividida entre b_e , x es un exponente variable que depende del diámetro del material (ver Tabla N° 29), y d_m es el diámetro medio en mm.

Tabla 3.39: Coeficiente de contracción m del cauce

Velocidad media (m/s)	Longitud libre entre estribos (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1,00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
≥ 4,00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente. Elaboración propia según el Adaptado de Maza-Sócola (2019).

Valores del exponente x en función del peso específico g_d para suelos cohesivos y del diámetro medio d_m para suelos no cohesivos.

Tabla 3.40: Valores del exponente x para socavación

Suelos cohesivos		Suelos no cohesivos	
g_d (T/m ³)	x	d_m (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

Fuente: Maza-Sócola (2019).

El coeficiente b relaciona el período de retorno del caudal con la capacidad erosiva del flujo para el cálculo de socavación.

Tabla 3.41: Valores del parámetro b para socavación

Período de retorno del gasto de diseño (años)	Coefficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Fuente: Maza-Sócola (2019).

3.17.4.3. Socavación general en el cauce del río para tiempo de retorno $TR= 140$ años

Datos de entrada para el cálculo de socavación general según el método de Lischtván-Levediev.

Tabla 3.42: Datos de entrada para cálculo de socavación general

Parámetro	Valor	Unidad
Hs: Profundidad de socavación	–	m
Qd: Caudal de diseño	6.4	m ³ /s
Be: Ancho efectivo de superficie de agua	4.97	m
Ho: Tirante antes de erosión	0.53	m
Vm: Velocidad media en sección	2.68	m/s
m: Coeficiente de contracción (Tabla 29)	0.93	–
gd: Peso específico del suelo	1.90	Tn/m ³
dm: Diámetro medio	16.13	mm
x: Exponente variable (Tabla 30)	0.385	–
Tr: Período de retorno del gasto	140.00	años
b: Coeficiente de frecuencia (Tabla 31)	1.01	–
A: Área de sección hidráulica	2.37	m ²
Hm: Profundidad media de sección	0.477	m
a: Parámetro calculado	3.717	–

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando las ecuaciones 3.48 y 3.49 según corresponda, se obtienen los siguientes valores:

- Profundidad de socavación total: $H_s = 0,90$ m
- Profundidad de socavación respecto al fondo: $d_s = 0,39$ m

Para garantizar la seguridad de la estructura durante eventos hidrológicos extremos, y considerando las incertidumbres inherentes al método de cálculo, se adopta un valor conservador:

$$d_s = 1,00 \text{ m}$$

Esta profundidad de socavación será considerada en el diseño de los elementos de cimentación del puente.

3.17.4.4. Socavación local al pie de la estructura de apoyo

El método desarrollado por K. F. Artamonov proporciona un enfoque para estimar la profundidad de socavación en la base de estructuras hidráulicas, como estribos o defensas ribereñas. La magnitud de la erosión depende de:

- La relación entre el caudal interceptado por la estructura y el caudal total del río.
- La inclinación del talud de la defensa.
- El ángulo formado entre el eje longitudinal de la obra y la dirección de la corriente.

La profundidad de socavación (d_s), medida desde la superficie libre del agua hasta el fondo erosionado, se calcula mediante una ecuación que integra estos parámetros. Este método es particularmente útil para evaluar riesgos en diseños preliminares de infraestructura expuesta a fuerzas hidrodinámicas.

La profundidad de socavación local S_t según el método de Artamonov se calcula mediante la expresión:

$$S_t = P_a P_b P_h H_0 \quad (3.51)$$

Donde P_a es el coeficiente que depende del ángulo α entre el eje del puente y la corriente (Cuadro N° 15), P_b es el coeficiente en función de la relación Q_1/Q_c siendo Q_1 el gasto teórico por la ubicación del estribo y Q_c el gasto total del río (Cuadro N° 16), P_h es el coeficiente por profundidad del flujo, H_0 es el tirante de agua antes de la socavación (m), y S_t es la profundidad de socavación local medida desde la superficie libre (m).

El método de Artamonov considera las interacciones complejas entre la geometría de la estructura, las características del flujo y las propiedades del material del lecho. Los coeficientes P_a , P_b y P_h incorporan los efectos respectivos de la orientación de la estructura, la intercepción del caudal y las condiciones hidráulicas locales.

3.17.4.5. Socavación local del estribo para tiempo de retorno TR= 140 años

❶ Preparación de los datos:

Tabla 3.43: Parámetros para socavación local en estribo izquierdo aguas arriba

Parámetro	Valor	Unidad
Sí (tirante con socavación)	A calcular	m
Ho (tirante inicial)	0.570	m
Q (caudal diseño)	6.400	m ³ /s
Q1 (caudal teórico por estribo)	4.000	m ³ /s
Q1/Q (relación de caudales)	0.800	adim.
Pq (coef. por Q1/Q, Tabla 16)	4.200	adim.
α (ángulo con corriente)	90.00	°
Pa (coef. por α , Tabla 15)	1.000	adim.
R (talud del estribo)	2.0	H:V
PR (coef. por talud)	0.610	adim.

Nota. Datos de entrada para calcular la socavación local S_t mediante la ecuación de Artamonov

$$S_t = P_a P_b P_h H_0.$$

Fuente: Elaboración propia.

Resultados de socavación local en estribo

Aplicando la ecuación de Artamonov con los datos de la Tabla 3.43, se obtienen los siguientes resultados:

$$S_t = 1,46 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,87 \text{ m}$$

Donde $S_t = 1,46 \text{ m}$ es la profundidad de socavación local medida desde la superficie libre del agua, y $S_0 = 0,87 \text{ m}$ es la profundidad de socavación respecto al fondo original del cauce; considerando factores de seguridad y criterios de diseño conservadores, se asume un valor de $S_0 = 1,00 \text{ m}$ para el diseño del estribo en la margen izquierda aguas arriba.

❷ Estribo margen derecha aguas arriba

Datos de entrada para el cálculo de socavación local según el método de Artamonov en el estribo de margen derecha aguas arriba.

Tabla 3.44: Datos para cálculo de socavación local en estribo margen derecha aguas arriba

Descripción del parámetro	Valor	Unidad
St: Tirante incrementado por socavación	–	m
Ho: Tirante cerca del estribo antes de erosión	0.57	m
Q: Caudal de diseño	6.4	m ³ /s
Q1: Caudal teórico por ubicación del estribo	4.0	m ³ /s
Q1/Q: Relación de caudales	0.8	–
Pq: Coeficiente por relación Q1/Q (Tabla 16)	4.20	–
a: Ángulo entre eje del estribo y corriente	90.00	°
Pa: Coeficiente por ángulo α (Tabla 15)	1.00	–
R: Talud del estribo	2.0	–
PR: Coeficiente por talud (Tabla correspondiente)	0.61	–

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

St = 1.46 m ds = Profundidad de socavación respecto al fondo del cauce.

S0 = 0.87 m

Asumimos: $S_0 = 1,00$ m

3.18 Resultados de socavación local en estribo

Consideraciones de diseño

- El gálibo considerado para diseño según el Manual Puentes del MTC es mínimo de 2.0 m. Según el modelamiento se cuenta con 2.0 m para evento extremo de TR=500 años, cumpliendo con la norma cuando la corriente transporta material sólido y objetos voluminosos. Para el puente Puncupata se aprecia un régimen de flujo mayormente subcrítico en eventos extremos, donde el número de Froude $Fr < 1$, garantizando flujo no turbulento sin generación de resaltos hidráulicos.
- El período de sequía del riachuelo de Puncupata es de Julio a Noviembre, el período de máximas avenidas es de Diciembre a Marzo, y existe un período de transición de Abril a Junio. Se concluye que la construcción de estructuras ubicadas en el cauce del río debe programarse preferentemente entre Julio y Noviembre.
- La luz libre del puente es de $L = 8$ m. Considerando la geometría de los estribos, el estudio hidráulico demuestra que la sección transversal del flujo no genera tirantes críticos, manteniendo un gálibo de 1.7 m para máximas avenidas, cumpliendo con la normativa del

MTC.

- El caudal de diseño del puente Puncupata, validado con huella hídrica, es de $13.4 \text{ m}^3/\text{s}$ para $TR=500$ años y $6.4 \text{ m}^3/\text{s}$ para $TR=140$ años.
- Longitud del puente: 8.00 m
- Altura del cauce del río: 0.45 m en tiempo de estiaje (caudal base)

Conclusiones hidrológicas e hidráulicas

- Para el modelamiento hidrológico se utilizó la estación de Allpachaca según los polígonos de Thiessen.
- El cálculo hidrológico empleó el Método SCS-CN mediante el programa HEC-HMS, determinando el caudal de diseño a partir de hietogramas de diseño y el número de curva de la cuenca en temporada de precipitaciones.
- Se calculó el hietograma por el método de bloques alternos utilizando curvas IDF para diferentes tiempos de retorno.
- A partir del hietograma de diseño se calcularon los caudales máximos para períodos de retorno de 50, 140 y 500 años con el programa HEC-HMS.
- Se consideró un período de retorno de $TR=500$ años, validado con el NAME encontrado en campo mediante huella hídrica. Este período garantiza la vida útil del puente entre 75 y 140 años.
- Para el modelamiento hidráulico de socavación general se empleó el criterio de Lischtván-Levediev, obteniendo una profundidad de socavación mínima de 1.0 m según el MTC, para un período de retorno de $T=140$ años, tanto para socavación general como local.
- El NAME para $TR=500$ años a considerar es 3840.36 m.s.n.m. con un caudal de diseño de $13.4 \text{ m}^3/\text{s}$, calculado mediante el programa HEC-RAS.

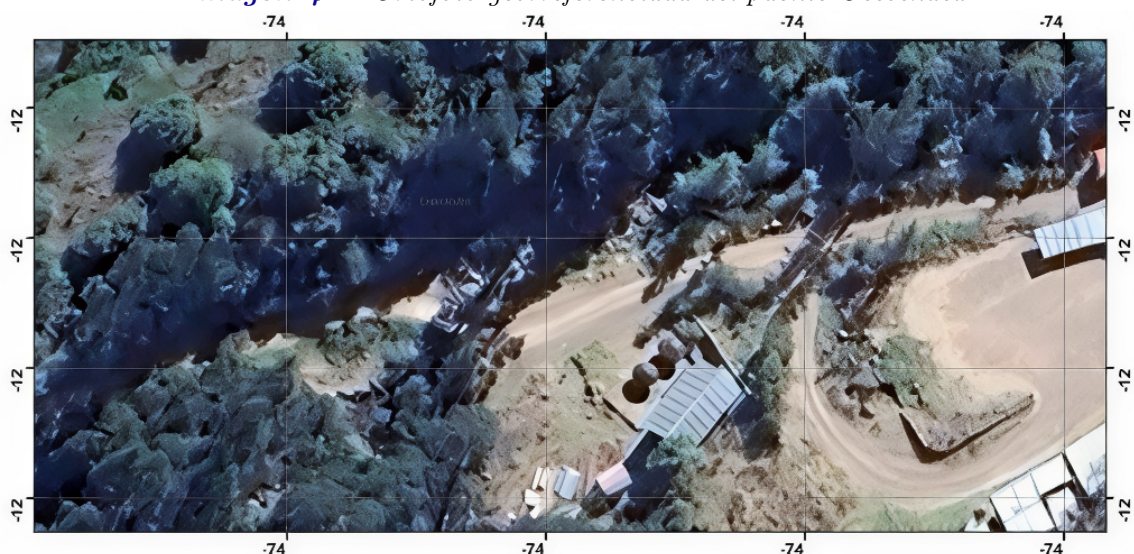
Análisis de Resultados

4.1 Análisis e interpretación de la morfometría de las subcuencas

El presente análisis incluye los parámetros morfométricos y la dinámica del flujo superficial de cinco microcuencas o subcuencas ubicadas en la misma área geográfica. El objetivo principal es establecer correlaciones entre las características morfométricas de estas subcuencas y su comportamiento hidrológico, con la finalidad de comprender mejor los procesos de escorrentía y transporte de sedimentos en la región donde se localiza el puente Puncupata. Este estudio comparativo permite: identificar patrones comunes en la respuesta hidrológica de subcuencas con características similares; establecer relaciones cuantitativas entre parámetros morfométricos y variables de flujo; validar los modelos hidrológicos aplicados mediante comparación con subcuencas adyacentes; y mejorar la predicción de caudales y procesos erosivos en la cuenca de estudio.

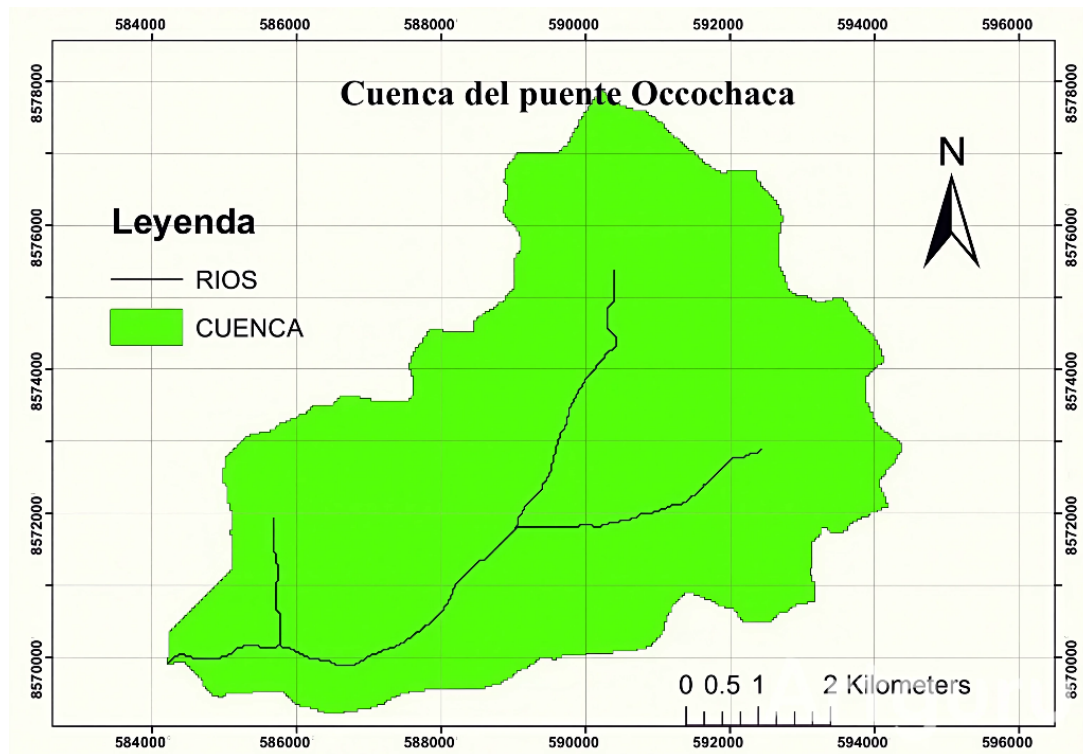
4.1.1. Morfometría y dinámica de flujo superficial para la cuenca Occochaca

Imagen 4.1: Ortofoto georreferenciada del puente Occochaca.



Fuente: Elaboración propia visita a campo

Imagen 4.2: Delimitación de la cuenca del puente Occochaca.



Fuente: Elaboración propia con el Software ArcGIS.

4.1.1.1. Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Occochaca

Según los parámetros analizados, la cuenca del puente Occochaca se clasifica como una cuenca pequeña de alta montaña (48.09 km^2 de área, cerca del límite inferior de cuencas medianas) ubicada en zona andina, con elevación media de 4082.31 m.s.n.m. que confirma su carácter montañoso; hidrológicamente presenta un tiempo de concentración muy corto (0.99 horas), indicando pendientes pronunciadas y respuesta rápida a precipitaciones, con flujos hídricos significativos (flujo medio de 7992.83 m y máximo de 12924.88 m) y un balance de agua de 8.58 , mientras que el valor de orografía (3465.27) refuerza la presencia de relieve accidentado, aunque existe aparente inconsistencia en la elevación máxima registrada (1908 m , que probablemente corresponda a la elevación mínima o sea un error de dato, ya que resulta inferior a la elevación media), características típicas de una cuenca de cabecera en regiones montañosas con alta capacidad de generación de escorrentía concentrada en períodos cortos.

Tabla 4.1: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca del Puente Occochaca

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	584223.09
Salida en Y	8569921.37
Características geométricas	
Perímetro (km)	41.29
Área (km ²)	48.09
Centroide X	589621.31
Centroide Y	8572879.58
Características topográficas	
Elevación media (m.s.n.m)	4082.31
Elevación máxima (m.s.n.m)	1908
Parámetros hidrológicos	
Flujo medio (m)	7992.83
Flujo máximo (m)	12924.88
Tiempo de concentración (hrs)	0.99
Otros parámetros	
Orografía	3465.27
Balance de agua	8.58

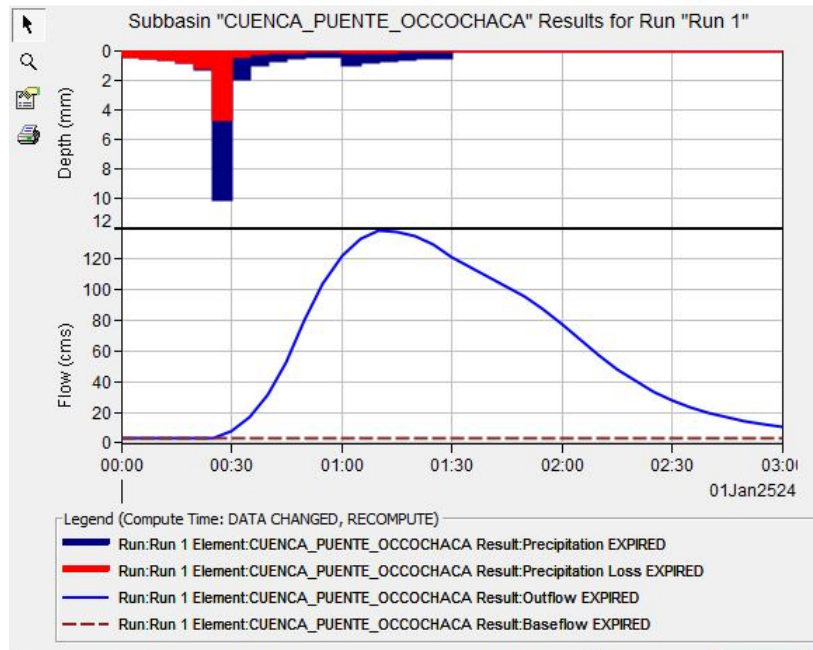
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.2. Hidrograma generado para el caudal pico

El hidrograma resultante típicamente muestra un ascenso brusco en la curva de caudal tras el inicio de la precipitación, reflejando el corto tiempo de concentración (0.99 horas) y pendientes pronunciadas de la cuenca, con un pico pronunciado que indica una respuesta hidrológica rápida característica de cuencas de montaña pequeñas y alargadas, donde la escorrentía superficial domina sobre la infiltración; luego, el descenso de la curva es inicialmente rápido por la rápida evacuación del flujo por los canales principales, seguido de una cola más suave correspondiente al

flujo base aportado por el drenaje subsuperficial, lo que sugiere que, pese a la predominancia de la respuesta superficial, existe un componente de flujo subterráneo que mantiene caudales bajos después del evento lluvioso, corroborado además por la diferencia entre el flujo máximo y el flujo medio registrada en los parámetros morfométricos.

Imagen 4.3: Hietograma de diseño para la cuenca Occochaca.



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-RAS

Tabla 4.2: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Occochaca

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2524	00:00	—	—	—	—	3.5	3.5
01ene.2524	00:05	0.43	0.43	0	0	3.5	3.5
01ene.2524	00:10	0.51	0.51	0	0	3.5	3.5
01ene.2524	00:15	0.62	0.62	0	0	3.5	3.5
01ene.2524	00:20	0.82	0.82	0	0	3.5	3.5
01ene.2524	00:25	1.28	1.16	0.12	0.1	3.5	3.6
01ene.2524	00:30	10.12	4.68	5.44	4	3.5	7.5
01ene.2524	00:35	1.92	0.46	1.45	13.5	3.5	17
01ene.2524	00:40	0.99	0.21	0.78	28	3.5	31.5
01ene.2524	00:45	0.71	0.14	0.56	49.5	3.5	53
01ene.2524	00:50	0.56	0.11	0.45	76.6	3.5	80.1
01ene.2524	00:55	0.47	0.09	0.38	100.8	3.5	104.3
01ene.2524	01:00	0.41	0.07	0.33	118.7	3.5	122.2
01ene.2524	01:05	0.96	0.16	0.79	129.2	3.5	132.7

Continúa en la siguiente página

Tabla 4.2: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno $TR = 500$ años - Occochaca (continuación)

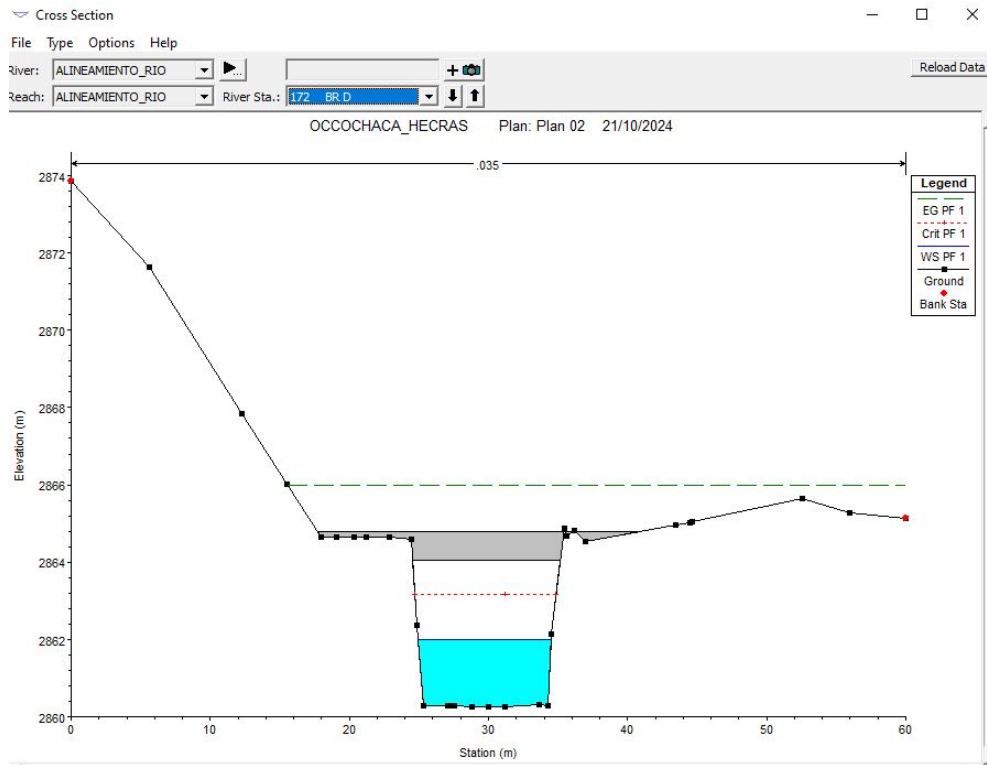
Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m^3/s)
01ene.2524	01:10	0.8	0.13	0.67	134.7	3.5	139
01ene.2524	01:15	0.69	0.11	0.59	134.3	3.5	137.8
01ene.2524	01:20	0.62	0.09	0.52	131.8	3.5	135.3
01ene.2524	01:25	0.56	0.08	0.48	126.2	3.5	129.7
01ene.2524	01:30	0.51	0.07	0.44	117.8	3.5	121.3
01ene.2524	01:35	0	0	0	111.1	3.5	114.6
01ene.2524	01:40	0	0	0	105.1	3.5	108.6
01ene.2524	01:45	0	0	0	98.9	3.5	102.4
01ene.2524	01:50	0	0	0	92	3.5	95.5
01ene.2524	01:55	0	0	0	83.6	3.5	87.1
01ene.2524	02:00	0	0	0	73.8	3.5	77.3
01ene.2524	02:05	0	0	0	63.7	3.5	67.2
01ene.2524	02:10	0	0	0	54	3.5	57.5
01ene.2524	02:15	0	0	0	44.9	3.5	48.4
01ene.2524	02:20	0	0	0	36.8	3.5	40.3
01ene.2524	02:25	0	0	0	29.8	3.5	33.3
01ene.2524	02:30	0	0	0	24.1	3.5	27.6
01ene.2524	02:35	0	0	0	19.6	3.5	23.1
01ene.2524	02:40	0	0	0	15.9	3.5	19.4
01ene.2524	02:45	0	0	0	13	3.5	16.5
01ene.2524	02:50	0	0	0	10.6	3.5	14.1
01ene.2524	02:55	0	0	0	8.6	3.5	12.1
01ene.2524	03:00	0	0	0	7	3.5	10.5

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Morfometría y dinámica de flujo superficial para la cuenca Pillpichaca

El procedimiento consistió en determinar los parámetros morfométricos de la cuenca, generar el hidrograma de diseño mediante el software HEC-HMS, y modelar la altura del puente utilizando el programa HEC-RAS, para así obtener los parámetros hidrológicos e hidráulicos requeridos en el estudio.

Imagen 4.4: Modelamiento hidráulico del puente Occochaca - Sección Transversal del puente.



Fuente:

Elaboración propia con el Software HEC-RAS

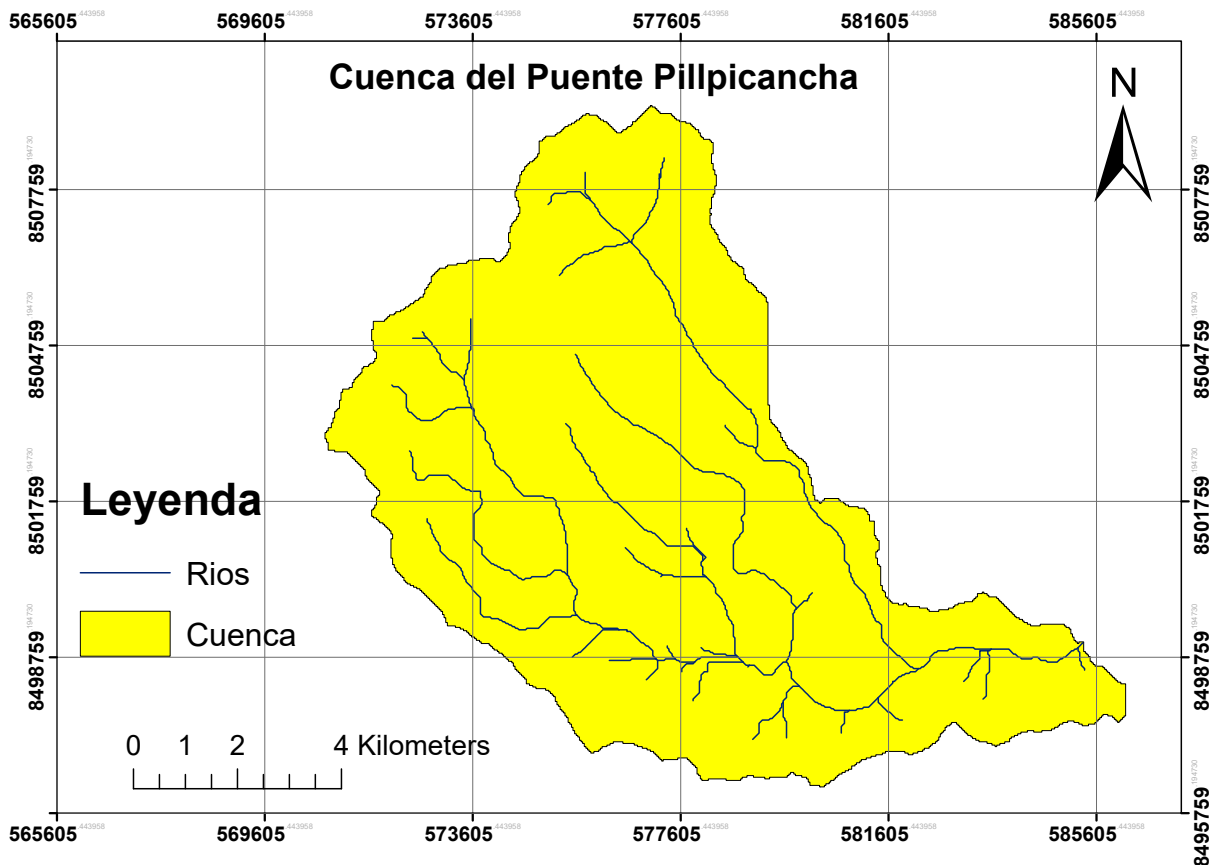
Imagen 4.5: Ortofoto georeferenciado del puente Pillpicancha.



Fuente:

Elaboración propia visita a campo

Imagen 4.6: Delimitación de la cuenca Pillpichaca.



Fuente: Elaboración propia con el Software ArcGIS

4.1.2.1. Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Pillpichaca

La cuenca del Puente Pillpichaca, con un área de 95.5 km² y perímetro de 63.0 km, presenta características morfométricas que definen su comportamiento hidrológico. La elevación media de 3846.4 m.s.n.m. la clasifica como una cuenca de montaña andina, mientras que el tiempo de concentración de 2.3 horas indica una respuesta moderadamente rápida a eventos de precipitación. Los valores de flujo medio (12066.2 m) y flujo máximo (21566.2 m) reflejan una capacidad de transporte hídrico significativa, factores determinantes para el diseño de estructuras de drenaje y protección contra inundaciones. Estos parámetros constituyen la base fundamental para el cálculo de caudales de diseño, la evaluación de capacidad hidráulica del puente existente y la implementación de medidas de control de erosión y socavación en el cauce.

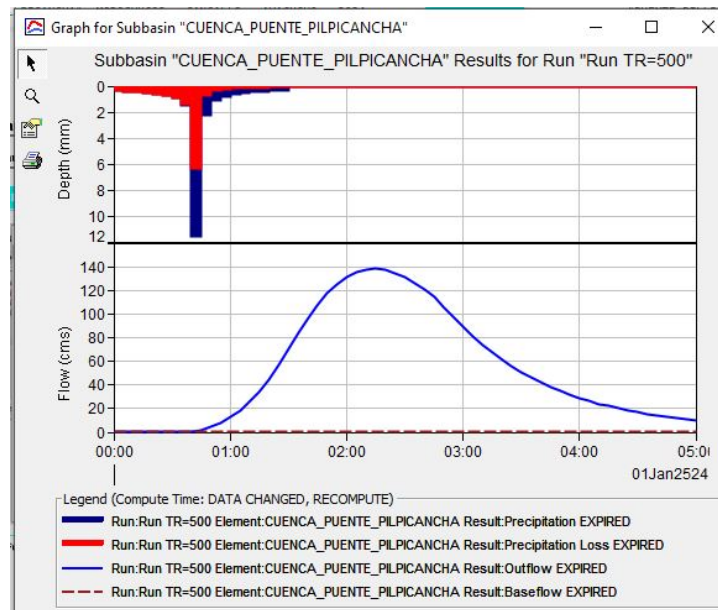
Tabla 4.3: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca del Puente Pillpichaca

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	585347.2
Salida en Y	8499038.5
Características geométricas	
Perímetro (km)	63.0
Área (km ²)	95.5
Centroide X	577261.7
Centroide Y	8501873.6
Características topográficas	
Elevación media (m.s.n.m)	3846.4
Elevación máxima (m.s.n.m)	1031
Parámetros hidrológicos	
Flujo medio (m)	12066.2
Flujo máximo (m)	21566.2
Tiempo de concentración (hrs)	2.3
Otros parámetros	
Orografía	1548.8
Balance de agua	6.6

Fuente: *Elaboración propia.*

4.1.2.2. Hidrograma generado para el caudal pico

Imagen 4.7: Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico de la cuenca Pillpichaca.



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

Tabla 4.4: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Pillpichaca

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2524	00:00	—	—	—	—	0.9	0.9
01ene.2524	00:05	0.35	0.35	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:10	0.39	0.39	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:15	0.44	0.44	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:20	0.5	0.5	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:25	0.58	0.58	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:30	0.71	0.71	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:35	0.94	0.94	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:40	1.47	1.47	0	0	0.9	0.9
01ene.2524	00:45	11.58	8.34	3.24	0.6	0.9	1.5
01ene.2524	00:50	2.19	1.06	1.13	2	0.9	2.9
01ene.2524	00:55	1.14	0.51	0.63	4.4	0.9	5.3
01ene.2524	01:00	0.81	0.34	0.46	7.6	0.9	8.5
01ene.2524	01:05	0.64	0.26	0.38	11.4	0.9	12.3
01ene.2524	01:10	0.54	0.21	0.32	16	0.9	16.9
01ene.2524	01:15	0.46	0.18	0.28	21.7	0.9	22.6
01ene.2524	01:20	0.41	0.16	0.25	28.6	0.9	29.5

Continúa en la siguiente página

Tabla 4.4: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Pillpican-cha(continuación)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2524	01:25	0.37	0.14	0.23	36.7	0.9	37.6
01ene.2524	01:30	0.34	0.13	0.21	45.9	0.9	46.8
01ene.2524	01:35	0	0	0	55.1	0.9	56
01ene.2524	01:40	0	0	0	63.9	0.9	64.8
01ene.2524	01:45	0	0	0	71.9	0.9	72.8
01ene.2524	01:50	0	0	0	78.9	0.9	79.8
01ene.2524	01:55	0	0	0	84.8	0.9	85.7
01ene.2524	02:00	0	0	0	89.2	0.9	125.3
01ene.2524	02:05	0	0	0	92.4	0.9	135.1
01ene.2524	02:10	0	0	0	94.7	0.9	137.9
01ene.2524	02:15	0	0	0	95.8	0.9	139
01ene.2524	02:20	0	0	0	95.3	0.9	137.6
01ene.2524	02:25	0	0	0	93.7	0.9	134.7
01ene.2524	02:30	0	0	0	91.3	0.9	131
01ene.2524	02:35	0	0	0	88.3	0.9	126
01ene.2524	02:40	0	0	0	84.7	0.9	120
01ene.2524	02:45	0	0	0	80.3	0.9	114
01ene.2524	02:50	0	0	0	75.1	0.9	76
01ene.2524	02:55	0	0	0	69.3	0.9	70.2
01ene.2524	03:00	0	0	0	63.3	0.9	64.2
01ene.2524	03:05	0	0	0	57.7	0.9	58.6
01ene.2524	03:10	0	0	0	52.6	0.9	53.5
01ene.2524	03:15	0	0	0	48	0.9	48.9
01ene.2524	03:20	0	0	0	43.6	0.9	44.5
01ene.2524	03:25	0	0	0	39.6	0.9	40.5
01ene.2524	03:30	0	0	0	35.8	0.9	36.7
01ene.2524	03:35	0	0	0	32.5	0.9	33.4
01ene.2524	03:40	0	0	0	29.5	0.9	30.4
01ene.2524	03:45	0	0	0	26.9	0.9	27.8
01ene.2524	03:50	0	0	0	24.5	0.9	25.4
01ene.2524	03:55	0	0	0	22.3	0.9	23.2
01ene.2524	04:00	0	0	0	20.2	0.9	21.1
01ene.2524	04:05	0	0	0	18.3	0.9	19.2
01ene.2524	04:10	0	0	0	16.6	0.9	17.5
01ene.2524	04:15	0	0	0	15.1	0.9	16
01ene.2524	04:20	0	0	0	13.8	0.9	14.7

Continúa en la siguiente página

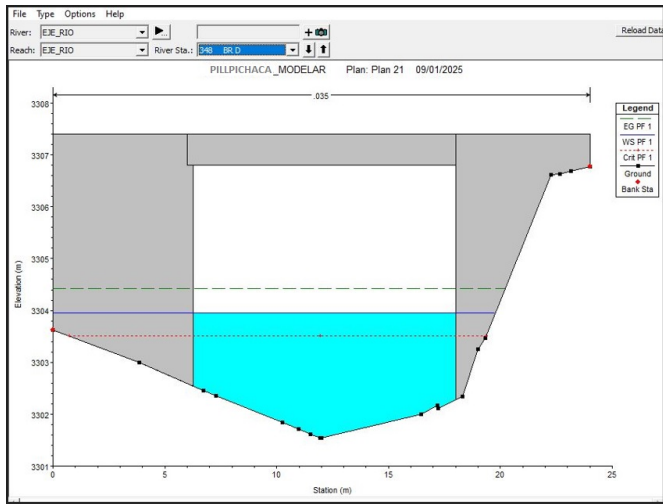
Tabla 4.4: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Pillpichaca(continuación)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2524	04:25	0	0	0	12.6	0.9	13.5
01ene.2524	04:30	0	0	0	11.4	0.9	12.3
01ene.2524	04:35	0	0	0	10.4	0.9	11.3
01ene.2524	04:40	0	0	0	9.4	0.9	10.3
01ene.2524	04:45	0	0	0	8.5	0.9	9.4
01ene.2524	04:50	0	0	0	7.7	0.9	8.6
01ene.2524	04:55	0	0	0	7	0.9	7.9
01ene.2524	05:00	0	0	0	6.4	0.9	7.3

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 4.8 se presenta la sección transversal obtenido mediante el modelo HEC-RAS para el puente Pillpichaca. Se muestra la topografía del cauce, la superficie del agua para el caudal de diseño, y la línea de energía a lo largo de una sección transversal de 25 metros. Se observa que la superficie de agua se mantiene estable y paralela al terreno, con una diferencia de altura constante, lo que indica un régimen de flujo subcrítico y uniforme en este sector. La línea de energía se sitúa por encima de la superficie libre, reflejando las pérdidas por fricción y la energía disponible en el flujo. Entre las estaciones 5 m y 15 m se identifica una leve depresión en el terreno, posiblemente asociada a una zona de mayor profundidad o a una configuración geomorfológica local. La ausencia de discontinuidades en la superficie del agua confirma que no se presentan resaltos hidráulicos ni cambios abruptos en el régimen de flujo en el tramo analizado, validando la estabilidad hidráulica del cauce bajo las condiciones de diseño simuladas.

Imagen 4.8: Sección transversal del puente Pillpichaca aguas arriba.

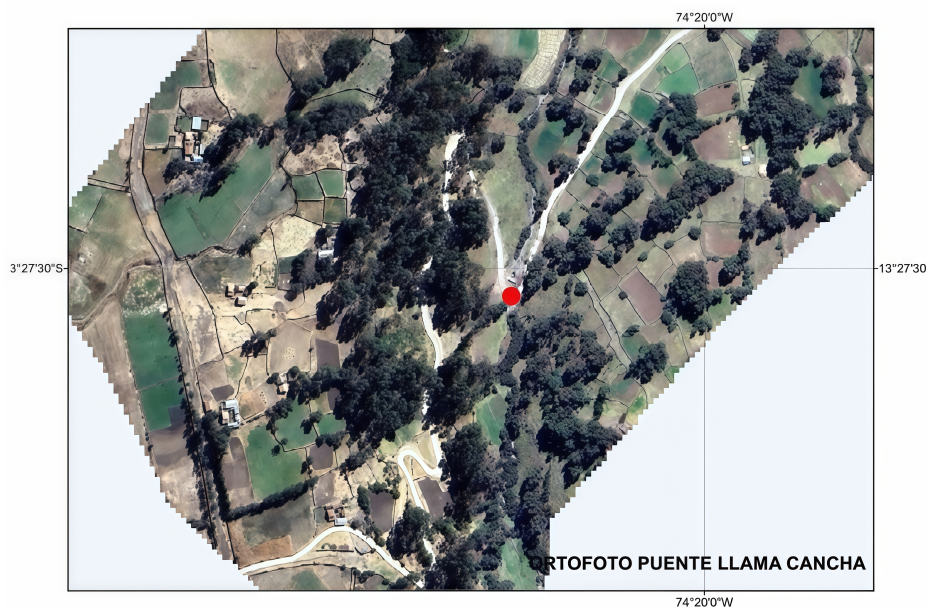


Fuente: Elaboración propia en Software HEC-RAS

4.1.3. Morfometría y dinámica del flujo superficial para la cuenca Llama Cancha Huayco

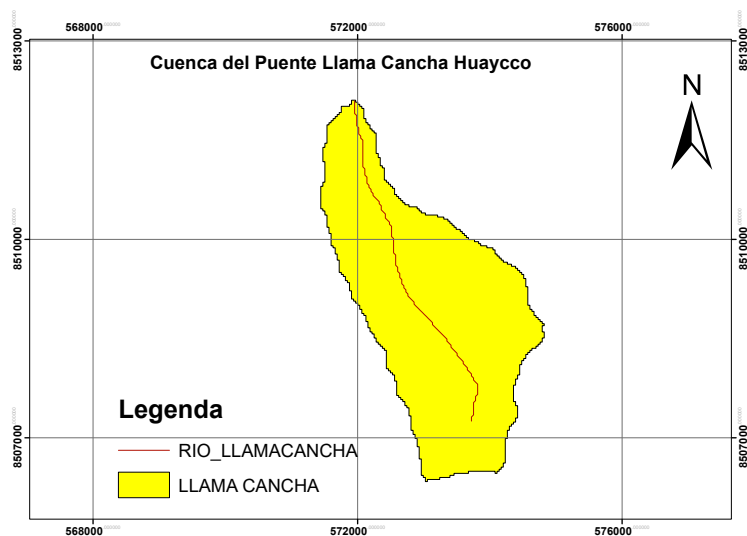
Para la cuenca del puente Llama Cancha Huaycco, se realizó el cálculo de la morfometría. Para la dinámica de flujo superficial, se calculó el hidrograma de diseño utilizando el programa HEC-HMS, y para los parámetros hidráulicos se empleó el programa HEC-RAS para el modelado del puente, como se aprecia en la imagen inferior. Además, se incluyen las ortofotos en 90° de los puentes respectivos, los cuales serán modelados de acuerdo con el estudio hidrológico e hidráulico.

Imagen 4.9: Ortofoto georeferenciado del puente Llama Cancha Huayco.



Fuente: Elaboración propia en Software HEC-RAS

Imagen 4.10: Delimitación de la cuenca Llama Cancha Huayco.



Fuente: Elaboración propia con el Software ArcGIS.

4.1.3.1. Parámetros morfométricos de la cuenca del puente LLama Cancha Huaycco

Tabla 4.5: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca del Puente

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	571955.17
Salida en Y	8512089.48
Características geométricas	
Perímetro (km)	18.6
Área (km ²)	9.5
Centroide X	573081.95
Centroide Y	8508980.60
Características topográficas	
Elevación media (m.s.n.m)	4100.71
Elevación máxima (m.s.n.m)	513
Parámetros hidrológicos	
Flujo medio (m)	3927.09
Flujo máximo (m)	6886.25
Tiempo de concentración (hrs)	0.79
Otros parámetros	
Orografía	17741.35
Balance de agua	19.62

Fuente: *Elaboración propia*

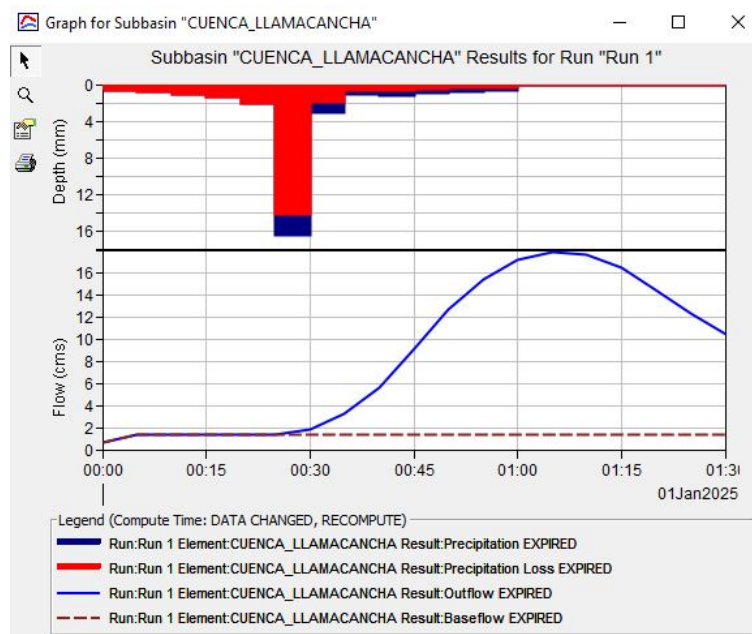
La cuenca del Puente Llama Cancha Huaycco presenta características morfométricas distintivas que reflejan su naturaleza montañosa andina. Con un área de drenaje de 9.5 km² y un perímetro de 18.6 km, se trata de una cuenca pequeña y relativamente compacta, clasificable como micro-cuenca. Su forma, inferida de la relación perímetro-área, sugiere una configuración alargada que influye en la distribución temporal de la esorrentía.

La elevación media de 4100.71 m.s.n.m. la sitúa en la zona altoandina, donde predominan condiciones climáticas frías y precipitaciones sólidas (nieve/granizo) durante parte del año.

El tiempo de concentración de 0.79 horas (aproximadamente 47 minutos) indica una respuesta hidrológica muy rápida ante eventos de precipitación. Esta característica es típica de cuencas pequeñas y escarpadas, donde la escorrentía alcanza rápidamente el punto de salida, aumentando el riesgo de crecidas súbitas y fenómenos torrenciales.

4.1.3.2. Hidrograma generado del caudal pico para la cuenca Llama Cancha Huayco

Imagen 4.11: Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico de la cuenca Llama Cancha.



Fuente: Elaboración propia en Software HEC-HMS

Tabla 4.6: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Llama Cancha

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m³/s)
01ene.2525	00:00	—	—	—	—	0.1	0.1
01ene.2525	00:10	1.36	1.36	0	0	0.7	0.7
01ene.2525	00:20	2.09	2.09	0	0	1.3	1.3
01ene.2525	00:30	16.48	15.01	1.47	0.8	1.3	1.3
01ene.2525	00:40	4.2	2.81	1.39	3.6	1.3	1.3
01ene.2525	00:50	1.83	1.11	0.71	6.7	1.3	1.3

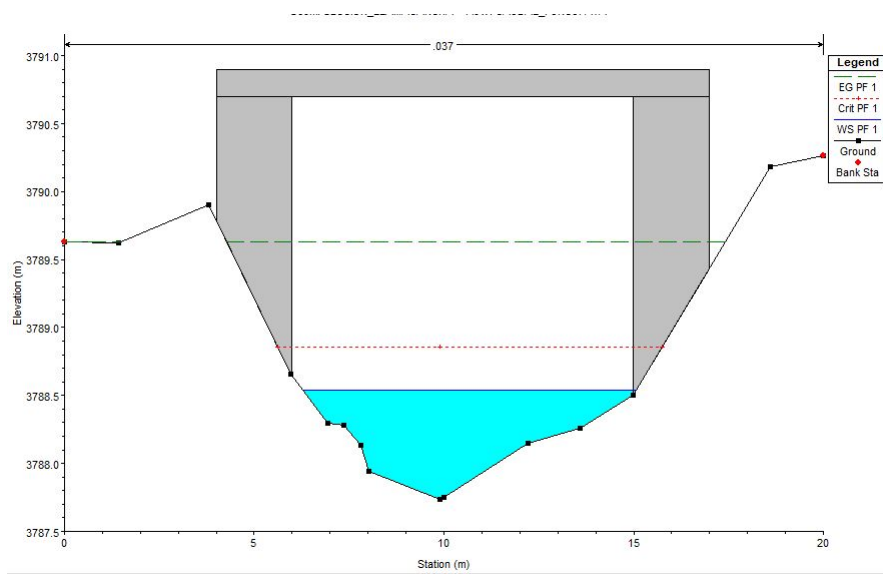
Continúa en la siguiente página

Tabla 4.6: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Llama Cancha (continuación)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2525	01:00	1.26	0.73	0.53	8.1	1.3	1.3
01ene.2525	01:10	0	0	0	7.4	1.3	1.8
01ene.2525	01:20	0	0	0	5.5	1.3	3.2
01ene.2525	01:30	0	0	0	3.5	1.3	5.5
01ene.2525	01:40	0	0	0	2	1.3	9.1
01ene.2525	01:50	0	0	0	1.2	1.3	12.7
01ene.2525	02:00	0	0	0	0.7	1.3	15.4
01ene.2525	02:10	0	0	0	0.4	1.3	17.2
01ene.2525	02:20	0	0	0	0.2	1.3	17.8
01ene.2525	02:30	0	0	0	0.1	0.1	17.6
01ene.2525	02:40	0	0	0	0.1	0.1	16.4
01ene.2525	02:50	0	0	0	0	0.1	14.4
01ene.2525	03:00	0	0	0	0	0.1	12.3

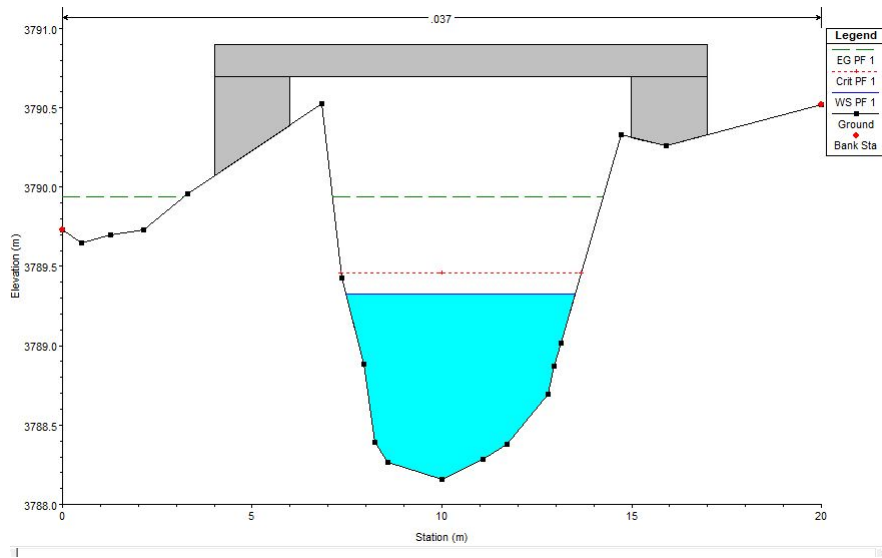
Fuente: Elaboración propia

Imagen 4.12: Vista sección transversal del puente Llama Cancha Huayco aguas arriba.



Fuente: Elaboración propia en Software HEC-RAS

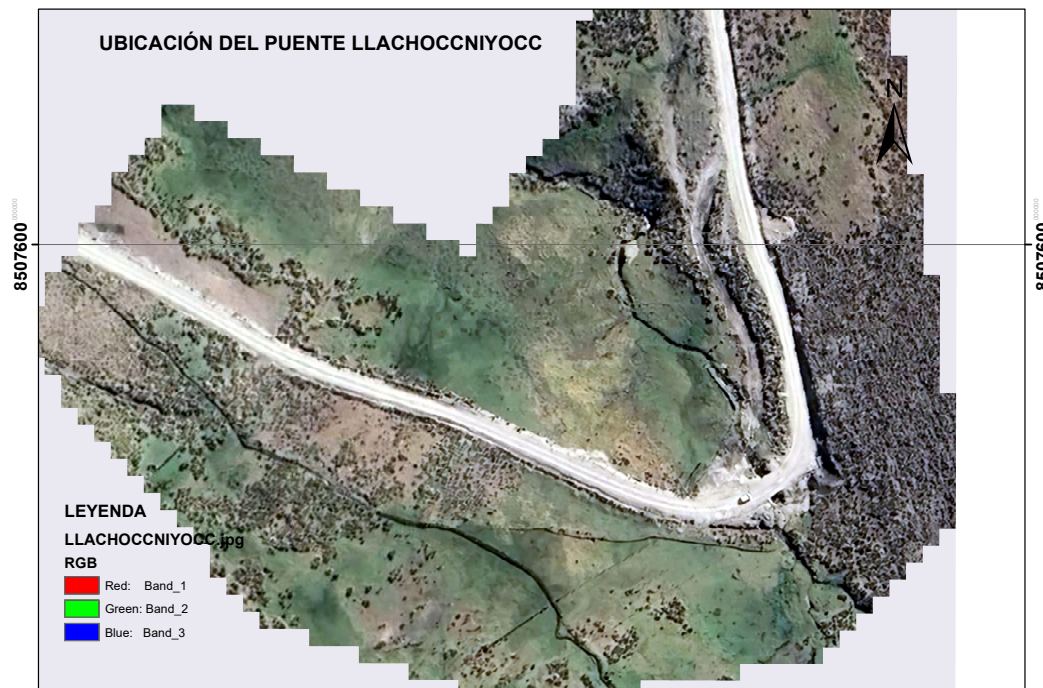
Imagen 4.13: Vista perfil longitudinal del puente Llama Cancha Huayco aguas abajo.



Fuente: Elaboración propia en Software HEC-RAS

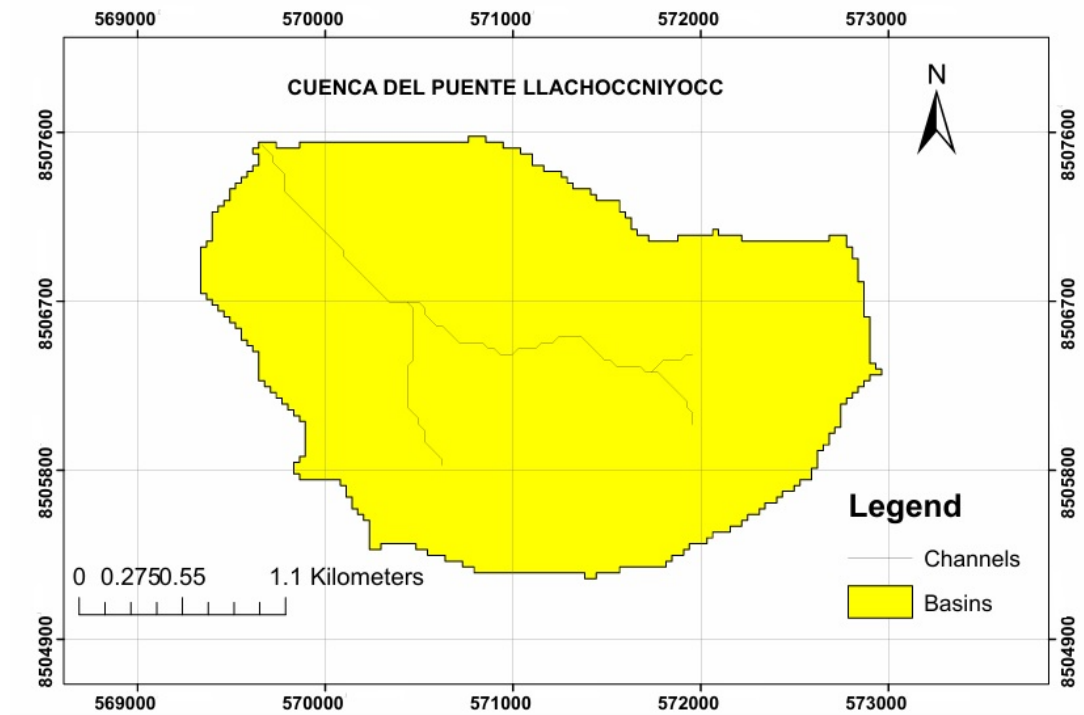
4.1.4. Morfometría y dinámica de flujo superficial para cuenca LLa-chocniyocc

Imagen 4.14: Ortofoto georeferenciado del puente Llachocniyocc.



Fuente: Elaboración propia visita a campo

Imagen 4.15: Delimitación de la cuenca Llachocniyocc.



Fuente: Elaboración propia en Software ArcGIS

4.1.4.1. Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Llachocniyocc

Tabla 4.7: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca Llachocnoyocc

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	569661.17
Salida en Y	8507532.48
Características geométricas	
Perímetro (km)	12.5
Área (km ²)	5.9
Centroide X	571090.70
Centroide Y	8506422.94
Características topográficas	
Elevación media (m.s.n.m)	4199.35

Continúa en la siguiente página

Tabla 4.7: Características Físicas y Parámetros Morfométricos de la Cuenca Llachocniyocc (continuación)

Parámetro	Valor
Elevación máxima (m.s.n.m)	2380
Parámetros hidrológicos	
Flujo medio (m)	2350.05
Flujo máximo (m)	4100.27
Tiempo de concentración (hrs)	0.58
Otros parámetros	
Orografía	29597.18
Balance de agua	20.91

Fuente: Elaboración propia

La cuenca del Puente Llachocniyocc presenta una configuración de microcuenca extremadamente pequeña (5.9 km²) con características morfométricas que revelan un comportamiento hidrológico particularmente dinámico y rápido.

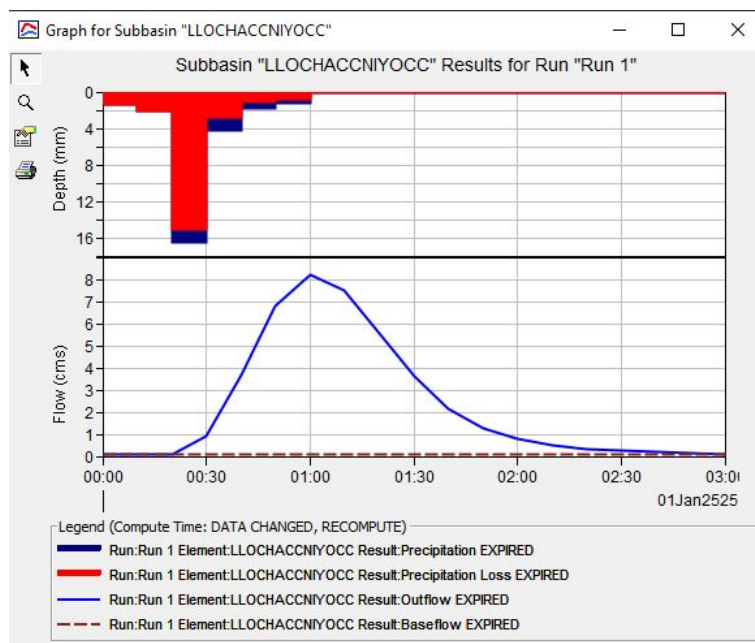
La cuenca del Puente Llachocniyocc, con un área de 5.9 km² y elevación media de 4199.35 m.s.n.m., presenta una geometría compacta (perímetro 12.5 km) y un relieve fuertemente accidentado (orografía 29597.18) característico de ambientes altoandinos. Su tiempo de concentración de 0.58 horas genera una respuesta hidrológica extremadamente rápida, favoreciendo escorrentías concentradas de alta energía que incrementan significativamente los procesos erosivos y el transporte de sedimentos. Los valores de flujo (medio: 2350.05 m, máximo: 4100.27 m) y un balance hídrico de 20.91 reflejan una eficiente conversión precipitación-escorrentía, mientras que la elevada pendiente del terreno acelera la concentración de caudales, aumentando el riesgo de crecidas súbitas y fenómenos torrenciales que requieren diseños ingenieriles conservadores y medidas específicas de control de erosión.

4.1.4.2. Hidrograma generado para el caudal pico

Esta concentración temporal incrementa significativamente las velocidades de flujo, acelerando los procesos de socavación alrededor de pilas y estribos, mientras que la llegada masiva y simultánea de sedimentos desde toda la cuenca eleva el riesgo de obstrucción de luces y abrasión en elementos

estructurales.

Imagen 4.16: [Hietograma de diseño para modelamiento Hidrológico de la cuenca Llachocni-yocc.



Fuente: Elaboración propia en Software HEC-HMS

Tabla 4.8: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno $TR = 500$ años - Llachocni-yocc

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2525	00:00	—	—	—	—	0.1	0.1
01ene.2525	00:10	1.36	1.36	0	0	0.1	0.1
01ene.2525	00:20	2.09	2.09	0	0	0.1	0.1
01ene.2525	00:30	16.48	15.01	1.47	0.8	0.1	0.9
01ene.2525	00:40	4.2	2.81	1.39	3.6	0.1	3.7
01ene.2525	00:50	1.83	1.11	0.71	6.7	0.1	6.8
01ene.2525	01:00	1.26	0.73	0.53	8.1	0.1	8.2
01ene.2525	01:10	0	0	0	7.4	0.1	7.5
01ene.2525	01:20	0	0	0	5.5	0.1	5.6
01ene.2525	01:30	0	0	0	3.5	0.1	3.6
01ene.2525	01:40	0	0	0	2	0.1	2.1
01ene.2525	01:50	0	0	0	1.2	0.1	1.3
01ene.2525	02:00	0	0	0	0.7	0.1	0.8
01ene.2525	02:10	0	0	0	0.4	0.1	0.5
01ene.2525	02:20	0	0	0	0.2	0.1	0.3
01ene.2525	02:30	0	0	0	0.1	0.1	0.2

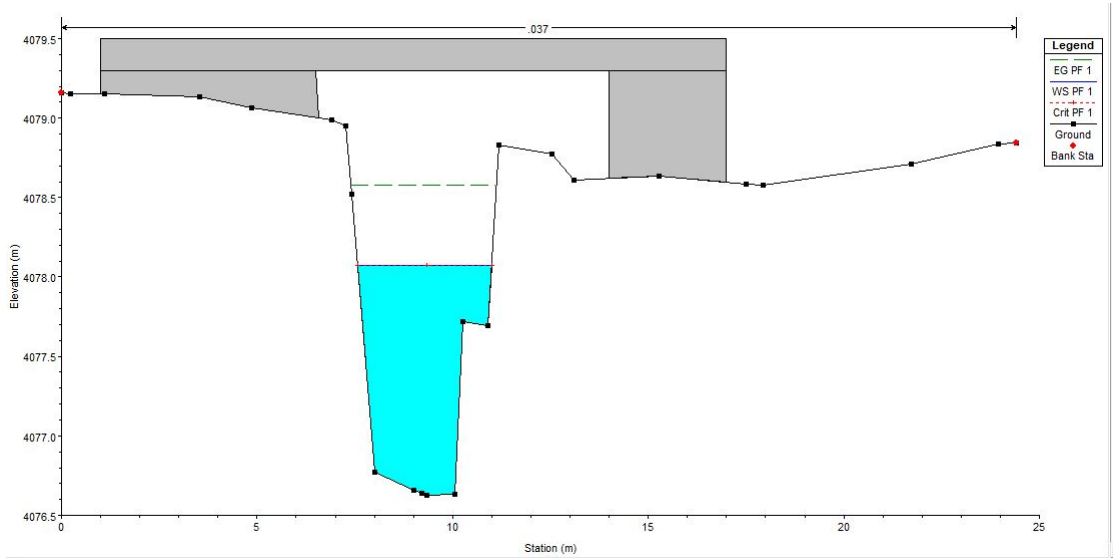
Continúa en la siguiente página

Tabla 4.8: Obtención de caudal de diseño para tiempo de retorno TR = 500 años - Llachocniyocc (continuación)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m³/s)
01ene.2525	02:40	0	0	0	0.1	0.1	0.2
01ene.2525	02:50	0	0	0	0	0.1	0.1
01ene.2525	03:00	0	0	0	0	0.1	0.1

Fuente: Elaboración propia

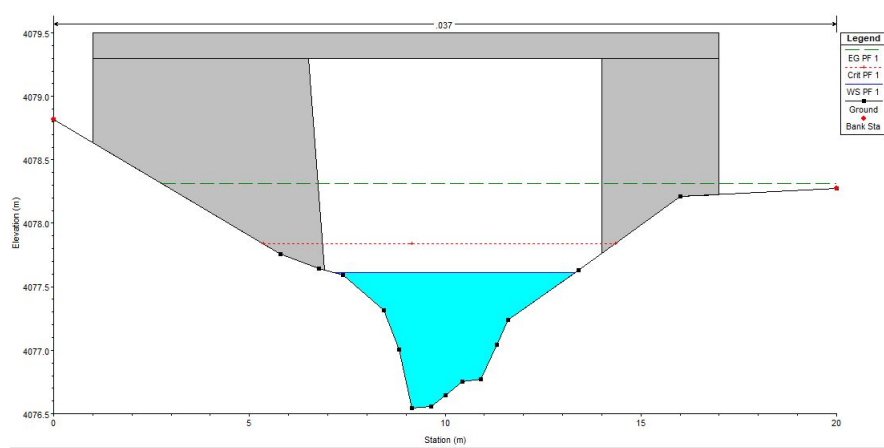
Imagen 4.17: Vista sección transversal del puente Llachocniyocc aguas abajo.



Fuente: Elaboración propia en Software HEC-RAS

La tabla de parámetros morfométricos explica las características observadas en las gráficas del cauce: la elevación media de 4199.35 m.s.n.m. corresponde a un ambiente altoandino donde las pendientes pronunciadas (orografía 29597.18) generan cauces de alta energía como el mostrado en las gráficas 4.17 y 4.18 de perfiles (pendiente aproximadamente a 8 %). El tiempo de concentración ultrarápido de 0.58 horas se manifiesta en el perfil del cauce con forma cóncava y pendiente abrupta que acelera la escorrentía, mientras que el balance hídrico elevado de 20.91 indica una eficiente conversión de precipitación en escurrimiento que, combinada con la pendiente, produce los flujos supercríticos y alto poder erosivo evidenciado en las variaciones bruscas de elevación y las estructuras de control necesarias para manejar la energía hidráulica concentrada en el punto de descarga del puente.

Imagen 4.18: Vista perfil longitudinal del puente Llachocniyocc aguas arriba.



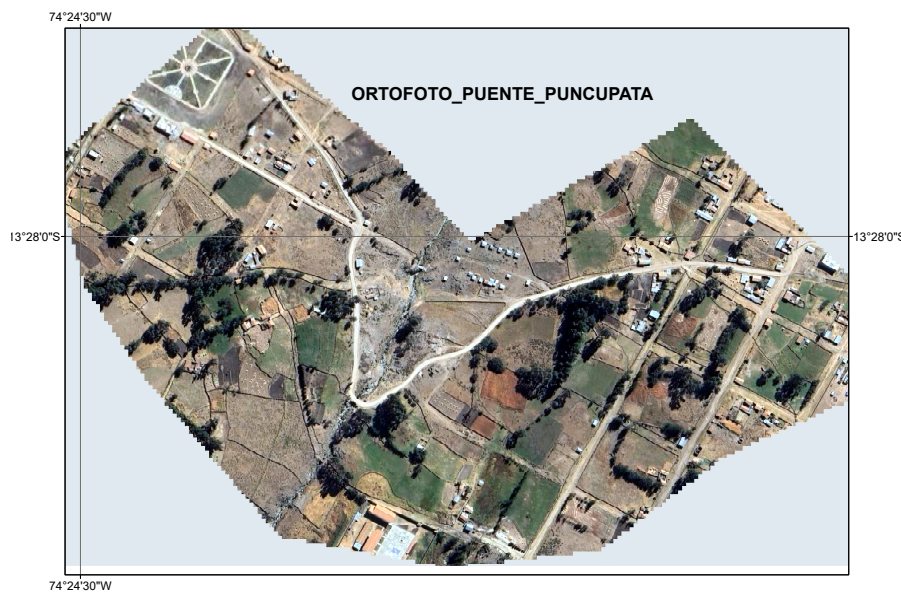
Fuente: Elaboración propia en Software HEC-RAS

4.1.5. Morfometría y dinámica de flujo superficial para la cuenca Puncupata

Para caracterizar la cuenca del puente Puncupata, se calculan los parámetros morfométricos mediante herramientas SIG. La dinámica del flujo superficial se modela con el programa HEC-HMS para obtener el hidrograma de diseño. Finalmente, los parámetros hidráulicos se determinan mediante simulación con el programa HEC-RAS.

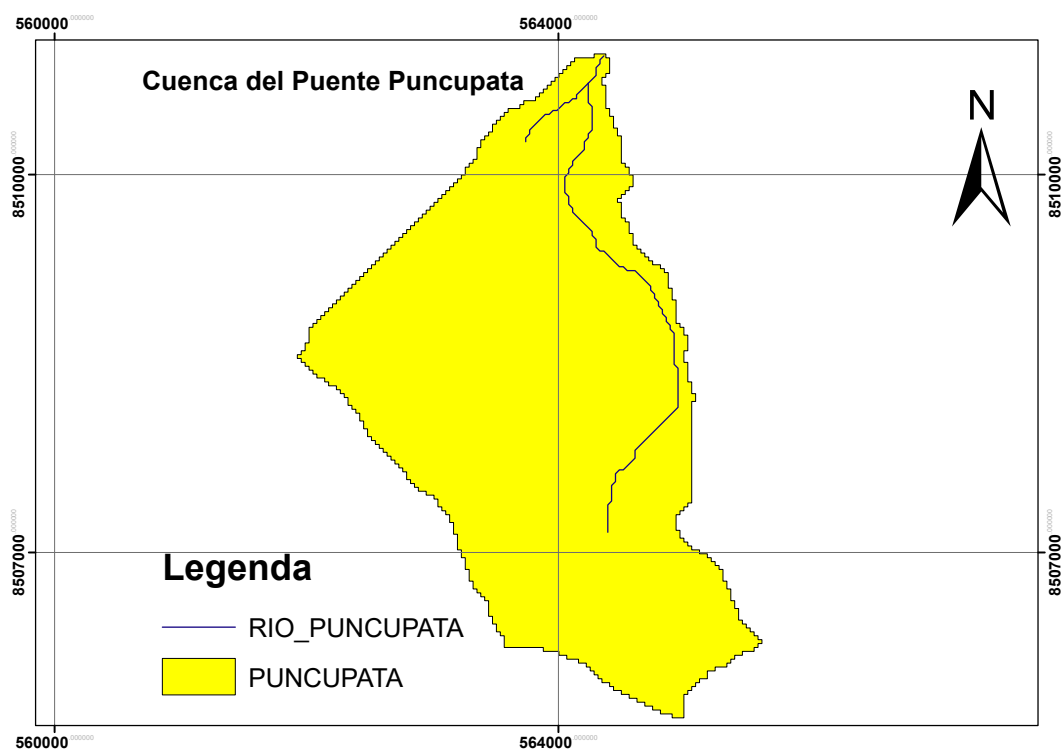
4.1.5.1. Parámetros morfométricos de la cuenca del puente Puncupata

Imagen 4.19: Ortofoto georeferenciado del puente Puncupata.



Fuente: Elaboración propia visita a campo.

Imagen 4.20: Delimitación de la cuenca del puente Puncupata.



Fuente: Elaboración propia con el Software ArcGIS.

Tabla 4.9: Características morfométricos de la Cuenca Puncupata

Parámetro	Valor
Coordenadas de salida	
Salida en X	564360.17
Salida en Y	8510942.48
Características geométricas	
Perímetro (km)	14.85
Área (km ²)	10.23
Centroide X	563896.17
Centroide Y	8508215.13
Características topográficas	
Elevación máxima (m.s.n.m)	4,460.00

Continúa en la siguiente página

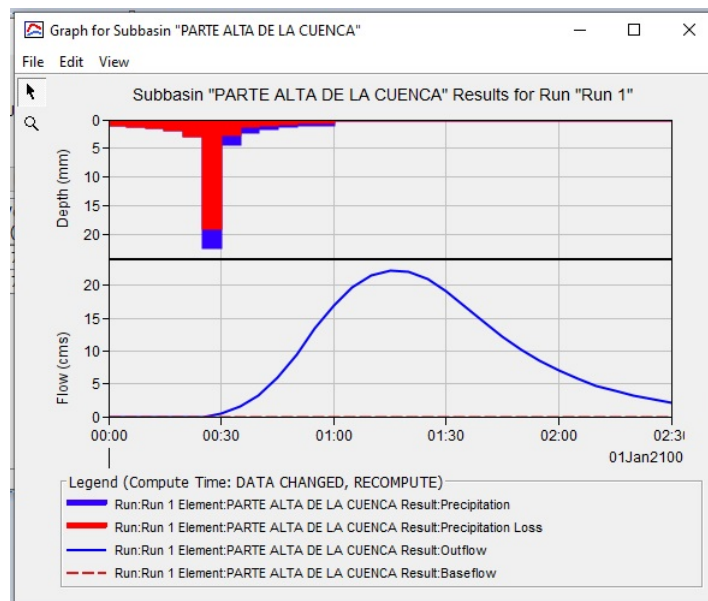
Tabla 4.9: Características morfométricos de la Cuenca Puncupata (continuación)

Parámetro	Valor
Elevación media (m.s.n.m)	4,160.00
Elevación mínima (m.s.n.m)	3,860.00
Parámetros hidrológicos	
Flujo medio (m)	3519.01
Flujo máximo (m)	6426.57
Tiempo de concentración (min)	37.20
Otros parámetros	
Coef. Gravelius	1.31
Factor de forma	0.35
Densidad de drenaje (km/km ²)	1.05
Pend. media del cauce princ. (%)	13.02

Fuente: *Elaboración propia*

4.1.5.2. Hidrograma generado para el caudal pico de la cuenca Puncupata

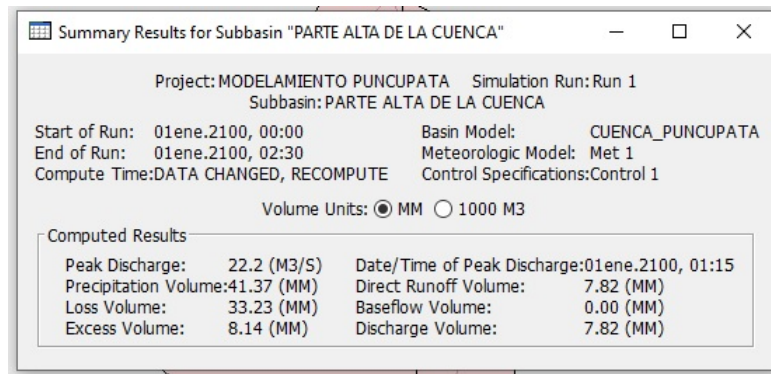
Imagen 4.21: Hietograma generado para el modelamiento Hidrológico con HEC-HMS.



Fuente: *Elaboración propia con el Software HEC-HMS*

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la simulación hidrológica de la subcuenca denominada “Parte Alta de la Cuenca”, desarrollada en el software HEC-HMS para un evento de precipitación simulado.

Imagen 4.22: Hietograma de diseño para el modelamiento Hidrológico.



Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

En términos generales, el caudal máximo alcanzó un valor de 22,2 m³/s, registrándose a las 01:15 horas del 01 de enero de 2100. La precipitación total simulada fue de 41,37 mm, de la cual 7,82 mm se transformaron en escorrentía directa, mientras que 33,23 mm correspondieron a pérdidas hidrológicas, asociadas principalmente a procesos de infiltración, interceptación y almacenamiento superficial. Asimismo, el volumen de exceso o precipitación efectiva fue de 8,14 mm, y el volumen total descargado coincidió con el valor de la escorrentía directa, evidenciando la ausencia de flujo base en la simulación.

Desde el punto de vista hidrológico, los resultados indican que aproximadamente el 18,9% de la precipitación total contribuyó a la generación de escorrentía directa, lo que refleja una alta capacidad de infiltración en la subcuenca analizada. Por otro lado, la relación entre el caudal pico y el volumen de escorrentía sugiere una respuesta hidrológica de tipo moderada a rápida, con la ocurrencia del caudal máximo aproximadamente 1,25 horas después del inicio del evento, lo cual es coherente con las características físicas y morfométricas de la subcuenca.

Los resultados generales de la simulación hidrológica desarrollada en HEC-HMS evidencian que tanto la cuenca “Puncupata” como el “Punto de Aforo” registran valores iguales de caudal pico (22,2 m³/s) y volumen de escorrentía (7,82 mm) con se observa en la Imagen 4.23. Esta coincidencia indica que, dentro del tramo analizado, no se presenta atenuación del caudal ni aportes adicionales aguas abajo, lo cual respalda la consistencia y coherencia interna del modelo hidrológico aplicado para el evento de precipitación simulado.

Imagen 4.23: Resultados de la simulación hidrológica de la cuenca Puncupata en HEC-HMS.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: MODELAMIENTO PUNCUPATA Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene.2100, 00:00 Basin Model: CUENCA_PUNCUPATA
End of Run: 01ene.2100, 02:30 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
PARTE ALTA DE L...	10.2	22.2	1 January 2100, 0...	7.82
PUNTO DE AFORO	10.2	22.2	1 January 2100, 0...	7.82

Fuente: Elaboración propia con el Software HEC-HMS

Tabla 4.10: Resultados detallados de la simulación hidrológica – cuenca “Puncupata” (TR = 140 años)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m³/s)
01ene.2100	00:00	—	—	—	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:05	0.95	0.95	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:10	1.12	1.12	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:15	1.37	1.37	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:20	1.80	1.80	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:25	2.82	2.82	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene.2100	00:30	22.22	18.88	3.34	0.4	0.0	0.4
01ene.2100	00:35	4.21	2.57	1.64	1.5	0.0	1.5
01ene.2100	00:40	2.18	1.24	0.94	3.2	0.0	3.2
01ene.2100	00:45	1.55	0.84	0.71	5.9	0.0	5.9
01ene.2100	00:50	1.23	0.65	0.58	9.5	0.0	9.5
01ene.2100	00:55	1.03	0.53	0.50	13.4	0.0	13.4
01ene.2100	01:00	0.89	0.45	0.44	17.0	0.0	17.0
01ene.2100	01:05	0.00	0.00	0.00	19.7	0.0	19.7
01ene.2100	01:10	0.00	0.00	0.00	21.4	0.0	21.4
01ene.2100	01:15	0.00	0.00	0.00	22.2	0.0	22.2
01ene.2100	01:20	0.00	0.00	0.00	22.0	0.0	22.0
01ene.2100	01:25	0.00	0.00	0.00	21.0	0.0	21.0
01ene.2100	01:30	0.00	0.00	0.00	19.2	0.0	19.2
01ene.2100	01:35	0.00	0.00	0.00	16.8	0.0	16.8
01ene.2100	01:40	0.00	0.00	0.00	14.3	0.0	14.3
01ene.2100	01:45	0.00	0.00	0.00	12.1	0.0	12.1

Continúa en la siguiente página

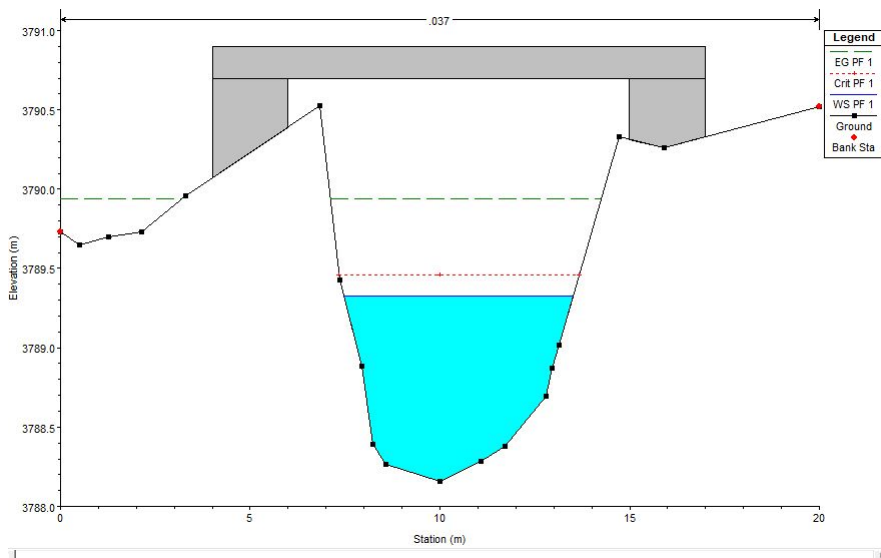
Tabla 4.10: Resultados detallados de la simulación hidrológica – cuenca “Puncupata” (TR = 140 años, continuación)

Fecha	Tiempo	Precip. (mm)	Pérdida (mm)	Exceso	Q. Directa	Q. Base	Q. Total (m ³ /s)
01ene.2100	01:50	0.00	0.00	0.00	10.1	0.0	10.1
01ene.2100	01:55	0.00	0.00	0.00	8.4	0.0	8.4
01ene.2100	02:00	0.00	0.00	0.00	7.0	0.0	7.0
01ene.2100	02:05	0.00	0.00	0.00	5.7	0.0	5.7
01ene.2100	02:10	0.00	0.00	0.00	4.7	0.0	4.7
01ene.2100	02:15	0.00	0.00	0.00	3.9	0.0	3.9
01ene.2100	02:20	0.00	0.00	0.00	3.2	0.0	3.2
01ene.2100	02:25	0.00	0.00	0.00	2.7	0.0	2.7

Fuente: Elaboración propia con resultados de HEC-HMS

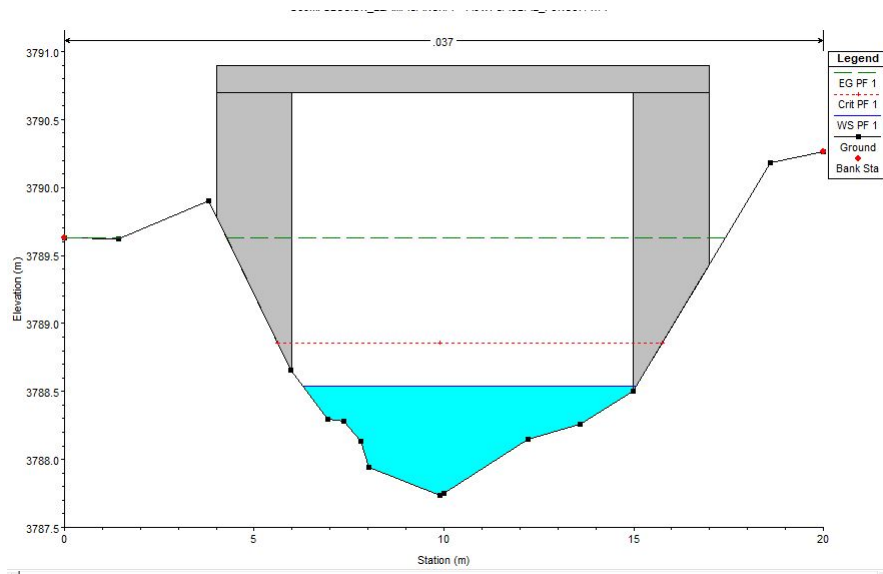
4.1.6. Galibo determinado para para periodo de retor de $T = 140$ años

Imagen 4.24: Modelación de Flujo con Puente en la Zona de Salida del Cauce.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

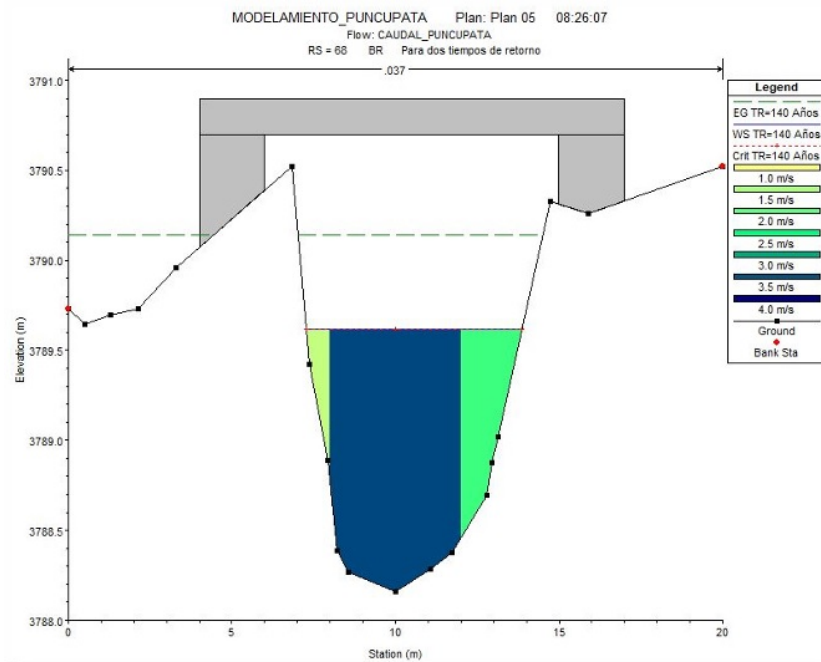
Imagen 4.25: Modelamiento con Puente a la entrada del río.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

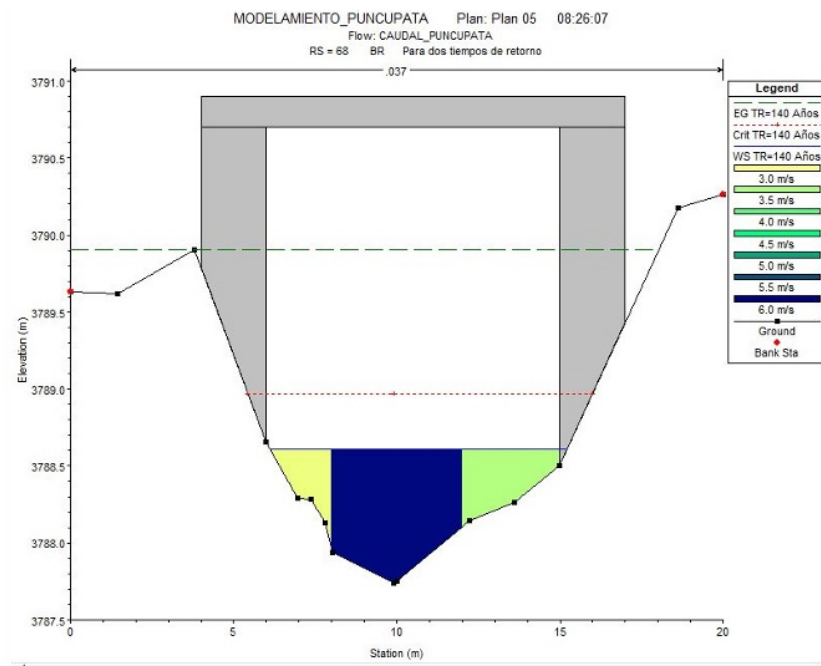
4.1.7. Distribución de velocidades obtenidos para tiempo de retorno $T = 140$ años

Imagen 4.26: Distribución de velocidades a la salida del puente.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

Imagen 4.27: Distribución de velocidades a la entrada del río.



Fuente: Elaboración propia en el Software HEC-RAS.

Las figuras 4.26 y 4.27 presentan la configuración geométrica del modelo HEC-RAS y la distribución de velocidades para el evento extremo de $TR = 140$ años. Se observa que, bajo el puente, el flujo se acelera significativamente debido a la contracción de la sección, alcanzando velocidades máximas de 6.0 m/s, mientras que aguas arriba se genera un remanso con velocidades inferiores a [4.0] m/s. El análisis confirma que el galibo disponible es de 5.00 metros, valor superior al calado máximo simulado, lo que garantiza la seguridad hidráulica de la estructura. No se identifican zonas de estancamiento o turbulencia crítica que comprometan la estabilidad del puente.

Luz del puente

La luz del puente tipo losa se plantea con una longitud de 8 m como plataforma. No obstante, debido a la ubicación y geometría de los estribos dentro del cauce, la sección efectiva de paso del flujo se ve parcialmente reducida en la zona de ingreso al río. En consecuencia, la longitud útil del puente proyectado resulta menor que el ancho natural del cauce, conforme a lo evaluado en el estudio hidráulico para eventos extremos. Para un período de retorno de 140 años, el análisis hidráulico indica un régimen de flujo mixto, caracterizado por un número de Froude de 0,98 en la entrada y de 2,28 en la salida, lo que evidencia la transición de condiciones subcríticas a supercríticas a lo largo de la estructura.

4.1.8. Altura del puente según en modelamiento

La altura del puente, según se observa en la figura correspondiente, es de $H = 5,3$ m medida desde el lecho del río. Asimismo, se considera un borde libre o galibo de $BL = 2,4$ m, lo que garantiza condiciones adecuadas de seguridad hidráulica frente a eventos de crecida.

Niveles de agua

Los niveles consignados en la **Tabla 3.34** se obtuvieron a partir del modelo estructural y arquitectónico elaborado mediante el software AutoCAD Civil 3D.

Galibos según el diseño

El galibo o borde libre que se tiene en la Figura del anexo para el puente es $BL=2.4$ m donde según la norma del Ministerio de transportes y comunicación (MTC), nos pide colocar un borde libre mínimo de 2m.

Tabla 4.11: Resultados hidráulicos del puente Puncupata para $TR = 140$ años (aguas arriba y aguas abajo)

Parámetro	Unidad	Aguas arriba (US)	Aguas abajo (DS)
Datos globales del puente			
E.G. US	m	3790.20	—
W.S. US	m	3789.90	—
Q Total	m ³ /s	22.20	—
Q Bridge	m ³ /s	22.20	—
Min El Weir Flow	m	3789.65	—
Min El Prs	m	3790.70	—
Delta EG	m	0.68	—
Delta WS	m	1.14	—
BR Open Area	m ²	15.33	—
BR Open Vel	m/s	5.07	—
BR Sel Method	—	Energy only	
Propiedades internas del flujo			
E.G. Elev	m	3790.16	3789.92
W.S. Elev	m	3789.64	3788.62
Crit W.S.	m	3789.64	3789.00
Max Chl Dpth	m	1.48	0.88

Continúa en la siguiente página

Tabla 4.11: Resultados hidráulicos del puente Puncupata para TR = 140 años (aguas arriba y aguas abajo, continuación)

Parámetro	Unidad	Aguas arriba (US)	Aguas abajo (DS)
Vel Total	m/s	3.19	5.07
Flow Area	m ²	7.15	4.50
Froude # Chl	—	0.98	2.28
Specif Force	m ³	11.86	11.11
Hydr Depth	m	1.08	0.50
W.P. Total	m	7.72	9.26
Conv. Total	m ³ /s	183.6	75.2
Top Width	m	6.64	8.92
Frctn Loss	m	0.06	0.24
C & E Loss	m	0.05	0.16
Shear Total	N/m ²	140.03	438.21
Power Total	N/m · s	446.48	2219.98
Parámetros de vertedero (no aplicables)			
Q Weir	m ³ /s	—	—
Weir Sta Lft	m	—	—
Weir Sta Rgt	m	—	—
Weir Max Depth	m	—	—
BR Sluice Coef	—	—	—

Fuente: Elaboración propia con resultados de HEC-RAS

Tabla 4.12: Resultados hidráulicos por estación del eje Puncupata para TR = 140 años

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #
193.93	22.20	3795.20	3796.31	3796.63	3797.24	0.046986	4.26	5.36	8.16	1.68
190	22.20	3795.03	3796.07	3796.38	3797.03	0.057602	4.33	5.27	9.31	1.84
180	22.20	3794.47	3795.60	3795.91	3796.50	0.045696	4.21	5.41	8.26	1.66
170	22.20	3793.67	3794.65	3795.01	3795.85	0.089838	4.85	4.70	9.84	2.24
160	22.20	3793.39	3794.81	3794.54	3794.96	0.005649	1.76	12.95	15.16	0.61
150	22.20	3793.09	3794.52	3794.52	3794.86	0.016593	2.56	8.92	13.59	1.01
140	22.20	3792.61	3793.80	3794.04	3794.56	0.045449	3.86	5.91	10.20	1.62
130	22.20	3792.17	3793.06	3793.35	3793.97	0.072848	4.23	5.40	12.02	2.01
120	22.20	3791.33	3792.43	3792.68	3793.28	0.064133	4.08	5.59	11.82	1.89
110	22.20	3790.28	3791.53	3791.92	3792.67	0.052214	4.74	4.81	6.65	1.78
100	22.20	3799.80	3790.94	3791.33	3792.12	0.057008	4.81	4.74	6.82	1.84
90	22.20	3789.53	3790.20	3790.52	3791.35	0.108169	4.76	4.79	12.09	2.41
80	22.20	3788.70	3789.89	3790.07	3790.49	0.048301	3.44	6.62	14.29	1.62
70	22.20	3788.16	3789.90	3789.61	3790.20	0.010589	2.42	9.42	10.06	0.80

Continúa en la siguiente página

Tabla 4.12: Resultados hidráulicos por estación del eje Puncupata para $TR = 140$ años (continuación)

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #
68	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
60	22.20	3787.74	3788.76	3788.99	3789.52	0.041584	3.86	5.91	9.77	1.58
50	22.20	3787.37	3788.67	3788.76	3789.15	0.021373	3.06	7.44	10.54	1.16
40	22.20	3786.42	3787.96	3788.24	3788.82	0.040567	4.13	5.52	7.51	1.54
30	22.20	3786.06	3787.53	3787.81	3788.39	0.045622	4.11	5.55	8.43	1.62
20	22.20	3785.79	3787.06	3787.34	3787.92	0.048766	4.12	5.53	9.25	1.70
5	22.20	3784.50	3786.94	3786.34	3787.05	0.003246	1.49	15.32	14.90	0.47
0	22.20	3784.45	3786.58	3786.58	3786.99	0.017547	2.84	8.02	9.77	1.00

Fuente: Elaboración propia con resultados de HEC-RAS

La tabla 4.12 presenta los resultados del análisis hidráulico para un caudal constante de 22,20 m³/s a lo largo de un tramo del eje Puncupata. Los valores obtenidos indican que el río se comporta mayoritariamente bajo un régimen supercrítico, evidenciado por números de Froude superiores a 1 en la mayoría de las estaciones analizadas. Asimismo, se observan variaciones importantes en la velocidad del flujo (entre 1,49 y 4,85 m/s), en el área hidráulica (de 4,70 a 15,32 m²) y en la pendiente de la línea de energía (de 0,003 a 0,108 m/m), lo que refleja cambios en la geometría de la sección transversal y en la topografía del cauce. Estos resultados permiten identificar zonas de alta energía y posibles transiciones entre regímenes de flujo, especialmente en aquellas estaciones donde el número de Froude se aproxima a la unidad, información relevante para el diseño de obras de protección hidráulica y el análisis de inundaciones correspondientes a un período de retorno de 140 años.

Así mismo, el caudal constante es el resultado general de la simulación hidrológica desarrollada en HEC-HMS evidencian que tanto la cuenca “Puncupata” como el “Punto de Aforo” registran valores iguales de caudal pico (22,2 m³/s) y volumen de escorrentía (7,82 mm) con se observa en la Imagen 4.23. Esta coincidencia indica que, dentro del tramo analizado, no se presenta atenuación del caudal ni aportes adicionales aguas abajo, lo cual respalda la consistencia y coherencia interna del modelo hidrológico aplicado para el evento de precipitación simulado.

4.1.9. Tabla de comparación de morfometría y dinámica de flujo

La presente investigación utiliza los resultados de cuatro estudios hidrológicos e hidráulicos para realizar un análisis comparativo entre la morfometría de las cuencas y la dinámica de su flujo superficial, particularmente en términos de caudal pico.

Tabla 4.13: Características morfométricas e hidrológicas comparativas de las cinco cuencas de estudio

Parámetro	Ocochaca	Pilipicancha	Llama Cancha	Llachoceniocc	Puncupata
Área (km ²)	48.09	95.5	9.5	5.9	9.5
Perímetro (km)	41.29	63	18.6	12.5	18.7
Elevación media (m.s.n.m)	4082.31	3846.4	4100.71	4199.35	4159.26
Variación Elevación (m)	1908	1031	513	2380	592
Tiempo Concentración (hrs)	0.9	2.3	0.79	0.58	0.69
Caudal Pico (m ³ /s)	139	139	17.8	8.2	13.4
Tiempo Pico (hr:min)	01:10	02:15	01:10	01:00	01:40

Fuente: Elaboración propia con resultados de análisis morfométrico e hidrológico

4.2 Pruebas Estadísticas para la Validación de Hipótesis (SPSS)

4.2.0.1. Estadísticos descriptivos

Imagen 4.28: Estadístico descriptivo de APSS.

Estadísticos descriptivos			
	Media	Desv. Desviación	N
Caudal	61,6200	66,58755	5
Área	33,6780	38,64997	5
Perímetro	30,8180	21,07735	5
Elevación_media	4077,6060	137,38733	5
Variación_elevacion	1284,8000	825,81820	5
Tiempo_concentración	1,0520	,70765	5
Tiempo_pico	1,4500	,51318	5

Fuente: Elaboración propia en el Softwar SPSS.

El análisis de los estadísticos descriptivos evidencia que las variables hidrológicas y morfométricas presentan una marcada variabilidad entre las subcuencas evaluadas. En particular, el caudal pico muestra una alta dispersión en relación con su valor promedio, lo que pone de manifiesto diferencias en la respuesta hidrológica vinculadas a las características físicas propias de cada cuenca. De igual manera, variables como el área, el perímetro y el rango de elevación reflejan una heteroge-

neidad morfométrica significativa, mientras que la elevación media exhibe una variabilidad más reducida, lo que sugiere condiciones altitudinales relativamente homogéneas. En conjunto, estos hallazgos confirman la influencia de los rasgos morfométricos en el comportamiento hidrológico de las cuencas analizadas.

Imagen 4.29: Cuadro de correlaciones de Pearson (SPSS).

		Correlaciones						
		Caudal	Área	Perímetro	Elevación_m edia	Variación_ele vacion	Tiempo_conc entración	Tiempo_pico
Correlación de Pearson	Caudal	1,000	,924	,947	-,798	,140	,750	,510
	Área	,924	1,000	,994	-,948	-,013	,943	,752
	Perímetro	,947	,994	1,000	-,940	-,056	,919	,738
	Elevación_media	-,798	-,948	-,940	1,000	,266	-,983	-,815
	Variación_elevacion	,140	-,013	-,056	,266	1,000	-,203	-,471
	Tiempo_concentración	,750	,943	,919	-,983	-,203	1,000	,860
	Tiempo_pico	,510	,752	,738	-,815	-,471	,860	1,000
Sig. (unilateral)	Caudal	.	,012	,007	,053	,411	,072	,190
	Área	,012	.	,000	,007	,492	,008	,071
	Perímetro	,007	,000	.	,009	,465	,014	,077
	Elevación_media	,053	,007	,009	.	,333	,001	,046
	Variación_elevacion	,411	,492	,465	,333	.	,371	,211
	Tiempo_concentración	,072	,008	,014	,001	,371	.	,031
	Tiempo_pico	,190	,071	,077	,046	,211	,031	.
N	Caudal	5	5	5	5	5	5	5
	Área	5	5	5	5	5	5	5
	Perímetro	5	5	5	5	5	5	5
	Elevación_media	5	5	5	5	5	5	5
	Variación_elevacion	5	5	5	5	5	5	5
	Tiempo_concentración	5	5	5	5	5	5	5
	Tiempo_pico	5	5	5	5	5	5	5

Fuente: Elaboración propia en el Softwar SPSS.

El análisis de correlación de Pearson que se presenta en la tabla de la Imagen 4.29, evidenció la existencia de relaciones estadísticamente significativas entre los parámetros morfométricos de la cuenca y las variables hidrológicas evaluadas. En particular, se observó una correlación positiva fuerte entre el área de la cuenca y el caudal pico ($r = 0,924$; $p = 0,012$), así como entre el área y el tiempo de concentración ($r = 0,943$; $p = 0,008$). De manera similar, el perímetro de la cuenca mostró asociaciones positivas y significativas tanto con el caudal como con el tiempo de concentración. En contraste, la elevación media presentó una correlación negativa muy fuerte con el tiempo de concentración ($r = -0,983$; $p = 0,001$), lo que sugiere que las cuencas localizadas a mayores altitudes tienden a responder hidrológicamente en intervalos de tiempo más cortos. En conjunto, estos resultados corroboran que las características morfométricas de la cuenca desempeñan un papel determinante en el comportamiento del escurrimiento superficial.

CONCLUSIONES

5.1 Conclusiones

Los objetivos planteados en la investigación fueron alcanzados conforme a los resultados obtenidos, tal como se detalla a continuación:

1. Se evidenció que la morfometría de la cuenca ejerce una influencia directa sobre la dinámica del flujo superficial, lo cual se refleja en la relación observada entre los parámetros morfométricos y las variables hidrológicas.
2. Se corroboró que el área de la cuenca incide de manera directa en el caudal pico, identificándose una relación positiva entre ambas variables, de tal forma que cuencas de mayor extensión generan caudales máximos superiores. Como ejemplo, la cuenca Llachocniyocc, con un área de $5,9 \text{ km}^2$, presentó un caudal pico de $8,2 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 500 años.
3. Se verificó que la altitud constituye un factor condicionante de la pendiente media de la cuenca, determinándose que aquellas cuencas con pendientes más pronunciadas presentan una esorrentía de mayor velocidad.
4. Se demostró que el tamaño y la forma de la cuenca influyen de manera conjunta tanto en el caudal pico como en el tiempo de concentración. En este sentido, la cuenca Pillpicanha, con un área de $95,5 \text{ km}^2$, registró un caudal máximo de $139 \text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo al pico de 2 horas y 15 minutos, lo que confirma la relación entre dichos parámetros.

Referencias Bibliográficas

- Strahler, A. N. (1952). Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography. *Geological society of America bulletin*, 63(11), 1117-1142 ((Vid. pág. 64).
- Mockus, V. (1957). Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application. *US Department of Agriculture, Soil Conservation Service* ((Vid. pág. 23).
- Strahler, A. N. (1964). Quantitative geomorphology of drainage basin and channel networks. *Handbook of applied hydrology* ((Vid. págs. 10, 11).
- Badillo, E. J. (1974). *Mecánica de suelos* (Vol. 1). Editorial Limusa. ((Vid. pág. 155).
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. McGraw-Hill. ((Vid. págs. 38-41, 51, 67, 73, 74, 76, 79, 132).
- Boughton, W. (1989). A review of the USDA SCS curve number method. *Soil Research*, 27(3), 511-523 ((Vid. pág. 18).
- Hawkins, R. H. (1993). Asymptotic determination of runoff curve numbers from data. *Journal of irrigation and drainage engineering*, 119(2), 334-345 ((Vid. pág. 24).
- USACE. (1994). *EM 1110-2-1417 – Flood-runoff analysis*. Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers. (U. A. C. of Engineers., Ed.). ((Vid. pág. 43).
- Mishra, S. K., & Singh, V. P. (2003). SCS-CN Method. En *Soil conservation service curve number (SCS-CN) methodology* (pp. 84-146). Springer. ((Vid. pág. 23).
- Autoridad Nacional del Agua (ANA). (2007). Registro histórico de precipitaciones máximas diarias mensuales y anuales incompletos de la Estación Allpachaca [Datos de precipitación mensual y máxima en 24 horas para los años 1966–2007]. ((Vid. pág. 87).
- Cahuana, A. A., & Yugar, M. W. (2009). Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología civ-233. *Trabajo de grado*. Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia ((Vid. págs. 12-16).
- Congreso. (2009). *Ley de recursos hídricos* (C. de la República, Ed.). <https://www.minam.gob.pe/wp-content/uploads/2017/04/Ley-N%C2%B0-29338.pdf> ((Vid. pág. 42).
- Agricultura. (2010). *Reglamento de la Ley N.º 29338 Ley de Recursos Hídricos* (D. O. E. P. Ministerio de Agricultura Decreto Supremo N.º 001-2010-AG, Ed.). <https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normas/2010/ds001-2010-ag.pdf> ((Vid. pág. 42).

- ANA. (2010). *Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos – Ley N.º 29338 (D.S. N.º 001-2010-AG)*. *Diario Oficial El Peruano*. (A. N. del Agua (ANA, Ed.)). ((Vid. pág. 43).
- Williams, J., Kannan, N., Wang, X., Santhi, C., & Arnold, J. (2012). Evolution of the SCS runoff curve number method and its application to continuous runoff simulation. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(11), 1221-1229 ((Vid. pág. 23).
- SENAMHI. (2013). *Manual de hidrometría*. Lima, Perú: SENAMHI. (S. N. de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), Ed.)). ((Vid. pág. 43).
- CENEPRED, C. (2014). Manual para la evaluación de riesgos originados por Fenómenos Naturales. Lima, Perú ((Vid. pág. 42).
- MTC. (2014). *Manual de hidrología e hidráulica para el diseño de drenaje de carreteras (Primera ed.)*. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles – DGCF. (M. (de Transportes y Comunicaciones del Perú), Ed.)). ((Vid. pág. 42).
- Supo, J. (2014). Niveles de investigación. Arequipa, Perú ((Vid. pág. 46).
- Cui, Y., Liang, Q., Wang, G., Zhao, J., Hu, J., Wang, Y., & Xia, X. (2019). Simulation of hydraulic structures in 2D high-resolution urban flood modeling. *Water*, 11(10), 2139 ((Vid. págs. 19-21, 32-37, 123).
- Maza-Sócola, J. (2019). Análisis del comportamiento hidráulico del río Piura, en el tramo los Ejidos—Puente Independencia. *Piura, Piura, Perú: Universidad de Piura* ((Vid. págs. 157-159).
- García, L. P., Fernánde, M., & Rojas, C. D. (2020). Relación entre parámetros morfométricos y escorrentía en la cuenca del río Cañete. *Revista de Ingeniería Civil – UNFV* ((Vid. pág. 11).
- Hernández-Sampieri, R., & Mendoza, C. (2020). Metodología de la investigación: las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta. ((Vid. pág. 46).
- Águila, S. d., & Mejía, A. (2021). Caracterización morfométrica de dos cuencas altoandinas del Perú utilizando sistemas de información geográfica. *Tecnología y ciencias del agua*, 12(2), 538-562 ((Vid. pág. 79).
- Ccahuana & Cruz. (2022). *Evaluación morfométrica de microcuencas en el valle del río Urubamba* [Tesis]. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco (UNSAAC). ((Vid. pág. 11).
- Garzon, L. F. L., Johnson, M. F., Mount, N., & Gomez, H. (2023). Exploring the effects of catchment morphometry on overland flow response to extreme rainfall using a 2D hydraulic-hydrological model (IBER). *Journal of Hydrology*, 627, 130405 ((Vid. pág. 10).
- Ventura, H. (2023). *Estudio en la cuenca del río Mantaro (Anyá – Mchique - Camones)* [Tesis]. Universidad Nacional del Centro del Perú Ingeniería Civil. ((Vid. pág. 11).

- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) and (ANA). (2024). Registro histórico de precipitaciones máximas diarias anuales de la Estación Allpachaca (completado) [Datos completados de precipitación mensual y máxima en 24 horas para los años 1966–2024]. ((Vid. págs. [95](#), [97](#)).
- Mao, F., Shanafield, M., Ouellet, V., Hannah, D. M., & Krause, S. (2025). Assessing river discharge dynamics through relative surface water extent changes in river basins. *iScience*, *28*(1) ((Vid. pág. [10](#)).
- Delgado, M. G., Peralta, J. C. M., Barbosa, J. S., Juarez, M. V. S., Linares, S., & Inga, M. O. D. (s.f.). Comité Científico Internacional ((Vid. pág. [72](#)).

ANEXO - A

“Nada tiene tanto poder para ampliar la mente como la capacidad de investigar de forma sistemática y real todo lo que es susceptible de observación en la vida”.

Marco Aurelio

CONTENIDO

- * Matriz de consistencia.
- * Operacionalización de la variable.

Tabla 5.1: Matriz de consistencia

Título: Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025.

MATRIZ DE CONSISTENCIA						
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variables	Metodología	Población y muestra	Técnicas e instrumentos de investigación
¿De qué manera la morfometría influye en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025?	Analizar la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025.	La morfometría influye significativamente en la dinámica del flujo superficial de modo que variaciones en los parámetros morfométricos (pendiente, forma de cuenca, densidad de drenaje) modifican la respuesta hidrológica simulada en la modelación.	Variable independiente morfometría	Tipo de investigación Cuantitativa aplicada.	Población: Es la morfometría de la cuenca del puente de Puncupata con un área de 8.5 km ² , seleccionado por criterio intencional.	Técnicas: Modelación digital de terreno (MDT) Extracción de curvas con QGIS. Procesamiento de datos. Instrumentos: Software QGIS, HEC-HMS, Excel, Ficha de observación de CPI, modelo digital de terreno (DEM), SPSS.
Problemas específicos, Objetivos específicos, Hipótesis específicas						
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas	Variable dependiente	Enfoque de investigación	Muestra:	
1. ¿Cuáles son los parámetros morfométricos representativos de la cuenca del puente Puncupata?	Determinar los parámetros morfométricos de la cuenca mediante herramientas SIG.	Los parámetros morfométricos determinan el tiempo de concentración y el caudal del flujo superficial.	dinámica de flujo superficial	Enfoque aplicado cuantitativo.	Muestra: no probabilística.	
2. ¿Cómo varía el flujo superficial ante cambios en las características morfométricas?	Simular la respuesta hidrológica del flujo superficial usando un modelo hidrológico apropiado (HEC-HMS).	La modelación hidrológica permite cuantificar la relación entre características geomorfológicas y la respuesta hidrológica de la cuenca.	Diseño de la investigación Correlacional no experimental transversal.	Muestra: no probabilística por conveniencia eligiendo el punto de aforo con un tramo del río de 200 metros río abajo y 200 metros río arriba para la evaluación de la morfometría.		
3. ¿Qué relación existe entre la morfometría y la respuesta hidrológica obtenida en la modelación?	Evaluar la relación entre las variables morfométricas y la dinámica del flujo superficial.	El tiempo de concentración afecta significativamente la forma del hidrograma y el caudal pico.				

Autor: Israel FLORES MENDEZ

Tabla 5.2: Matriz de operacionalización de variables

Título: Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025.

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES					
Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Variables	Dimensiones	Indicadores
Morfometría	La morfometría es el estudio cuantitativo de la forma, dimensiones y características geométricas de los elementos que componen una cuenca hidrográfica, como su área, perímetro, pendientes, longitud de cauces, densidad de drenaje, entre otros. Este análisis permite entender la estructura física de la cuenca y cómo esta influye en procesos hidrológicos como la escorrentía, el tiempo de concentración, la generación de caudales y el riesgo de inundaciones.	La operacionalización de variables de la morfometría como variable independiente influye en la determinación de la dinámica superficial de flujo como variable dependiente, donde las dimensiones de la variable morfometría como el área, la pendiente y el tiempo de concentración influyen significativamente en el análisis de dinámica superficial a través de los indicadores de superficie total, pendiente media de la cuenca y el tiempo de concentración estimado por Kirpich o Témez.	Variable independiente: Morfometría de la cuenca	Área de la cuenca Pendiente Tiempo de concentración	Superficie total (km²) Pendiente de cuenca (%) Tiempo estimado por Kirpich o Témez (minutos)
	Dinámica de flujo superficial	La dinámica de flujo superficial se refiere al movimiento del agua sobre la superficie terrestre como resultado de la precipitación (lluvia, nieve) que no se infiltra en el suelo ni se evapora. Este proceso es fundamental en la hidrología y en la hidromorfología, ya que influye directamente en la erosión, la formación del relieve, y los riesgos naturales como inundaciones o deslizamientos.	La dimensión comportamiento de escorrentía de la variable dependiente dinámica de flujo superficial a través de los indicadores como el caudal pico, tiempo al pico y velocidad de flujo superficial nos ayudan a interpretar la dinámica de flujo superficial para lograr el objetivo y análisis de diseño y la gestión de inundaciones para la ubicación del puente.	Variable dependiente: Dinámica de flujo superficial	Caudal Pico (m³/s) Tiempo al pico (minutos) Velocidad del flujo superficial (m/s)

Autor: Ismael FLORES MENDEZ

ANEXO - B

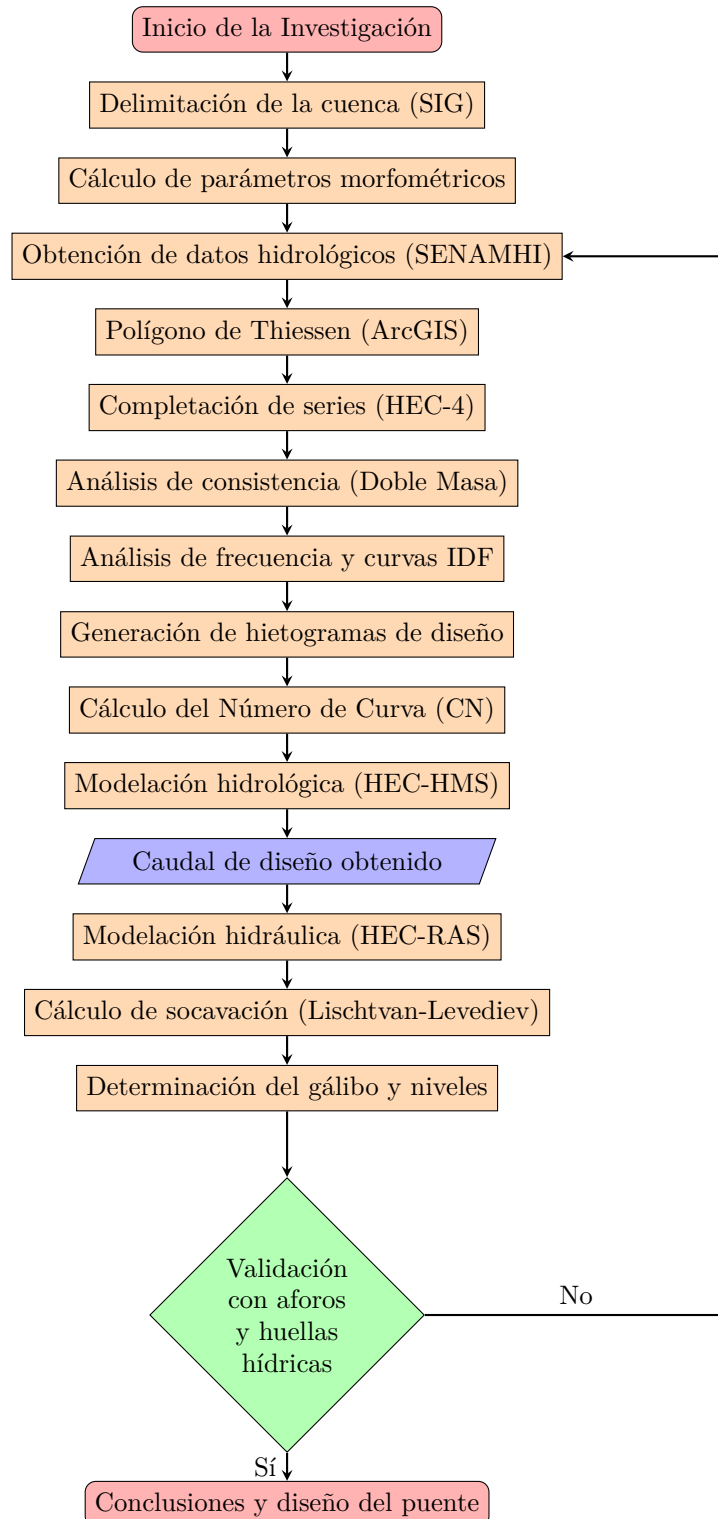
“Nada tiene tanto poder para ampliar la mente como la capacidad de investigar de forma sistemática y real todo lo que es susceptible de observación en la vida”.

Marco Aurelio

FLUJOGRAMA DE LA INVESTIGACIÓN

La metodología de investigación se desarrolló mediante un enfoque sistemático cuantitativo, estructurado en un flujograma secuencial que inicia con la delimitación de la cuenca utilizando herramientas SIG, seguido del cálculo de parámetros morfométricos fundamentales para caracterizar la respuesta hidrológica. Posteriormente, se obtuvieron datos hidrometeorológicos del SENAMHI, aplicando el método del polígono de Thiessen en ArcGIS para la espacialización de precipitaciones. Las series temporales fueron completadas y validadas mediante el software HEC-4 y análisis de consistencia de doble masa, permitiendo desarrollar curvas IDF y generar hietogramas de diseño. El proceso continuó con la modelación hidrológica en HEC-HMS para determinar caudales máximos, empleando el método del número de curva. Estos caudales alimentaron la modelación hidráulica en HEC-RAS, complementada con cálculos de socavación según Lischtván-Levediev para definir niveles críticos y el gálibo del puente. Finalmente, se implementó una fase de validación comparando resultados con aforos de campo y huellas hídricas históricas, garantizando la confiabilidad del diseño estructural propuesto.

Imagen 5.1: Diagrama de Flujo de la Metodología de Investigación





UNSCH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 068-2025-FIMGC

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga de la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **RESOLUCIÓN DECANAL N° 497-2025-FIMGC-D**, a los **veintidós días del mes de diciembre de 2025**, siendo las **10:00 a.m.**, reunidos en el **Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil**, bajo la presidencia del **MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CÁRDENAS** y los miembros: **Ing. Juan TAIPE CARRASCO**; **Ing. Jaime Leonardo BENDEZÚ PRADO** y **Ing. Edward LEON PALACIOS**, actuando como secretario docente el **Ing. Saúl Walter RETAMOZO FERNANDEZ**, para proceder a la sustentación de tesis para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**, del bachiller:

ISMAEL FLORES MENDEZ

Quien presentó la tesis denominada:

“Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica de flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025”

Los señores miembros del jurado, luego de expuesta la tesis y absueltas las preguntas, deliberaron y declararon:

Aprobado con Dieciséis (16)

Siendo las **12:00 p.m.** del día **22 de diciembre de 2025**, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad con lo actuado, los miembros del jurado firman al pie del presente.

MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CÁRDENAS
Presidente

Ing. Juan TAIPE CARRASCO
Miembro

Ing. Jaime Leonardo BENDEZÚ PRADO
Miembro

Ing. Edward LEON PALACIOS
Miembro - Asesor

Ing. Saúl Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Secretario docente de la FIMGC

FACULTAD DE INGENIERÍA
DE MINAS Y CIVIL
Av. Independencia S/N
Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151



UNSH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL



"Año de la recuperación y consolidación de la economía peruana"

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 02-2026-FIMGC/ASIH

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 697-2024-FIMGC-UNSH-D**, dejo constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres : Ismael FLORES MENDEZ
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : "Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025"
Evaluación de la Originalidad : 16 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 2877718002

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 12 de febrero del 2026



UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

Mg. Ing. Alex Sander IRCANAUPA HUAMANTI
Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil

“Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025”

por Ismael FLORES MENDEZ

Fecha de entrega: 12-feb-2026 01:59p. m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2877718002

Nombre del archivo: Te_Ismael_Flores_Mendez.pdf (66.92M)

Total de palabras: 56835

Total de caracteres: 279068

"Análisis de la influencia de la morfometría en la dinámica del flujo superficial mediante modelación hidrológica en el área de drenaje del puente Puncupata, Cangallo, Ayacucho, 2025"

INFORME DE ORIGINALIDAD

16%

INDICE DE SIMILITUD

16%

FUENTES DE INTERNET

6%

PUBLICACIONES

9%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	4%
	Trabajo del estudiante	
2	hdl.handle.net	3%
	Fuente de Internet	
3	livrosdeamor.com.br	1%
	Fuente de Internet	
4	repositorio.unsch.edu.pe	1%
	Fuente de Internet	
5	repositorio.unap.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
6	ri.ues.edu.sv	<1%
	Fuente de Internet	
7	vbook.pub	<1%
	Fuente de Internet	
8	es.scribd.com	<1%
	Fuente de Internet	
9	repositorio.uprit.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
10	edoc.site	<1%
	Fuente de Internet	
11	Submitted to University of Wollongong	<1%
	Trabajo del estudiante	

12	doku.pub Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
15	dspace.ucacue.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
16	ribuni.uni.edu.ni Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
19	Submitted to Universidad Nacional Agraria La Molina Trabajo del estudiante	<1 %
20	www.ptolomeo.unam.mx:8080 Fuente de Internet	<1 %
21	repositorio.unal.edu.co Fuente de Internet	<1 %
22	repositorio.unach.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
23	repositorio.utea.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
24	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
25	Submitted to Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Trabajo del estudiante	<1 %

26	Mendoza Vazquez, Erika. "La impresion de un tono: Estudio sociolinguistico de la entonacion en Cuapiaxtla, Tlaxcala", El Colegio de Mexico, 2022 Publicación	<1 %
27	Acuña, Julia, Sánchez Bernando, Tannia. "Caracterización hidrológica de los distritos de Pampas y Santiago de Tucuma", Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2016 Fuente de Internet	<1 %
28	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
29	dochero.tips Fuente de Internet	<1 %
30	nanopdf.com Fuente de Internet	<1 %
31	Litraco. "Modeling of Open Channel Flow", Modeling and Control of Hydrosystems, 2009 Publicación	<1 %
32	www.proviasnac.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
33	Submitted to Universidad Católica de Colombia Trabajo del estudiante	<1 %
34	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
35	www.hidrojing.com Fuente de Internet	<1 %
36	purl.org Fuente de Internet	<1 %
37	theibfr.com Fuente de Internet	<1 %

38	baixardoc.com Fuente de Internet	<1 %
39	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
40	repositorio.ana.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
41	repositorio.uct.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
42	Submitted to Universidad de Guayaquil Trabajo del estudiante	<1 %
43	repositorio.ug.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
44	pdfcookie.com Fuente de Internet	<1 %
45	Submitted to Higher Education Commission Pakistan Trabajo del estudiante	<1 %
46	fr.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
47	repositorio.unheval.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
48	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
49	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
50	www.puertosycostas.com Fuente de Internet	<1 %
51	BISA INGENIERIA DE PROYECTOS S.A.. "EIA-SD para el Proyecto Explotación de Calizas Acumulación Puno-IGA0017792", R.D. N° 461- 2017-PRODUCE/DVMYPE-I/DGAAMI, 2022 Publicación	<1 %

52	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
53	repositorio.unsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
54	Submitted to Universidad Catolica De Cuenca Trabajo del estudiante	<1 %
55	apirepositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
56	dspace.ucuenca.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
57	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
58	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
59	repositorio.senamhi.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
60	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
61	documents.mx Fuente de Internet	<1 %
62	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
63	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
64	cdn.www.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
65	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
66	repositorio.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias

< 30 words

Excluir bibliografía

Activo