



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN
ESTRIBOS DE PUENTES, ESTIMADA MEDIANTE MÉTODOS
EMPÍRICOS, EN EL RÍO MACUSANI DE LA LOCALIDAD DE
MACUSANI, 2021.**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. LILIAN KATERIN MAMANI AQUINO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

*Dedicado a la memoria de mi padre
Pedro Porfirio Mamani Quispe, quien
siempre me apoyó, me guió y confió en mí.
Se lo dedico a él, a quien extraño y extrañare
siempre.*

*A mi madre **Nelly** por el cariño y
apoyo que me brinda cada día, por sus
consejos, palabras de aliento y por
enseñarme a ser cada vez una mejor
persona.*

*A mi hermana **Lyz**, por guiarme,
aconsejarme, alentarme a seguir luchando
por mis sueños y cuidar de mí.*

*A mis tíos y primos quienes
siempre están apoyándonos.*



AGRADECIMIENTO

Gracias a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de nuestra primera casa de estudios Universidad Nacional del Altiplano Puno, por compartir sus conocimientos y experiencias para que podamos ser mejores profesionales.

A los jurados, compuesto por el Ing. Samuel Huaquisto Cáceres, Ing. Gleny Zoila De La Riva Tapia y al Ing. Samuel Laura Huanca por su tiempo, consejos, guía y apoyo durante la elaboración de esta tesis.

Al asesor M Sc. Mariano Roberto García Loayza por su asesoría, orientación apoyo para la elaboración de esta tesis.

Al Ing. Tomas Centeno Jarita por su guía, tiempo, paciencia y apoyo durante la elaboración de esta tesis.

A mis dos grandes amigos Erick y Hilmar quienes me escuchan, alientan y apoyan.

Muchas gracias a todos.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 13

ABSTRACT..... 14

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 17

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 19

1.2.1. Problema general 19

1.2.2. Problemas específicos 19

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO..... 19

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN 21

1.4.1. Objetivo general 21

1.4.2. Objetivos específicos..... 21

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES 22

2.2. PUENTES 28

2.2.1. Estribos 28



2.3. SOCAVACIÓN.....	29
2.4. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACIÓN	32
2.5. FORMAS DE SOCAVACIÓN	32
2.5.1. Socavación en lecho móvil.....	32
2.5.2. Socavación en agua clara.....	33
2.6. TIPOS DE SOCAVACIÓN	34
2.6.1. Socavación en estrechamientos.	35
2.6.2. Socavación en curvas.	35
2.6.3. Socavación General.	36
2.6.4. Socavación local.....	36
2.7. CONSECUENCIAS DE LA SOCAVACIÓN	45

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	46
3.1.1. Alcance de la investigación	46
3.1.2. Diseño de la investigación.....	46
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	46
3.2.1. Población	46
3.2.2. Muestra	47
3.3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ESTUDIO	47
3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	49
3.5. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	49
3.5.1. Libreta de notas	49
3.5.2. Ficha de recolección de datos.....	49
3.5.3. Guía de análisis documental.....	50



3.6. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	50
3.6.1. Análisis de documentos.....	50
3.6.2. Levantamiento topográfico.....	50
3.6.3. Recolección de muestras de suelo	50
3.6.4. Ensayos de laboratorio	50
3.6.5. Recolección de datos pluviométricos.....	51
3.7. ESTUDIOS BÁSICOS.....	51
3.7.1. Estudio de Mecánica de Suelos	51
3.7.2. Estudio Hidrológico.....	56
3.7.3. Estudio Hidráulico.....	78
CAPÍTULO IV	
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	
4.1. ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS.....	86
4.1.1. Estimación de la socavación local en el puente Berroa.....	86
4.1.2. Estimación de la socavación local en el puente Tupac Amaru.....	89
4.1.3. Estimación de la socavación local en el puente carrozable	94
4.2. ANÁLISIS DEL USO DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO	99
4.3. ANÁLISIS DE COEFICIENTES DE CORRECCIÓN	101
4.4. PARÁMETROS UTILIZADOS POR LOS MÉTODOS DE CÁLCULO ..	103
4.5. COMPARACIÓN DE LA SOCAVACIÓN ESTIMADA EN LOS PUENTES	104
4.6. COMPARACIÓN Y PREDICCIÓN DE LOS MÉTODOS	106
4.7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	111
V. CONCLUSIONES	112
VI. RECOMENDACIONES	115



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	116
ANEXOS	121

Tema : Socavación

Área : Geotecnia

Líneas de Investigación: Geotecnia

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 22 de diciembre de 2022



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Puente Tupac Amaru - Macusani.....	29
Figura 2.	Esquema del proceso de socavación ocasionado por de un puente.	31
Figura 3.	Tipos de Socavación.	35
Figura 4.	Socavación en estribo.	37
Figura 5.	Intersección del flujo por los estribos, Método de Artamonov.....	38
Figura 6.	Formas comunes de estribos, Método Froehlich.	43
Figura 7.	Mapa de ubicación de la zona de estudio.....	47
Figura 8.	Extracción de muestras de suelo.	53
Figura 9.	Curva hipsométrica y polígono de frecuencias.	57
Figura 10.	Funciones de distribución de la Estación Macusani con Hydrognomon.	67
Figura 11.	Hietograma de diseño.	73
Figura 12.	Hietograma para T = 140 años – Estación Macusani.	73
Figura 13.	Hietograma para T = 500 años – Estación Macusani.	74
Figura 14.	Hidrograma unitario triangular del SCS.	75
Figura 15.	Caudal de diseño para un T = 140 años.	77
Figura 16.	Caudal de diseño para un T = 500 años.	77
Figura 17.	Topografía del cauce del río.	79
Figura 18.	Característica del lecho del río.....	81
Figura 19.	Geometría y secciones transversales en RAS Mapper en HEC-RAS.....	83
Figura 20.	Ángulo entre la corriente y el eje del puente Berroa.	87
Figura 21.	Ángulo entre la corriente y el eje del puente Tupac Amaru.	89
Figura 22.	Ángulo entre la corriente y el eje del puente carrozable.....	94
Figura 23.	Coefficiente K_{θ} , para los 4 métodos de cálculo de socavación.....	101



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficiente de corrección $K\theta$, Método de Artamonov.	39
Tabla 2. Coeficiente de corrección KQ , Método de Artamonov.....	39
Tabla 3. Coeficiente de corrección Km , Método de Artamonov.	39
Tabla 4. Coeficiente de corrección por forma del estribo, Método de Laursen.	41
Tabla 5. Coeficiente de corrección por forma del estribo, Método Froehlich.	43
Tabla 6. Acceso a la zona de estudio.....	48
Tabla 7. Operacionalización de variables.....	49
Tabla 8. Ubicación de calicatas.....	52
Tabla 9. Resultados de ensayos de laboratorio.....	54
Tabla 10. Características geotécnicas del lecho del río.....	55
Tabla 11. Parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio.....	57
Tabla 12. Cálculo del tiempo de concentración.	61
Tabla 13. Características de la Estación meteorológica Macusani.	62
Tabla 14. Datos históricos de Precipitación máxima en 24 horas anuales – Estación Macusani.	63
Tabla 15. Valores de periodo de retorno (años).	65
Tabla 16. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje....	65
Tabla 17. Periodo de retorno.	66
Tabla 18. Prueba de bondad de ajuste – Estación Macusani.....	68
Tabla 19. Ajuste Normal de P_{max} 24 horas – Estación Macusani.	69
Tabla 20. Caudales máximos para un T de 140 y 500 años.	78
Tabla 21. Valores recomendados de coeficiente de rugosidad de Manning.	79
Tabla 22. Datos de entrada para la modelación hidráulica.....	84
Tabla 23. Resultados hidráulicos para un T = 140 años.....	84



Tabla 24. Resultados hidráulicos para un $T = 500$ años.....	85
Tabla 25. Socavación local en el puente Berroa, Método Froehlich.....	88
Tabla 26. Socavación local en el puente Berroa, Método Hire.....	88
Tabla 27. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Artamonov.....	90
Tabla 28. Forma de socavación en el Puente Tupac Amaru.	91
Tabla 29. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Laursen.....	92
Tabla 30. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Froehlich.	93
Tabla 31. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Hire.....	93
Tabla 32. Socavación local en el puente carrozable, Método Artamonov.	95
Tabla 33. Forma de socavación en el Puente carrozable.....	96
Tabla 34. Socavación local en el puente carrozable, Método Laursen.	96
Tabla 35. Socavación local en el puente carrozable, Método Froehlich.....	97
Tabla 36. Socavación local en el puente carrozable, Método Hire.	98
Tabla 37. Coeficiente K_f para diferentes formas de estribo.	102
Tabla 38. Parámetros usados en los métodos de cálculo de socavación local.	103
Tabla 39. Resumen de la estimación de la socavación local en el Puente Berroa.	104
Tabla 40. Resumen de la estimación de la socavación local en el puente Tupac Amaru.....	104
Tabla 41. Resumen de la estimación de la socavación local en el puente carrozable.....	105
Tabla 42. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Artamonov.....	106
Tabla 43. Forma de socavación en el Puente Tupac Amaru.	107
Tabla 44. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Laursen.....	107
Tabla 45. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Froehlich.	108
Tabla 46. Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Hire.....	108



Tabla 47. Comparación de la estimación de la socavación local en el estribo derecho 110

Tabla 48. Comparación de la estimación de la socavación local en el estribo izquierdo

..... 110



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

CN : Número de curva.

D_m : Diámetro medio.

Fr : Número de Froude.

h : Tirante hidráulico.

P_{máx} : Precipitación máxima.

T : Periodo de retorno.

T_C : Tiempo de concentración.

T_R : Tiempo de retardo.

V : Velocidad media.

V_C : Velocidad crítica.

Y_s : Profundidad de socavación local.

ANA : Autoridad Nacional del Agua.

IDF : Intensidad, Duración y Frecuencia.

OMM : Organización Mundial Meteorológica.

RMSE: Raíz del Error Cuadrático Medio.

SCS : Servicio de Conservación de Suelos.

SENAMHI: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.



RESUMEN

La socavación es una de las tres principales causas de fallas en puentes en todo el mundo, en Estados Unidos se identificó que el 53% de fallos en puentes se debe a la socavación, así mismo en el Perú durante el año 2017 el fenómeno costero afectó 881 puentes, de los cuales 489 de ellos fallaron debido al incremento del caudal. Por ello, es importante conocer la profundidad de socavación; una aceptable estimación de la socavación, nos permitirá evitar que una estructura como la de un puente falle. Actualmente existen diferentes métodos para calcular las estimaciones de socavación en los estribos de los puentes, por lo que el objetivo principal de esta tesis es analizar comparativamente la socavación local en los estribos de un puente estimada mediante 4 métodos empíricos en la ciudad de Macusani. Se efectuó un estudio de mecánica de suelos para la caracterización del material del lecho del río, también se realizó un análisis hidrológico para el cálculo de los caudales máximos, y el análisis hidráulico con uso del programa HEC-RAS v.6.2. Por último, se realizó el cálculo de la socavación local mediante 4 de los métodos empíricos recomendados por el MTC, los cuales son: el método de Artamonov, Laursen, Froehlich y Hire. Los resultados que se obtienen nos muestran que existe una variación respecto a cada método de cálculo esto se debe a que cada método toma en consideración distintas variables. Según el análisis estadístico RMSE se observó que el método de Froehlich, es el método de cálculo de socavación local que mejor predice la socavación en el río Macusani, resultados que se obtuvieron haciendo una comparación entre las estimaciones de socavación obtenidos mediante los métodos empíricos y la medición en campo.

Palabras clave: Análisis comparativo, estribo de un puente, métodos de cálculo, socavación local.



ABSTRACT

Scour is one of the three main causes of bridge failures worldwide, in the United States it was identified that 53% of bridge failures are due to scour, likewise in Peru during 2017 the coastal phenomenon affected 881 bridges, of which 489 of them failed due to increased flow. Therefore, it is important to know the scour depth; an acceptable scour estimation, will allow us to prevent a structure such as a bridge from failing. Currently there are different methods to calculate scour estimates in bridge abutments, so the main objective of this thesis is to comparatively analyze the local scour in the abutments of a bridge estimated by 4 empirical methods in the city of Macusani. A soil mechanics study was carried out to characterize the riverbed material, a hydrological analysis was also carried out to calculate the maximum flows, and a hydraulic analysis was performed using the HEC-RAS v.6.2 program. Finally, the calculation of local scour was performed using 4 of the empirical methods recommended by the MTC, which are: the Artamonov, Laursen, Froehlich and Hire methods. The results obtained show that there is a variation with respect to each calculation method, because each method takes into consideration different variables. According to the RMSE statistical analysis, it was observed that the Froehlich method is the local scour calculation method that best predicts scour in the Macusani River, results that were obtained by comparing the scour estimates obtained by the empirical methods and the field measurement.

Keywords: Comparative analysis, bridge abutment, calculation methods, local scours.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Diferentes estudios han demostrado que la socavación es una de las principales causas de fallo en los puentes en todo el mundo, la falta de estudios detallados sobre el potencial de erosión en los cimientos de los pilares y/o estribos, debido a las máximas avenidas, es una causa de fallo estructural y, por ello, la profundidad de la socavación debe evaluarse cuidadosamente en cada proyecto (Felipe, 2016).

Las lluvias en la Región de Puno son un fenómeno natural recurrente, que se presenta entre los meses de setiembre a abril, y que trae consigo diferentes fenómenos como las inundaciones, desborde de ríos, erosión de laderas y otros. Además, estas lluvias presentan diferentes características debido a la variabilidad del clima, como consecuencia del cambio climático, por lo que se pueden generar precipitaciones extraordinarias; la lluvia dentro de lo normal llega a ser beneficioso para la agricultura y otros, sin embargo, el exceso de éstas afecta a la vida y salud de las personas y sus medios de vida en los sectores transporte, pecuario y agrícola (GORE Puno, 2021).

Como nuestra región se encuentra en las zonas altoandinas del Perú, las fuertes precipitaciones pluviales causan el incremento del caudal, lo que causa problemas de socavación en las estructuras que se encuentran en el cauce del río.

El propósito de esta tesis es estudiar los métodos empíricos para la estimación de la socavación local en estribos, debido a que un correcto estudio de este, nos permite evitar problemas de socavación que causen inestabilidad en las estructuras. El trabajo se desarrolla de la siguiente manera:



En el **Capítulo I**: Introducción, se tratan los aspectos básicos de la investigación, como son: el planteamiento del problema, la justificación y los objetivos.

En el **Capítulo II**: Revisión de la literatura, en este capítulo se describe el concepto general de puentes, socavación y otros conceptos relacionados con el tema de investigación.

En el **Capítulo III**: Materiales y Métodos, en este capítulo se describe la metodología de la investigación, también se presenta la población y la muestra, se realiza la operacionalización de variables y describe la investigación básica realizada.

En el **Capítulo IV**: Resultados y discusión, en este capítulo se presenta los resultados de la socavación local y se realiza el análisis comparativo de los métodos.

En el **Capítulo V**: Conclusiones, en este capítulo se presenta las conclusiones a las que se llegaron en base al estudio realizado en este proyecto de investigación.

En el **Capítulo VI**: Recomendaciones, en este capítulo se realizan las recomendaciones para futuros proyectos de investigación.

En el **Capítulo VII**: Referencias bibliográficas, se presenta la bibliografía que incluye básicamente una lista de artículos, tesis, libros, monografía y otros documentos que han servido de guía para el desarrollo y redacción de esta tesis.

Anexos: Todos estos capítulos se complementan con la información contenida en la sección final.



1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Shirole y Holt (1991) estudiaron 1000 puentes que habían fallado a lo largo de un periodo de 30 años y estimaron que aproximadamente el 60% de todos los fallos en dichos puentes están relacionados con la hidráulica, dentro de éstas se encuentra la socavación, siendo este, una de las 3 causas principales de fallas en puentes a nivel global (IDVIA Ingenieros, 2020).

En Estados Unidos la socavación ha sido identificada como la causa más común de falla en puentes, según el estudio realizado por Wardhana y Hadipriono en el que se analizaron las causas de colapso de más de 500 puentes entre los años 1989 y 2000, se determinó que el 53% de los fallos fueron debidos a la socavación (Alcarraz, 2019).

En el Perú durante los años de 1997 – 1998 el fenómeno del niño afectó 370 puentes, en el 2017 el fenómeno costero dañó 881 puentes de los cuales 489 de éstos fallaron debido al incremento del caudal, ya que los estudios con los que se diseñaron eran insuficientes o los cálculos de profundidad y avenidas máximas fueron subestimados (Palma, 2022).

Uno de los casos de falla de un puente en el Perú que más llamó la atención, es el caso del puente de la Solidaridad, ubicado el río Rímac – Lima, este puente colapsó debido a que no contaba con un adecuado estudio geotécnico, fluvial, hidrológico e hidráulico, lo que provocó el colapso del estribo izquierdo y como consecuencia el colapso del puente debido al fenómeno del Niño Costero, generando un gran perjuicio social, económico y ambiental (Paz, 2017). Para el Ing. Jack López especialista en puentes “el colapso del puente se debió a que la cimentación, tuvo que construirse por debajo del lecho del río y no a cinco metros a nivel del cauce del río”, además, el Ing. César Aramis especialista en puentes y edificaciones explica que “el río Rímac trae un



régimen turbulento el cual ocasiona la erosión en estribos y cuando un estribo falla, falla todo” (RPP Noticias, 2017).

La región de Puno no es ajena a estos problemas, uno de los casos más recientes es el del puente Republicano en Lampa, el cual colapsó debido al incremento del caudal; a raíz de las intensas lluvias que se registraron en la zona, el puente presentó fallas en las estructuras centrales (pilares) (Agencia Andina, 2022).

Martínez Vargas (2007) menciona que es evidente que el colapso de los puentes en el Perú se debió a las crecidas de los ríos y que impactaron principalmente en las cimentaciones. Esto debido a que no se respetan los cauces naturales del río, es decir, que cuando se construye cualquier estructura en el cauce del río, se debe tener en cuenta que se está modificando y/o alterando el comportamiento natural del cauce. Además de la deficiencia e insuficiencia de los estudios básicos.

Por ello es importante conocer la socavación, ya que este es uno de los fenómenos que más afecta y ocasiona la falla de los puentes nace la necesidad de proteger los puentes contra dicho fenómeno. Una aceptable estimación de la socavación, nos permitirá evitar que una estructura como la de un puente, siendo este una obra de arte colapse causando pérdidas económicas, pérdidas humanas y además de eso causando incomunicación entre diferentes sectores.

Además, actualmente existen diferentes métodos de cálculo para la estimación de la socavación local en estribos de puentes en el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) detalla 6 métodos para el cálculo de la socavación local en estribos, de los cuales, en esta presente investigación se realizará el análisis comparativo de 4 de ellos (Laursen, Artamonov, Froehlich y Hire).



1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la diferencia de la socavación local en estribos de puentes, estimada mediante métodos empíricos, en el río Macusani de la localidad de Macusani, 2021?

1.2.2. Problemas específicos

¿Cuál es la socavación local determinada por el método de Artamonov en estribos de puentes, en el río Macusani de la localidad de Macusani?

¿Cuál es la socavación local determinada por el método de Laursen en estribos de puentes, en el río Macusani de la localidad de Macusani?

¿Cuál es la socavación local determinada por el método de Froehlich en estribos de puentes, en el río Macusani de la localidad de Macusani?

¿Cuál es la socavación local determinada por el método de Hire en estribos de puentes, en el río Macusani de la localidad de Macusani?

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

En épocas de lluvia en la ciudad de Macusani el caudal del río aumenta, esto junto al tipo de suelo, la geometría del cauce y otros factores, ha venido generando socavación alrededor de las estructuras que se encuentran dentro del cauce del río, hecho que pone en riesgo no solo a las estructuras que se encuentran alrededor, sino que también pone en riesgo la integridad física de los lugareños.

Debido a que la socavación es un problema que se presenta en la mayoría de los casos de falla en puentes, es importante realizar una buena estimación del cálculo de la socavación. En la actualidad existen diversos métodos con los cuales se puede calcular la socavación.



Es por ello que esta tesis, denominada “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS DE PUENTES, ESTIMADA MEDIANTE MÉTODOS EMPÍRICOS, EN EL RÍO MACUSANI DE LA LOCALIDAD DE MACUSANI, 2021.” Tiene como objetivo principal realizar el analizar comparativamente la socavación local en los estribos de puentes, estimada mediante métodos empíricos, en el río Macusani de la localidad de Macusani.

Este trabajo nos permitirá recomendar un método de cálculo para la estimación de la socavación local de los estribos de puentes, para una cuenca con características geomorfológicas, geotécnicas, hidráulicas y topográficas similares a las de la cuenca del río Macusani.

Al estimar la posible socavación de los estribos de los puentes, podemos predecir posibles fallos estructurales e informar a los organismos pertinentes para que tomen las medidas adecuadas con la finalidad de garantizar la estabilidad de la estructura.

La falla de un puente genera un impacto socioeconómico, ya que los puentes sirven de conexión entre dos localidades alejadas, y al no cumplir este su función, genera pérdidas en el sector de transporte de cargas, en el sector agrícola, ganadería, entre otros. El impacto social se da cuando la comunicación entre las localidades se ve afectada, además, el tiempo de la reactivación del puente podría ser mayor al estimado porque deberá reevaluarse el diseño, se deberán retirar escombros y además se generarán gastos de reconstrucción del puente.

Los resultados de esta investigación se basarán en los conocimientos ya existentes para generar otros nuevos, así mismo, servirán de contribución y antecedente para futuros trabajos e investigaciones académicas en ingeniería civil y/o disciplinas afines.



1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo general

- Analizar comparativamente la socavación local en los estribos de puentes, estimada mediante métodos empíricos, en el río Macusani de la localidad de Macusani.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar la socavación local mediante el método de Artamonov en estribos de puentes, en el río Macusani de la localidad de Macusani.
- Determinar la socavación local mediante el método de Laursen en estribos de puentes en el río Macusani de la localidad de Macusani.
- Determinar la socavación local mediante el método de Froehlich en estribos de puentes en el río Macusani de la localidad de Macusani.
- Determinar la socavación local mediante el método de Hire en estribos de puentes en el río Macusani de la localidad de Macusani.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

Palma Quito (2022) resalta la importancia de la socavación y describe a la misma como la mayor causante de fallas en los puentes. Construido en 1972, el puente de Jangas, en el distrito de Jangas, una importante estructura civil que une la provincia con otras regiones, fue sometido a la erosión del río, lo que provocó la socavación de su estribo izquierdo. Por lo cual realizó una investigación con el objetivo de estimar la profundidad de socavación local en el puente de Jangas mediante ecuaciones empíricas. Para dicha estimación utilizó los métodos de Artamonov (1992), Froehlich (1993), Hire (1993), Liu, Chang y Skinner (1961), y Laursen (1993), los cuales son considerados por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, del MTC (2008) como métodos para realizar trabajos profesionales e investigaciones, asimismo, estos fueron validados mediante el método de observación directa, con la cual se verificará el método empírico que más se adecue a la realidad, y por ende pueden ser empleados en estribos de puentes con características similares en la cuenca del Santa. Para la recolección de datos realizó un levantamiento topográfico de 200 metros aguas arriba y 110 metros aguas abajo; así mismo, realizó 4 calicatas de 1.50 metros de profundidad aproximadamente, recolectando muestras de 5kg en cada calicata, se realizó una modelización hidráulica con el programa HEC-RAS v.5.0.7 para determinar las propiedades hidráulicas de la zona de estudio. Durante la realización del estudio, la socavación estimada en el estribo izquierdo con un caudal máximo de diseño $Q_{máx1} = 734.00 \text{ m}^3/\text{s}$, fue de 2.00 m, 1.95 m, 3.31 m, 4.08 m y 12.05 m mediante los métodos empíricos de Liu, Chang y Skinner, Artamonov, Froehlich, Laursen y Hire respectivamente; y para el caudal máximo de diseño $Q_{máx2} = 716.61$



m³/s, fueron de 2.01 m, 1.88 m, 3.33 m, 4.06 m y 11.82 m respectivamente; siendo 3.10 m el valor de la socavación local en el estribo izquierdo observado directamente en campo. Finalmente, se concluye que el método empírico que mejor estima y predice la socavación local del estribo izquierdo del puente de Jangas es el método de Froehlich, que estima que la profundidad de socavación local del estribo izquierdo es de 3,31 m, con una clasificación del material del lecho de grava bien graduada.

Mendoza Huamantupa (2021) señala que en el Perú el colapso de puentes es un riesgo inminente, siendo este un evento que ha sucedido en muchas ocasiones debido a diversos factores, teniendo como causa principal las crecidas de caudal en ríos (avenidas), las cuales son potenciadas por el fenómeno de “El niño”. El Puente “KM 14+229.87” (en estudio) es una estructura importante que forma parte de la integración vial de la Red Nacional EMP. PE-26A (Toyoc -Castrovirreyna), es decir, si el puente llegara a presentar algún daño estructural o cualquier otro que impida su funcionamiento, se restringirían muchos aspectos sociales; afectando directamente a la población. Por lo cual se tuvo como objeto de investigación evaluar la socavación general y local en puentes. Dicha evaluación se realizó haciendo uso de los métodos empíricos de Lischtvan Levediev y Artamonov y el Software HEC-RAS v.5.0.7. Para la toma de datos se realizaron levantamientos topográficos de 1 km, 500 m aguas arriba y 500 m aguas abajo, también se muestreó y caracterizó el material del lecho del río mediante 4 calicatas, asimismo se determinaron los caudales máximos y se realizó una modelización hidráulica en el software HEC RAS v 5.0.7. Observó que con la utilización del método de Artamonov la profundidad de la socavación local es de 1.70. Mientras tanto con modelamiento en el software HEC RAS v 5.0.7, se obtuvo que la profundidad de socavación en el estribo izquierdo del puente KM 14+229.87 es de 2.65m. Finalmente, se concluye que la socavación local o al pie de los estribos calculada por el método empírico de Artamonov



difiere de los resultados del software HEC RAS, que realiza los cálculos mediante el método de Froehlich, que es un cálculo de socavación en aguas claras y lechos móviles, como en el caso del estudio.

Aguinaga Ramírez (2019) menciona que debido al fenómeno de el niño se generó un aumento del caudal del río Chancay, que produjo el colapso del puente tablazos; en Lambayeque; generando un gran problema para varias localidades. Dentro de las principales causas de su colapso se encuentra el problema de socavación en la subestructura del puente como consecuencia de las máximas avenidas (RPP Noticias, 2017). El puente Cascajal-Olmos está ubicado en la antigua carretera Panamericana Norte de Chiclayo-Olmos-Piura, en el km 98+350, y tiene una longitud de 93 m con 2 tramos de 4 pilares de 1 m de diámetro. El objetivo de la investigación es evaluar el estudio de la socavación del puente Cascajal - Olmos ante máximas avenidas, enfocado desde la hidrología e hidráulica aplicada en puentes. Dicha evaluación se realizó haciendo uso de los métodos de Liu, Chang y Skinner, Artamonov, Laursen, Froehlich y Hire. Para la recolección de datos se realizó 5 calicatas de donde se extrajeron 7 muestras para realizar la caracterización del material del lecho del río, asimismo, se realizó el estudio hidrológico, y por último el modelamiento hidráulico en el software HEC-RAS. Calculando una socavación local de 5.79 m con el método de Liu, Chang y Skinner, 6.30 m con el método de Artamonov, 8.23 m con el método de Hire y 6.63 m con el método de Froehlich. Finalmente, la comparación de la socavación obtenida por el programa HEC-RAS con la socavación local estimada mediante las ecuaciones teóricas determinó que el método de Froehlich es el que más se ajusta con la realidad de la cuenca en estudio.

Alcarraz Quispe (2019) menciona que la red vial peruana cuenta con una serie de puentes que tienen una especial significación en base a su ubicación y/o función en la red vial, y su eliminación del sistema vial causaría un importante daño a la calidad de vida y



economía de los usuarios. Con el fenómeno de El Niño y el cambio climático global, se produce un proceso creciente de erosión en los ríos, causado por el aumento de los caudales, sea por crecidas naturales o inducidas. Este fenómeno se conoce como socavación y su estimación es de gran importancia para la ingeniería fluvial. El objetivo de la investigación es evaluar la socavación en los estribos del puente Poshcota, del río Chumbao para prevenir su colapso. La evaluación se llevó a cabo utilizando el método de Artamonov, Liu Chang y Froehlich y los cálculos de socavación se realizaron utilizando el modelo hidráulico del software HEC RAS. Para la recopilación de datos se realizaron estudios hidrológicos, muestreos y caracterización del material del lecho. Las profundidades de socavación calculadas con el método Artamonov fueron de 2.41 m, Liu Chang es de 1.65 m y con Froehlich es de 2.40 m. Los resultados de la profundidad de socavación local para el estribo de Poshcota se obtuvieron calculando el promedio porque son valores muy próximos entre sí. Finalmente, concluyó que la profundidad de socavación calculada con el modelo hidráulico (HEC RAS v 5.0.1) fue de 2.30 con un periodo de retorno de 500 años, lo que no produjo una diferencia significativa con el método propuesto por Artamonov, Liu Chang y Froehlich, que dio una profundidad media de 2.40 m con un periodo de retorno de 500 años.

Esteves Diaz (2018) hace notar que el Manual de Hidrología y drenaje del MTC (2011) describe los métodos para el cálculo de la socavación y aclara que debido al alto grado de incertidumbre y a la complejidad de las variables involucradas, existe poca información sobre modelos teóricos para estimar las profundidades de socavación, por lo que recurre a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, pero no clasifican los métodos según el campo de aplicación. Es decir, no sugiere que métodos son aplicables a suelos arcillosos o a cuencas con diferentes valores de pendiente, ni adopta otras características para distinguir entre cuencas de



diferentes regiones del Perú. Por lo cual se tuvo como objeto de investigación Determinar el mejor método para calcular las profundidades de socavación general y de los estribos para representar adecuadamente las condiciones del lecho del río Shanusi. Para el cálculo de la socavación local de los estribos utilizó los métodos de Liu, Chang y Skinner, Artamonov, Laursen, Froehlich, Melville y HIRE. Utiliza una metodología adaptada a las condiciones de diseño del puente sobre el río Sanusi e incluye trabajos preliminares de campo y oficina, como estudios hidrológicos para calcular los caudales máximos, extracción de datos geotécnicos para determinar la granulometría, levantamientos topográficos para extraer las secciones del río y, por último, un modelo hidráulico para determinar la velocidad de la sección del río. La investigación obtuvo profundidades de socavación local con el método de Liu, Chang y Skinner en el estribo izquierdo 7.32 m, en el estribo derecho 7.36, con el método de Artamonov en el estribo izquierdo 5.02 m, en el estribo derecho 6.47, con el método de Froehlich en el estribo izquierdo 13.92 m, en el estribo derecho 14.06, con el método de Melville en el estribo izquierdo 9.46 m, en el estribo derecho 9.51 y con el método de HIRE en el estribo izquierdo 34.50 m, en el estribo derecho 35.15. En este estudio se concluyó que el mejor método para calcular las profundidades de socavación general que representan adecuadamente las condiciones del lecho del río Shanusi es el método de Lischtvan-Levediev, mientras que para la socavación local de los estribos del puente se utilizaron los métodos de Artamonov, ya que son los más adecuados para la llanura amazónica según las comparaciones y simulaciones del software, y sus valores son conservadores sin sobredimensiones.

Díaz Yáñez (2012) menciona que el fenómeno de la socavación local alrededor de obstáculos (pilas y/o estribos) puede afectar significativamente la estabilidad de un puente, es por esto que la evaluación de la profundidad desarrollada permitirá tomar decisiones correctas en el diseño, construcción y mantenimiento de la estructura. El



objetivo de la investigación es analizar y comparar varios métodos empíricos y semiempíricos que existen para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de obstáculos y proponer aquel o aquellos que generen resultados satisfactorios de manera rápida y sencilla. La investigación analiza los métodos de Liu y Alia, Artamonov y Froehlich. Por último, concluye que el gran número de relaciones empíricas y semiempíricas que permiten calcular la profundidad de socavación alrededor de los obstáculos se basan en una serie de experimentos en el laboratorio y en el campo, dependiendo de las condiciones y los lugares en los que se desarrollan, por lo que cada uno tiene diferentes coeficientes y variables que intervienen en el fenómeno, dando lugar a diferentes resultados. Además, como los tres métodos más representativos coinciden en el uso de sus parámetros, se recomienda abarcar la facilidad y rapidez de sus cálculos y la cantidad de información más cercana a la realidad, lo cual es muy útil para los ingenieros civiles. Por lo tanto, se recomienda el método de Artamonov.

Castro et al. (2015) describe a la socavación como un fenómeno importante, el cual se debe considerar en el diseño hidráulico y estructural de los elementos de apoyo que conforman un puente. Existen dos tipos de socavación: 1) general y 2) local (contracción, curvas, pilas y estribos) y estos fenómenos están influidos por factores geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos y sedimentarios. El objetivo del artículo es presentar el procedimiento a través de un diagrama de flujo que permita el cálculo de los diferentes tipos de socavación y comparar los resultados obtenidos con las fórmulas elaboradas por los diferentes autores. Finalmente, para la socavación en estribos recomienda las formulaciones de Froehlich (1989) /HEC-18 y Melville (1992 y 1997) debido a que son válidas tanto para el cálculo de la socavación en lecho móvil como en agua clara, y al igual que en pilas estas formulaciones no sobreestiman la socavación obteniéndose resultados cercanos a los que se puede presentar en prototipos.



2.2. PUENTES

El MTC (2018) define a un puente como una estructura que se requiere para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial. Además, Rodríguez (2012) indica que un puente está constituido por dos partes: La primera es la superestructura la cual se encuentra conformada por: el tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, arcos, que transmiten las cargas del tablero a los apoyos, y la segunda parte es la infraestructura la cual se encuentra conformada por: los pilares (apoyos centrales) y estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura, así como también los cimientos los cuales se encuentran encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

2.2.1. Estribos

En la Figura 1 se observa el estribo izquierdo del puente Tupac Amaru; un estribo es una estructura extrema de un puente y cumple la función de servir como transición entre el puente y los accesos, además de servir como apoyo de los extremos de la superestructura, como elemento de contención y estabilización de los terraplenes de acceso (MTC, 2018).

Figura 1.

Puente Tupac Amaru - Macusani.



2.3. SOCAVACIÓN

Cuando hablamos de socavación se hace referencia a la erosión del fondo del cauce y al transporte de material del lecho de un río, esto por la acción de la fuerza del flujo alrededor de la estructura hidráulica.

Según Suárez (2001) define que la socavación consiste en la remoción del nivel del fondo del cauce del río, ocasionada por el incremento del agua en las avenidas, así como también por la construcción de estructuras tales como puentes (ver Figura 2), muros de contención, defensas ribereñas, espigones y otros, los cuales varían la forma original del lecho del río.

La socavación es un fenómeno bastante complejo en el que se aumenta la capacidad erosiva de las corrientes del agua y, por tanto, el transporte de sedimentos y materiales de fondo y de las orillas del río; en este proceso intervienen diferentes variables, estas variables se refieren a las condiciones propias del cauce, así como al de



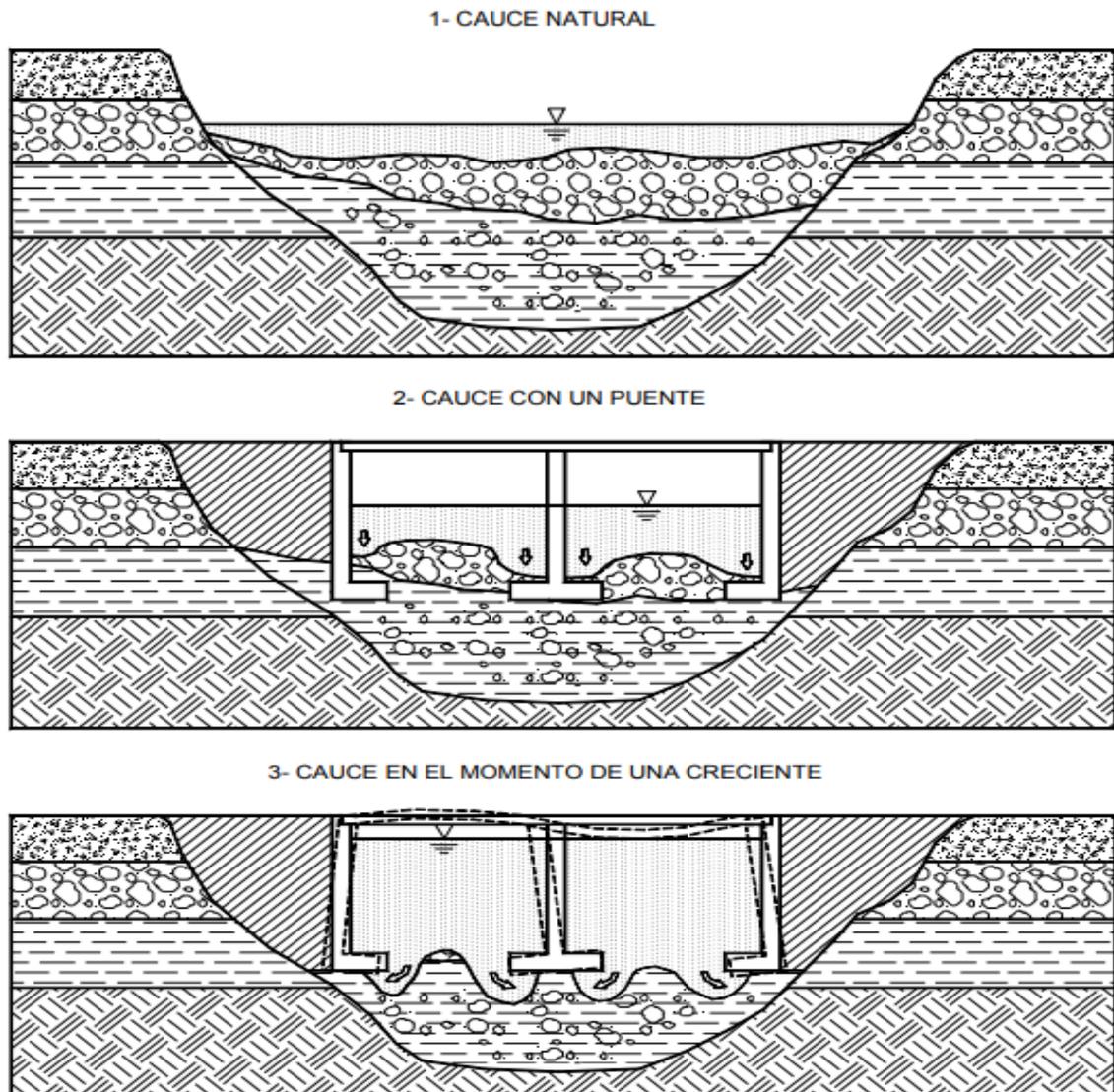
las estructuras presentes en él, ya que cualquier obra que se construye alrededor del mismo puede causar el bloqueo del flujo y representar un factor que incrementa la socavación (Borges, 2008).

La socavación es uno de los fenómenos hidrodinámicos más frecuentes que pueden llegar a hacer fallar una estructura, ya sea un puente u otro tipo de estructura. Dicho fenómeno es una combinación de diferentes procesos, unos que se producen a largo plazo y otros estacionales por el paso de avenidas (MTC, 2011).

Por ello se debe mencionar que la socavación en estructuras que se encuentran en los márgenes, al cambiar la morfología del río, terminaría afectando a las poblaciones de las zonas aledañas puesto que pondría en riesgo la estabilidad de estas estructuras y de esta manera podrían no cumplir con su función de protección ante grandes avenidas dejando expuesta a la población (Lugo, 2019).

Figura 2.

Esquema del proceso de socavación ocasionado por de un puente.



Nota. Extraído de Suárez Díaz, 2001.

En el Perú la causa hidráulica más común de falla en puentes se debe a la socavación, la cual se presenta en sus estructuras de apoyo (pilares y estribos), la cual afecta las cimentaciones, ya sea por su insuficiente nivel de desplante o por una construcción inadecuada; generalmente las fallas estructurales ocurren cuando se producen las crecidas, sin embargo, también se presentan con procesos que ocurren a largo plazo (MTC, 2011).



Existen diferentes tipos de socavaciones, los cuales toman en cuenta los siguientes aspectos: la socavación que ocurre independientemente de la presencia del puente como socavación general, socavación en curvas, etc., la socavación que ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente (socavación por contracción) y la socavación que ocurre en la zona de sus apoyos (socavación local de pilares y estribos rodeados por la corriente) (MTC, 2011).

2.4. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACIÓN

El cálculo de la socavación depende de diversos factores y/o variables, las cuales se dividen en tres grupos: las características del flujo, las características del cauce (geomorfología, topografía y las características del sedimento), así como la geometría de las estructuras; por ello, existe mucha indecisión sobre el uso de las ecuaciones y sobre qué ecuación representa mejor las condiciones reales del curso natural y de la estructura (MTC, 2011).

2.5. FORMAS DE SOCAVACIÓN

Algunos de los métodos de cálculo de la socavación requieren la determinación de la forma de socavación, hay dos formas de socavación, dependiendo de si hay o no movimiento de sedimentos en el cauce (Castro, 2019).

2.5.1. Socavación en lecho móvil

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio donde se encuentra la estructura en cuyas cercanías se produce socavación, quedando, por lo tanto, parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación (Castro, 2019).



“En este caso, la socavación alcanza equilibrio cuando la cantidad de material transportado iguala la cantidad de material removido. Se le conoce también como socavación en lecho vivo” (Guevara, 2016 citado en Gutiérrez y Reyes, 2020).

$$V > V_c \quad (1)$$

2.5.2. Socavación en agua clara

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hacia el sitio de la estructura, por lo cual no hay nuevo suministro de sedimentos para la zona de socavación (Castro, 2019).

“En este caso, la socavación alcanza equilibrio cuando el esfuerzo cortante en el lecho es menor que el requerido para el inicio del movimiento de las partículas, o sea, cuando el flujo no puede remover más partículas del hueco de fondo” (Guevara, 2016 citado en Gutiérrez y Reyes, 2020).

$$V < V_c \quad (2)$$

La velocidad media (V) se determina según la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3)$$

Donde:

n : Coeficiente de rugosidad.

R : Radio hidráulico (m).

S : Pendiente (m/m).

Y para el cálculo de la velocidad crítica (V_c), la ecuación más empleada, es la siguiente:

$$V_c = 6.19 h^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad (4)$$



Donde:

V_c : Velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño D_{50} o más pequeño transportado (m/s).

h : Profundidad del flujo (m).

D_{50} : Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m).

2.6. TIPOS DE SOCAVACIÓN

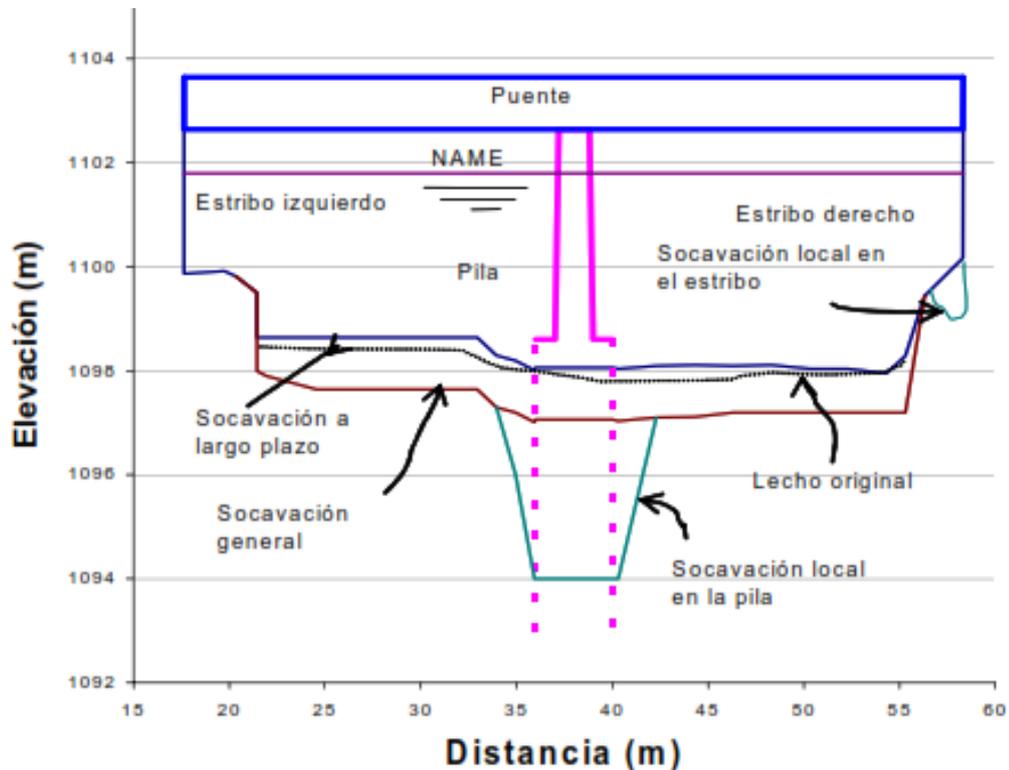
Como se muestra en la Figura 3, la socavación producida por una corriente de agua en el cauce puede ser de diversos tipos.

- Socavación en estrechamientos.
- Socavación en curvas.
- Socavación general.
- Socavación local.

No existe una forma única o precisa de predecir lo que sucederá en el fondo de un cauce. Las profundidades de socavación local y general pueden ser estimadas por métodos empíricos desarrollados principalmente en el laboratorio (Universidad del Cauca, s.f.).

Figura 3.

Tipos de Socavación.



Nota. Extraído de Universidad del Cauca, s.f.

2.6.1. Socavación en estrechamientos.

Borges (2008) señala que la socavación transversal también conocida como socavación en estrechamientos, es la socavación causada por un aumento de la velocidad del flujo que produce una mayor capacidad de transporte de sólidos, lo que resulta en una reducción del área hidráulica del cauce; la socavación general y la socavación transversal suelen calcularse al mismo tiempo, ya que se producen al mismo tiempo; el método más empleado para su determinación es el de Lischtvan-Levediev.

2.6.2. Socavación en curvas.

Díaz (2012) señala que la socavación se genera al lado exterior de la curva, debido a la sobre elevación del nivel del agua a causa del aumento de la velocidad, siendo este



mayor que en la parte interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva; por lo tanto, el material se arrastra hacia la parte interior de la misma; este efecto es importante y debe ser tomado en cuenta en la construcción de puentes y obras de protección en las curvas de ríos, pues al disminuir la velocidad aumenta el depósito en la zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua; y, por otro lado, al aumentarse la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

2.6.3. Socavación General.

Borges (2008) menciona que la socavación general es el descenso del nivel del fondo de un río a lo largo de todo su cauce y esta se origina cuando se produce una avenida y se debe al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que adquiere la corriente en ese momento, en virtud de su mayor velocidad; para mantener el equilibrio, a medida que aumenta la capacidad de arrastre del río, el mismo toma material del fondo, lo que origina la erosión, cuando el caudal disminuye después de que finaliza la crecida, la capacidad de arrastre también disminuye y el sedimento se deposita nuevamente, por lo que el fondo del cauce vuelve a su nivel original, excepto en los lugares donde el cauce ha cambiado de lugar.

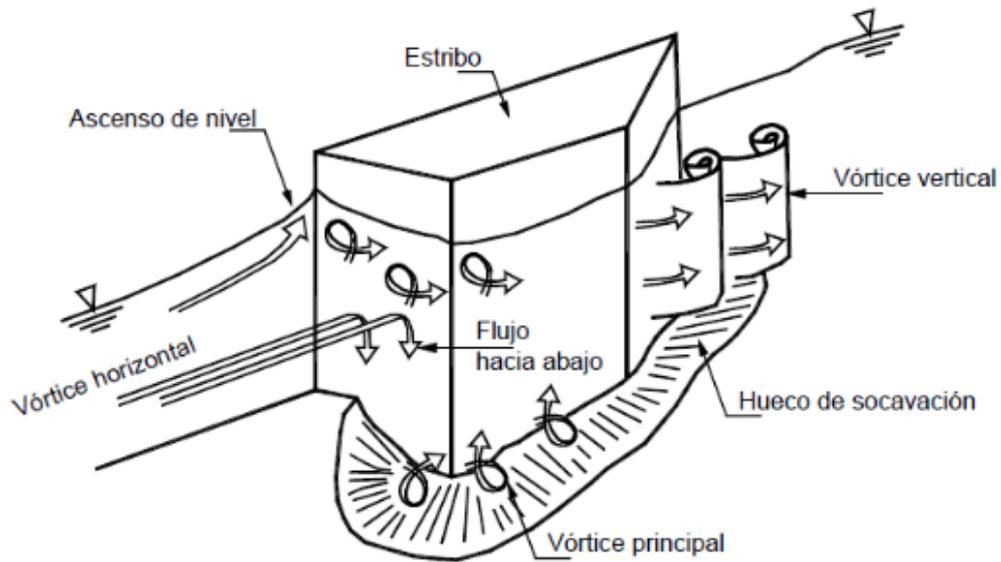
Para el cálculo de la socavación general existen diversos métodos, uno de los más usados y el que recomienda el MTC es el método de Lischtvan – Levediev,

2.6.4. Socavación local.

La presencia de una estructura actúa como un obstáculo y causa la desviación del flujo natural del río, dando lugar a la formación de un sistema de vórtices de alta velocidad que tienen un pronunciado efecto erosivo en el frente de la estructura (Alcarraz, 2019), como se ve en la siguiente figura:

Figura 4.

Socavación en estribo.



Nota. Extraído de Alcarraz Quispe, 2019.

Desde el punto de vista práctico, la socavación local es la más relevante porque es la que se produce alrededor de las estructuras construidas en el río y, por lo tanto, es la que más daño les causa. Dentro de las estructuras que sufren socavación local, las más estudiadas son las pilas y los estribos de los puentes, debido a que los errores en la estimación de la magnitud pueden causar la falla total o parcial de la estructura (Universidad del Cauca, s.f).

Los 4 métodos de cálculo de socavación local en estribos que se estudiarán son:

a) Método de Artamonov.

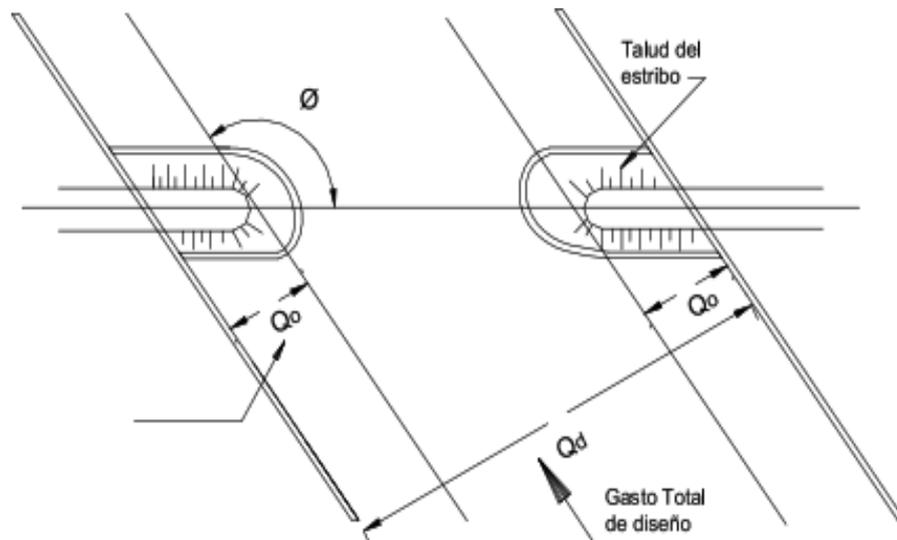
Este método de cálculo no solo permite determinar la socavación pie de estribos, sino también al pie de espolones o espigones, y no presenta limitaciones definidas para su aplicación (MTC, 2011).

Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (ver Figura 5).
- Talud que tienen los lados del estribo (m H:1.0 V).
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

Figura 5.

Intersección del flujo por los estribos, Método de Artamonov.



Nota. Extraído de Alcarraz Quispe, 2019.

La fórmula es la siguiente:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (5)$$

Donde:

H_T : Profundidad del agua al pie del estribo medida desde la superficie libre de la corriente (m).

h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo antes de la socavación.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente.

Tabla 1.

Coefficiente de corrección K_θ , Método de Artamonov.

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Nota. Extraído de Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1992.

K_Q : Coeficiente adimensional que depende de la relación entre el caudal interceptado por el estribo (Q_1 o Q_2) y el caudal de diseño (Q_d).

Tabla 2.

Coefficiente de corrección K_Q , Método de Artamonov.

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2

Nota. Extraído de Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1992.

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

Tabla 3.

Coefficiente de corrección K_m , Método de Artamonov.

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Nota. Extraído de Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1992.

b) Método de Laursen.

El método de Laursen se basa en la relación de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra en agua clara (MTC, 2011).

Este método se aplica bajo las siguientes condiciones:

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.



- No existe flujo sobre las llanuras de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).
- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen los efectos de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de y_s/h igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo (Ver ecuación 11).

La fórmula es la siguiente:

- Socavación en lecho móvil:

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5 h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (6)$$

- Socavación en agua clara:

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{\left(\frac{y_s}{11.5 h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right) \right] \quad (7)$$

Donde:

h : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).



τ : Esfuerzo cortante en el lecho aguas hacia arriba del estribo (N/m^2).

$$\tau = \gamma h S \quad (8)$$

Donde:

γ : Peso específico del agua (N/m^3).

h : Tirante promedio del agua (m).

S : Pendiente del cauce (m/m).

τ_c : Esfuerzo cortante crítico para D_{50} del material del lecho aguas arriba.

Donde, el esfuerzo cortante crítico según García Flores para material grueso, no cohesivo y no uniforme ($D_{75} \geq 5\text{mm}$), se calcula con:

$$\tau_c = 0.75403 D_{75} \quad (9)$$

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes, deben afectarse por un factor de corrección K_f para tener en cuenta el efecto de otras formas (MTC, 2011), como se ve en la siguiente tabla:

Tabla 4.

Coefficiente de corrección por forma del estribo, Método de Laursen.

FORMA DEL ESTRIBO	K_f
Estribos con aleros inclinados 45°	0.9
Estribos con pared inclinada hacia el cauce	0.8

Nota. Extraído de MTC, 2011.



c) Método de Froehlich.

El método de Froehlich se basa en un análisis dimensional y en un análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil, HEC-18 (1993) recomienda su uso para ambas formas de socavación, para estribos que se encuentran dentro del cauce principal o no y para caudal concentrado en el cauce principal o combinado con caudal sobre las zonas inundadas (MTC, 2011).

El método se aplica para ambas formas de socavación, es decir para socavación en agua clara y socavación en lecho móvil; además, este método es el más usado en Estados Unidos, la ecuación es la siguiente:

$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1 \quad (10)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación (m).

h_e : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

K_f : Coeficiente que depende de la forma del estribo.

Tabla 5.

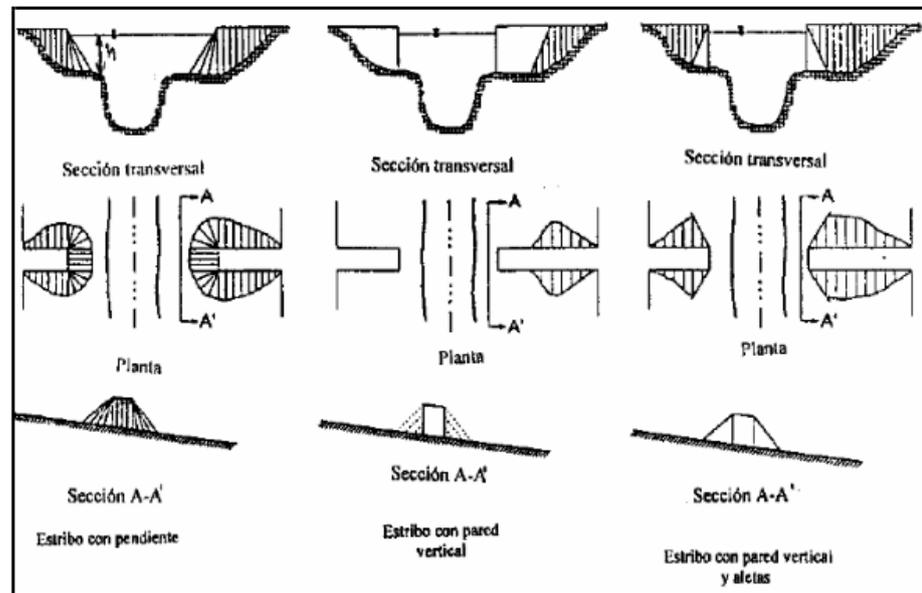
Coefficiente de corrección por forma del estribo, Método Froehlich.

Forma del estribo (ver Figura 6)	K_f
Estribos con pared vertical	1.00
Estribos con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Nota. Extraído de MTC, 2011.

Figura 6.

Formas comunes de estribos, Método Froehlich.



Nota. Extraído de MTC, 2011.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo del ataque.

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13} \quad (11)$$

Donde:

θ : Ángulo inclinación del estribo.

($\theta < 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo.

($\theta > 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.



F_{re} : Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \quad (12)$$

Donde:

V_e : Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección aguas arriba (m/s).

d) Método de Hire.

El método de Hire se aplica cuando el estribo se encuentra dentro del cauce principal, esta ecuación fue desarrollado por los Cuerpos Militares de los Estados Unidos, para la socavación que se produce en la punta de los espigones construidos en el río Mississippi (MTC, 2011). La ecuación es la siguiente:

$$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33} \quad (13)$$

Donde:

y_s : Profundidad de socavación (m).

h : Profundidad media del flujo al pie del estribo en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente (m).

F_r : Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo.

K_f : Factor de corrección por forma del estribo (ver Tabla 5).

K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo (ver ecuación 11).



2.7. CONSECUENCIAS DE LA SOCAVACIÓN

El deterioro, falla, o incluso el colapso de muchos puentes a nivel mundial se debe especialmente a la erosión o socavación que se produce alrededor de las estructuras o en las márgenes de los ríos, lo que genera problemas de inestabilidad en las estructuras, esto debido a los cambios de las condiciones del río (velocidad, caudales, entre otros) (Borges, 2008).

Así mismo, estos daños implican pérdidas económicas, ya sea por la importancia de la obra afectada o por la inversión que se debe realizar en el diseño de una solución para la protección de dicha obra; cuando se producen fallas en la cimentación de las estructuras, no sólo se generan pérdidas económicas y materiales, sino que en algunos casos se puede llegar a tener pérdidas de vidas humanas por lo que es importante tomar acciones oportunas para evitar dichas pérdidas (Borges, 2008).



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Alcance de la investigación

Hernández et al. (2014) señala que la investigación descriptiva consiste en describir una realidad, fenómeno y/o situación, es decir, pretende medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre las variables, debido a las características que reúne esta tesis, el alcance de la investigación es **descriptiva**.

3.1.2. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es de tipo **no experimental - transeccional**, ya que la investigación se realiza sin la manipulación deliberada de las variables. En un estudio no experimental no se genera ninguna situación, sino que se observan las situaciones ya existentes y los diseños de investigación transeccional tienen el propósito de describir variables y analizar su incidencia e interrelación en su momento dado (Hernández et al., 2014).

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. Población

La población es el conjunto de todos los elementos a los cuales se refiere la investigación; se puede definir también como el conjunto de todas las unidades de muestreo (Fracica, 1984 citado en Bernal, 2010). La población de esta tesis comprende a los puentes que se encuentran en el río Macusani.

3.2.2. Muestra

En la presente tesis la muestra es de tipo no probabilística, o también conocida como muestra dirigida, la cual depende de las características de la investigación o los propósitos del investigador (Hernández et al., 2014)

En la localidad de Macusani existen 6 puentes, de los cuales para la presente tesis se tomará como muestra 3 de ellos, los cuales son: el puente Berroa, el puente Tupac Amaru y un puente carrozable.

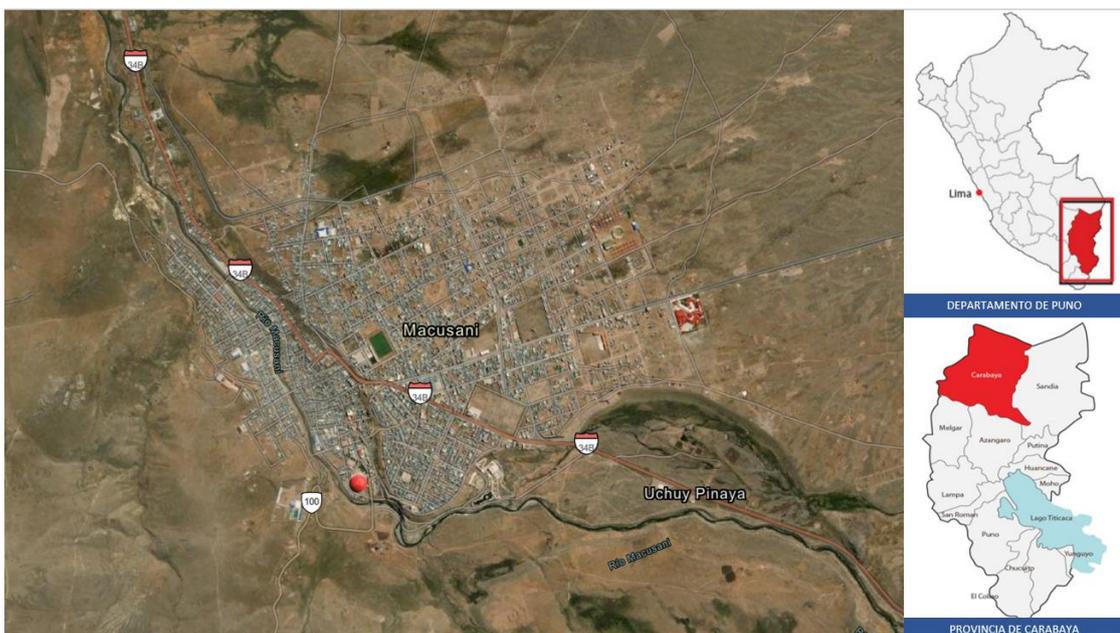
3.3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra localizada como se detalla a continuación:

- Región : Puno.
- Departamento : Puno.
- Provincia : Carabaya.
- Distrito : Macusani.

Figura 7.

Mapa de ubicación de la zona de estudio.





Nuestra zona de estudio es de fácil acceso, permitiéndonos llegar desde la ciudad de Puno hasta Macusani en un tiempo aproximado de 4 horas en carro, tal como se detalla a continuación:

Tabla 6.

Acceso a la zona de estudio.

Destino	Distancia	Tiempo	Tipo de vía
Puno a Juliaca	43 km	52 min	Asfaltado
Juliaca a Azángaro	73.6 km	1 h 8 min	Asfaltado
Azángaro a San Antón	55.6 km	47 min	Asfaltado
San Antón a Macusani	81.1 km	1h 8 min	Asfaltado
Puno a Macusani	253.3 km	3 h 55 min	Asfaltado



3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 7.

Operacionalización de variables.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
Variable de estudio: Métodos de cálculo de la Socavación Local	Artamonov	Socavación Local
	Laursen	Socavación Local
	Froehlich	Socavación Local
	Hire	Socavación Local
Variable interviniente 1: Levantamiento topográfico	Topografía	Área hidráulica
Variable interviniente 2: Estudio de mecánica de suelos	Análisis granulométrico	Diámetro de partículas
Variable interviniente 3: Estudio hidrológico	Caudal del río	Caudal máximo
Variable interviniente 3: Estudio hidráulico	Nivel de agua	Tirante hidráulico

3.5. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.5.1. Libreta de notas

Se utilizó una libreta de notas con la finalidad de registrar las características geométricas de los puentes.

3.5.2. Ficha de recolección de datos

Se utilizó fichas para registrar los datos resultantes de los ensayos de laboratorio, como se observa en el Anexo B.1.



3.5.3. Guía

Se utilizó como guía para la realización de los ensayos las Normas Técnicas Peruanas, siguiendo los procedimientos establecidos para cada uno de los ensayos; así mismo, se hizo uso del manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC.

3.6. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.6.1. Análisis de documentos

Con la finalidad de obtener y/ recopilar información más clara para un buen trabajo de investigación, se obtuvieron documentos de apoyo como tesis, libros, artículos y otros relacionados con el tema de investigación.

3.6.2. Levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico de 1600 m del río Macusani, esto para obtener la información del relieve del río, con la finalidad de obtener planos los cuales se presentan en el Anexo A.1.

3.6.3. Recolección de muestras de suelo

Se realizó la recolección del material del lecho del río para su caracterización, las muestras fueron tomadas aguas arriba, aguas abajo, y en ambos márgenes de los puentes (pie de los estribos).

3.6.4. Ensayos de laboratorio

Se realizaron los ensayos en las muestras de suelos, para obtener el tamaño de las partículas y el contenido de agua, cuyos resultados se muestran en el Anexo B.1.



3.6.5. Recolección de datos pluviométricos.

Se recolecto la información disponible en el SENAMHI, dicha información es indispensable para el análisis hidrológico, cuyos datos se muestran en el Anexo C.2.

3.7. ESTUDIOS BÁSICOS

Para realizar el diseño de una estructura y/o su evaluación con relación a la socavación, se deben adelantar estudios básicos con el fin de conocer las características topográficas, hidrológicas, hidráulicas y de suelos en la zona de emplazamiento de la estructura (Universidad del Cauca, s.f).

3.7.1. Estudio de Mecánica de Suelos

El estudio de Mecánica de Suelos puede ser tan general o tan detallado, según el tipo de cauce, los aspectos más importantes a tener en cuenta son: en suelos cohesivos, el peso volumétrico seco y la resistencia al esfuerzo cortante, en tanto que en suelos granulares priman el peso y el tamaño de las partículas. (Universidad del Cauca, n.d.-b)

El estudio de mecánica de suelos considera exploraciones en campo y ensayos de laboratorio para establecer las características del suelo.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, las muestras del material del cauce deben ser tomadas de la siguiente manera dos en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río, en cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, siempre y cuando las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permitan (MTC, 2011).



Los puntos de exploración se ubicaron en áreas accesibles para la extracción de la muestra (ver Figura 8). Además, la realización del estudio se trabajó con 10 puntos, los cuales fueron distribuidos de manera estratégica y se ubicaron de la siguiente manera:

Tabla 8.

Ubicación de calicatas.

Punto de Exploración	Obra	Ubicación	X	Y
1		Aguas arriba	345483.00	8443805.00
2	Puente Berroa	Estribo derecho	345446.00	8443839.00
3		Estribo izquierdo	345440.00	8443835.00
1		Aguas arriba	345325.00	8444118.00
2	Puente Tupac	Estribo derecho	345339.00	8444121.00
3	Amaru	Estribo izquierdo	345358.00	8444063.00
4		Aguas abajo	345296.00	8444164.00
1		Aguas arriba	345062.00	8444584.00
2	Puente	Estribo derecho	345026.00	8444630.00
3	carrozable	Estribo izquierdo	345021.00	8444625.00

Figura 8.

Extracción de muestras de suelo.



La extracción de las muestras se realizó a nivel del lecho del río (en la superficie), como se observa en la Figura 8; en el cauce del río se vio la presencia de gravas y de bolonería, para el presente estudio no se tomó en cuenta dichos materiales, debido a que cuando el caudal del río aumenta se pudo observar que dicho material puede ser arrastrado con normalidad. Siendo así estudiado el material de la matriz del río.

Las muestras extraídas se llevaron al laboratorio LAIA CONSUL en la ciudad de Puno, donde se realizó el análisis granulométrico (ASTM D 422), ensayo que consta en tamizar las muestras diferentes mallas, con el objetivo de obtener los diámetros de las muestras, también se realizó el ensayo de contenido de agua (ASTM D 2216), y por último la clasificación de los suelos. Obteniendo los siguientes resultados:



Tabla 9.

Resultados de ensayos de laboratorio.

ENSAYO	PUENTE	MUESTRA	ESTRATO	RESULTADO	
Contenido de Agua (%)	Puente	1	1	22.05	
		2	1	22.16	
		3	1	20.34	
	Tupac Amaru	1	1	23.20	
		2	1	23.94	
		3	1	23.43	
		4	1	24.93	
	Puente carrozable	1	1	24.83	
		2	1	24.21	
		3	1	23.47	
	Clasificación SUCS	Puente	1	1	GW
			2	1	GW
3			1	GW	
Tupac Amaru		1	1	SP	
		2	1	GW	
		3	1	GP	
		4	1	GW	
Puente carrozable		1	1	GP	
		2	1	GW	
		3	1	GW	

De los resultados del análisis granulométrico, se observan 3 clasificaciones del suelo, como son: SP (Arena pobremente graduada), GP (Grava pobremente graduada) y GW (Grava bien graduada).

Igualmente, de este ensayo se obtiene los diámetros característicos del lecho del río, como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 10.*Características geotécnicas del lecho del río.*

Puente	PE	SUCS	DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS				
			D ₈₅ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D _m (mm)
Puente Berroa	1	GW	20.45	7.08	2.38	1.37	8.85
	2	GW	17.11	8.57	4.89	2.41	10.72
	3	GW	18.82	9.80	6.57	4.45	12.25
Puente Tupac Amaru	1	SP	6.81	2.96	1.63	0.75	3.70
	2	GP	24.03	8.03	2.99	1.51	10.04
	3	GW	13.88	8.05	5.23	2.80	10.07
Puente Carrozable	3	GP	24.03	8.03	2.99	1.51	10.04
	4	GW	25.26	9.97	5.11	2.06	12.46
	1	GP	25.81	8.41	3.16	1.51	10.52
Puente Carrozable	2	GW	20.66	7.73	2.67	1.59	9.67
	3	GW	17.68	8.82	4.61	2.08	11.02



3.7.2. Estudio Hidrológico

El estudio hidrológico está relacionado con el diseño de estructuras ante máximas avenidas y con este se determinará las características del río y el caudal de diseño. Se realizarán los siguientes estudios:

- Estudio de la cuenca hidrológica.
- Análisis probabilístico.
- Estudio de avenidas.

a) Estudio de la cuenca hidrológica.

La cuenca de drenaje es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua; cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido (Villón, 2002).

La cuenca se delimita en un plano o mapa de curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium Aquarium, las cuales son líneas que dividen a las cuencas y distribuye el escurrimiento generado por la precipitación, con la delimitación de la cuenca se determinan los parámetros geomorfológicos de la cuenca (Villón, 2002).

- El área de la cuenca (A), se refiere a la proyección horizontal de la superficie de drenaje de la cuenca (km^2).
- El perímetro de la cuenca (P), es el contorno de la cuenca (km).
- Pendiente (S), se refiere a la pendiente del curso principal, la cual se calcula de la relación entre el desnivel de los dos extremos de un tramo, y la longitud horizontal de dicho tramo (m/m).
- Longitud máxima de cauce (L), es la longitud del mayor cauce, medido desde el punto más alejado hasta la estación de aforo (km).

De la información geográfica disponible que corresponde a la Carta Nacional del Instituto Nacional Geográfico en escala 1:100 000 se ha realizado la delimitación de la Cuenca del Río Macusani (ver Anexo B.1), para dicha delimitación se utilizó el programa de información geográfica ARC GIS 10.4 y las cartas nacionales 29-V Macusani y 28-V Ayapata, obteniéndose los siguientes parámetros geomorfológicos:

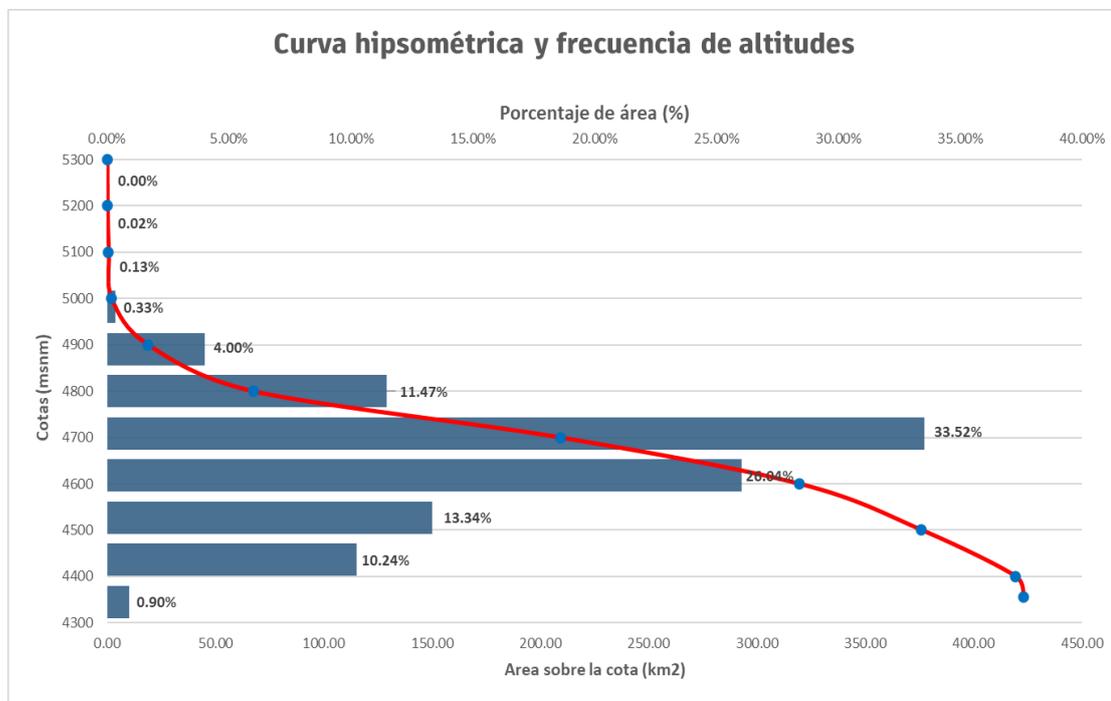
Tabla 11.

Parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio.

Área de la cuenca (km ²)	Perímetro de la cuenca (km)	Longitud del cauce mayor (km)	Cota mínima del cauce (msnm)	Cota máxima del cauce (msnm)	Pendiente del curso principal (m/km)	Pendiente media de la cuenca (m/m).
423.08	161.73	29.41	4355.91	4785.91	14.62	12.27

Figura 9.

Curva hipsométrica y polígono de frecuencias.



De la figura presentada se evalúa que, posee características de una cuenca sedimentaria (fase de vejez).



Así mismo, se puede observar que la mayor parte de la cuenca delimitada hasta el punto de control se encuentra entre los 4600 y 4700 msnm.

También se determinan parámetros hidrológicos, como:

El tiempo de concentración (T_c), es el tiempo que demora una partícula de agua en llegar desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca, dado que existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad, se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración (Colorado, 2014).

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, como la geometría en planta de la cuenca, la pendiente, el área, características del suelo, cobertura vegetal, entre otros; las fórmulas más comunes incluyen solo la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área (Colorado, 2014).

Existen diferentes ecuaciones para calcular el tiempo de concentración, y cada una de estas presenta limitaciones las cuales se detallarán a continuación:

- **Fórmula de Témez:** Se trata de una fórmula utilizada para cuencas de tamaño variable, válido para cuencas de 1 km² hasta 3000 km² y que el T_c se encuentre dentro de 15 minutos hasta 24 horas.

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (14)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km).

S : Pendiente promedio del cauce mayor (m/m).



- Fórmula de Johnstone y Cross: Desarrollada para cuencas con áreas entre 64.7 km² hasta 4206.1 km².

$$T_c = 2.6 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.5} \quad (15)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km).

S : Pendiente del cauce principal (m/km).

- Fórmula de Giandotti: Aplicable a cuencas menores de 20 km² y que el tiempo de concentración se encuentre dentro del rango de la siguiente relación:

$$\frac{L}{3.6} \geq t_c \geq \frac{L}{5.4} \quad (16)$$

$$T_c = \left(\frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{S*L}} \right) \quad (17)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km).

S : Pendiente del cauce principal (m/m).

A : Área de la cuenca (km²).

- Fórmula de Bransby-Williams: Aplicable a cuencas menores de 75 km².

$$T_c = \frac{L}{1.5 D} \sqrt[5]{\frac{A^2}{S}} \quad (18)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km).



D : Diámetro del círculo de área equivalente a la superficie de la cuenca (km^2).

A : Área de la cuenca (km^2).

S : Pendiente del cauce principal (%).

- Fórmula del U.S Corps of Engineers: Desarrollada en 25 cuencas rurales con cuencas de área menores a 12 km^2 .

$$Tc = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \quad (19)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km).

S : Pendiente del cauce principal (m/m).

- Fórmula de Williams: Aplicable a cuencas menores de 129.5 km^2 .

$$Tc = 0.683 \frac{L.A^{0.4}}{D.S^{0.25}} \quad (20)$$

Donde:

L : Longitud del cauce principal (km).

A : Área de la cuenca (km^2).

D : Diámetro del círculo de área equivalente a la superficie de la cuenca (km^2).

S : Pendiente del cauce principal (%).

Una vez obtenidos los parámetros geomorfológicos de la cuenca (ver Tabla 11), se realizó el cálculo del tiempo de concentración con las Ecuaciones (14), (15), (17), (18), (19) y (20), como se detalla en la tabla siguiente:

Tabla 12.*Cálculo del tiempo de concentración.*

FÓRMULA	CONDICIÓN		RESULTADO
	Condiciones	Cumple condiciones	Tc
Témez	Cuencas con área de 1 km ² hasta 3000 km ²	SI	8.746 hrs
	Tc se encuentre dentro de 15 minutos hasta 24 horas	SI	
Johnstone y Cross	Cuencas con área de 64.7 km ² hasta 4206.1 km ²	SI	7.211 hrs
Giandotti	Cuencas menores a 20 km ²	NO	7.618 hrs
	Cumple relación ($L/3.6 \geq tc \geq L/5.4$)	SI	
Bransby-Williams	Cuencas menores a 75 km ²	NO	8.797 hrs
U.S Corps of Engineers	Desarrollada en cuencas de hasta 12 km ²	NO	8.746 hrs
Williams	Cuencas menores de 129.5 km ² .	NO	8.842 hrs

Según los valores presentados en la tabla anterior donde se calcula el tiempo de concentración con diferentes ecuaciones, podemos distinguir que cada fórmula presenta cierta condición para su uso; haciendo un análisis de condiciones se observa que nuestra cuenca cumple las condiciones para las ecuaciones de Témez y de Johnstone y Cross. Para la presente tesis se trabajará con el Tc más crítico, siendo este el calculado con la fórmula de Témez igual a 8.74 horas.

b) Precipitación.

La precipitación es toda forma de humedad que se origina en las nubes y llega hasta la superficie del suelo, por lo que la precipitación se puede presentar como: lluvias, granizadas, garúas y nevadas; desde el punto de vista de la ingeniería, la precipitación es la fuente principal del agua de la superficie terrestre, y su análisis es un punto de partida para los estudios de uso y control del recurso hídrico (Villón, 2002).

Información meteorológica.

Debido a la inexistencia de registros de caudales en la zona de estudio, se utilizaron las relaciones de precipitación – escorrentía para hallar los caudales; es por esta razón que es de gran importancia contar con registros de precipitaciones máximas en 24 horas, esto con la finalidad de realizar el análisis de eventos extremos.

Para el desarrollo de esta tesis se ha seleccionado la estación Meteorológica ubicada en el distrito de Macusani, provincia de Puno, departamento de Puno, cuyas características se presentan en la Tabla 13.

Tabla 13.

Características de la Estación meteorológica Macusani.

Código	Estación	Tipo	Coordenadas geográficas		
			Latitud	Longitud	Altitud
114039	Macusani	Convencional Meteorológica	14.4°4'0.3"	70°25'19.4"	4363 msnm

Nota. Extraído de SENAMHI.

Datos históricos.

De acuerdo a la información de precipitación máxima de 24 horas de la estación Macusani, se obtuvo las precipitaciones máximas para distintos años, como se muestra en el anexo C.2.

A los datos históricos de P_{máx} de 24 horas se le realizó una prueba de datos dudosos, obteniendo una precipitación máxima aceptada (PH) de 68.5 mm y una precipitación mínima aceptada (PL) de 6.6 mm, por lo cual se trabajará con los siguientes datos:

Tabla 14.

Datos históricos de Precipitación máxima en 24 horas anuales – Estación Macusani.

N	Año	P _{máx} 24 horas (mm)	N	Año	P _{máx} 24 horas (mm)
1	1963	11	26	1997	21.3
2	1964	25	27	1998	43.5
3	1965	29	28	1999	57
4	1966	40	29	2000	35.5
5	1967	21	30	2001	30
6	1968	25	31	2002	29.5
7	1969	25.3	32	2003	32
8	1970	24.5	33	2004	31
9	1971	25.2	34	2005	24
10	1972	24.6	35	2006	47.5
11	1973	17	36	2007	23
12	1974	34	37	2008	32
13	1975	26.5	38	2009	30
14	1976	25.9	39	2010	26.5
15	1977	24.6	40	2011	31
16	1978	30	41	2012	20
17	1979	26	42	2013	24.5
18	1980	17	43	2014	30
19	1989	11.5	44	2015	34
20	1990	16.5	45	2016	36
21	1992	19.5	46	2017	26.5
22	1993	21.2	47	2018	30.5
23	1994	27.5	48	2019	30

N	Año	P _{máx 24 horas} (mm)	N	Año	P _{máx 24 horas} (mm)
24	1995	18.8	49	2020	26
25	1996	30	50	2021	30

Nota. Extraído de SENAMHI.

c) Periodo de retorno.

El periodo de retorno es un tiempo asociado a una probabilidad. Es decir que el periodo de retorno es el tiempo promedio (años) en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina período de retorno (T); si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años (MTC, 2011).

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros (MTC, 2011).

El MTC (2011) señala que el riesgo de falla admisible (R) se encuentra en función del periodo de retorno y la vida útil de la estructura (n), la relación está dada por la siguiente ecuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (21)$$

Donde:

n : Vida útil de la obra (años).

T : Periodo de retorno.

Así mismo, en la Tabla 15 se presenta el valor del periodo de retorno para diferentes riesgos permisibles y para una vida útil de la obra.

Tabla 15.*Valores de periodo de retorno (años).*

Riesgo admisible	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Nota. Extraído de MTC, 2011.

De acuerdo a los valores de la tabla anterior (ver Tabla 15), se recomienda usar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible (ver Tabla 16) según el tipo de estructura a construirse.

Tabla 16.*Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.*

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)(%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Sub drenes	40
Defensas ribereñas	25

Nota. (*) Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.



(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Extraído de MTC, 2011.

En el caso de puentes, como es nuestro caso y según la Tabla 16, se considera un riesgo admisible del 25% para un tiempo de vida de 40 años. Es decir, un periodo de retorno igual a 140 años. Además, el manual del MTC recomienda utilizar un tiempo de retorno de 500 años para el cálculo de la socavación.

Tabla 17.

Periodo de retorno.

Tipo de obra	T (años)
Puente	140
Puente (Socavación)	500

d) Análisis de distribución de frecuencias.

Los sistemas hidrológicos a veces se ven afectados por eventos extremos, la magnitud de los eventos extremos está relacionada con su frecuencia; el propósito del análisis de frecuencia es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad (Villón, 2006).

Para el análisis de frecuencias de la precipitación máxima en 24 horas, se empleó el Software Hydrognomon v.4. Este programa nos permite calcular la $P_{máx}$ para diferentes T.

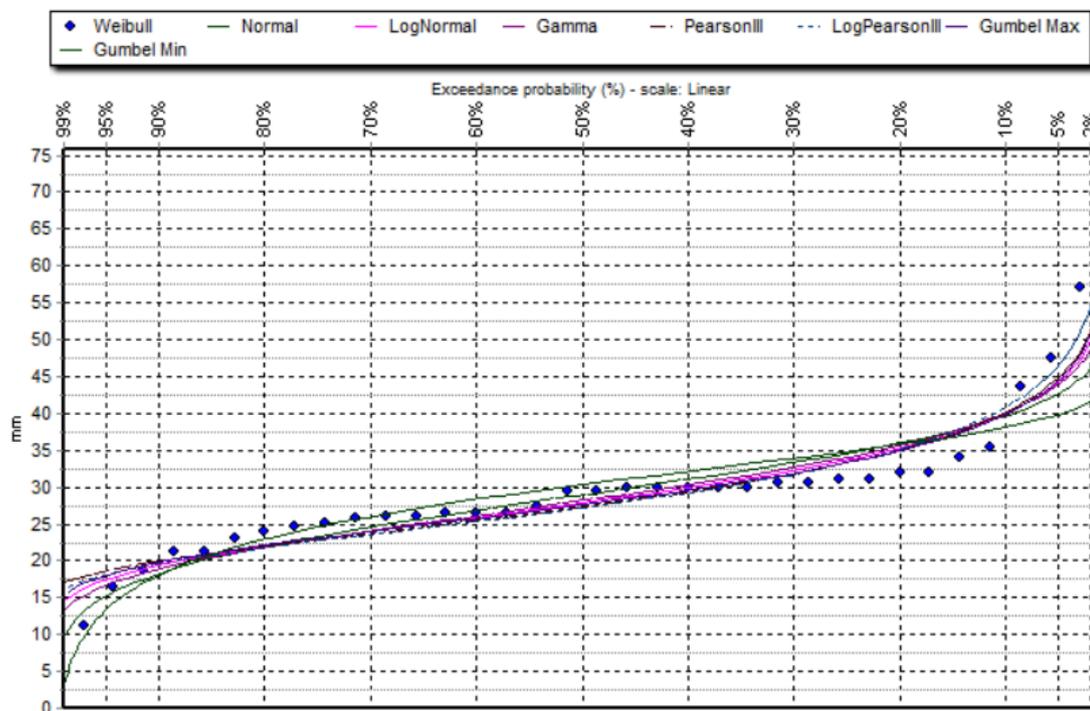
Análisis estadístico de precipitaciones.

El análisis estadístico de los datos de precipitación máxima en 24 horas se realizó usando las siguientes funciones:

- Distribución Normal,
- Distribución Log Normal,
- Distribución Gamma,
- Distribución Pearson III,
- Distribución Log Pearson III,
- Distribución Gumbel y
- Distribución Log Gumbel, como se ve en la siguiente tabla:

Figura 10.

Funciones de distribución de la Estación Macusani con Hydrognomon.



Para la utilización de estos modelos probabilísticos, primero se deben calcular sus parámetros y luego realizar la prueba de bondad de ajuste, ya sea por el método del Chi-

cuadrado o por Smirnov-Kolgomorov, si el ajuste es bueno, se podrá utilizar dicha distribución y así se podrá predecir con determinada probabilidad la ocurrencia de determinado fenómeno hidrometeorológico; así mismo, se podrá determinar la magnitud de un fenómeno para un determinado periodo de retorno (Villón, 2006).

Se utilizó la prueba de Smirnov-Kolgomorov para determinar cuál de las distribuciones anteriores se ajusta mejor a los datos históricos recogidos en la estación de Macusani.

Los resultados de las pruebas de bondad de ajuste realizadas a las distintas funciones de distribución favorecieron a la función gamma, como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 18.

Prueba de bondad de ajuste – Estación Macusani.

FUNCIÓN	D_{máx} Smirnov-Kolgomorov
Distribución Normal	0.125
Distribución Log Normal	0.119
Distribución Gamma	0.108
Distribución Pearson III	0.129
Distribución Log Pearson III	0.157
Distribución Gumbel	0.125
Distribución Log Gumbel	0.171

Ajuste estadístico de precipitación máxima en 24 horas.

La Organización Meteorológica Mundial (OMM), explica que estudios de miles de años-estaciones de datos pluviométricos indican que, al multiplicar las precipitaciones máximas en 24 horas por el factor 1.13, se producirán valores que se aproximan mucho a los que se obtendrán de un análisis de los máximos reales (Mejía, 2021). En la siguiente

tabla se presenta la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno corregidas, a partir del cual se obtendrá la tormenta de diseño.

Tabla 19.

Ajuste Normal de Pmax 24 horas – Estación Macusani.

T (años)	Hydrognomon Pmax (mm)	Pmax Corregido (mm)
2	26.826	30.313
5	34.219	38.667
10	38.566	43.579
25	43.579	49.244
50	47.029	53.143
100	50.278	56.814
140	51.797	58.530
200	53.372	60.311
500	57.280	64.726
1000	60.125	67.941

e) Tormenta de diseño

Una tormenta de diseño, es un patrón de precipitación, definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico, comúnmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales (MTC, 2011).

Una tormenta de diseño se calcula mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que defina la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta; las tormentas de diseño se basan en información de precipitación histórica de la zona o de zonas aledañas al proyecto (MTC, 2011).



Curvas de intensidad duración y frecuencia.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h) (MTC, 2011), puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{Td} \quad (22)$$

Donde:

P : Profundidad de lluvia (mm).

Td : Duración (horas).

Las curvas IDF son un elemento de diseño que se relacionan con la intensidad de la lluvia, su duración y frecuencia, es decir, con la probabilidad de ocurrencia (T); para poder calcular estas curvas, es necesario contar con registros pluviógrafos de lluvia en nuestra zona de estudio y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con la finalidad de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series formadas (MTC, 2011).

Precipitación de diseño.

Cuando en la zona de estudio no se cuente con registros pluviográficos que nos permitan obtener las intensidades de lluvias máximas, éstas se pueden calcular sobre la base de modelos como el de Dick y Peschke (Guevara, 1991 citado en MTC, 2011). Este modelo nos permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas con la siguiente fórmula:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (23)$$

Donde:

P_d : Precipitación total (mm).



P_{24h} : Duración (min).

d : Precipitación máxima de 24 horas (mm).

Intensidad de diseño.

La intensidad es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo; lo que importa es la intensidad máxima que se haya presentado en cada tormenta, que es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo (MTC, 2011). La intensidad se halla mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \quad (24)$$

Donde:

I : Intensidad máxima (mm/h).

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

T : Periodo de retorno (años).

t : Duración de la precipitación máxima de 24 horas equivalente al tiempo de concentración (min).

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior, se obtiene:

$$\text{Log}(I) = \text{Log}(K) + m \cdot \text{Log}(T) - n \cdot \text{Log}(t)$$

$$Y = x_1 + m \cdot x_2 - n \cdot x_3$$

Utilizando una regresión múltiple se obtienen los valores de los factores característicos. En base a estos valores de precipitación en 24 horas obtenidos para cada período de retorno, puede estimarse la intensidad de lluvia y precipitación.

Según la distribución de la curva IDF que se muestra en el Anexo C.3, se obtuvo la siguiente relación:



$$I = \frac{305.684 T^{0.122}}{t^{0.750}}$$

Luego se aplicó el método del bloque alterno y se generó el hietograma de diseño para periodos de retorno de 140 y 500 años.

- Hietogramas de precipitación de diseño.

A veces no es suficiente tener los datos de precipitación máxima, porque los métodos hidrológicos más modernos no sólo requieren del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino que también de una distribución temporal de la tormenta; una de las maneras más sencillas de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, mediante el Método del Bloque Alterno (alternating block method, Chow et. al) (MTC, 2011).

- Método del bloque alterno.

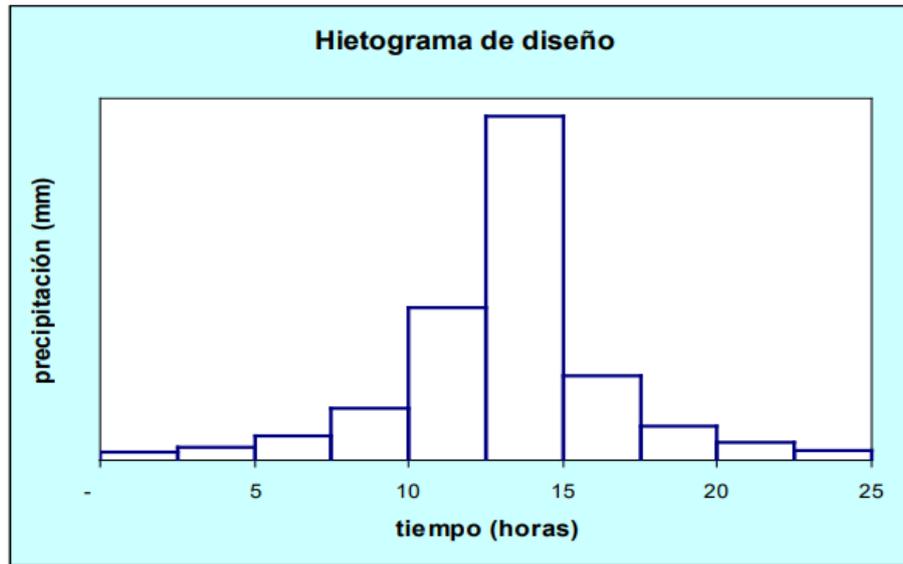
“El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño” (Chow, 2000)

Figura 11.

Hietograma de diseño.



Nota. Extraído de MTC, 2011.

Una vez calculada la ecuación de intensidad, se aplicó el método del bloque alterno para generar hietogramas de diseño para los periodos de retorno de 140 y 500 años.

Figura 12.

Hietograma para $T = 140$ años – Estación Macusani.

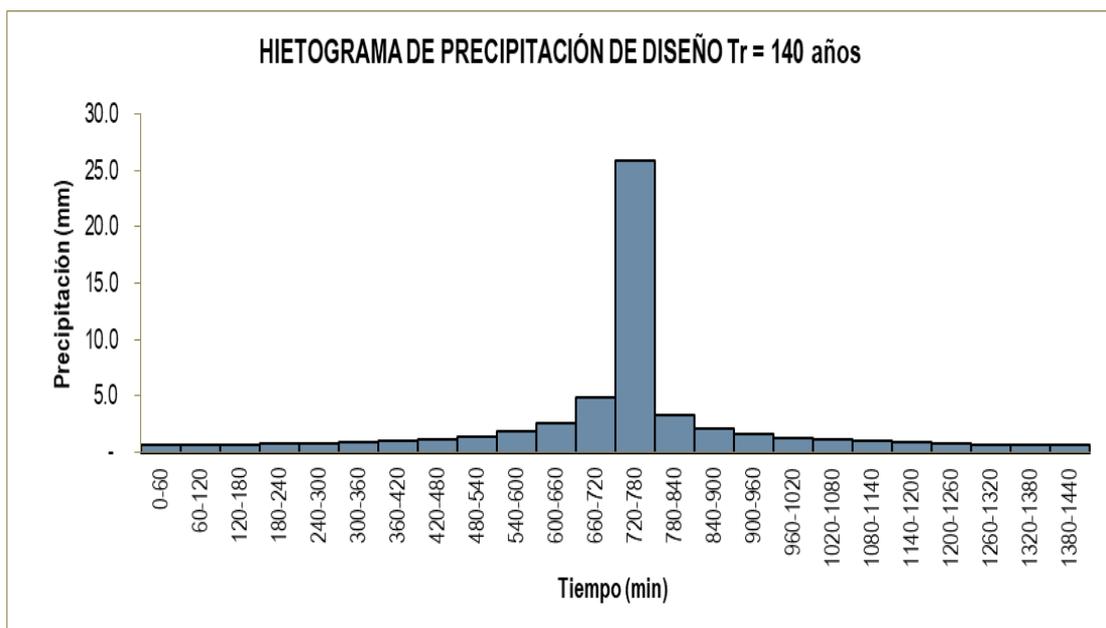
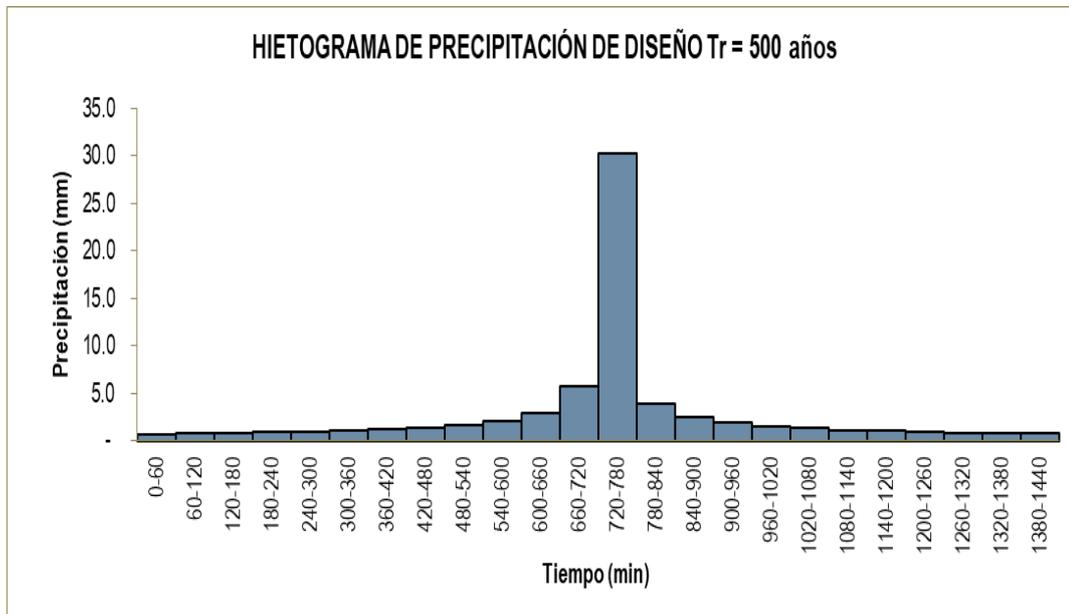


Figura 13.

Hietograma para $T = 500$ años – Estación Macusani.



f) Máximas avenidas

Los caudales máximos o máximas avenidas permiten diseñar las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para la protección de las ciudades, puentes y entre otros, se debería de estimar un caudal de diseño apropiado con un previo análisis, teniendo en cuenta que estos sean caudales máximos; el caudal de diseño está directamente relacionado con el período de retorno de las avenidas que se le asigne, que además este depende del tipo de obra y el tiempo en que estará operativa (Villón, 2002).

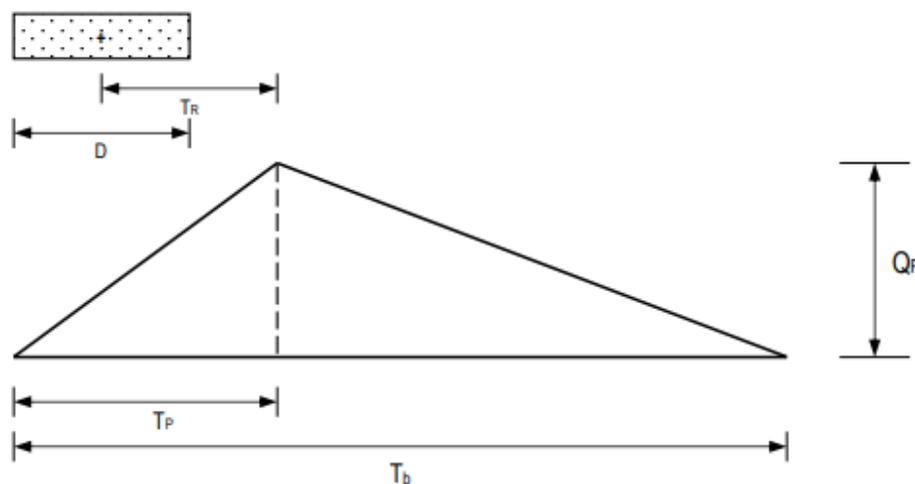
Debido a que, en la zona de estudio, no existe información hidrométrica, pero sí, información meteorológica como es la precipitación máxima en 24 horas de la estación Macusani, la determinación de caudales máximos instantáneos, se realizará con el método del Hidrograma Unitario Sintético del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) (ANA, 2019).

El Método SCS fue desarrollado inicialmente para estimar avenidas e hidrogramas de avenidas de cuencas pequeñas; sin embargo, gracias a desarrollos posteriores se nos permite aplicar a cuencas mayores, al incorporar los efectos del almacenamiento del cauce; el Método es utilizado para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, y es la consolidación de diversos procedimientos, se aplica principalmente en los estudios de máximas avenidas en cuencas sin aforos (ANA, 2019).

“El método consiste en estimar un hidrograma triangular unitario sintético a partir de las características físicas de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva, las cuales convolucionan para producir un hidrograma compuesto de la avenida” (ANA, 2019). Tal como se muestra a continuación:

Figura 14.

Hidrograma unitario triangular del SCS.



Nota. Extraído de ANA, 2019.

Donde:

D : Duración del incremento unitario de precipitación efectiva (horas).

$$D = 0.40 T_R \quad (25)$$



T_p : Tiempo pico (horas).

$$T_p = \frac{D}{2} + T_R = 3D \quad (26)$$

T_b : Tiempo base (horas).

$$T_b = 2.67 T_p \quad (27)$$

Q_p : Caudal pico del hidrograma unitario para una duración D (horas).

$$Q_p = \frac{0.208 P_e A}{T_p} \quad (28)$$

Si:

A : Área de la microcuenca (km^2).

Pe : Precipitación efectiva o escorrentía directa (mm).

T_R : Tiempo de retardo entre el centro de la precipitación efectiva y el caudal pico (horas).

$$T_R = 0.6 T_c \quad (29)$$

Para la determinación de los caudales máximos o avenidas máximas se realizó la aplicación del programa HEC-HMS, se trata de uno de los programas de modelización de procesos hidrológicos más habituales, diseñado para simular el proceso de precipitación – escorrentía.

Además, mediante el uso de los mapas de Número de Curva desarrollados por la Autoridad Nacional del Agua (Ver memoria de cálculo en la Tabla C.16 del Anexo C.3), se obtuvo un CN = 72.1.

Según la ecuación 29 el T_r se considera el 60% del T_c . De los cálculos desarrollados para el cálculo del T_c se obtuvo un $T_c = 8.746$ horas equivalente a 524.79 minutos, por lo tanto, T_r es igual a 314.87 minutos.

Con la información anterior y haciendo uso del programa HEC-HMS, se determinaron los caudales de avenida en nuestra zona de estudio.

Para un periodo de retorno de 140 años, los resultados obtenidos en el programa HEC-HMS se muestran en la siguiente figura:

Figura 15.

Caudal de diseño para un $T = 140$ años.

Project: MACUSANITR=140 Simulation Run: Run 1tr140
Start of Run: 01ene.2022, 00:00 Basin Model: MACUSANI140
End of Run: 02ene.2022, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 22jun.2022, 21:36:48 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SALIDA	423.08	114.8	01ene.2022, 19:00	10.34
ENTRADA	423.08	114.8	01ene.2022, 19:00	10.34

Para un periodo de retorno de 500 años, los resultados obtenidos en el programa HEC-HMS se muestran en la siguiente figura:

Figura 16.

Caudal de diseño para un $T = 500$ años.

Project: MACUSANITR500 Simulation Run: tr500
Start of Run: 01ene.2022, 00:00 Basin Model: MACUSANI500
End of Run: 02ene.2022, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 22jun.2022, 21:33:48 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SALIDA	423.08	173.8	01ene.2022, 19:00	15.24
ENTRADA	423.08	173.8	01ene.2022, 19:00	15.24

A continuación, se muestra una tabla resumen de los caudales máximos calculados:

Tabla 20.

Caudales máximos para un T de 140 y 500 años.

Periodo de retorno (años)	Caudales Máximos Instantáneos (m³/seg)
140	114.80
500	174.80

3.7.3. Estudio Hidráulico

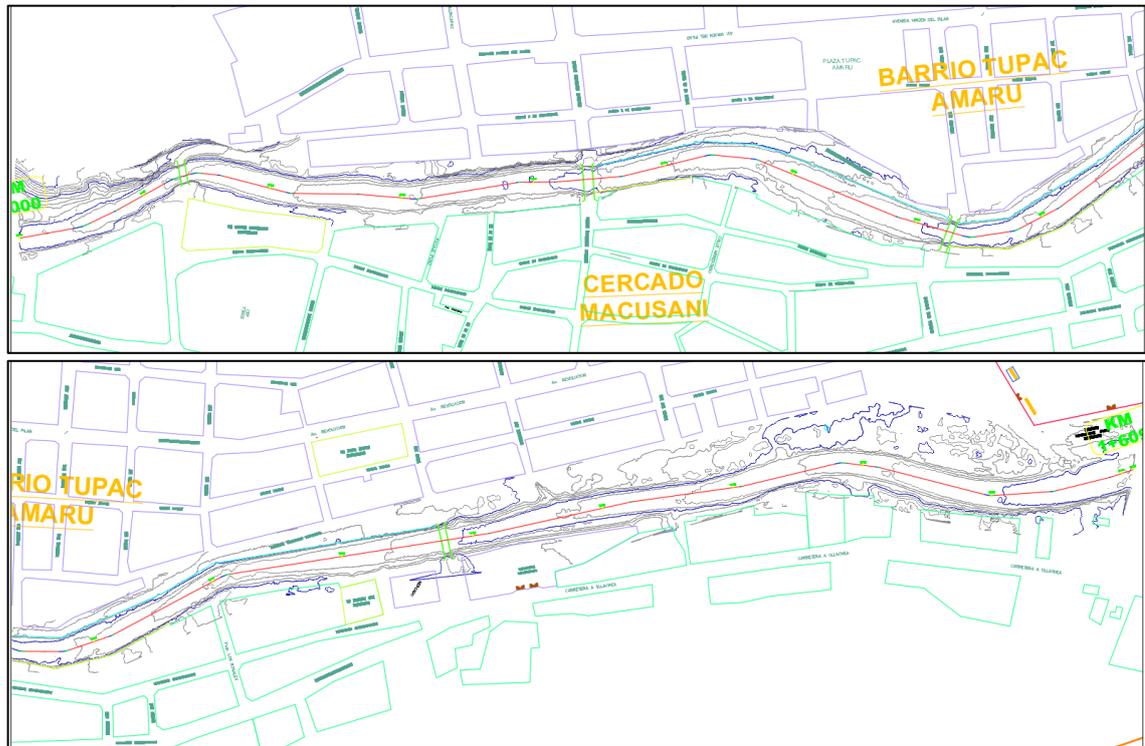
El cálculo hidráulico implica, en primer lugar, determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir, si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de la estructura, luego se determina la sobreelevación del nivel de agua y finalmente se estima el nivel de socavación potencial total (Cáceres & Castillo, 2018).

a) Información topográfica

Con la información topográfica se obtuvo la geometría del río mediante el uso del programa AutoCAD Civil 3D y con los caudales obtenidos se prosigue a realizar los cálculos hidráulicos concernientes a la modelación hidráulica. En la siguiente figura se muestra la topografía del cauce del río.

Figura 17.

Topografía del cauce del río.



b) Coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning es uno de los factores hidráulicos más importantes en el cálculo de los perfiles del flujo en ríos y quebradas.

Tabla 21.

Valores recomendados de coeficiente de rugosidad de Manning.

Descripción de la corriente	Mínimo	Normal	Máximo
A. Cauces naturales			
A.1 Cursos secundarios (ancho de la superficie libre en crecida < 30m)			
<i>A.1.1 Cursos en planicies</i>			
- Limpios, rectos, sin fallas ni pozos	0.025	0.030	0.033
- Rectos con algunas piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
- Limpios con meandros, con algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
- Meandros con algunas piedras y pastos	0.035	0.045	0.050
- Meandros con muchas piedras	0.045	0.050	0.060



Descripción de la corriente	Mínimo	Normal	Máximo
- Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
- Tramo con mucho pasto, pozos profundos y cauce en crecida con muchos arbustos y matorral	0.075	0.100	0.150
<i>A.1.2 Cursos montañosos, carentes de vegetación en el fondo, laderas con pendientes pronunciadas y árboles y arbustos en las laderas que se sumergen en niveles de crecida</i>			
- Cauce de grava, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
- Cauce de cantos rodados, con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
A.2 Cursos en planicies inundadas			
<i>A.2.1 Zonas de pastos, sin arbustos</i>			
- Pasto corto	0.025	0.030	0.035
- Pasto alto	0.030	0.035	0.050
<i>A.2.2 Zonas cultivadas</i>			
- Sin cultivo	0.020	0.030	0.030
- Cultivos sembrados en línea en fase de madurez fisiológica	0.025	0.035	0.045
- Cultivos sembrados a voleo en fase de madurez fisiológica	0.030	0.040	0.050
<i>A.2.3 Zonas arbustivas</i>			
- Escasos arbustos y pasto abundante	0.035	0.050	0.070
- Pequeños árboles y arbustos sin follaje (parada invernial)	0.035	0.050	0.060
- Pequeños árboles y arbustos con follaje (fase vegetativa)	0.040	0.060	0.080
- Arbustos medianos a densos durante la parada invernial	0.045	0.070	0.110
- Arbustos medianos a densos durante la fase vegetativa	0.070	0.100	0.160
<i>A.2.3 Zonas arbóreas</i>			
- Sauces densos, temporada invernial	0.110	0.150	0.200
- Terreno claro con ramas sin brotes	0.030	0.040	0.050
- Terreno claro con ramas de gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
	0.080	0.100	0.120

Descripción de la corriente	Mínimo	Normal	Máximo
- Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación por debajo de las ramas	0.100	0.120	0.160
- Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación que alcanza las ramas			
A.3 Cursos importantes (ancho de la superficie libre en crecida > 30m)			
En este caso, los valores del coeficiente n son inferiores a los correspondientes de cauces secundarios análogos, ya que los bancos ofrecen una resistencia efectiva menor.			
- Sección regular sin rocas ni arbustos	0.025		0.060
- Sección irregular y rugosa	0.035		0.100

Nota. Extraído de HEC-RAS (ANA, 2019).

Para el proyecto el coeficiente de rugosidad se seleccionó según la característica del cauce del río.

Figura 18.

Característica del lecho del río.



Con uso de la tabla 21 y para un cauce con grava, cantos rodados y algunas rocas se ha considerado el valor mínimo de 0.030 en su margen derecha, media e izquierda.

c) Cálculo de niveles de agua

Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular; el modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo, el modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía: (Colorado, 2014).

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + E \quad (30)$$

Donde:

$Z_n + P_n$: Nivel del pelo de agua en los extremos del tramo (m).

V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo (m).

α_1 y α_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.

g : Aceleración de la gravedad (m/s²).

E : Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L (m).

En la ecuación de la energía, los subíndices 1 y 2 se refieren a dos secciones distintas, la sección 1 ubicada aguas arriba de la sección 2, en la solución numérica iterativa de la ecuación, la incógnita es el nivel del agua $Z_1 + P_1$ en la sección 1 y es dato en el nivel de agua $Z_2 + P_2$ en la sección 2; se procede desde aguas abajo hacia aguas

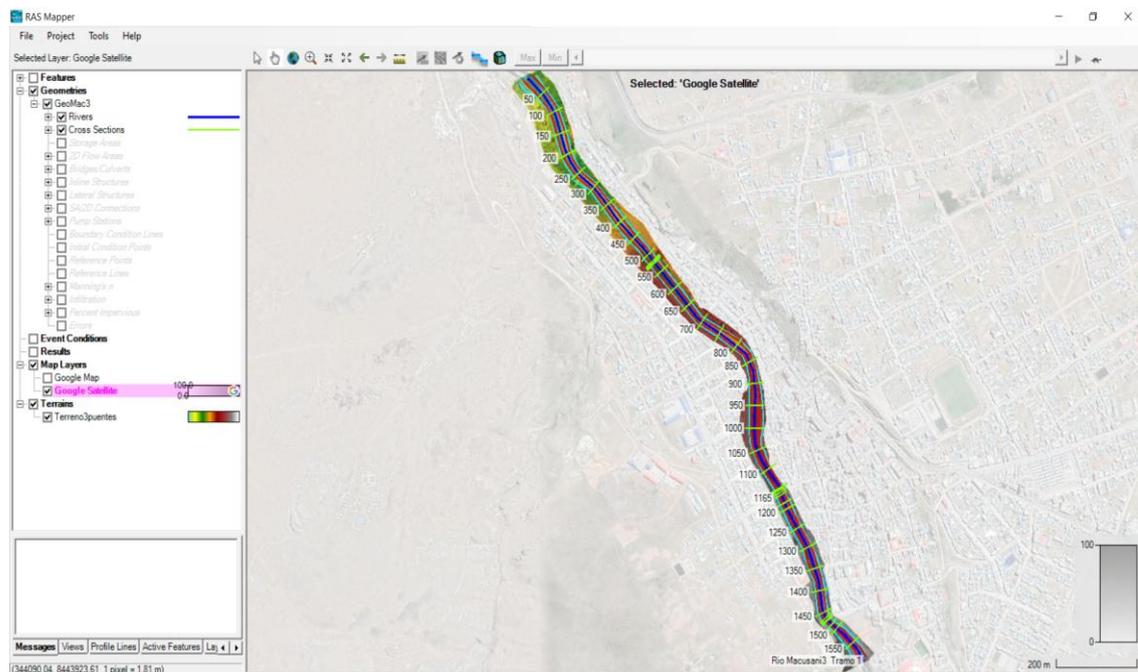
arriba cuando el flujo es subcrítico, mientras que se procede en forma inversa cuando el sujo es supercrítico (Colorado, 2014).

Se utilizará el programa HEC- RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), es un programa cuya principal función es la delineación de planicies de inundación, es decir, calcular el nivel del agua en una sección transversal, en el tramo de un río o canal artificial, el flujo puede ser permanente o no permanente. (ANA, 2019)

A partir del levantamiento topográfico se generaron las secciones transversales cada 50 m con el complemento RAS MAPPER, del programa HEC-RAS 6.2, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 19.

Geometría y secciones transversales en RAS Mapper en HEC-RAS.



A continuación, se presenta siguiente tabla con los parámetros de entrada que se usaron en el programa HEC-RAS para la modelación hidráulica.

Tabla 22.

Datos de entrada para la modelación hidráulica.

Datos de entrada		
	Distancia entre secciones	50 m
Características geométricas	Estación aguas abajo	Km 0 + 000.00
	Estación del puente carrozable	Km 0 + 516.00
	Estación del puente Tupac Amaru	Km 1 + 154.00
	Estación del puente Berroa	Km 1 + 462.00
	Estación aguas arriba	Km 1 + 550.00
Características de la rugosidad de Manning	Margen izquierda	0.030
	Cauce principal	0.030
	Margen derecha	0.030
Caudal de diseño	Caudal para un T = 140 años	114.80 m ³ /s
	Caudal para un T = 500 años	173.80 m ³ /s

Con los datos ingresados y grabados en la modelación del proyecto, el programa corre y nos arroja los siguientes resultados:

Tabla 23.

Resultados hidráulicos para un T = 140 años.

Tramo	Estación	Caudal (m³/s)	Fondo del cauce (m)	Nivel de agua (m)	Velocidad media (m/s)	Número de Froude en sección
Puente Berroa	1462	114.80	4352.87	4356.47	2.83	0.49
	1468	114.80	4352.87	4355.49	4.98	1.03
Puente Tupac Amaru	1154	114.80	4349.74	4351.54	4.23	1.05
	1159	114.80	4349.73	4351.02	5.20	1.53
Puente carrozable	516	114.80	4340.35	4341.94	4.84	1.29
	520	114.80	4340.29	4341.85	4.91	1.36



Tabla 24.

Resultados hidráulicos para un $T = 500$ años.

Tramo	Estación	Caudal (m³/s)	Fondo del cauce (m)	Nivel de agua (m)	Velocidad media (m/s)	Número de Froude en sección
Puente Berroa	1462	173.80	4352.87	4357.60	3.11	0.47
	1468	173.80	4352.87	4356.27	5.70	1.02
Puente Tupac	1154	173.80	4349.74	4351.93	5.02	1.13
Amaru	1159	173.80	4349.73	4351.43	5.84	1.48
Puente	516	173.80	4340.35	4342.40	5.44	1.26
carrozable	520	173.80	4340.29	4342.25	5.62	1.37



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS.

El cálculo de la socavación total se realizó, teniendo en cuenta los parámetros de resultados del programa HEC – RAS, y mediante el uso del software Excel se estimó la socavación local con los métodos Artamonov, Laursen, Froehlich y Hire, tal como se detalla a continuación:

4.1.1. Estimación de la Socavación Local en el puente Berroa

a) Método de Artamonov.

Este método depende de diferentes factores, uno de ellos es que el tipo de estribo debe ser con pendiente o de pared vertical. Nuestro puente en estudio tiene estribos con aleros, los cuales no están contemplados en este método, por lo cual su aplicación no es apta para este caso de estudio.

b) Método de Laursen.

El método de Laursen se aplica en estribos con pared vertical, sin embargo, presenta correcciones en caso la forma del estribo no sea en pared vertical, siendo estos los estribos con pared inclinada hacia en cauce o estribos con aleros de 45° , nuestro puente en estudio presenta aleros, sin embargo, su inclinación es no forma un ángulo de 45° , por lo que este método no se aplicó en este caso de estudio.

c) Método de Froehlich.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó el coeficiente que depende de la forma del estribo (K_f) haciendo uso de la Tabla 5 y como nuestro puente cuenta con estribos y aletas, se obtuvo un K_f igual a 0.82
- Seguidamente se determinó el factor de corrección K_θ , el cual depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (K_θ), este ángulo como se ve en la Figura 20 es igual a 78° .

Figura 20.

Ángulo entre la corriente y el eje del puente Berroa.



Y haciendo uso de la ecuación 11 como se muestra a continuación:

Si $\theta = 78^\circ$: $K_\theta = (78/90)^{0.13}$, el valor de $K_\theta = 0.98$.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 10 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 25.

Socavación local en el puente Berroa, Método Froehlich.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	L	1.50	4.09 m	1.50	4.43 m
	he	2.17		2.34	
	Fre	0.40		0.42	
	K _θ	0.98		0.98	
	K _f	0.82		0.82	
500	L	1.50	5.20 m	1.50	5.43 m
	he	2.95		3.12	
	Fre	0.38		0.38	
	K _θ	0.98		0.98	
	K _f	0.82		0.82	

d) Método de Hire.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 13 se procedió a estimar la socavación local con el método de Hire, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 26.

Socavación local en el puente Berroa, Método Hire.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	h	2.17	10.04 m	2.34	10.82 m
	Fr	0.49		0.49	
	K _θ	0.98		0.98	
	K _f	0.82		0.82	

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
500	h	2.95		2.34	
	Fr	0.47		0.47	
	K_{θ}	0.98	13.46 m	0.98	14.24 m
	K_f	0.82		0.82	

4.1.2. Estimación de la Socavación Local en el puente Tupac Amaru

a) Método de Artamonov.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó el coeficiente K_{θ} , este ángulo como se ve en la Figura 21 es igual 90° , con el uso de la Tabla 1 se calculó que K_{θ} es igual a 1.00.

Figura 21.

Ángulo entre la corriente y el eje del puente Tupac Amaru.



- Seguidamente se determinó el coeficiente que depende de la relación entre el caudal interceptado por el estribo y el caudal de diseño (K_Q), haciendo uso de la Tabla 2.

Si $Q_d/Q_i = 0.02$, entonces K_Q es igual a 2.

Si $Q_d/Q_i = 0.03$, entonces K_Q es igual a 2.

- Luego se determinó el coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (K_m), el tipo de estribo que se encuentra en el puente es de tipo pared vertical, haciendo uso de la Tabla 3 se obtiene que K_m es igual a 1.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 5 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 27.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Artamonov.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	L	1.60	0.98 m	1.30	0.99 m
	h	0.98		0.99	
	Qd/Qi	0.02		0.02	
	K_θ	1.00		1.00	
	K_Q	2.00		2.00	
	K_m	1.00		1.00	
500	L	1.60	1.39 m	1.30	1.40 m
	h	1.39		1.40	
	Qd/Qi	0.03		0.03	
	K_θ	1.00		1.00	
	K_Q	2.00		2.00	
	K_m	1.00		1.00	

b) Método de Laursen.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó la forma de socavación. Según los resultados del modelamiento la profundidad de flujo de agua es igual a 1.29 m y 1.70 m para un T de 140 años y 500 años respectivamente, del análisis granulométrico obtenemos un D_{50} igual a 2.96 mm, reemplazando los datos de entrada en la ecuación 4, obtenemos:

Tabla 28.

Forma de socavación en el Puente Tupac Amaru.

T	Variables	Vc (m/s)	V (m/s)	Forma de socavación		
140	h	1.29	2.00	5.20	V>Vc	Lecho móvil
	D_{50}	2.96				
500	h	1.70	2.09	5.84	V>Vc	Lecho móvil
	D_{50}	2.96				

En la Tabla 28 se observa que haciendo una comparación entre los valores de V_c y V , se obtuvo que, la forma de socavación es en **lecho móvil**.

- Luego se determinó el factor de corrección K_θ , este ángulo como se ve en la Figura 21 es igual a 90° .

Y haciendo uso de la ecuación 11 como se muestra a continuación:

Si $\theta = 90^\circ$: $K_\theta = (90/90)^{0.13}$, el valor de $K_\theta = 1.00$.

- Finalmente, el coeficiente de corrección K_f , no se considera o toma un valor igual a 1 debido a que la forma del estribo es de pared vertical.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 6 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 29.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Laursen.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	L	1.60		1.30	
	h	1.29		1.29	
	K_{Θ}	1.00	2.20 m	1.00	1.99 m
	K_f	1.00		1.00	
500	L	1.60		1.30	
	H	1.70		1.70	
	K_{Θ}	1.00	2.53 m	1.00	2.29 m
	K_f	1.00		1.00	

c) Método de Froehlich.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó el coeficiente que depende de la forma del estribo (K_f) haciendo uso de la Tabla 4, obteniendo un K_f igual a 1.00
- Luego se determinó el factor de corrección K_{Θ} haciendo uso de la ecuación 11, obteniendo un valor de K_{Θ} igual a 1.00.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 10 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 30.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Froehlich.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	L	1.60		1.30	
	he	0.98		0.99	
	Fre	1.16	3.99 m	0.68	2.99 m
	K_{Θ}	1.00		1.00	
	K_f	1.00		1.00	
500	L	1.60		1.30	
	he	1.39		1.40	
	Fre	1.08	4.90 m	0.65	3.77 m
	K_{Θ}	1.00		1.00	
	K_f	1.00		1.00	

d) Método de Hire.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 13 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 31.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Hire.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
500	h	0.98		0.99	
	Fr	1.05	7.24 m	1.05	7.32 m
	K_{Θ}	1.00		1.00	
	K_f	1.00		1.00	
500	h	1.39		1.40	
	Fr	1.13	10.53 m	1.13	10.60 m
	K_{Θ}	1.00		1.00	
	K_f	1.00		1.00	

4.1.3. Estimación de la socavación local en el puente carrozable

a) Método de Artamonov.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó el coeficiente K_{θ} , este ángulo como se ve en la Figura 22 es igual 90° , con el uso de la Tabla 1 se calculó que K_{θ} es igual a 1.00.

Figura 22.

Ángulo entre la corriente y el eje del puente carrozable.



- Seguidamente se determinó el coeficiente que depende de la relación entre el caudal interceptado por el estribo y el caudal de diseño (K_Q), haciendo uso de la Tabla 2.

Si $Q_i/Q_d=0.01$, entonces K_Q es igual a 2.

Si $Q_i/Q_d=0.02$, entonces K_Q es igual a 2.

- Luego se determinó el K_m , haciendo uso de la Tabla 3 se obtiene que K_m es igual a 1.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 5 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 32.

Socavación local en el puente carrozable, Método Artamonov.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	L	1.10		1.60	
	h	0.75		0.26	
	Qi/Qd	0.01		0.01	
	K_{θ}	1.00	0.71 m	1.00	0.24 m
	K_Q	2.00		2.00	
	K_m	0.97		0.97	
500	L	1.10		1.60	
	h	1.14		0.65	
	Qi	0.02		0.01	
	K_{θ}	1.00	1.07 m	1.00	0.61 m
	K_Q	2.00		2.00	
	K_m	0.97		0.97	

b) Método de Laursen.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó la forma de socavación. Según los resultados del modelamiento la profundidad de flujo de agua es igual a 1.56 m y 1.96 m para un T de 140 años y 500 años respectivamente, del análisis granulométrico obtenemos un D_{50} igual a 8.41 mm, reemplazando los datos de entrada en la ecuación 4, obtenemos:

Tabla 33.

Forma de socavación en el Puente carrozable.

T	Variables	Vc (m/s)	V (m/s)	Forma de socavación		
140	h	1.56	2.92	4.91	V>Vc	Lecho móvil
	D ₅₀	8.41				
500	h	1.96	3.03	5.62	V>Vc	Lecho móvil
	D ₅₀	8.41				

En la Tabla 33 se observa que haciendo una comparación entre los valores de Vc y V, se obtuvo que, la forma de socavación es en **lecho móvil**.

- Luego se determinó el factor de corrección K_{θ} , este ángulo como se ve en la Figura 22 es igual a 90° por lo que el valor de $K_{\theta} = 1.00$.
- Finalmente, el coeficiente de corrección K_f para estribos con pared inclinada, según la Tabla 4 es igual 0.80.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 6 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 34.

Socavación local en el puente carrozable, Método Laursen.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
140	L	1.10	1.61 m	1.60	1.29 m
	h	1.56		1.56	
	K_{θ}	1.00		1.00	
	K_f	0.80		0.80	



	L	1.10		1.60	
500	H	1.96	1.81 m	1.96	1.45 m
	K_{Θ}	1.00		1.00	
	K_f	0.80		0.80	

c) Método de Froehlich.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó el coeficiente que depende de la forma del estribo (K_f) haciendo uso de la Tabla 4, obteniendo un K_f igual a 0.55.
- Luego se determinó el factor de corrección K_{Θ} haciendo uso de la ecuación 11, obteniendo un valor de K_{Θ} igual a 1.00.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 10 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 35.

Socavación local en el puente carrozable, Método Froehlich.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
	L	1.10		1.60	
	he	0.75		0.26	
140	Fre	0.58	1.54 m	1.01	0.76 m
	K_{Θ}	1.00		1.00	
	K_f	0.55		0.55	



	L	1.10		1.60	
	he	1.14		0.65	
500	Fre	0.62	2.19 m	0.86	1.41 m
	K_{θ}	1.00		1.00	
	K_f	0.55		0.55	

d) Método de Hire.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 13 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 36.

Socavación local en el puente carrozable, Método Hire.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
	h	0.75		0.26	
140	Fr	1.36	3.32 m	1.36	1.15 m
	K_{θ}	1.00		1.00	
	K_f	0.55		0.55	
	h	1.14		0.65	
500	Fr	1.37	5.06 m	1.37	2.88 m
	K_{θ}	1.00		1.00	
	K_f	0.55		0.55	



4.2. ANÁLISIS DEL USO DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Para realizar el cálculo de la socavación local, se trabajó con los 4 métodos anteriormente descritos, estos métodos fueron desarrollados en base a estudios experimentales, es decir que se basan en estudios de laboratorio y no cuentan con verificación en campo, por lo que sus relaciones conllevan ciertas limitaciones en su uso, las cuales deberán ser tomadas en consideración para su correcta aplicación.

- MÉTODO DE ARTAMONOV

El método se usa para el cálculo de la socavación en estribos y también en espigones. Si bien es cierto este método no presenta limitaciones definidas para su uso, si depende de ciertos factores como el caudal interceptado por la estructura.

Por otra parte, este método hace al uso del coeficiente K_m , el cual se relaciona con la geometría de la estructura, este método considera estribos con inclinación, y no otro tipo de estribos, por lo que su aplicación se restringe a este tipo de estructuras.

Además, el método no especifica para que forma de socavación es aplicable.

- MÉTODO DE LAURSEN

Este método presenta dos ecuaciones, una para cada forma de socavación, la socavación en lecho móvil hace uso de parámetros únicamente hidráulicos, y la socavación en agua clara toma en cuenta en cuenta parámetros hidráulicos y geotécnicos.

Además, las ecuaciones se aplican bajo las siguientes condiciones: Cuando los estribos se proyectan dentro del cauce principal y además no existe flujo sobre las llanuras de inundación, y se debe cumplir con $L/h < 25$.



Así mismo, una de las condiciones para aplicar este método es que la forma del estribo sea en pared vertical, sin embargo, nos da un coeficiente de corrección K_f el cual toma en consideración estribos con aleros inclinados a 45° , y estribos con pared inclinada hacia el cauce.

Además, este método toma datos trabaja con datos hidráulicos de la sección aguas arriba del puente. Otro aspecto a tomar en cuenta es que presenta ecuaciones que deben ser resueltas por tanteo.

El coeficiente de corrección por ángulo de ataque son los mismos que se usa en el método de Froehlich.

- **MÉTODO DE FROEHLICH**

Este método fue desarrollado en laboratorio con condiciones de lecho móvil, empero, se recomienda su uso es para ambas formas de socavación. Además, este método es el que más se usa en Estados Unidos.

Por otra parte, el método datos trabaja con datos hidráulicos al pie del estribo.

- **MÉTODO DE HIRE**

Este método fue desarrollado para estimar la socavación que se produce al pie de espigones. Y, no específica para que forma de socavación es aplicable.

Los coeficientes de corrección por ángulo de ataque y forma del estribo son los mismos que se usa en el método de Froehlich.

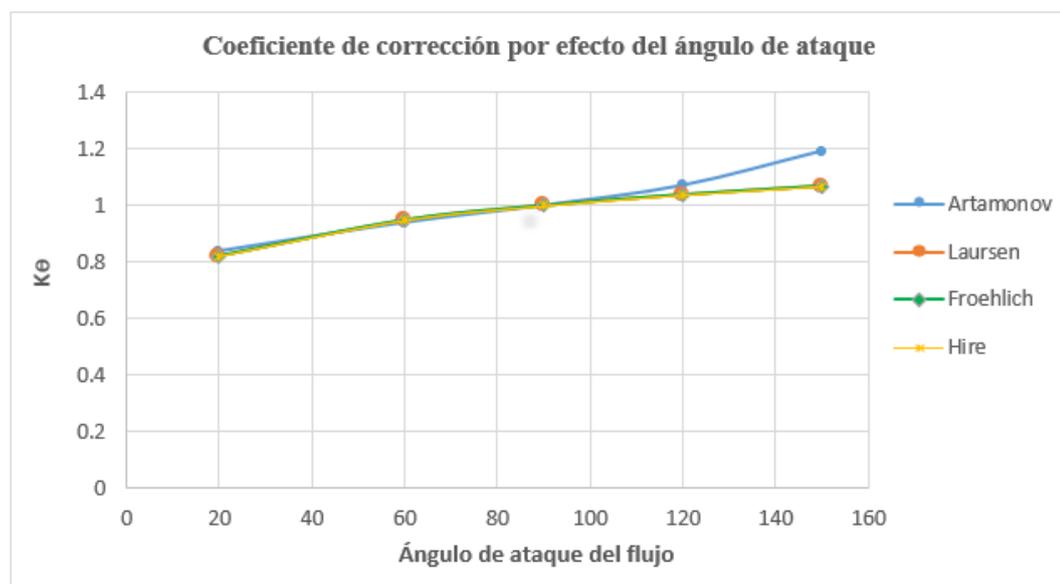
4.3. ANÁLISIS DE COEFICIENTES DE CORRECCIÓN

Los métodos anteriormente descritos, presentan coeficientes de corrección, en este ítem realizaremos un análisis sobre la variación de estos.

Coefficiente de corrección por ataque de flujo, los 4 métodos presentados consideran este factor:

Figura 23.

Coefficiente K_{θ} , para los 4 métodos de cálculo de socavación.



En la Figura 23 se muestra como varía el coeficiente K_{θ} para los 4 métodos, y se aprecia que los métodos de Laursen, Froehlich y Hire usa valores idénticos, esto se debe a que los 3 métodos hacen uso de la misma ecuación para el cálculo de dicho coeficiente, y el método de Artamonov hace uso de valores ligeramente más altos.

En la aplicación de este coeficiente de corrección a las profundidades de socavación, se observó que a mayor ángulo de ataque ($\theta > 90^\circ$) mayor será el coeficiente, lo que nos da mayores profundidades de socavación.

Coefficiente de corrección por ataque de flujo, los 4 métodos presentados consideran este factor, sin embargo, no todos los métodos consideran la misma forma del estribo, tal como se muestra a continuación:

Tabla 37.

Coefficiente K_f para diferentes formas de estribo.

Método	Tipo de estribo		
	Estribo con pared vertical	Estribo con pared inclinada	Estribo con aleros inclinados hacia el cauce del río
Artamonov	X	X	
Laursen	X	X	X*
Froehlich	X	X	X
Hire	X	X	X

En la Tabla 37, se observa que los 4 métodos presentados consideran estribos con pared vertical y estribos con pared inclinada, por otra parte, solo tres de estos métodos considera estribos con aleros inclinados, empero, el método de Laursen considera este tipo de estribos con aleros cuando estos sean a 45°.

Durante la aplicación de este coeficiente de corrección se observó que, si el estribo presenta pendiente, la socavación será menor, a comparación de un estribo con aleros, y estos dos serán menor a la socavación que se producirá en un estribo con pared vertical.

4.4. PARÁMETROS UTILIZADOS POR LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Cada uno de los métodos considera diferentes parámetros, tal como se muestra a continuación:

Tabla 38.

Parámetros usados en los métodos de cálculo de socavación local.

MÉTODO	PARÁMETROS		
	GEOMÉTRICOS	HIDROLÓGICOS	GEOTÉCNICOS
ARTAMONOV	X	X	
LAURSEN	X	X	X
FROEHLICH	X	X	
HIRE	X	X	

Si bien los 4 métodos consideran los mismos parámetros (geométricos e hidrológicos), cada uno de estos hace uso de diferentes variables, lo que hace que los resultados que se obtengan varíen, sin embargo, no se debe olvidar que cada uno de estos métodos fue desarrollado en laboratorio bajo diferentes condiciones, lo que hace que los resultados de la estimación de la socavación varíen.

Además, se observa que solo el método de Laursen considera parámetros geotécnicos, cuando la forma de socavación es en agua clara.

4.5. COMPARACIÓN DE LA SOCAVACIÓN ESTIMADA EN LOS PUENTES

A continuación, se presentan tablas resumen de la estimación de la socavación local en los estribos de los puentes para ambos periodos de retorno.

Tabla 39.

Resumen de la estimación de la socavación local en el Puente Berroa.

Periodo de Retorno	Método	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
140	Artamonov	--	--
	Laursen	--	--
	Froehlich	4.09	4.43
	Hire	10.04	10.82
500	Artamonov	--	--
	Laursen	--	--
	Froehlich	5.20	5.43
	Hire	13.46	14.24

Tabla 40.

Resumen de la estimación de la socavación local en el puente Tupac Amaru.

Periodo de Retorno	Método	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
140	Artamonov	0.98	0.99
	Laursen	2.20	1.99
	Froehlich	3.99	2.99
	Hire	7.24	7.32
500	Artamonov	1.39	1.40
	Laursen	2.53	2.29
	Froehlich	4.90	3.77
	Hire	10.53	10.60

Tabla 41.*Resumen de la estimación de la socavación local en el puente carrozable.*

T	Método	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
140	Artamonov	0.71	0.24
	Laursen	1.61	1.29
	Froehlich	1.54	0.76
	Hire	3.32	1.15
500	Artamonov	1.07	0.61
	Laursen	1.81	1.45
	Froehlich	2.19	1.41
	Hire	5.06	2.88

Como se aprecia en la Tabla 39, 40 y 41 existe una variación de estimación de la socavación en cada puente, esto se debe a que cada puente presenta condiciones geométricas diferentes.

El Puente Berroa presenta estribos con aleros lo que hace que según los coeficientes de corrección la estimación sea menor a comparación de puentes con pared vertical como es el caso del puente Tupac Amaru, sin embargo, lo que más influye es que este puente presenta una luz libre menor a comparación de los otros dos, lo que hace que las velocidades que se presenten sean mayores y por ende la estimación de la socavación sea mayor.

Por otro lado, el puente carrozable presenta estribos con pared inclinada, lo que nos da un coeficiente de corrección de forma menor al que se presenta en estribos con aleros; en métodos como el de Froehlich y Hire este coeficiente toma un valor de 0.55, lo que causa que la estimación de la socavación se reduzca en casi el 50%. Además, la socavación que se estima en este puente es mucho menor a los otros dos puentes por que presenta una luz libre mayor y también se debe a que en este puente existe material

acumulado alrededor de los estribos, lo que provoca que el agua no esté en contacto directo con el estribo, redireccione el cauce del flujo. El estribo que se encuentra con menos susceptibilidad a socavación es el estribo derecho, debido a que existe enrocado alrededor de este.

4.6. COMPARACIÓN Y PREDICCIÓN DE LOS MÉTODOS

Para determinar cuál de los métodos empíricos estudiados para la estimación de la socavación local alrededor de los estribos de los puentes tiene una mejor predicción se realizó mediciones in situ de la socavación en el Puente Tupac Amaru, la cual se comparará con la socavación estimada por los métodos empíricos, para un caudal de $8.7 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal que se estima con una precipitación máxima de 30 mm en el periodo de noviembre de 2021, hasta agosto de 2022.

a) Método de Artamonov.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 5 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 42.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Artamonov.

Q	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
$8.9 \text{ m}^3/\text{s}$	L	1.60	0.21 m	1.30	0.22 m
	h	0.21		0.22	
	Qd/Qi	0.05		0.05	
	K_{θ}	1.00		1.00	
	K_Q	2.00		2.00	
	K_m	1.00		1.00	

b) Método de Laursen.

Para la estimación de la socavación con este método se necesita los siguientes datos de entrada:

- Primero se determinó la forma de socavación:

Tabla 43.

Forma de socavación en el Puente Tupac Amaru.

Q	Variables	Vc (m/s)	V (m/s)	Forma de socavación		
8.9 m ³ /s	h	0.52	1.72	1.26	V < Vc	Agua clara
	D ₅₀	2.96				

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 6 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 44.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Laursen.

Q	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
8.9 m ³ /s	L	1.60	0.76 m	1.30	0.65 m
	h	1.29		1.29	
	S	0.01		0.01	
	τ	0.05		0.05	
	D ₇₅	0.16		0.16	
	τ _c	0.12		0.12	
	K _θ	1.00		1.00	
K _f	1.00	1.00			

c) Método de Froehlich.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 10 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 45.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Froehlich.

Q	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
8.9 m³/s	L	1.60		1.30	
	he	0.21		0.22	
	Fre	0.54	1.00 m	0.47	0.90 m
	K _θ	1.00		1.00	
	K _f	1.00		1.00	

d) Método de Hire.

Con los datos de entrada calculados y aplicando la ecuación 13 se procedió a estimar la socavación local, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 46.

Socavación local en el puente Tupac Amaru, Método Hire.

T	Variables	Estribo izquierdo	Socavación	Estribo derecho	Socavación
500	h	0.21		0.22	
	Fr	0.96	1.51 m	0.96	1.58 m
	K _θ	1.00		1.00	
	K _f	1.00		1.00	

Seguidamente se realizará la comparación entre los resultados de los métodos empíricos propuestos y la medición in situ para determinar la magnitud del error con el RMSE.

El RMSE (Root Mean Square Error o Raíz del Error Cuadrático Medio) es una forma de evaluar la diferencia entre valores estimados y valores reales, este método estadístico se cuantifica en términos de las unidades de la variable calculada mediante la raíz del error cuadrático medio (Legates & McCabe, 1999). Es un indicador usado con frecuencia y su definición está dada por la siguiente ecuación:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2}{N}} \quad (31)$$

Donde:

y_i : Valor observado

\hat{y}_i : Valor calculado

N : Número de observaciones.

El RMSE cuantifica cuán diferente es un conjunto de valores. Cuanto más pequeño o próximo a 0 es un valor de RMSE, más cercanos son los valores predichos y observados (Willmott & Matsuura, 2005).

A continuación, se realizó la comparación y se determinó cuál de los métodos empíricos para estimación de la socavación local en estribos predice mejor dicho fenómeno.

Tabla 47.*Comparación de la estimación de la socavación local en el estribo derecho.*

Método	Socavación local (m)	RMSE
In situ	0.90	
Artamonov	0.21	0.69
Laursen	0.76	0.14
Froehlich	1.00	0.10
Hire	1.51	0.61

Tabla 48.*Comparación de la estimación de la socavación local en el estribo izquierdo.*

Método	Socavación local (m)	RMSE
In situ	0.80	
Artamonov	0.22	0.58
Laursen	0.65	0.15
Froehlich	0.90	0.10
Hire	1.58	0.78

Los resultados presentados nos muestran que los métodos de Laursen y Froehlich nos dan estimaciones de socavación muy buenas, debido a que el método de Froehlich presenta un RMSE más cercano a cero, se puede concluir que este método es el que realiza mejor la estimación de la socavación en estribos en el río Macusani.



4.7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Este ítem se centra en la evaluación de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores.

Para la realización de la delimitación de la cuenca se hace uso de las cartas nacionales 29-V Macusani y 28-V Ayapata con escala 1:10 000 y junto al programa ARC GIS se hizo dicha delimitación, esto con el fin de obtener las características geomorfológicas de nuestra cuenca de estudio, tal y como lo realizaron Palma (2022) y Esteves (2018).

El método empleado para la estimación de los caudales máximos es el método del SCS el cual trabaja con datos de precipitación máxima de 24 horas, para periodos de retorno de 140 y 500 años según lo establecido en el manual del MTC para el diseño y estudio de socavación en puentes. Palma (2022) realiza la estimación de los caudales mediante la regionalización de los caudales máximos instantáneos de estaciones hidrométricas cercanas a la zona de estudio. Así mismo, Aguinaga (2019) cuenta con datos caudales máximos, por lo que calcula los caudales máximos mediante la utilización de distribuciones estadísticas, y evalúa a cuál de estas se adaptan sus registros de caudales, y halla su caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años. Los métodos anteriormente descritos no fueron utilizados en nuestro estudio debido a que no se cuenta con un registro de caudales de años anteriores, por lo que se trabajó con el registro de las precipitaciones máximas, tal y como lo realizaron Mendoza (2021) y Alcarraz (2017).

En el análisis de predicción de los métodos se determinó que el método que mejor estima la socavación local en estribos en el río Macusani, es el método de Froehlich, tal y como lo mencionan Aguinaga (2019), Castro et. al (2015) y Palma (2022). Por otra parte, Esteves (2018) recomiendan hacer uso del método de Artamonov, esto podría ser



a consecuencia de que el estudio fue realizado en la llanura amazónica, la cual presenta diferentes características a nuestra zona de estudio. A sí mismo, Díaz (2012) también recomienda hacer uso del método de Artamonov para el cálculo de la profundidad alrededor de estribos, sin embargo, esta recomendación se realiza en base al análisis de ventajas y desventajas y no presenta contrastación con otro dato, ya sea mediante la modelación hidráulica o medición in situ.

Como se mencionó en párrafos anteriores existe una gran variedad de métodos para el cálculo de este fenómeno, en el caso de los métodos de cálculo de la socavación local en estribos, estos fueron desarrollados en laboratorio, y cada método toma en consideración diferentes parámetros ya sea geométricos, geotécnicos o hidráulicos. Si bien el método de Laursen utiliza parámetros geotécnicos como el diámetro de las partículas, este no representa un comportamiento real del suelo. A sí mismo, se observó que cuando se habla suelos no se toma en consideración la existencia de más de un tipo de suelo en un mismo punto de exploración.



V. CONCLUSIONES

Del trabajo de investigación realizado se concluye lo siguiente:

Las características geomorfológicas presentes en la cuenca son: el área igual a 423.08 km², el perímetro igual 161.73 km y la pendiente del cauce principal igual a 14.62 m/km.

Los caudales máximos hallados para un periodo de retorno igual a 140 y 500 años son 114.80 m³/seg y 174.80 m³/seg respectivamente, además el caudal máximo en el periodo de noviembre de 2021 a agosto de 2022 para una precipitación de 30mm es de 8.9 m³/seg.

El método de Artamonov, nos estima profundidades de socavación infravaloradas, la variable principal es el tirante de agua en la zona cercana al estribo y se aplica en estribos con pared inclinada o pared vertical. La estimación de la socavación local con este método para un periodo de retorno de 500 años en el puente Tupac Amaru es de 1.39 m en el estribo izquierdo y 1.40 m en el estribo derecho, en el puente carrozable es de 1.07 m en el estribo izquierdo y 0.61 m en el estribo derecho.

El método de Laursen es el único que considera parámetros geotécnicos (diámetro de las partículas), además, también toma en consideración ambas formas de socavación; la variable principal es la longitud del estribo que se opone al paso del flujo, para la aplicación de este método primero se debe tener en cuenta las condiciones y/o restricciones que presenta. La estimación de la socavación local con este método para un periodo de retorno de 500 años en puente Tupac Amaru es de es de 2.53 m en el estribo izquierdo y 2.29 m en el estribo derecho, en el puente carrozable es de 1.81 m en el estribo izquierdo y 1.45 m en el estribo derecho.



El método de Froehlich no presenta limitaciones para su aplicación; la variable principal es la profundidad hidráulica en la zona obstruida por el estribo aguas arriba del puente. La estimación de la socavación local con este método para un periodo de retorno de 500 años en el puente Berroa es de 5.20 m en el estribo izquierdo y 5.43 m en el estribo derecho, en el puente Tupac Amaru es de es de 4.90 m en el estribo izquierdo y 3.77 m en el estribo derecho, en el puente carrozable es de 2.19 m en el estribo izquierdo y 1.41 m en el estribo derecho.

El método de Hire, nos estima profundidades de socavación sobrevaloradas. La estimación de la socavación local con este método para un periodo de retorno de 500 años en el puente Berroa es de 13.46 m en el estribo izquierdo y 14.24 m en el estribo derecho, en el puente Tupac Amaru es de es de 10.53 m en el estribo izquierdo y 10.60 m en el estribo derecho, en el puente carrozable es de 5.06 m en el estribo izquierdo y 2.88 m en el estribo derecho.

Cada uno de los métodos presentados toma en consideración diferentes parámetros, por lo que existe una notable variación en la estimación de la socavación local alrededor de los estribos. El método que mejor estima la socavación local en los estribos de puentes en el río Macusani es el método de Froehlich, el cual presenta un RMSE igual a 0.10, menor al que presentaron los otros métodos.



VI. RECOMENDACIONES

Al final de este trabajo de investigación, se recomienda:

Se recomienda realizar una calibración de los métodos para la estimación de la socavación local, en los ríos del Perú.

En el marco del cambio climático futuro, los cambios de precipitación y las condiciones extremas en algunas, combinados con el posible deshielo, conducirán al aumento de la intensidad de las avenidas. Por lo que, se recomienda realizar cálculos de socavación que incluyan un análisis sobre el cambio climático, en el que se puede incidir en el aumento del caudal de los ríos.

Los métodos existentes para la estimación de la socavación local en estribos fueron desarrollados en laboratorio, y con condiciones de los cauces de ríos de países extranjeros y no hay contrastaciones en campo, lo que trae consigo que muchos de estos métodos nos arrojen valores de socavación que no están acorde a la realidad. Por lo que se recomienda plantear nuevos métodos de cálculo, los cuales deberán ser desarrollados bajo los parámetros de los ríos de nuestro Perú, incluyendo variables granulométricas, ya que, en los métodos presentados, se observó que estos no toman en consideración estas variables tan importantes.

En nuestra zona de estudio se observó la presencia de obras como defensas ribereñas y muros de contención, los cuales están siendo afectados por el fenómeno de la socavación. Por lo que recomienda realizar un estudio sobre la socavación en estas obras.

Mediante inspección visual se observaron indicios de falla por socavación en los puentes Berroa y Tupac Amaru, por lo que se recomienda tomar medidas de protección contra la socavación existente en los estribos y pilares de los puentes, ya sea medidas hidráulicas o medidas estructurales.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ARTÍCULOS

- Castro, M., Galiano, L., Toapaxi, J., Hidalgo, X., & Valencia, N. (2015). *Análisis de la Socavación en Cauces Naturales*. Revista Politécnica, Vol (III),N° (3). Pg. 1–11. Doi:
https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/368
- IDVIA Ingenieros. (2020). *La socavación y su relación con el colapso de los puentes*.
<https://www.idvia.es/la-socavacion-y-su-relacion-con-el-colapso-de-los-puentes>
- Legates, D. R. y McCabe, G. J. 1999. *Evaluating the use of goodness-of-fit measures in hydrologic and hydroclimatic model validation*. Water Resources Research. 1999. Vol. 35, 1, págs. 233-241.
- Martínez Vargas, A. J. *¿Por qué fallan los puentes en el Perú?* Boletín Técnico M.I.G. I Volumen (N°20). Recuperado de: <https://1library.co/document/yr3l82dp-fallan-puentes-universidad-nacional-ingenier%C3%ADa-facultad-ingenier%C3%ADa-secci%C3%B3n.html>
- Willmott, C. J., & Matsuura, K. (2005). *Advantages of the mean absolute error (MAE) over the root mean square error (RMSE) in assessing average model performance*. Climate research, 30(1), 79-82.

LIBROS

- Bernal. C. (2010). *Metodología de la Investigación*. (3ra edición.). Pearson Editorial. Colombia.
- Chow, V. (2000). *Hidrología Aplicada*. Mc Graw-Hill Editorial. Colombia.



- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. del P. (2014). *Metodología de la Investigación* (6ta edición). McGraw Hill Editorial. México.
- Juárez Badillo, A., & Rico Rodríguez, E. (1992). *Mecánica de suelos, Tomo III: Flujo de Agua en Suelos*. Limusa. Grupo Noriega Editores. México.
- MTC. (2011). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*.
- MTC. (2018). *Manual de puentes*.
- Rodríguez Serquén, A. (2012). *Puentes con AASHTO-LRFD 2010* (5ta ed.).
- Suárez Díaz, Jaime. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander. Colombia.
- Universidad del Cauca. (s.f.). *Parte IV. Socavación en Puentes*. Recuperado de: <https://studylib.es/doc/8960018/cap.-i-conceptos-basicos-sobre-socavacion>.
- Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Villón Béjar, M. (2006). *Hidrología Estadística*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.

TESIS

- Aguinaga Ramírez, H. A. (2019). “Estudio de la Socavación en los estribos del puente Cascajal – Olmos ante máximas avenidas”. [Tesis de Grado]. Universidad Señor de Sipán. Pimentel - Perú. URI: <https://hdl.handle.net/20.500.12802/6042>
- Alcarraz Quispe, Y. M. (2019). *Evaluación de la socavación en estribos en el puente Poshcota del río Chumbao de Andahuaylas - Apurímac - 2017*. [Tesis de Grado]. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho-Perú.
- Borges Briceño, M. E. (2008). *Socavación al pie de muros longitudinales*. [Trabajo de Grado]. Universidad de los Andes. Mérida - Venezuela.



- Cáceres Lindo, M. S. & Castillo Orozco, J. A. (2018). *Evaluación hidrológica e hidráulica en el río grande de Matagalpa, en el tramo comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucia Mantilla, ciudad de Matagalpa*. Universidad Nacional de Ingeniería. Managua – Nicaragua.
- Colorado Monja, F. L. (2014). *Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Jaipe*. [Informe de Suficiencia]. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú.
URI: <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/14800>
- Díaz Yáñez, J. C. (2012). *Análisis comparativo de las relaciones funcionales para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de obstáculos*. [Trabajo de Grado] Universidad Central de Ecuador. Quito-Ecuador.
- Esteves Diaz, M. A. (2018). *Evaluación de Métodos para el cálculo de la Socavación en Puentes, caso del puente sobre el río Shanusi en el Distrito de Yurimaguas, Provincia de Alto Amazonas, 2018*. [Tesis de Grado]. Universidad Nacional de Trujillo. Trujillo - Perú.
- Felipe, E. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artamonov, Straub y Maza*. [Tesis de Grado]. Universidad de Piura. Piura-Perú.
- Gutierrez Neciosup, J. R., & Reyes Lino, L. A. (2020). *Estudio de Socavación e Inundabilidad para el diseño de una defensa ribereña en el cauce del Río Chicama tramo puente Nazareno* [Tesis de Grado]. Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo-Perú. Doi: <https://hdl.handle.net/20.500.12759/6799>
- Lugo Espinoza, J. V. (2019). *Socavación en muros de defensa ribereña en ríos de alta pendiente – río Rímac zona del Pedregal, distrito de Lurigancho, Lima en el 2019*. [Tesis de Grado]. Universidad César Vallejo. Lima-Perú.



Mejía Cadillo, P. E. (2021). *Propuesta y diseño de alcantarillado pluvial como consecuencia de las inundaciones en el distrito de Independencia – Huaraz – Áncash, 2021*. [Tesis de Grado]. Universidad César Vallejo. Chimbote-Perú.

Mendoza Huamantupa, E. D. (2021). *Evaluación de la socavación en la cimentación de estribos de puentes ubicados en lechos no cohesivos con HEC-RAS*. [Tesis de Grado]. Universidad Peruana Unión. Puno-Perú.

Palma Quito, M. E. R. (2022). *Estimación de la profundidad de socavación local en el puente Jangas mediante ecuaciones empíricas, Huaraz, Ancash*. [Tesis de Grado]. Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo.

OTROS ESTUDIOS

ANA. (2019). *Estudio de delimitación de la faja marginal de un tramo de 8.64 km del río Macusani en ambas márgenes en el distrito de Macusani, Provincia de Carabaya, Departamento de Puno*.

GORE Puno. (2021). *Plan de Contingencia por lluvias en la región Puno 2021-2022*.

NOTICIAS

Agencia Andina. (02 de febrero de 2022). *Puno: puente republicano de Lampa colapsa a consecuencia de caída de lluvias intensas*. <https://andina.pe/agencia/noticia-puno-puente-republicano-lampa-colapsa-a-consecuencia-caida-lluvias-intensas-879263.aspx#:~:text=Colapsa%20puente%20colonial%20de%20la,en%20las%20%C3%BAltimas%2048%20horas>.

Paz, Ó. (2017, March 3). *Puente cayó pese a que Rímac no llegó a caudal máximo histórico*. El Comercio. <https://elcomercio.pe/lima/puente-cayo-pese-rimac-llego-caudal-maximo-historico-407714-noticia/>



RPP Noticias. (2017, March 25). *Por qué se han caído los puentes más modernos y no los del siglo XVIII*. <https://rpp.pe/peru/desastres-naturales/por-que-se-han-caido-los-puentes-mas-modernos-y-no-los-del-siglo-xviii-noticia-1038711?ref=rpp>



ANEXOS

A. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

A.1 Plano topográfico – vista en planta.

A.2 Plano topográfico – vista en perfil.

B. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

B.1 Resultados de ensayos de laboratorio – Clasificación.

B.2 Certificados de calibración.

C. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

C.1 Planos de la cuenca.

C.2 Datos pluviométricos de la estación Macusani según SENAMHI.

C.3 Memoria de cálculo.

D. MODELAMIENTO HIDRAÚLICO

D.1 Secciones del Río Macusani.

D.2 Perfil Longitudinal del río Macusani

D.3 Resultados del modelamiento hidrológico T=140 años

D.4 Resultados del modelamiento hidrológico T=500 años

E. PANEL FOTOGRÁFICO.