

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“Influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en
el puente la esperanza del rio Huallaga, Huánuco”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: Sáenz Rojas, Gym Antonio

ASESOR: Narro Jara, Luis Fernando

HUÁNUCO – PERÚ

2023

U

D

H



UDH
UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
<http://www.udh.edu.pe>

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional ()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Gestión en la construcción

AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 46677069

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 18206328

Grado/Título: Maestro en ingeniería con mención en gestión ambiental y desarrollo sostenible

Código ORCID: 0000-0003-4008-7633

DATOS DE LOS JURADOS:

Nº	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Maestro en ingeniería de sistemas e informática con mención en: gerencia de sistemas y tecnologías de información	40895876	0000-0001-7920-1304
2	Davila Herrera, Percy Mello	Ingeniero civil	41050949	0000-0001-5484-6982
3	Alvarado Romero, Juan Alex	Ingeniero civil	22507095	0000-0002-0596-8729



UNIVERSIDAD DE HUANUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO

(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 12:00 horas del día lunes 11 de diciembre de 2023, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los Jurados Calificadores integrado por los docentes:

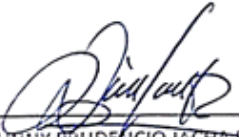
❖ MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS	PRESIDENTE
❖ ING. PERCY MELLO DÁVILA HERRERA	SECRETARIO
❖ ING. JUAN ALEX ALVARADO ROMERO	VOCAL

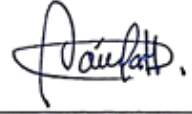
Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 2941 -2023-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: "INFLUENCIA DE LA SOCAVACIÓN EN LA ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS EN EL PUENTE LA ESPERANZA DEL RIO HUALLAGA, HUANUCO, 2022", presentado por el (la) Bachiller. Gym Antonio SAENZ ROJAS, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) APROBADO por UNANIMIDAD con el calificativo cuantitativo de 14 y cualitativo de SUFICIENTE. (Art. 47).

Siendo las 13:00 horas del día 11 del mes de diciembre del año 2023, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.


MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS
ORCID: 0000-0001-7920-1304
Presidente


ING. PERCY MELLO DÁVILA HERRERA
ORCID: 0000-0001-5484-6982
Secretario


ING. JUAN ALEX ALVARADO ROMERO
ORCID: 0000-0002-0596-8729
Vocal

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Yo, **Luis Fernando NARRO JARA**, asesor del **P.A. de Ingeniería Civil** y designado mediante documento: **RESOLUCIÓN N° 2251-2023-D-FI-UDH** de fecha 28 de setiembre de 2023 del **Bach. Gym Antonio SAENZ ROJAS**, de la investigación titulada **“INFLUENCIA DE LA SOCAVACIÓN EN LA ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS EN EL PUENTE LA ESPERANZA DEL RIO HUALLAGA, HUÁNUCO, 2022”**.

Puedo constar que la misma tiene un índice de similitud del **22 %** verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Antiplagio Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 14 de Diciembre de 2023



NARRO JARA Luis Fernando
DNI N° 18206328
Código Orcid N° 0000-0003-4008-7633

TITULACIÓN

INFORME DE ORIGINALIDAD

22%

INDICE DE SIMILITUD

22%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

11%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

repositorio.upao.edu.pe

Fuente de Internet

4%

2

hdl.handle.net

Fuente de Internet

4%

3

repositorio.udh.edu.pe

Fuente de Internet

3%

4

repositorio.upla.edu.pe

Fuente de Internet

1%

5

Submitted to Universidad Nacional del Centro
del Peru

Trabajo del estudiante

1%

6

Submitted to Universidad Nacional Hermilio
Valdizan

Trabajo del estudiante

1%

7

distancia.udh.edu.pe

Fuente de Internet

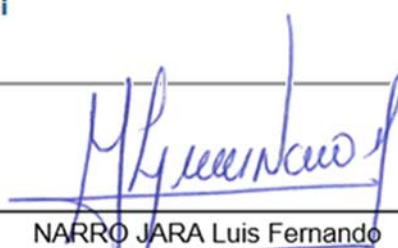
1%

8

www.monografias.com

Fuente de Internet

1%


NARRO JARA Luis Fernando

DNI N° 18206328

Código Orcid N° 0000-0003-4008-7633

DEDICATORIA

En primer lugar, deseamos expresar nuestra gratitud a Dios, quien ha sido nuestro guía y nos ha otorgado la fortaleza, la salud y la determinación necesarias para alcanzar la meta que nos propusimos. También queremos expresar nuestro profundo agradecimiento a nuestros padres, quienes nos han guiado por el camino correcto y nos han brindado valiosas directrices, con paciencia, comprensión y bastante apoyo incondicional en los momentos más difíciles de nuestras vidas. Asimismo, queremos reconocer el papel fundamental que ha desempeñado nuestra familia en el logro de esta meta, de una forma u otra.

AGRADECIMIENTO

En primera instancia, tengo el profundo deseo de expresar mi agradecimiento a Dios, Mi niño Burguitos, quienes dentro de las creencias que la religión me ha regalado, me proporcionan la fortaleza diaria y actúa como el faro luminoso que va a guiar y que dirige mi vida. También quiero agradecer a los docentes universitarios que he tenido durante mi trayectoria en esta universidad, por brindarme sus conocimientos y los frutos de su experiencia, de los cuales he aprendido mucho. A absolutamente toda mi familia quienes merecen un agradecimiento especial por su incondicional apoyo durante todo este camino de desarrollo de mi tesis.

Además, quiero expresar mi gratitud a mi círculo social, dentro de esto a mis compañeros de clase, las personas que me encontré durante esta etapa de mi vida, quienes me incentivaron a perseguir los objetivos de este proyecto. También quiero reconocer a la Universidad de Huánuco y a la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil por aceptarme en sus instalaciones y poder llegar a este punto de mi vida. Agradezco de igual manera, a aquellos ingenieros que depositaron su confianza en mí y además me regalaron su sabiduría, incentivándome a que siga en el proceso para terminar la universidad, motivaciones que han sido de valor incalculable para mi persona.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
RESUMEN	X
ABSTRACT	XI
INTRODUCCIÓN	XII
CAPÍTULO I.....	15
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	15
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	15
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	18
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	18
1.2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO.....	18
1.3. OBJETIVOS.....	19
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	19
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	19
1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	20
1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	20
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	21
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	21
1.6.1. VIABILIDAD TÉCNICA.....	21
1.6.2. VIABILIDAD ECONÓMICA	21
1.6.3. VIABILIDAD SOCIAL	22
CAPÍTULO II.....	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	23
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	23
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	27
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	29

2.2.	BASES TEÓRICAS	31
2.2.1.	SOCAVACIÓN	31
2.2.2.	EL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN	31
2.2.3.	FORMAS DE SOCAVACIÓN	32
2.2.4.	DISEÑO HIDRÁULICO Y SUS CONSIDERACIONES.....	33
2.2.5.	SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS.....	50
2.2.6.	METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN	53
2.2.7.	SOFTWARE.....	65
2.2.8.	ESTRIBOS.....	66
2.3.	DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	67
2.4.	HIPÓTESIS.....	69
2.5.	VARIABLES.....	69
2.5.1.	VARIABLE INDEPENDIENTE.....	69
2.5.2.	VARIABLE DEPENDIENTE	69
2.6.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	70
CAPÍTULO III.....		72
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		72
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	72
3.1.1.	ENFOQUE	72
3.1.2.	ALCANCE O NIVEL	72
3.1.3.	DISEÑO	72
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	73
3.2.1.	POBLACIÓN	73
3.2.2.	MUESTRA.....	74
3.3.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	74
3.3.1.	TÉCNICAS.....	74
3.3.2.	INSTRUMENTOS, UTENSILIOS O ARTEFACTOS.....	74
3.4.	TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	74
3.4.1.	ESTUDIOS BÁSICOS	74
3.4.2.	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	76
3.4.3.	SIMULACIÓN HIDRÁULICA MEDIANTE HEC-RAS.....	77

3.4.4. SIMULACIÓN HIDRÁULICA MEDIANTE HEC-RAS.....	78
CAPÍTULO IV.....	79
PRESENTACION DE RESULTADOS	79
4.1. TRABAJOS REALIZADOS CON DATOS RECABADOS.....	79
4.2. CONTRASTACION DE HIPOTESIS Y PRUEBA DE HIPOTESIS	104
CAPÍTULO V.....	106
DISCUSION DE RESULTADOS.....	106
CONCLUSIONES	110
RECOMENDACIONES.....	112
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
ANEXOS.....	121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n	50
Tabla 2 Coeficiente de corrección $K\theta$	54
Tabla 3 Coeficiente de corrección KQ	54
Tabla 4 Coeficiente de corrección Km	55
Tabla 5 Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich	59
Tabla 6 Valores del factor de corrección K_f	63
Tabla 7 Descargas Máximas (m^3/s) de la estación Huánuco	84
Tabla 8 Descargas Máximas Anuales (m^3/s).....	85
Tabla 9 Precipitaciones máximas instantáneos anuales usando mediante la distribución Log. normal.....	86
Tabla 10 Mediante Gumbel, obtenemos precipitaciones máximas anuales	86
Tabla 11 Utilizando Pearson III, obtenemos precipitaciones máximas anuales	86
Tabla 12 Caudal de diseño - Estación Huánuco	87
Tabla 13 N de Manning según el método de Cowan	87
Tabla 14 Análisis granulométrico de muestras de sedimentos del lecho del río Huallaga.....	88
Tabla 15 Para $PR=50$ años, se presenta el análisis hidráulico del perfil de flujo	89
Tabla 16 Para un $PR=100$ años, análisis hidráulico del perfil de flujo	90
Tabla 17 Para un $PR=500$ años, Análisis hidráulico del perfil de flujo	91
Tabla 18 Para $PR=50$ años, Obtenemos los resultados en la sección 210 .	92
Tabla 19 Para $PR=100$ años, Obtenemos los resultados en la sección 210	93
Tabla 20 Para $PR=500$ años, Obtenemos los resultados en la sección 210	94
Tabla 21 Para un $PR=50$ años, Socavación local en estribo mediante Froehlich	96
Tabla 22 Para un $PR=100$ años, Socavación local en estribo mediante Froehlich	97
Tabla 23 Para un $PR=500$ años, Socavación local en estribo para Froehlich	98
Tabla 24 Para un $PR=50$ años, Socavación local en estribo por Hire.....	99

Tabla 25 Para un PR=100 años, Socavación local en estribo por Hire	100
Tabla 26 Para un PR=500 años, Socavación local en estribo por Hire	101
Tabla 27 Para un PR=50 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov	101
Tabla 28 Para un PR=100 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov	101
Tabla 29 Para un PR=500 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov	102
Tabla 30 Para un PR=50 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov	102
Tabla 31 Para un PR=100 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov	102
Tabla 32 Para un PR=500 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov	103
Tabla 33 Resumen de las profundidades en metros de las socavaciones por estribos mediante los métodos	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Longitud y perímetro de una cuenca	37
Figura 2 Ejemplos de obstrucción en los estribos.....	52
Figura 3 Flujo de las estructuras verticales intersectados. Método de Artamonov	53
Figura 4 Estribos prolongados, llegando al principal cauce con inexistencia de movimiento de agua en la zona de inundación	55
Figura 5 Factor de corrección $K\theta$. Método de Froehlich	60
Figura 6 Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo $K\theta$	64
Figura 7 Ventana principal del programa Hec-Ras	66
Figura 8 Componentes de un estribo	67
Figura 9 Topografía del Puente La Esperanza en Google Earth	79
Figura 10 Superficie del río en el tramo puente La Esperanza	79
Figura 11 Información hidrométrica de la estación Huánuco	83
Figura 12 Secciones transversales y Puente modular Esperanza	89
Figura 13 Pseudo 3d para PR=50 años.....	90
Figura 14 Pseudo 3d para PR=100 años.....	91
Figura 15 Pseudo 3d para PR=500 años.....	92
Figura 16 Sección 210, T=50.....	93
Figura 17 Sección 210, T=100.....	94
Figura 18 Sección 210, T=500.....	95
Figura 19 Para un PR=50 años, Socavación local en estribo	95
Figura 20 Para un PR=100 años, Socavación local en estribo	96
Figura 21 Para un PR=500 años, Socavación local en estribo	97
Figura 22 Para un PR=50 años, Socavación local en estribo por Hire	98
Figura 23 Para un PR=100 años, Socavación local en estribo por Hire	99
Figura 24 Para un PR=500 años, Socavación local en estribo por Hire	100

RESUMEN

En esta investigación, se abordó el estudio de la socavación en puentes que cruzan ríos, con un enfoque específico en el puente La Esperanza sobre el río Huallaga. El objetivo principal consistió en comprender los fenómenos de socavación tanto a nivel general como local que afectaron a los componentes estructurales del puente, en particular a los estribos, durante eventos puntuales como las máximas crecidas del río. Se llevó a cabo una comparación de las ecuaciones teóricas propuestas por diversos métodos, entre ellos, los desarrollados por los autores Liu, los señores Chang y Skinner, las ecuaciones teóricas de Artamonov, las de Laursen, las de Froehlich y Hire, además de las ecuaciones proporcionadas por el software HEC-RAS de Froehlich y Hire. La metodología de investigación adoptada se basó en un enfoque cuantitativo no experimental que permitió calcular la dimensión real de la profundidad de socavación.

Los resultados obtenidos indicaron que la ecuación de Froehlich proporcionó el mejor ajuste a la realidad, después de compararlas con las ecuaciones teóricas y las del software HEC-RAS. El estudio fue llevado a cabo mediante un análisis hidrológico e hidráulico que involucró la recopilación de una gran variedad de parámetros, dentro de los cuales, alguno de estos son los perfiles de flujo, también podemos tener el caudal máximo, el tirante conocido, el relieve que viene con la pendiente y las velocidades de flujo. Estos parámetros se utilizaron en las ecuaciones mencionadas anteriormente.

En conclusión, esta investigación proporcionó información importante sobre la socavación en puentes durante eventos de máximas avenidas y destacó de entre todas las ecuaciones utilizadas, la patentada por Froehlich, por su gran precisión en la predicción de profundidades en estribos cuyo causal es la socavación.

Palabras clave: profundidad de socavación, máximas avenidas, caudales máximos, ecuaciones teóricas, velocidades.

ABSTRACT

In this research, the study of scour in bridges that cross rivers was addressed, with a specific focus on the La Esperanza bridge over the Huallaga River. The main objective was to understand the scour phenomena, both at a general and local level, that affected the structural components of the bridge, particularly the abutments, during specific events such as maximum river floods. A comparison of the theoretical equations proposed by various methods was carried out, including those developed by the authors Liu, Messrs. Chang and Skinner, the theoretical equations of Artamonov, those of Laursen, those of Froehlich and Hire, in addition to the equations provided by the HEC-RAS software by Froehlich and Hire. The research methodology adopted was based on a non-experimental quantitative approach that allowed the actual dimension of the scour depth to be calculated.

The results obtained indicated that the Froehlich equation provided the best fit to reality, after comparing them with the theoretical equations and those of the HEC-RAS software. The study was carried out through a hydrological and hydraulic analysis that involved the compilation of a wide variety of parameters, within which, some of these are the flow profiles, we can also have the maximum flow, the known depth, the relief which comes with slope and flow rates. These parameters were used in the equations mentioned above.

In conclusion, this research provided important information on scour in bridges during maximum flood events and among all the equations used, the one patented by Froehlich stood out for its great precision in predicting depths in abutments whose cause is scour.

Keywords: scour depth, maximum floods, maximum flows, theoretical equations, velocities.

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I.

En nuestro país, aún existe una escasez de investigaciones sobre el tema primordial a estudiar, la erosión o socavación en los puentes. Esto se debe a lo complejo del problema, ya que la evaluación de la magnitud de la socavación depende de una serie de parámetros hidrológicos, hidráulicos y geomorfológicos interrelacionados.

El propósito de la presente investigación es analizar cómo la socavación o también llamada según algunos autores como erosión, llega a influir en la estabilidad, de manera geométrica, en los elementos estructurales que soportan la plataforma del puente La Esperanza sobre el río Huallaga, ubicado en Huánuco, especialmente en lo que respecta a su comportamiento durante las máximas crecidas del río. Este estudio se enfoca en el contexto de hidrológico y además hidráulico, aplicado a puentes, cuyo objetivo es el de comprender el impacto que genera la socavación en la integridad geométrica del estribo estudiado en el Puente.

El problema de investigación planteado se enfoca en la siguiente pregunta: ¿De qué manera la socavación influye en la estabilidad de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022?

Con el fin de responder a esta pregunta, se establecen los siguientes objetivos de investigación: Evaluar el estudio de la socavación del puente La Esperanza del Río Huallaga en Huánuco, durante las máximas avenidas, desde el contexto hidrológico y además hidráulico, aplicado a puentes.

CAPITULO II

Dentro de este capítulo se tienen los antecedentes de la investigación, destacando los antecedentes Internacionales, nacionales y locales, teniendo como referencias bibliográficas diversos autores, tal como se dice, de diferentes localizaciones, teniendo autores internacionales, nacionales y locales que comparten el tema de la socavación y sus enfoques diferentes para realizar el presente informe final de Tesis.

Dejando claro la Hipótesis del estudio que sería: Existe una pérdida de estabilidad en los estribos a causa de la socavación en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022.

CAPITULO III

En cuanto al alcance de la investigación, se adoptará un enfoque explicativo, con la finalidad de comprender causales de los eventos y fenómenos físicos relacionados con la socavación de los estribos del puente La Esperanza del Río Huallaga.

La investigación fue concebida utilizando una no experimental del tipo cuantitativo, gracias a que se midió la diferencia entre la geometría de los estribos antes y después de un período de estudio determinado, sin manipular los datos obtenidos de la simulación. Las técnicas de recolección de datos se basarán en la observación, medición, descripción y documentación de datos a lo largo de la investigación.

CAPITULO IV

Para el paso del procesamiento y el posterior desglosamiento de la información obtenida, se han realizado una serie de estudios de nivel básico, alguno de estos es llamado el levantamiento topográfico que es un ejemplo claro, el cual sirve para obtener información detallada sobre el varios puntos del área a intervenir, relieve del suelo y el cauce del río. Además, se realizará un estudio de mecánica de suelos para tener y analizar la información técnica que se hace necesaria sobre la socavación del puente. También se llevó a cabo un estudio de índole hidráulica e hidrológica que concluirá en determinar los caudales máximos y las características hidráulicas en el puente.

En resumen, esta investigación tiene como propósito principal evaluar la socavación y sus efectos en los estribos del puente La Esperanza del Río Huallaga en Huánuco, durante las máximas avenidas. Mediante un enfoque explicativo y un diseño no experimental cuantitativo, se recolectarán datos topográficos, hidrológicos e hidráulicos para comprender los factores que contribuyen a la socavación y su impacto en la estabilidad del puente. El

proceso analítico de los datos recopilados será con HEC-RAS y se compararán las fórmulas científicas existentes para evaluar

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Para la “American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)”, en 1994 se publicaron algunos estudios donde se nos comenta que gran parte de la totalidad de puentes que fallaron, tanto en USA como en varias partes del globo terraqueo, fueron a causa de socavación. En varios países, la problemática de la socavación representa una preocupación constante. Un ejemplo notable es el colapso de puentes en Nueva Zelanda, siendo el causal la erosión en pilas, erosión sinónimo de socavación. Casi paralelo, en Estados Unidos, se han registrado casos de colapso de puentes según varias fuentes, puentes ubicados en distintas partes de Estados Unidos, el Tampa Bay, FL, USH 310 o el Lee Roy Selmon Exp. Entre otros, y en estos casos, apuntan todos al mismo problema, la socavación. Estos eventos subrayan la importancia de comprender y abordar adecuadamente la socavación en la ingeniería de puentes para garantizar su estabilidad y seguridad a lo largo del tiempo.

Es alarmante observar que aproximadamente el 60% de los fallos en puentes en todo el mundo tienen una relación directa con problemas hidráulicos, siendo la socavación la causa principal. La socavación se sitúa entre las 03 principales razones por la cual, las estructuras de paso, también conocidas como puentes, pontones, etc, fallan a nivel mundial. En el continente europeo, por ejemplo, existen casos particulares como lo es el puente Sava y el viaducto de Malahide, ubicados en Croacia y también en Irlanda correspondientemente, donde la socavación fue el causal de sus fallas. Estos incidentes resaltan la importancia crítica de abordar y mitigar la socavación en el diseño y mantenimiento de puentes para garantizar su seguridad y durabilidad.

En la región sur de Chile, se registraron dos colapsos de puentes durante la temporada de máximas crecidas, lo que resultó en trágicas pérdidas humanas y daños significativos. Expertos en la materia han identificado tres

problemas esenciales en relación con estos eventos. En primer lugar, se destaca la carencia de una legislación que regule la extracción de áridos. En segundo lugar, se señala la falta de un sistema de monitoreo efectivo para la situación actual de la construcción vial (Puentes). Llegando al último punto, pero no menos importante, dejamos claro que es necesario adoptar enfoques y técnicas que aborden el diseño, la construcción, el mantenimiento, la reparación y la prevención de la erosión del suelo que sustenta estas estructuras. Se puede afirmar que la erosión, causada por las crecidas de los ríos durante las máximas avenidas, se erige como el principal desafío que enfrentan los puentes, y en muchos casos, la capacidad impresionante del agua en movimiento sigue siendo en gran medida desconocida, lo que conduce a la socavación de la infraestructura.

En nuestra nación, todavía existe una falta de investigaciones sustanciales sobre la erosión en estribos de estructuras de paso. Esto terminaría siendo producto del alto nivel de dificultad en la investigación del problema en cuestión, ya que la evaluación de la extensión de la socavación depende de una amplia gama de factores específicos para cada situación, incluyendo parámetros hidrológicos, hidráulicos, geomorfológicos y geotécnicos. Estos factores variables hacen que el estudio de la socavación sea un desafío de considerable complejidad.

Aunque el manual ofrece un análisis detallado de los requerimientos estructurales de una pasarela de conexión también conocido como Puente, se dejan ver ausencia de profundidad en la consideración de los participantes hidráulicos. Si hacemos una referencia a la normativa establecida en países vecino y lo comparamos con la nuestra, la normativa peruana no proporciona una orientación clara sobre cómo definir dos puntos, caudal de diseño y periodo de retorno, además de que no se muestra como es el proceso para calcular lo profundo del fenómeno a estudiar, en cuanto a que requisitos topográficos terminan siendo necesarios para el cálculo correcto hidráulico y tampoco especifica las dimensiones hidráulicas ideales del puente. En su lugar, ofrece sugerencias generales y cualitativas que tienen un valor limitado en términos de aplicabilidad práctica. (MTC, Manual de diseño de puentes , 2016)

En el pasado, en Perú, la infraestructura de puentes se desarrollaba centrándose principalmente en estudios estructurales sin considerar adecuadamente el fenómeno de la socavación. Como resultado, muchos de estos proyectos de puentes presentaban limitaciones en su diseño, lo que causaba problemas significativos cuando se producía un aumento en el caudal del río. Un ejemplo notable de esto ocurrió en marzo de 2017, cuando experimentamos de primera mano los impactos severos del fenómeno de El Niño. Este Fenómeno representa una variación climática inusual cuya afectación principal es Sudamérica, y dentro de Perú, en lugares como el norte de la nación. Hemos experimentado eventos hidrometeorológicos de magnitud elevada casi extraordinaria en tres momentos, en 1983, 1998 y 2017. Este último evento, conocido como "El Niño Costero", se manifiesta en la franja costera de Perú y Ecuador, convirtiéndose en un fenómeno climático local caracterizado debido a la presencia de intensas lluvias. Estas precipitaciones han provocado deslizamientos de tierra, desbordamientos de ríos, escasez de recursos esenciales e inundaciones.

Es fundamental que la ingeniería en nuestro país reflexione y analice de manera detenida este problema, con el fin de identificar las razones detrás de estas situaciones y buscar soluciones viables. Los impactos adversos resultantes de la falla de un puente, desde una perspectiva económica, social y política, son de una magnitud considerable. Esto debe ser motivo de preocupación tanto para las entidades gubernamentales como para las empresas privadas encargadas de la gestión de estos recursos, así como para los ingenieros responsables de su diseño y construcción. Principio del formulario (Muñoz, 2002)

Por lo tanto, es esencial llevar a cabo un cálculo adecuado de la socavación en puentes antes, durante y después de su construcción. Esto se realiza con el propósito de prevenir problemas relacionados con la socavación que puedan afectar los estribos y poner en riesgo la integridad estructural de un puente, llevándolos a sobrepasar sus límites de funcionamiento y, en última instancia, a la falla y eventual colapso.

En nuestra región, la investigación sobre socavación en puentes es limitada. Sin embargo, dado que contamos con ríos caudalosos durante las temporadas de lluvias intensas, la preocupación principal es el riesgo potencial de colapso de los puentes. Por lo tanto, resulta de suma importancia abordar el tema de la socavación, especialmente porque la mayoría de los puentes en la zona atraviesan ríos. Estos ríos presentan la característica de tener un bajo caudal la mayor parte del año, pero durante la temporada de lluvias, experimentan un aumento significativo en su caudal, lo que conlleva la erosión del lecho del río, lo que a su vez causa la socavación. Esta socavación debilita los cimientos del puente y puede resultar en un hundimiento, y el problema radica principalmente en la acción del agua, no en la carga que soporta el puente. Por esta razón, se llevará a cabo el estudio que se propone a continuación. Los altos niveles de agua pueden provocar inundaciones aguas arriba del puente, incluso provocando que el agua se desborde sobre el puente, provocando la destrucción de la estructura del puente. Asimismo, la erosión desgasta los cimientos de los elementos estructurales del puente, provocando posiblemente su colapso. Está claro que en el diseño de un puente sobre un canal estrecho, según la hidráulica, las dimensiones de longitud y elevación son sumamente importantes para minimizar el riesgo de falla. Por tanto, realizar modelamientos hidráulicos con aplicaciones informáticas que nos ayuden a percatarnos de esto antes de su construcción como el HEC-RAS es vital.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿De qué manera la socavación influye en la estabilidad de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022?

1.2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO

¿Cómo intervienen los parámetros geológicos e hídricos en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco - 2022?

¿Cuál es el efecto de la velocidad de flujo en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco - 2022?

¿Cuál es el valor de la profundidad de la socavación en los estribos del puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco - 2022?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar la influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar los parámetros geológicos e hídricos que intervienen en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco – 2022

Determinar el efecto que produce la velocidad de flujo en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga - 2022.

Evaluar el valor de la profundidad de la socavación en los estribos del puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco - 2022.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Luego de una recopilación de información, en cuanto a antecedentes generales en nuestra ciudad, se ha encontrado una limitación importante en cuanto a la brecha de conocimiento que genera esta investigación, ya que a pesar de los diversos estudios que se han realizado a nivel nacional como internacional, la socavación sigue siendo un tema delicado y difícil de evaluar ya que este involucra una gran cantidad de variables. Por esta razón se plantea la necesidad para evaluar la influencia de la socavación en los estribos del puente La Esperanza, que durante y después de la construcción de los puentes

mediante las disposiciones del Manual de Puentes 2016 actual y algunas inclusiones de la nueva propuesta de la Inspección de Puentes, puesto que referencias Internacionales aseguran y reportan que el control de la socavación es perenne en las construcciones de los puentes.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Esta investigación se realiza ante la necesidad de conocer la influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en el puente, La realización de investigaciones que abarquen estos temas permite tener una base de datos para futuros proyectos o mejoras del puente en estudio así la incertidumbre de resultados será menor mientras se realicen investigaciones de este tipo; pues a partir de este valor se podrá mejorar la precisión en los diseños de estructuras, en las cuales interviene el agua, contribuyendo al final en una mejor disposición a la hora de realizar los procesos constructivos. De esta manera dar una mayor facilidad en el cálculo de la profundidad de socavación durante el diseño de pilares y estribos de los puentes y asegurar un correcto funcionamiento de las estructuras durante todo el periodo de su vida útil.

1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Al utilizar el programa entenderemos mejor el comportamiento del fenómeno de la socavación en el puente. La justificación metodológica de este proyecto de tesis radica en su capacidad para examinar los procedimientos y enfoques necesarios para llevar a cabo tanto los estudios generales como los específicos necesarios para llevar a cabo el modelado hidráulico y la simulación utilizando el software HEC-RAS. Este análisis se enfocará en la socavación que se produce como resultado del flujo del río y permitirá identificar los cambios que se generan en los elementos estructurales de soporte del puente de estudio.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Al igual que cualquier investigación, este estudio tiene restricciones que se describirán a continuación:

Falta de Estudios Previos, Para llevar a cabo la modelación del río mediante el uso de HEC-RAS, es imprescindible tener información sobre la granulometría, que permitirá calcular el diámetro medio (D_m) de las partículas, así como obtener detalles sobre las secciones transversales del río tanto en la zona aguas arriba como aguas abajo del tramo de estudio.

Dominio del Software, Dentro del análisis del problema que tenemos, se realizará una simulación asistida por el programa HEC-RAS, el cual nos dará la métrica de que tan profundo afectó la socavación, en el puente la Esperanza, en el río Huallaga, aplicando la metodología de Straub, Maza y Artamonov.

Acceso, el área de investigación abarcará un tramo de la cuenca del río Huallaga, correspondientemente la sección del Puente Modular La Esperanza, tomando en cuenta las condiciones locales diagnosticadas in situ.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

1.6.1. VIABILIDAD TÉCNICA

Las personas involucradas con la investigación cuentan con la capacidad técnica, requisitos mínimos necesarios para cumplir los criterios básicos del proyecto, adicional a esto, una razón más es que se cuenta con el tiempo necesario para cumplir los objetivos de la investigación con éxito y con excelente calidad.

1.6.2. VIABILIDAD ECONÓMICA

La persona involucrada con la investigación cuenta con los recursos económicos mínimos para completar el proyecto de investigación con éxito.

1.6.3. VIABILIDAD SOCIAL

El proyecto se realizará en el área de influencia del río Huallaga, correspondientemente la sección del Puente Modular La Esperanza, dejando un diseño de socavación para las futuras estructuras proyectadas en la zona.

Es importante resaltar que dentro de las limitaciones, el dominio del software a usar implica más que solamente conocer el programa, ya que a mayor pericia se logre en el uso del mismo, los resultados serán mejores y con una precisión más elevada, a todo esto le sumamos el tiempo limitado que se tiene para poder obtener resultados confiables.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Este problema de la Socavación en los cimientos ha sido detectado por varios expertos y es de gran relevancia debido a su presencia en múltiples ubicaciones alrededor del mundo. A continuación, se proporcionará un resumen conciso de los estudios realizados sobre este tema con las siguientes fuentes.

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Fernandez (2019) en comenta en su estudio: *“Análisis De La Estabilidad En Puentes Por Socavación”*, en la universidad Nacional Autónoma de México, siendo estas las conclusiones: Los resultados obtenidos señalan que los puentes con cimentaciones superficiales, como el puente Jaltepec mencionado, deben basarse en el empotramiento como componente estructural fundamental y una medida regulada para garantizar una respuesta positiva frente a inundaciones extremas. El empotramiento, al ser un sistema rígido que se forma a través de la interacción entre la estructura, la cimentación y el suelo, contribuye a establecer un entorno de estabilidad. Cuando la cimentación del puente pierde su empotramiento, también pierde la interacción con el suelo, lo que resulta en un puente simplemente apoyado sobre el terreno y, como consecuencia, crea un ambiente de inestabilidad. Considero relevante profundizar en la interacción Suelo-Estructura, ya que las expresiones utilizadas en los métodos evalúan estructuras que están siendo afectadas por eventos sísmicos. No obstante, es necesario desarrollar expresiones que aborden específicamente el fenómeno de socavación, tomando en cuenta cómo este factor degrada la rigidez y la presión ejercida por el cauce del río sobre el puente. Dadas las condiciones de inestabilidad en el puente mencionado anteriormente, se optó por analizar el factor de distorsión

con el objetivo de comprender mejor el comportamiento de los materiales en la estructura. Los resultados obtenidos revelaron que las pilas del puente son lo suficientemente rígidas como para no experimentar deformaciones significativas bajo la influencia del empuje hidrodinámico, incluso en condiciones extremadamente desafiantes. Esto indica que estas partes de la estructura son lo bastante resistentes, ya que no sufren daños debido a deformaciones, sino que suelen fallar debido al volcamiento al carecer de empotramiento en la cimentación.

En conclusión, a partir del análisis realizado, se destaca la necesidad de desarrollar regulaciones que consideren la degradación del suelo debida a la socavación, así como la ubicación cercana al río, como factores que pueden afectar directamente la integridad de los puentes. Este enfoque no solo se refiere a la estructura en sí, sino también a la seguridad de los usuarios de los puentes, quienes podrían verse directamente afectados. La implementación de regulaciones adecuadas podría contribuir a prevenir posibles fallos en los puentes y garantizar la seguridad de las personas.

Bedoya & Céron (2015) en su estudio: *“Modelación Numérica De La Socavación Local En Los Estribos Del Puente Sobre El Río Sunuba Según Las Características Hidrodinámicas De La Zona”*, en la Pontificia Universidad Javeriana, donde la investigación concluye lo siguiente: Lo que tenga que ver con el estudio del movimiento de partículas sedimentadas se basa en las condiciones hidrodinámicas del flujo además de factores incambiables tales como la concentración de sedimentos, la dimensión promedio de las partículas (D50), lo denso que puede llegar a ser el sedimento, entre otros. Ya que existieron problemas en el puente de estudio, los resultados que arrojaron dichas simulaciones contienen variaciones según la concentración inicial. Esto introduce mayores incertidumbres y variabilidad en los resultados. Es bueno recalcar que cuando se realizan modelados, los resultados obtenidos pueden ser hipotéticos o reales. Esto significa que el programa proporciona una solución independientemente de si los datos de entrada son adecuados para el fenómeno en estudio. Cada uno de los métodos

usados es diferente, por ende no se puede realizar una comparación entre los resultados obtenidos. Las formulaciones empíricas muchas veces dejan la variable del tiempo a un lado cuando se hace el cálculo de la socavación y, es por esta razón que, solo son válidas para condiciones de flujo específicas sin considerar cambios hidrodinámicos o morfológicos en la zona. Por otro lado, los modelos numéricos consideran tanto las variables espaciales como temporales, lo que les permite simular los cambios morfológicos e hidrodinámicos a lo largo del tiempo.

Es por todo lo leído anteriormente que el autor dentro de sus recomendaciones propone tomar medidas en el puente, debido a que se encuentra en un estado deplorable, como consecuencia, podría colapsar durante una crecida. La plataforma superior e inferior de la pasarela de puente presentan numerosas grietas y el material de la cimentación se está socavando durante las crecidas. Sin embargo, es importante destacar que estas medidas de protección son provisionales, esto se debe a que se trabajó con la socavación local y no se tuvo en cuenta los otros tipos de socavación existentes. Por esta razón se dice que para estimar una solución verdadera, se deben de calcular todos los daños causados por socavación teniendo en cuenta la totalidad de sus tipos presentes.

García (2019) en su estudio: *“Socavación En Presas Y Puentes”*, la cual se encuentra en el repositorio de la Universidad Autónoma de México, nos entrega las siguientes conclusiones: El estudio de la socavación desde múltiples perspectivas del conocimiento contribuye a una comprensión más profunda de este fenómeno y, por ende, mejora el enfoque ingenieril para abordar sus problemas. Debido a la fricción interna, para suelos granulares, la socavación ocurre de manera rápida. En estos casos, al calcular la socavación externa, el tiempo que lleva la erosión es menos relevante en comparación con los suelos arcillosos. Algunos tipos de suelos son más propensos a sufrir socavación interna, un ejemplo de estos, son los suelos granulares, especialmente aquellos con cambios abruptos en el tamaño de partículas en su distribución

granulométrica. Los suelos arcillosos suelen ser más resistentes a este tipo de socavación, pero es importante tener en cuenta que las arcillas dispersivas, a pesar de ser arcillosas, pueden ser altamente erosionables debido a sus características físico-químicas. Para evaluar la socavación general, es esencial realizar evaluaciones cualitativas iniciales que consideren datos hidrológicos, hidráulicos, geomorfológicos y mecánicos de los ríos en la zona de estudio. Existen métodos cuantitativos que se utilizan con frecuencia para poder calcular con algo de precisión la profundidad cuando actúa la socavación sea el tipo que sea, para esto, existen autores como Lacey, Blench y Maza-Echevarría, quienes proponen unos métodos que cumplen con los mismos parámetros, consiste en que se deberá de calcular en conjunto para luego escoger un valor de profundidad de diseño basado en un criterio sólido. Luego de este proceso se deberán actualizar algunos parámetros utilizados tales como la velocidad promedio de la corriente y también es importante actualizar el área de la misma. Lo que lograremos con la actualización será que los cálculos serán precisos en contracción y en socavación local. El cálculo de ambas socavaciones mencionadas debe adaptarse al caso específico, teniendo en cuenta el tipo de material y el comportamiento del flujo de agua. Aun cuando la potencia hidráulica nos termina por convencer de mejor manera con respecto al fenómeno de la socavación, es recomendable seguir utilizando métodos basados en la velocidad y el esfuerzo cortante, obteniendo resultados más limpios y conservadores. Para poder escoger el método a utilizar de manera adecuada, esto deberá de tener en cuenta varias cosas, tales como el tipo de material y la configuración específica del río. Los métodos de Maza-Sánchez y Melville-Coleman tienen resultados distintos debido a sus enfoques para ríos amplios y de baja pendiente, o ríos de montaña con potencial de acorazamiento. La determinación del ancho de la pila es fundamental para definir que tan profundo termina siendo la socavación del tipo local, a su vez es recomendable que se realice una verificación de índole geotécnica en los pilotes de los puentes y análisis de socavación a profundidades de al menos 20 metros o hasta llegar a

la roca base para poder obtener resultados precisos de acuerdo a la estratigrafía.

En cuanto a las acciones de prevención y protección tanto en pilotes, estribos y terraplenes de cara a la socavación local, es esencial seleccionar cuidadosamente las soluciones para evitar agravar la socavación. Se sugiere considerar enrocados como una opción, ya que ofrecen ventajas como la reducción de la intensidad de los vórtices, la retención de finos, la flexibilidad estructural que permite rellenar depresiones y la capacidad de reacomodar las rocas para contrarrestar la socavación periférica sin provocar problemas estructurales.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Puente (2018) Realizó la investigación: *“Socavación De Los Estribos Del Puente Comuneros, Huancayo 2018”*, en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Los Andes. La investigación en mención concluyo lo siguiente: Se llega a la conclusión de que la socavación que afecta a los estribos del Puente Comuneros, como se determinó mediante el modelamiento realizado con HEC-RAS, tiene un impacto negativo en la estabilidad general del puente. Para un periodo de retorno de Para un caudal m^3/s , el estribo izquierdo cuenta con una profundidad de socavación de 19.34 metros y en el estribo derecho 10.55 metros, Además, par aun periodo de retorno de 500 años, con un caudal igual a 2143 m^3/s , en el estribo izquierdo contamos con una profundidad de socavación de 21.19 metros y 12.34 metros en el estribo derecho. Además es visible la velocidad de flujo en ambos estribos, siendo de 1.23 m/s en el estribo izquierdo y 0.97 m/s en el estribo derecho. La configuración geomorfológica del Rio Mantaro tiene relación directa con las velocidades de flujo antes expuestas, ya que nos hace presente una pendiente y una sección transversal definida. Las características presentadas en esta fuente, influyen de manera directamente proporcional en el fenómeno de la socavación en la estabilidad de los estribos del puente Comuneros. Los resultados del modelamiento indican que la socavación es de tipo local, y se relaciona

con la generación de vórtices de herradura en el río, lo que resulta en vórtices horizontales que afectan de manera puntual a los estribos del puente.

Aguinaga (2019) realizó la investigación: *“Estudio De La Socavación En Los Estribos Del Puente Cascajal-Olmos Ante Máximas Avenidas”*, Perteneciente a la Universidad Señor de Sipan, en la EAP de Ingeniería Civil, nos brinda sus conclusiones: Las características geométricas del puente Cascajal-Olmos, obtenidas mediante el levantamiento topográfico, revelan que las secciones transversales muestran una pendiente leve, con un gradiente del terreno del 0.27%. En la calicata C2-M1 se resalta un diámetro representativo que tiene una distribución granulométrica de 3.55 mm. Estas muestras consisten en arenas con pequeñas cantidades de limo y arcilla, y en particular, la muestra 3 presenta un alto contenido de arcilla, Contiene un LL de 24.1% y un LP de 21.09% lo que resulta en un IP de 3.01%. Dentro del análisis que se tienen con respecto a los registros de índole Hidrológica, siendo anuales y mensuales, las cuales provienen de la estación Zapatero permitió la obtención de caudales para distintos periodos de retorno, que abarcan desde 2 hasta 500 años. Se emplearon diversos métodos estadísticos basados en la distribución normal para calcular estos caudales. Teniendo en cuenta un PR = 500 años se logró establecer un máximo caudal de 322.67 m³/s. Los caudales y parámetros hidráulicos fueron estimados con este método. Según el método de Artamonov, método que se trabajara en la presente tesis, con el uso del tirante hidráulico, se estimó una profundidad de socavación igual a 6.30m. Con el uso del programa HEC-RAS y la simulación del modelado, se obtuvieron velocidades variadas para diferentes tipos de periodo de retorno. Se aplicaron varios métodos de socavación local, siendo la ecuación de Froehlich la más eficaz en este contexto. Se realizó la comparación entre dos métodos, el de Froehlich aplicado al método científico y al Programa HEC-RAS, en primera instancia se obtuvieron datos por el método científico siendo la profundidad de socavación de 5.37m. Por otro lado, el método de Froehlich implementado con el

programa HEC-RAS nos arrojaron profundidades de 2.63 m en el estribo izquierdo y 1.96 m en el estribo derecho. Se concluye que el método de Froehlich es más adecuado para estimar la profundidad de socavación para este caso específico.

Tamara (2018) hizo la investigación: *“Causas De La Socavación Del Puente Huambacho Ubicado En La Panamericana Norte - Propuesta De Mejora, Distrito De Samanco, Ancash, 2018”* Ubicada en el repositorio de la universidad Cesar Vallejo en la EAP de Ingeniería Civil. Las conclusiones son las siguientes: En el área de investigación, el puente Huambacho, se tiene que existen dos causas principales de socavación. Una de las causas corresponde a un origen natural, con las siguientes características, caudal de 132.5 m³/s, velocidad de flujo igual a 2.67 m/s, profundidad media en zona de aguas arriba con una medida de 1.03m, la longitud del estribo obstaculizante del flujo de 1.20m, el ancho libre aguas arriba de 60.86 m y el ancho de sección de 30 metros. La segunda causa es de origen antrópico y está relacionada con el diseño de la subestructura del puente, la cual ocupaba bastante espacio dentro de la caja de índole hidráulica, lo que impedía un flujo libre de agua. Mediante el método de Gumbel, se utilizaron datos como 132.5 m³/s de caudal y una velocidad de flujo igual a 2.67 m/s para evaluar la socavación en la zona. De igual manera se obtuvieron datos críticos de socavación mediante el método de Froehlich siendo este igual a 2.94m.

Se diseñó una defensa ribereña en el río Nepeña, para prevenir pérdidas de material, esto con ayuda del programa “River”.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Felipe (2016) nos indica en su estudio: *“Socavación Producida Por El Río Huallaga Al Puente Colpa Alta En La Provincia De Huánuco, Utilizando Los Métodos De Artamonov, Straub Y Maza, En El Hec-Ras”*, concluyendo: Se utilizaron los mismos datos usados en varias fuentes proporcionados por el software HEC-RAS con la simple finalidad de evaluar el lugar por 03 métodos distintos (Artamonov, Straub y Masa) con el objetivo de identificar y cuantificar si existe más de un tipo de

socavación en la zona de estudio. El flujo permanente fue uno de los puntos en los que este estudio se enfoca de manera principal. Los tres métodos mencionados en este estudio están contemplados en el “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Reglamento Vial de Gestión de Infraestructura Vial” el cual fue aprobado mediante el “Decreto Supremo N°034-2008-MTC”. Todo lo realizado en esta Tesis puede ser una herramienta útil para ingenieros proyectistas que necesiten evaluar la socavación en puentes o estructuras de defensa ribereña, como gaviones, estructuras de concreto, espigones, entre otros (Felipe, 2016).

Este estudio se basó en una investigación explicativa con el propósito de comprender lo obtenido en los cálculos de socavación, siendo estos de tipo transversal, general y en los estribos dentro del Río Huallaga, específicamente en el área de Colpa Alta, ubicado en la provincia de Huánuco en el año 2015. Se aplicaron los Métodos de Artamonov, Straub y Maza, utilizando los parámetros hidráulicos proporcionados por el programa HEC-RAS. Como fin del estudio, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Método de Artamonov: Socavación Estribo izquierdo igual a 1.51m, 2.18 en el estribo derecho.
- Método de Straub: Se calculó la socavación transversal para la sección n° 07, progresivo 0+157.04, siendo los valores más altos los que se encontraron en G y H con 7.53 m y 7.31 m de manera respectiva.
- Método de Maza: En el mismo punto de estudio que el método anterior, la socavación general de los puntos F hasta J, se tiene socavación variable desde 5.158m hasta 4.214m.

Los resultados nos ayudan a entender cómo fue que salieron los resultados para la zona de estudio, en el Puente de Colpa Alta.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. SOCAVACIÓN

Supone el proceso de elevación y transporte de los materiales que componen el lecho de un río durante eventos de inundación o crecida, así como durante la construcción de estructuras dentro del cauce. Es importante distinguir la socavación de la erosión no recuperable, ya que, en el caso de la socavación, una vez que la crecida disminuye o se elimina la causa de la socavación, suele producirse un ciclo en el que los sedimentos vuelven a depositarse gradualmente, lo que puede restaurar el nivel original del lecho del río. La socavación está influenciada por factores como las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos en el fondo del río y la forma y ubicación de las estructuras que pueden desencadenar este proceso. (Suárez, 2001).

La socavación es un proceso natural que impacta en la configuración de los cauces de los cuerpos de agua, implicando la eliminación de la capa de material que conforma el lecho del río. Esto conduce a una mayor profundización del lecho, y esto ocurre cuando la velocidad de la corriente supera la capacidad del material para resistir la erosión. La velocidad a la que ocurre la socavación varía según el tipo de suelo presente en el lecho del río. En suelos sueltos, la velocidad de socavación se refiere a aquella que resulta en el arrastre generalizado de partículas, mientras que en suelos cohesivos se relaciona con la capacidad de poner en suspensión estas partículas. Los diferentes tipos de materiales presentes en el lecho del río experimentan procesos de socavación a ritmos diversos, con suelos arenosos socavándose en un corto período de tiempo, suelos arcillosos en un plazo más prolongado, rocas como la arenisca en meses y rocas de tipo granito en años. (Guevara, 2013).

2.2.2. EL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN

Existen múltiples variables que influyen de manera directa e indirecta en el fenómeno de socavación, lo que lo convierte en un evento

natural complejo de prever y cuantificar con precisión. La socavación puede tener un impacto significativo en las estructuras de los puentes, lo que representa un riesgo importante para los componentes de la subestructura de estos, como pilares, columnas, estribos y terraplenes de acceso, entre otros. Este riesgo puede tener consecuencias económicas y ambientales significativas e incluso poner en peligro vidas humanas.

Para comprender y profundizar en el tema de la socavación, es esencial identificar el entorno y las causas que contribuyen a la ocurrencia de este fenómeno. Estas causas están estrechamente relacionadas con procesos fluviales que involucran factores geológicos, geomorfológicos, hidráulicos y climáticos, que a su vez pueden dar lugar a la erosión, el transporte y la deposición de sedimentos. (Sierra, 2013)

2.2.3. FORMAS DE SOCAVACIÓN

“Hay dos formas principales de socavación, que dependen principalmente de los ríos para transportar el material de flujo desde la cuenca hasta el sitio del puente”. (Guevara, 1998 citado en Tamara, 2018).

2.2.3.1. SOCAVACIÓN EN LECHO MÓVIL

Este concepto se refiere al desplazamiento de partículas que se encuentran en el río pasando de la zona “aguas arriba” a la zona “Aguas abajo, en específico, para el área de apoyo del puente. Lo ideal aparece cuando el material transportado tiene la misma magnitud que el material removido. (Tamara, 2018).

2.2.3.2. SOCAVACIÓN EN AGUA CLARA

Cuando el principal agente para que se produzca la socavación termina siendo el agua clara, es una consecuencia de que no existe transporte alguno de partículas comparadas con los sedimentos, el cual impide la reposición de materiales extraídos que culminan en el fondo del río. En este concepto se produce el

equilibrio cuando la corriente de corte es reducida para poder mover las partículas.

2.2.4. DISEÑO HIDRÁULICO Y SUS CONSIDERACIONES.

2.2.4.1. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

a. Cuenca Hidrográfica

La cuenca es la unidad superficial más comúnmente utilizada en hidrología y no necesariamente coincide con las unidades subterráneas. Se trata de una porción de territorio que puede ser delimitada de tal manera que, si fuera impermeable, todo el agua que fluye sobre ella sería canalizada hacia un único punto de drenaje. Se pueden identificar las cuencas endorreicas, quienes desembocan en un lago central y las exorreicas, las cuales desembocan fuera de la unidad hidrológica. (Bateman, 2007)

b. Clasificación de cuenca

b.1. Con relación al tamaño

Según su tamaño las cuencas pueden ser clasificadas en dos tipos, cuencas grandes y cuencas pequeñas.

- **Cuenca Grande**

Se trata de una cuenca que se extiende más allá de los 250 kilómetros cuadrados y se caracteriza por sus aspectos fisiográficos destacados, como la inclinación del terreno, la altitud, la superficie y el flujo de agua.

- **Cuenca pequeña**

Se trata de una cuenca cuya extensión abarca menos de 250 km², la forma y cantidad dependen de la forma del terreno, el tipo de suelo y la vegetación. Como dato adicional, las cuencas pequeñas son más sensibles a lluvias intensas pero cortas.

b.2. En función a la salida

Como se explicó más arriba, existen cuencas Endorreicas y Exorreicas, siendo clasificadas por su función de salida.

- **Cuencas Endorreicas**

Se refiere a aquellas cuencas cuyo desemboque final puede ser un lago u otro cuerpo de agua, más nunca llega al océano.

- **Cuencas Exorreicas**

Por otro lado las cuencas Exorreicas llegan a desembocar en el océano.

b.3. En función a la elevación

También es posible categorizar las cuencas mediante su elevación, especialmente útil en las cuencas de la región andina, se basa en la diferencia de altitud relativa entre sus distintas áreas y se divide en 3, baja, mediana y alta.

- **Cuenca Alta**

Se refiere a la cuenca superior o receptora de la cuenca, que debido a su ubicación, recoge y retiene la mayoría de las precipitaciones en sus picos, glaciares, lagunas y represas de las mesetas.

- **Cuenca Media**

Con una inclinación más pronunciada en comparación con otras áreas, esta región presenta un flujo de agua que se caracteriza por corrientes turbulentas.

A menudo se la conoce como la zona donde se transportan sedimentos o se produce el escurrimiento de estos.

- **Cuenca Baja**

Esta cuenca presenta una pendiente relativamente baja y se caracteriza por un flujo constante de agua, un curso de agua definido y una extensa área de inundación. Comúnmente, se conoce como cono de deyección o área de depósito.

c. División de una cuenca hidrográfica

Desde una perspectiva práctica, en ciertos casos, la complejidad de la red de afluentes de un curso de agua puede superar la capacidad de análisis de cada una de sus unidades, como ocurre en la cuenca del río Amazonas. Las subcuencas que conforman esta cuenca (como el Marañón, Huallaga, entre otras) son en realidad tan extensas que sería sumamente complicado analizarlas en función de las variantes. Es vital que las variantes en las cuencas o microcuencas se realicen con un enfoque técnico-práctico.

d. Elementos de las cuencas

Dentro de los elementos de las cuencas, podemos diferenciar la superficie total, el curso principal del agua en la cuenca y la línea divisoria de aguas.

- **Área de la cuenca**

Se trata de una extensión en un plano horizontal, circunscrita por la línea de separación de las aguas.

- **Cauce principal de una cuenca**

El movimiento de agua que existe y fluye fuera de la cuenca se conoce como corriente principal, las variantes de este, se pueden conocer como secundario o tributario y para el nombre de dichas cuencas relacionadas a esos afluentes se utilizan las palabras de cuencas tributarias o Subcuencas.

- **Parteaguas o divisoria de aguas**

Este concepto tiene que ver con las cotas más elevadas en el área de la cuenca y ser unidas luego por una línea imaginaria que lograría separar, definir y establecer un perímetro de la cuenca de estudio de cuencas adyacentes.

e. Características Físicas De Las Cuencas

- **Perímetro de la cuenca**

Dicho concepto está basado en la medición del segmento poligonal de la cuenta, teniendo la longitud total de la misma, termina definiendo los límites de la misma, el perímetro tendrá como factores para su estimación la superficie y también la forma.

- **Área de la cuenca**

Se trata de una zona plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, definida por el espacio limitado por la curva del perímetro, medida en kilómetros cuadrados, salvo pequeñas cuencas medidas en hectáreas.

- **Forma de la cuenca**

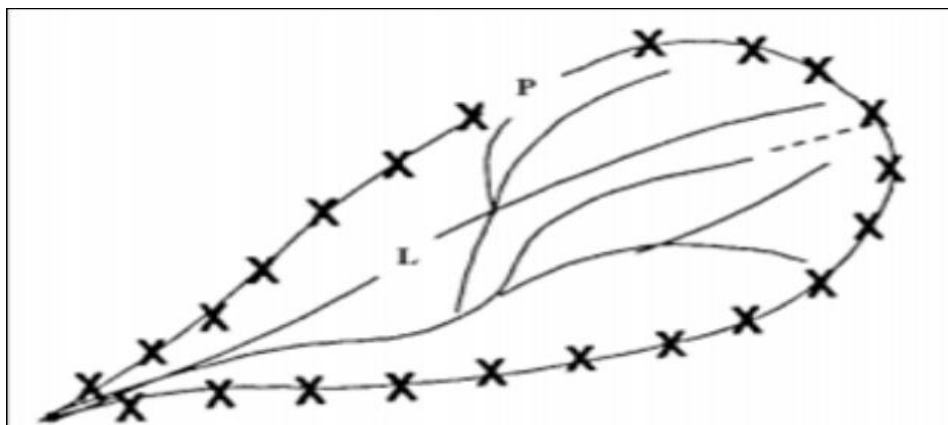
En términos generales, los patrones de escurrimiento en una cuenca que tiene una forma casi circular serán distintos de los de otra cuenca que sea más alargada y estrecha, incluso si ambas tienen la misma área superficial.

- **Longitud de la Cuenca**

Este parámetro está medido por la longitud total de la línea que genera el cauce principal de la cuenca, teniendo en cuenta dos puntos llegada y salida, el primero vendría a ser el punto de descarga aguas abajo y el segundo tendría que ser el punto ubicado en la parte más alta de la cuenca aguas arriba en términos topográficos. De cara al escurrimiento, este parámetro tiene una influencia directa, convirtiéndolo en fundamental para el estimar las métricas morfométricas.

Figura 1

Longitud y perímetro de una cuenca



Nota: Parámetros geométricos de la cuenca. Tomado de Ibáñez Asensio, Sara, Morfología de las cuencas hidrográficas

f. Parámetros geomorfológicos de la cuenca

Para poder identificar mejor una cuenca, se han realizado varios estudios de una muestra poblacional, esta muestra poblacional ha arrojado 3 parámetros en los que se diferencian entre si, siendo la configuración, topografía y el sistema de drenaje. Con el fin de clasificar y comparar cuencas, se han definido parámetros, siendo estos los siguientes:

- **Parámetros de forma**

La estructura de las cuencas es bastante relevante para poder clasificarlas, es por esto que se busca medir características específicas mediante índices o coeficientes. Estos indicadores establecen una relación entre el flujo del agua y la forma en que la cuenca responde a dicho flujo, especialmente en términos de hidrogramas.

- **Coeficiente de Gravelius o Índice de compacidad.**

Es la división directa entre el Perímetro de la cuenca y un perímetro circular que tenga la misma área de la cuenca de estudio. El índice de Gravelius busca estimar la velocidad de acumulación del agua en la zona de descarga de la cuenca. El índice de Gravelius es calculado con la fórmula:

$$Kc = \frac{Pe}{P0} = \frac{Pe}{2\sqrt{\pi A}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Siendo:

Kc = Coeficiente de compacidad

Pe = Perímetro de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

Los rangos que varía el índice de compacidad son los siguientes:

Clase Kc1: Intervalo de 1 a 1.25. Sugiere una forma redonda a oval redonda

Clase Kc2: Intervalo de 1.25 a 1.5 Sugiere una forma oval redonda a oval oblonga

Clase Kc3: Intervalo de 1.5 a 1.75 Sugiere una forma oval oblonga a rectangular oblonga.

Esta unidad de medida es adimensional, lo que significa que no tiene una unidad específica. El índice será mayor que 1 cuando la cuenca sea más irregular y se acercará a 1 cuando la cuenca tenga una forma más cercana a la circular. En cuencas muy alargadas, el índice puede alcanzar valores cercanos a 3.

- **Factor de Forma**

Esta relación se encuentra definida como la división del área de la zona de captación y la longitud del cauce principal elevado al cuadrado.

$$Ff = \frac{Am}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

Ff = Factor de forma

Am = Ancho medio de la cuenca (Km)

L = Longitud del curso más largo (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

Por otro lado, cuando el resultado de la operación está más cerca a 0, la pelvis tiende a alargarse, en cambio, cuando el factor de forma se acerca a 1, la pelvis se considera redonda. Cuanto más bajo es el factor de forma, menos dimensión de inundación tendrá, siendo inversamente proporcional con una cuenca igual pero de factor de forma mayor. Tenga en cuenta que su unidad de medida no tiene dimensiones.

- **Parámetros de relieve**

Este parámetro está siendo calculado por diversos indicadores que han sido propuestos por distintos expertos. Entre los más comunes se encuentran la inclinación de la cuenca y las curvas hipsométricas.

- **Pendiente de la cuenca**

Como bien sabemos, este parámetro tiene que ver con la inclinación general que tiene la cuenca, ya sea para uno u otro lado, este factor es completamente relevante y un factor directo para estimar la infiltración, escorrentía superficial, también la humedad del suelo, etc. Además, con este factor podemos estimar el tiempo de desplazamiento del agua en la superficie terrestre. Cabe destacar que a mayor pendiente mayor intensidad en las crecidas.

- **Curva Hipsométrica**

Hace referencia al gráfico resultante de un estudio topográfico el cual esta expresado en kilómetros cuadrados, representado en coordenadas rectangulares, ilustra la topografía el relieve de una cuenca hidrográfica, mostrando la proporción de la superficie de la cuenca.

2.2.4.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Existen consideraciones particulares para determinar un estudio topográfico, por ejemplo según Cotrina & Hernandez, en ríos donde los puentes no reducen los caudales de inundación y

tienen pendientes pronunciadas, el estudio deberá abarcar ocho veces el ancho del canal principal aguas arriba y cuatro veces aguas abajo. La distancia de reconocimiento del terreno no puede ser menor a 150 metros, tanto para aguas arriba como para aguas abajo todo esto del eje del puente de estudio. (Cotrina & Hernandez, 2017).

Para ríos con extensas zonas de acumulación de inundación y en lugares donde el puente restrinja el flujo durante eventos de crecida, la evaluación topográfica deberá incluir un área que se extienda igual a: [Ancho del Cauce principal aguas arriba] x12 y [Ancho de cauce principal aguas abajo] x6

De cara al análisis hidráulico y con fines de tener claro lo que se encuentra antes del estudio, es recomendable realizar una situación actual de la zona a investigar, tomando datos precisos de algunos factores como los niveles de agua existentes, las marcas generadas por el agua en la estructura actual, entre otros. Es recomendable también que el estudio de topografía contenga un nivel de precisión elevado ya que las secciones transversales en cursos de agua natural suelen tener formas irregulares, lo que permite identificar elevaciones, depresiones y características del lecho, como islotes o zonas deprimidas relacionadas con la socavación, entre otras cosas. La ubicación del puente debería determinarse durante la primera fase de una investigación. Para ello, expertos en planificación y diseño de carreteras, así como en hidrología e ingeniería geotécnica, Deben tener la situación actual en dos límites, 300 metros tanto aguas arriba como aguas debajo de los cruces de carretera. Con este accionar podremos planificar las siguientes medidas: realización de levantamientos topográficos para la investigación hidráulica, definición de las necesidades de EMS y recogida de muestras de sedimentos, entre otras. Por lo tanto, en el análisis topográfico, es esencial considerar los procesos morfológicos relacionados con la planificación y ubicación

de puentes, los cuales deben ser tenidos en consideración durante el proceso de estudio del proyecto.

- **Evolución de meandros**

El flujo de un cuerpo de agua longitudinal, ríos, siempre es único, sin embargo su recorrido presenta curvaturas naturales. Esta curvatura plana va acompañada de una pérdida de simetría en las secciones transversales. Dado que la forma geométrica del río cambia de manera sofisticada, la ubicación del puente debe considerarse cuidadosamente en la región circundante.

- **Cauces avulsionados**

Cuando se estima la ubicación de un puente, es necesario tener en cuenta este tipo de fenómenos, debido a que esto significa un abandono repentino del cauce principal. Esto ocurre debido a la acumulación de sedimentos en un segmento en especial del cuerpo de agua, derivando en un crecimiento en la elevación del lecho y lleva al río a cambiar su curso hacia una dirección más conveniente.

- **Efectos de remanso**

No se aconseja emplazar el puente en un afluente cercano a la unión con un río principal, ya que las bruscas variaciones de elevación pueden dar lugar a fenómenos de remanso que tienen el potencial de provocar la ampliación del lecho en esta área.

- **Erosión en curvas**

Se desaconseja colocar un puente en la región de curvas externas del río, ya que las velocidades en estas curvas son considerablemente más altas, lo que puede ocasionar procesos de erosión que podrían comprometer la estabilidad de la estructura.

- **Cauces trenzados**

Estos ríos exhiben pendientes pronunciadas, transportan una gran cantidad de sedimentos sólidos y tienen lechos compuestos

por material grueso. Es crucial considerar la disposición en el plano de este tipo de río al seleccionar la ubicación del puente, dado que esta configuración varía entre niveles y tiempo. El agrupamiento graduado de partículas sedimentarias empuja movimientos de agua hacia los límites, los cuales experimentan erosión gradual, dando lugar a la formación de bancos e islas con canales que tienden a ensancharse.

2.2.4.3. ESTUDIO DE SUELOS

Las bases de apoyo de los puentes están muy influidas por la geología. Aunque las columnas de los puentes se diseñan con precisión científica, se sabe por lógica estructural que la transmisión de cargas tienen con parte final e inicial para el diseño, el suelo de apoyo. Los elementos estructurales verticales, tales como los estribos o las columnas de un puente pueden parecer al ingeniero estructural elementos menos visibles, pero en muchas situaciones, el diseño de los cimientos recae en el ingeniero estructural encargado de construir la estructura anterior.

Para el estudio de suelos se desarrolla lo siguiente:

a. Muestreo y caracterización del material del río

Dicho proceso implica identificar un tamaño que sea representativo y que abarque toda la gama de tamaños presente en dicho material.

Para lograr un muestreo adecuado del material del lecho, es esencial estimar el peso volumétrico seco y llevar a cabo un análisis granulométrico.

Se sugiere analizar el material del lecho en al menos cuatro puntos distintos: dos a lo largo de la línea central de la estructura de paso y otros dos a $0,5A_{md}$ y " A_{md} " metros aguas arriba, donde " A_{md} " denota la anchura media del río en ese punto. En cada uno de estos lugares deben obtenerse tres muestras distintas, una en el espacio de nivel natural, otra a $[Profundidad\ del\ río] \times 1.5$ y una

más en la profundidad media, en caso de ser posible. Esta técnica se utiliza habitualmente para determinar el tamaño que debe considerarse representativo para calcular la socavación en los cauces naturales.

- Esto implica calcular el valor de D50 para la distribución granulométrica completa, que generalmente se toma como el diámetro que mejor representa la distribución total.
- Asimismo, se emplea el diámetro promedio de la distribución a través de la siguiente fórmula.

$$Dm = \frac{\sum_{i=0}^n D_i \Delta P_i}{100}$$

Siendo:

D_i : Tamaño de la partícula en que el i (%) significa el porcentaje en las fracciones de las partículas, cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .

Δp_i : Porcentaje medido en la magnitud del peso del material cuyo tamaño terminaría dentro del intervalo cuya marca de clase es D_i , para $i = 1 \dots n$ intervalos.

b. Granulometría

Este proceso se refiere a la dispersión de partículas de distintos tamaños en ese suelo y se evalúa utilizando tamices colocados en orden decreciente de apertura. La granulometría implica la clasificación, categorización de sus partículas en función de su tamaño, lo que resulta especialmente valioso en suelos gruesos; sin embargo, en suelos finos, proporciona una información limitada, aunque permite comprender de forma básica algunas de las características del suelo.

El análisis por criba consiste en separar las partículas del suelo mediante una sucesión de cribas que determinan el tamaño de las partículas.

La combinación analítica o integral implica la aplicación tanto del análisis por cribas como la metodología donde se utiliza el instrumento llamando “hidrómetro” aplicado al material grueso y fino. Normalmente, este tipo de análisis es usado el 25% o más del peso de partículas esta retenido en la Malla N°200. Para suelos arcillosos, se recomienda que el análisis granulométrico se realice en muestras secadas al aire en lugar de usar el horno, para evitar posibles alteraciones en las partículas finas.

Los tamices son dispositivos compuestos por mallas con aberturas cuadradas estandarizadas, siguiendo las normas ASTM, que se definen por el tamaño de la abertura en pulgadas. Normalmente existen números para definir las mallas utilizadas en una granulometría convencional, estas series son las siguientes: Malla 3”, Malla 2 ½”, Malla 1 ½”, Malla 1”, Malla ¾”, Malla ¼”, Malla N°04, Malla N°10, Malla N°20, Malla N°40, Malla N°50, Malla N°100, Malla N°200, para finalizar, abarcaría el plato.

Por ende, la fórmula utilizada para el cálculo del porcentaje retenido sería el Siguiendo:

$$\%Retenido = \frac{\text{Peso retenido en el matiz}}{\text{Peso total}} \times 100$$

Luego de esto, el cálculo de un porcentaje más fino, para definir el porcentaje que pasó, será el siguiente:

$$\%Pasa = 100 - \%Retenido \text{ acumulado}$$

c. Coeficientes de uniformidad y curvaturas

Tenemos la Representación gráfica que muestra cómo se distribuyen las partículas en un suelo grueso se denomina "curva granulométrica".

- **Coeficiente de Uniformidad**

El coeficiente de uniformidad es una medida que se utiliza para determinar cuán uniformes son las partículas de un suelo en

términos de tamaño. Se calcula como el cociente entre el Diámetro 60 y el 10 de partículas del suelo.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} : Diámetro establecido cuando justo debajo de este, queda el 60% del total del peso del suelo

D_{10} : Diámetro establecido cuando justo debajo de este, queda el 10% del total del peso del suelo

- **Coeficiente de Curvatura**

El coeficiente de Curvatura se define con la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Donde:

D_{60} : Diámetro establecido cuando justo debajo de este, queda el 60% del total del peso del suelo

D_{30} : Diámetro establecido cuando justo debajo de este, queda el 30% del total del peso del suelo

D_{10} : Diámetro establecido cuando justo debajo de este, queda el 10% del total del peso del suelo.

2.2.4.4. ESTUDIO HIDRÁULICO

Este estudio se centra en el análisis de crecientes o avenidas, los cuales son movimientos o conjunto de agua que hace que los ríos se desborden. Dentro del concepto de Gestión de cuencas, es importante investigar y calcular el movimiento de agua y su rapidez para el diseño, también llamado como caudal de agua para el diseño, todo esto para concepciones técnicas civiles de conducción (como canales, compuertas de alivio, tomas de agua, alcantarillas, etc.) como para estructuras de regulación (como embalses). En

ocasiones, se pueden disponer de registros históricos de caudales, y en esos casos, un análisis probabilístico puede resultar útil según la naturaleza del problema a abordar. Sin embargo, en muchas situaciones, no se cuenta con registros de caudales, tomando como alternativa, trabajar con datos de escorrentía y precipitación obtenidos mediante modelos hidrológicos.

Para calcular lo profundo que puede ser una socavación, será conveniente usar el llamado período de retorno mínimo que coincida con el que se empleó en el diseño del puente. Además, es crucial evaluar el estado situacional y proyección de un cimiento a estudiar, frente un caudal de hasta 500 años de período de retorno, ya que esto se considera como un evento extremadamente raro.

a. Métodos estadísticos

Dentro de la Hidrología utilizaremos una distribución estadística muy conocida y muy útil en varios aspectos, la distribución normal, estas áreas son:

La distribución normal puede utilizarse en el ajuste de distribuciones empíricas para variables hidrológicas, que tienen como característica largos intervalos de tiempo, estas pueden ser medias, tanto anuales, mensuales como también pueden ser las estacionales.

Otro aspecto donde se utilicen puede ser el análisis de errores al azar, que se presentan en observaciones o en mediciones hidrológicas.

También se puede usar como un punto de referencia para dar pie a una comparativa entre diferentes distribuciones teóricas, cuando se ajustan a una empírica.

El ajuste puede llevarse a cabo mediante métodos gráficos utilizando papel probabilístico normal o mediante enfoques analíticos que involucran diversas distribuciones.

- Distribución Normal

- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel
- Distribución log-normal

El proceso de ajuste puede llevarse a cabo de dos formas: mediante un enfoque gráfico utilizando papel probabilístico normal o a través de un análisis analítico con distribuciones específicas. Entre las distribuciones logarítmicas más utilizadas en hidrología, destacan la Log-normal, la Log Pearson tipo III y la Log-Gumbel.

b. Métodos empíricos

El método racional es ampliamente reconocido y utilizado para la concepción de estructuras de agua para gestionar flujos pertenecientes al agua con gran caudal. Aunque se originó en el siglo XIX, se mantiene en uso debido a su simplicidad y su comprobada eficacia a través de datos empíricos y métodos más avanzados. Es importante destacar que la fórmula racional es aplicable principalmente en cuencas pequeñas, ya que es especialmente adecuada para modelar eventos de lluvia intensa pero corta, condiciones típicas para cuencas pequeñas.

Desde una perspectiva estadística, se ha demostrado que utilizando como factor lo intenso que es una precipitación según un PR específico, es posible calcular, con ayuda de la fórmula racional, el caudal que también tiene ese mismo PR. Tal que, dentro del contexto de la estimación de movimientos de flujo máximo con el uso de la fórmula racional, como principal desafío tenemos el de estimar una medida precisa de la intensidad de la precipitación, asumiendo que el valor apropiado es obtenido mediante tablas estandarizadas (Cotrina & Hernandez, 2017).

- **Tiempo de concentración**

Este concepto tiene como significado al periodo de tiempo mínimo para que los puntos de una cuenca contribuyan al mismo tiempo hacia el punto de salida.

Este concepto determina el intervalo de tiempo en el que el flujo de agua escurre teniendo como punto de inicio el tramo más alejado de la cuenca. Es el momento en el que el caudal de escorrentía se estabiliza y se mantiene constante. Dicho tiempo no es constante, ya que tiene factores que hacen que varíe la velocidad de escorrentía, factores como la intensidad y la cantidad de la precipitación. Para estimar el tiempo de concentración, muchos autores basaron sus estudios en características morfológicas y geométricas de una cuenca, alguna de estas fórmulas son:

$$\text{SCSC: } T_c = (0.87 \frac{L^3}{H})^{0.385}$$

$$\text{Kirpich: } T_c = 0.06628 L^{0.77} S K^{0.385}$$

$$\text{Temez: } T_c = 0.3 (\frac{L}{S_j^{0.25}})^{0.75}$$

$$\text{Pasini: } T_c = 0.023 (\frac{A L_p}{S_p})^{0.5}$$

$$\text{Pizarro: } T_c = 13.548 (\frac{L^2}{H})^{0.77}$$

Siendo:

T_c = Tiempo de concentración (hr)

L_p = Longitud del curso principal (Km)

S_p = Pendiente del curso principal

H = Diferencia de cotas entre el punto más alto y el de estudio (m)

A = Área de drenaje (área de la cuenca), (Km²)

S = Pendiente cauce principal (Manning)

- **Intensidad**

Siguiendo el proceso, calculamos el caudal con ayuda del método Mac-Math, utilizando la fórmula:

$$I = 2.6934T^{0.2747}T_c^{0.3679}$$

Siendo:

I= Intensidad (mm/hora)

T=Periodo de Retorno (Años)

Tc= Tiempo de Concentración (Minutos)

- **Caudal Máximo**

Con la siguiente fórmula, se calculará el Caudal Máximo:

$$Q = 0.001CIA^{0.58}S^{0.45}$$

Donde:

Q= Caudal Máximo (m3/s)

C= Coeficiente de Escorrentía

A= Área de la Cuenca Húmeda (Ha)

S= Pendiente (0/00)

I= Intensidad (mm/hora)

2.2.4.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE CAUCES NATURALES (N DE MANNING)

En esta sección, tenemos consejos útiles para calcular el coeficiente de rugosidad en ríos y se detallan a continuación. Los valores del coeficiente del título, están influenciados por diversos factores alguno de estos factores son la geomorfología y las características geométricas específicas de los cauces naturales. Mediante el método de Cowan , el cual implica el cálculo de los coeficientes de rugosidad, tenemos la siguiente fórmula:

$$n = m5 (n0 + n1 + n2 + n3 + n4)$$

Donde:

m5: Factor utilizado para corregir la sinuosidad del cauce.

n0: Factor de rugosidad en un canal uniforme y homogéneo.

n1: Factor de rugosidad adicional gracias a irregularidades superficiales en todo el tramo.

n2: Factor de rugosidad adicional gracias a variación de forma.

n3: Factor de rugosidad adicional gracias a Obstrucciones existentes.

n4: Factor de rugosidad adicional gracias a vegetación.

Tabla 1

Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
	Insignificante		0.000
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Menor	n_3	0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
	Insignificante		0.000
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Nota: Factores que influyen en el valor de la variable n . Arturo Rocha

2.2.5. SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

Para estimar las fórmulas que nos permiten hallar la socavación local, se apoyaron en datos recabados de laboratorio, además hay escasa información de campo disponible para su validación. La mayoría de estas ecuaciones arrojan resultados muy precautorios en términos de socavación, ya que suponen que los estribos están ubicados sobre el fondo de río, el cual está formado principalmente por sedimentos, asumiendo que el movimiento de agua obstruido es igual o equivalente

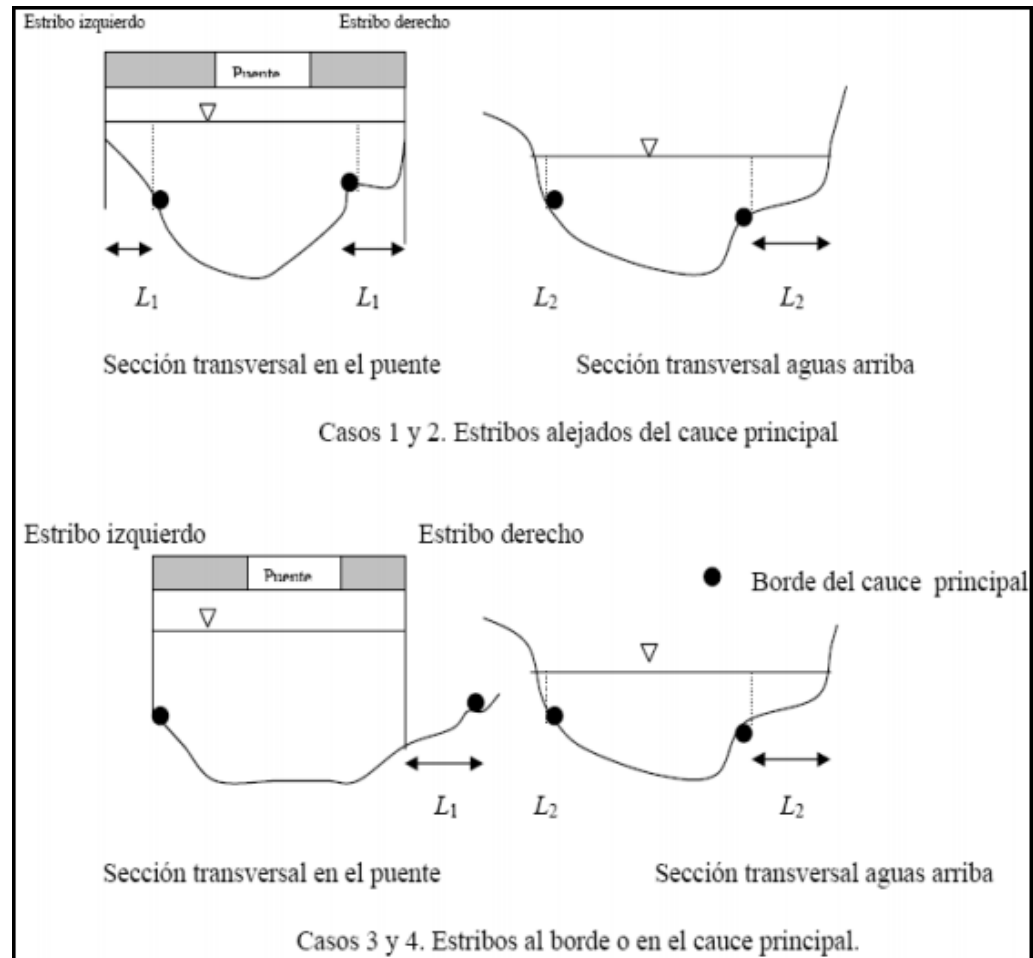
a la longitud de la estructura, situación que rara vez es correcta. (Cotrina & Hernandez, 2017).

Para poder estimar la socavación local tenemos que tener en cuenta un sinfín de parámetros los cuales determinarían o podrían arrojar resultados semi reales del estudio, estos parámetros pueden ser la geometría del área a estudiar, el estribo como tal, la configuración de la sección transversal y quizás la profundidad del flujo dentro de los márgenes del cauce principal. Aspectos que no se consideran en formulas de estimación actual.

Este fenómeno se hace cada vez más fuerte cuando en su mayoría el flujo de los márgenes se ve bloqueado, como consecuencia se ve forzado a seguir su movimiento de manera brusca a través de la sección del puente. En contraste, se produce una erosión menos significativa cuando la magnitud de agua que se encuentra obstruida en las márgenes fluye de regreso al cauce principal de forma gradual dentro de la zona del puente.

Figura 2

Ejemplos de obstrucción en los estribos



Nota: Ejemplos de socavación de estribos. Información sacada del Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

Son positivas aquellas longitudes que son medidas entre dos puntos, 1. Borde del cauce y 2. Exterior y son consideradas longitudes negativas si son medidas del interior hacia el punto 1.

Caso 1: Estribo izquierdo, $L_1 > L_2$

$L = L_2 - L_1$, es negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua, se asume $L = 0$

Caso 2: Estribo derecho, $L_2 > L_1$

$L = L_2 - L_1$

Caso 3: Estribo izquierdo, $L_1 = 0$

$L = L_2 - L_1 = L_2$

Caso 4: Estribo derecho, L1 negativo

$$L = L_2 - (-L_1) \quad L = L_2 + L_1$$

2.2.6. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

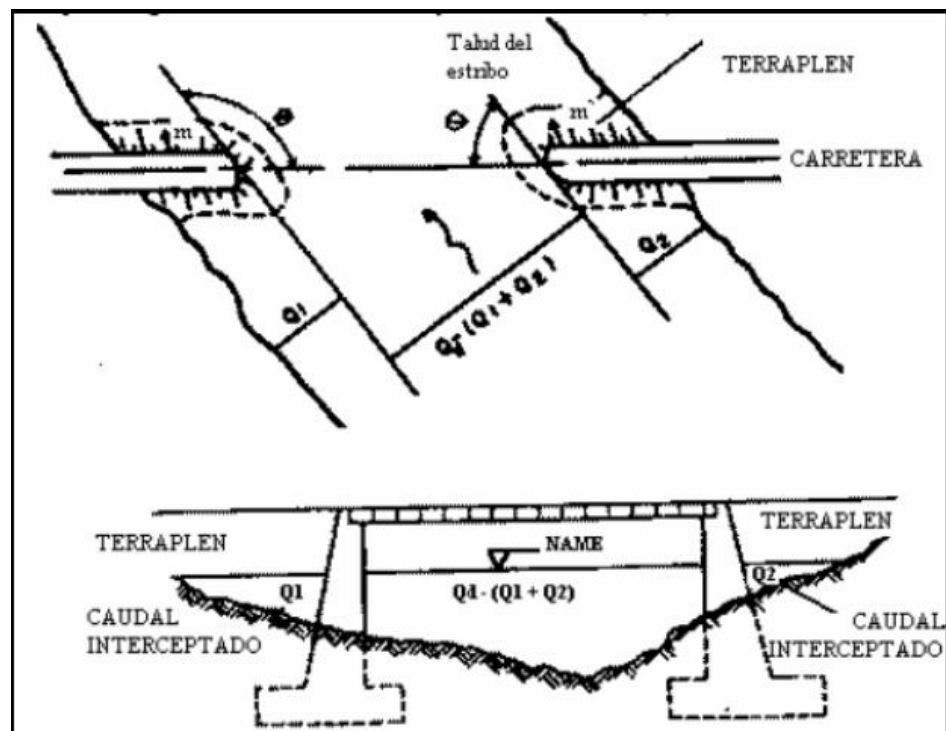
2.2.6.1. MÉTODO DE ARTAMONOV

“Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones. Depende de los siguientes factores”. (MTC, Manual de hidrología, hidráulica y drenaje):

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (ver Figura 4).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

Figura 3

Flujo de las estructuras verticales intersectados. Método de Artamonov



Nota: Profundidad de socavación de los estribos según el método de Artamonov. Tomado de (Juárez & Rico, 1992).

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

Donde:

HT: Medida de profundidad entre el agua y pie de estribo o espigón desde la superficie.

K θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla 2).

KQ: Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q1 o Q2 y el caudal total Qd que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla 3).

Km: Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla 4).

H: Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla 2

Coeficiente de corrección K θ

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

Nota: Tabla e información sacada del estudio de Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

Tabla 3

Coeficiente de corrección KQ

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	4.20

Nota: Tabla e información sacada del estudio de Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

Tabla 4*Coeficiente de corrección K_m*

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: Tabla e información sacada del estudio de Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado respecto al flujo ($\theta = 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

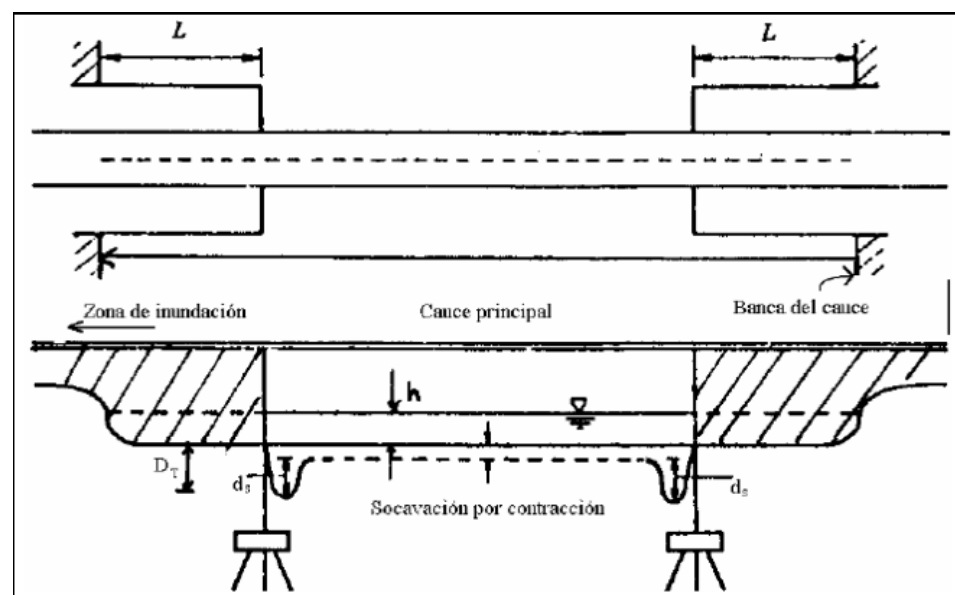
$$H_T = K_Q h$$

2.2.6.2. MÉTODO DE LIU, CHANG Y SKINNER

Este método está basado en una ecuación la cual es el resultado de lo mismo que el método de Artamonov, datos de laboratorio o gabinete con diferencia que este tiene como adicional un análisis dimensional del año 1961, aplicado para las siguientes condiciones:

Figura 4

Estribos prolongados, llegando al principal cauce con inexistencia de movimiento de agua en la zona de inundación



Nota: Información recabada del estudio de Juárez Badillo: HEC-18, 1993

Consideraciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre la llanura de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$)
- Flujo subcrítico
- Lecho del cauce arenoso
- La ecuación debe ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el ángulo de ataque del flujo.
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con anti dunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las anti dunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{Y_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} F_r^{0.33}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Siendo:

Y_s : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m)

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)

Fr : Número de Froude en la sección de aguas arriba

V: Velocidad media del flujo aguas arriba

Kf: Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.

2.2.6.3. MÉTODO DE LAURSEN

Basado en el razonamiento, Laursen propone 2 ecuaciones, razonamiento acerca de la modificación en las relaciones del transporte, donde la causa es el cambio de velocidades del flujo que causa el estribo, esta termina siendo una ecuación para para dos tipos de socavación, socavación en lecho móvil y socavación en aguas claras, aplicada en:

- Estribos proyectados dentro del cauce principal.
- Estribos que tienen pared vertical.
- Inexistencia de 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 arrojan profundidades de socavación máximas y también incluyen aquellos efectos de la socavación por contracción, por ende, para estas ecuaciones, no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación final.
- Es recomendable 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 $K\theta$ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo.

a. Socavación en lecho móvil

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

b. Socavación en agua clara

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

Siendo:

H: Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

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

τ : Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

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

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 f K para tener en cuenta el efecto de otras formas.

Kf: 0.9 para estribos con aleros inclinados 45°, 0.8 para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

2.2.6.4. MÉTODO DE FROEHLICH

Como último método, tenemos el método de Froehlich, este método está fundamentado en, al igual que el método anterior, un análisis dimensional pero a su vez, contiene un análisis de regresión de laboratorio en aproximadamente 170 métricas de socavación en lechos móviles.

a. Socavación en agua clara y en lecho móvil

La siguiente fórmula define la socavación mediante el método de Froehlich, fórmula utilizada con bastante frecuencia en USA.

$$\frac{Y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$$

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).

K_f : Coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla 5.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

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

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

Tabla 5

Coeficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Nota: Coeficientes K_f según el tipo de estribo. Tomado de HEC-18, 1993

$$K_\theta = (\theta/90)^{0.13}$$

Siendo:

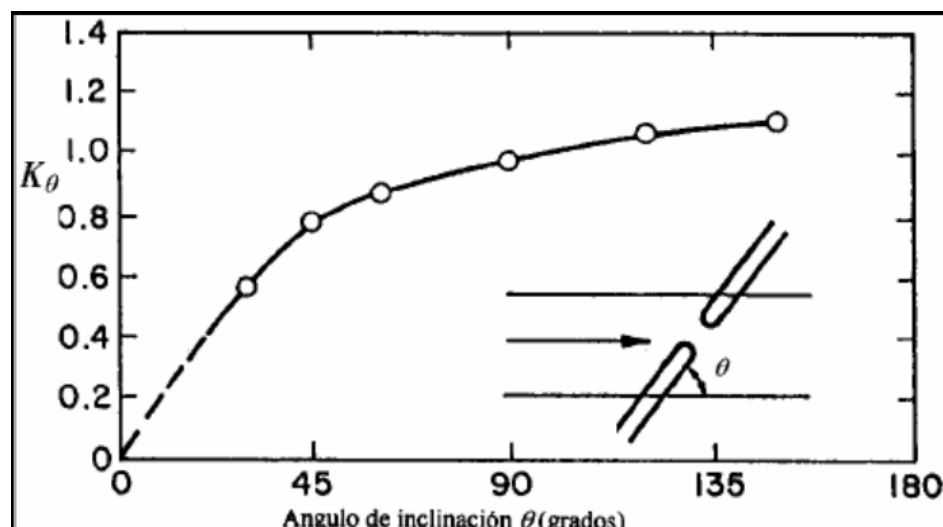
Θ : Ángulo de inclinación del estribo.

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

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

Figura 5

Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich



Nota: Variación del eje de correlación K_θ en el eje de las ordenadas según el ángulo de inclinación en grados sexagesimales en el eje de las abscisas. Tomado de HEC-18., 1993

$$h_e = A_e / L$$

$$Fr_e = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}}$$

$$V_e = Q_e / A_e$$

Siendo:

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

Q_e : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (m³/s)

A_e : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m²)

- **Socavación en agua clara**

Además de todo esto, Froehlich nos da a conocer una fórmula que es utilizada en condiciones únicas, en aguas claras, sin embargo, esta suele tener valores demasiado reducidos y no ha sido validado en campo. Dicha ecuación tiene parámetros estrictos,

como que el D50 sea igual o mayor a 7.6cm y que además se tenga en cuenta la desviación estándar σ_g , cuyo valor sea mayor a 1.5. Para fines comparativos, presentamos el método a continuación:

$$\frac{Y_s}{h_e} = 0.78K_fK_\theta\left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63}F_{re}^{1.16}\left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43}\sigma_g^{-1.87} + 1$$

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5}$$

Siendo:

σ_g : Desviación estándar geométrica del material.

2.2.6.5. MÉTODO DE MELVILLE

El procedimiento no ha sido comprobado en situaciones reales en el terreno y no toma en cuenta, al igual que en otras situaciones, aspectos relacionados con la falta de una forma rectangular en el cauce, las irregularidades en el lecho, el flujo que se extiende por las zonas de inundación durante los aumentos del caudal, ni la no uniformidad en la distribución del flujo lateral.

Debido a estas limitaciones, el método tiende a sobreestimar significativamente las profundidades de socavación, especialmente en situaciones donde los estribos son de gran longitud. Además, no tiene en cuenta las influencias del tamaño y la distribución de partículas en el sedimento, lo que puede llevar a estimaciones excesivamente cautelosas en el caso de sedimentos de gran tamaño y bien clasificados. También es importante mencionar que este método no aborda la situación de estribos que se encuentran en suelos cohesivos. (MTC, Manual de hidrología, hidráulica y drenaje).

a. Estribos Cortos

Se ha comprobado en experimentos de laboratorio que, cuando se tengan estribos cuya longitud es reducida en los estribos, dicha longitud además de las zonas aledañas cuyo impacto es el de restringir, el flujo termina siendo menor que lo profundo del mismo ($L < h$), el patrón de flujo que da lugar a la socavación no varía significativamente en relación con la profundidad del flujo. Como conclusión se puede decir que la Profundidad de la socavación es directamente proporcional a la longitud del Estribo.

$$\frac{Y_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g$$

Siendo:

Y_s : Profundidad de socavación (m)

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

H : Profundidad del flujo al pie del estribo (m)

K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.

K_h : Factor de corrección por profundidad del flujo.

K_L : Factor de corrección por longitud del estribo.

K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento.

K_σ : Factor de corrección por gradación del sedimento.

K_f : Factor de corrección por forma del estribo.

K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.

K_g : Factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación.

b. Estribos Largos

La información recopilada en experimentos de laboratorio respalda la idea de que, en el caso de estribos extensos en los que dicha longitud y las zonas aledañas que restringen el flujo, este es 25 veces lo profundo del flujo ($L > 25h$), Al igual que antes, concluimos que profundidad de la socavación local está directamente relacionada con la profundidad del flujo.

$$\frac{Y_s}{h} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g$$

Tabla 6

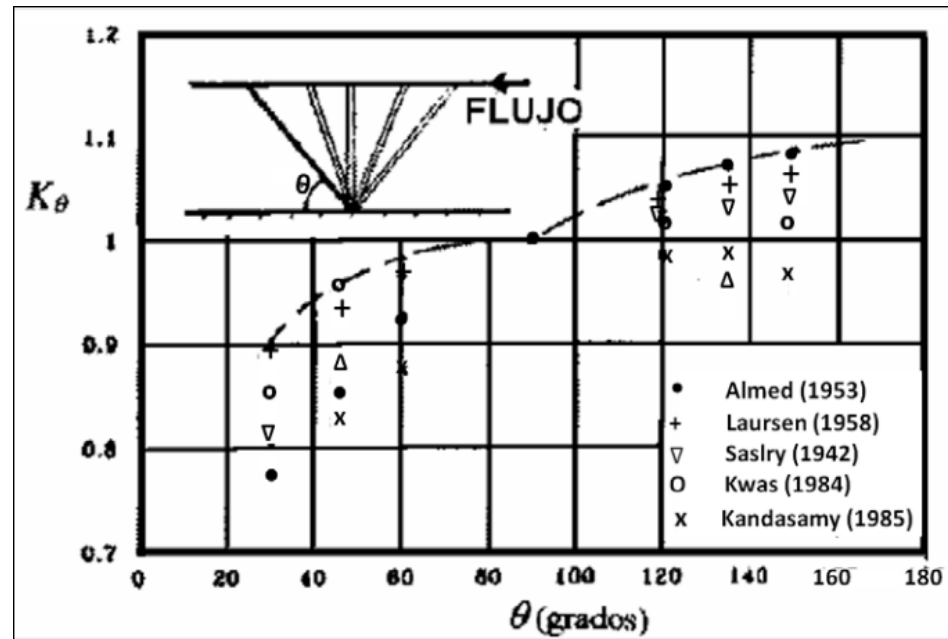
Valores del factor de corrección K_f

Forma de estribo	K_f
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular	0.75
Estribo con aletas de 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H: V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

Nota: (Melville, 1992)

Figura 6

Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo K_θ



Nota: (Melville, 1992)

$K_L = 10$, para estribos largos.

$K_h = 2$, para estribos cortos.

$K_i = 1$, considerando que las mayores profundidades de socavación ocurren bajo condiciones de lecho móvil.

Se dice que los datos encontrados por Melville, son inconsistentes por lo que es recomendable que, de cara a situaciones prácticas, los valores de K_D y K_σ sean considerados igual a 1.0, teniendo como consecuencia que lo profundo de la socavación obtenida es aplicada para sedimentos uniformes.

De igual manera, es recomendable que en un inicio K_g sea igual a 1.0, Teniendo como consecuencia que lo profundo que termina siendo la socavación dentro de un único cauce, sería igual a lo profundo de la socavación en un estribo perteneciente a un cauce compuesto.

2.2.6.6. MÉTODO HIRE

La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el elemento estructural supone cambios en el cauce principal, penetrándolo.

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

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.

K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.

2.2.7. SOFTWARE

2.2.7.1. HEC-RAS (HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER - RIVER ANALYSIS SYSTEM)

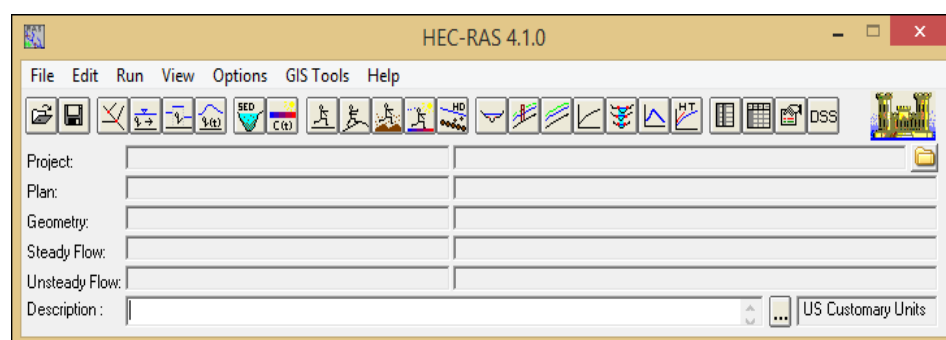
Este programa, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), representa una evolución del bien conocido y ampliamente utilizado HEC-2. Introduce varias mejoras significativas en comparación con su predecesor, destacando especialmente la interfaz gráfica de usuario (GUI) que simplifica las tareas de preparación y análisis posteriores.

De todas las ecuaciones proporcionadas en el manual, se identificaron únicamente dos que se aproximan mejor a la realidad. Por lo tanto, se llevó a cabo una comparación con el software Hec-

Ras basándose en estas dos ecuaciones: la ecuación de Froehlich y la ecuación de Hire. (Aguinaga, 2019). En cada nueva versión, se incorporan modelos numéricos adicionales. Por ejemplo, en la versión 2.2, se incluyó la capacidad de realizar análisis de flujo subcrítico, supercrítico y mixto. La versión 4.1, por su parte, presenta tres componentes de análisis unidimensional, que abordan el flujo permanente en superficie libre, el flujo no permanente y el transporte de sedimentos. Para esta investigación, se optó por utilizar el análisis en régimen permanente.

Figura 7

Ventana principal del programa Hec-Ras



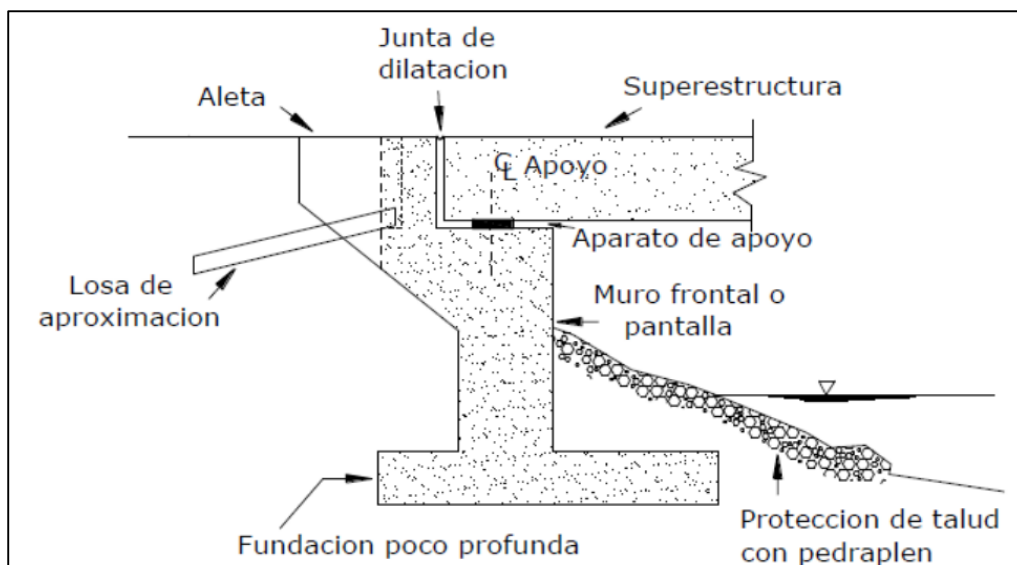
Nota: Ventana inicial al ingresar al software Hec-Ras. Tomado de Hec-Ras

2.2.8. ESTRIBOS

Son componentes estructurales que desempeñan un papel crucial en la infraestructura de un puente. Su función principal es distribuir y transmitir la carga de la superestructura, que incluye tanto el peso de la plataforma como las fuerzas de tierras aplicadas, hacia el terreno subyacente. Están compuestos por varios elementos, que incluyen una losa de fundación que transfiere la carga directamente al suelo, así como un sistema de pilotes que proporciona soporte adicional. Los estribos suelen tener otros elementos conocidos como el asiento del puente, muros de retención y frontal, muchas veces encima de la silla de puente se tiene losa de aproximación y juntas de dilatación o expansión. Estas juntas permiten ajustar y acomodar los movimientos y desplazamientos de la superestructura.

Figura 8

Componentes de un estribo



Nota: Plano que muestra las partes de un estribo. Elaboración propia.

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

Dentro de la investigación se utilizarán varios conceptos técnicos, lo cual, para tener una comprensión idónea, presentamos sus definiciones a continuación

- **Levantamiento topográfico**

Permite obtener información real del paisaje y realizar diferentes perfiles longitudinales y transversales, que posibilitan la realización de los planos correspondientes a las diferentes obras necesarias para el desarrollo de la investigación (Cotrina & Hernandez, 2017).

- **Caudal**

Magnitud de agua que recorre un punto en específico en un ambiente hidrológico para un tiempo y un periodo de tiempo dado.

- **Pendiente**

Magnitud que permite diferenciar la diferencia de niveles entre un punto y otro, normalmente reconociendo la inclinación longitudinal entre 2 cotas. (Cotrina & Hernandez, 2017).

- **Sección transversal**

Representación gráfica que es el resultado de una visión de un corte vertical a un alineamiento horizontal, el mismo que nos permite entender la geometría del elemento de la carretera, notando todo lo que a ojos humanos veríamos. (Cotrina & Hernandez, 2017).

- **Calicata**

Término utilizado en geotecnia para definir a los huecos o las excavaciones de poca profundidad en un terreno para establecer la cantidad de estratos y sacar el material de muestra de un área de estudio. (Cotrina & Hernandez, 2017) .

- **Granulometría**

Procedimiento por el cual se estima la cantidad de material Grueso o fino, siguiendo las normas comunes y con ayuda de las cribas para poder determinar muchas propiedades del suelo (Cotrina & Hernandez, 2017).

- **Fenómeno del Niño**

Evento de categoría climática, relacionado con el calentamiento del océano pacifico oriental ecuatorial. (MTC, Manual de hidrología, hidráulica y drenaje).

- **Parámetro**

Elemento o dato importante desde el que se examina un tema, cuestión o asunto.

- **Periodo de retorno**

Dentro del estudio, lo trabajamos como PR, hace referencia al tiempo medio, determinado en años, en la que tanto el caudal mayor como la precipitación es superado una vez cada “t” años.

- **Profundidad**

Cualidad de profundo, dimensión de los cuerpos perpendicular a una superficie dada

2.4. HIPÓTESIS

H1: Existe una pérdida de estabilidad en los estribos a causa de la socavación en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022.

H0: No existe una pérdida de estabilidad en los estribos a causa de la socavación en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022.

2.5. VARIABLES

Para el presente estudio, se sacó variables de la hipótesis, teniendo relación directa entre ellas, cumpliendo los pasos del método científico.

2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

X_1 : Socavación del río Huallaga

2.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Y_1 : Estabilidad de los estribos en el puente La esperanza – Huánuco.

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADORES	SUB INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN	UNIDAD DE MEDIDA	TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS
(VARIABLE INDEPENDIENTE) SOCAVACIÓN DEL RÍO HUALLAGA Esta variable permite medir la influencia Topográfica e Hidrológica Del río Huallaga.	Método de Froehlich <i>(Socavación en lecho móvil)</i> Método Laursen <i>(Socavación por aceleración del flujo del río en el estribo)</i> Método de Artamonov <i>(Socavación al pie del estribo)</i>	• Flujos aguas arriba • Flujo en la sección Contraída. • Coeficiente que depende del modo de transporte de los sedimentos.	• Caudal del río. • Contenido de humedad. • Granulometría. • Caudal. • Contenido de humedad.	Intervalo. Razón. Razón Intervalo. Razón.	•m3/seg. •kg/m2. • %. •m3/seg. •kg/m2.	• Observación y medición.	• Formato de elaboración propia de cotejos de datos.
(VARIABLE DEPENDIENTE) ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS EN EL PUENTE LA ESPERANZA – HUÁNUCO. Esta variable nos permite identificar la influencia de la	Método Volumétrico Sección transversal.	• Tipo de suelo. • Geometría del estribo. • Ancho del río.	• Granulometría. • Limite Líquido y Plástico. • Índice de Plasticidad • Sección transversal. • Área.	Razón. Razón. Intervalo.	• Valor. •SUCS. •m •m2. •m3/seg.	• Observación y medición.	• Formato de elaboración propia de cotejos de datos.

variable que le causa, identificando las características presentes en la estructura.	• Topografía	• Caudal. • Tirante de • Longitud.	Intervalo.	• m ³ /seg. • m.
	• Concreto.	• Pendiente		
Materiales que Componen el estribo.	• Acero.	• Capacidad Portante.	Ordinal	• kg/cm ² .
		• Límite de Fluencia.		• Kg/cm ² .

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. ENFOQUE

El tipo de la investigación es una investigación aplicada, ya que tiene como objetivo conocer y actuar frente a una situación problemática, en este caso la socavación. Con el tipo de enfoque Cuantitativo, ya que planteamos que una forma confiable de conocer la realidad de la socavación es a través de la recolección de datos con lo que podríamos contestar las preguntas de la investigación y validar una Hipótesis.

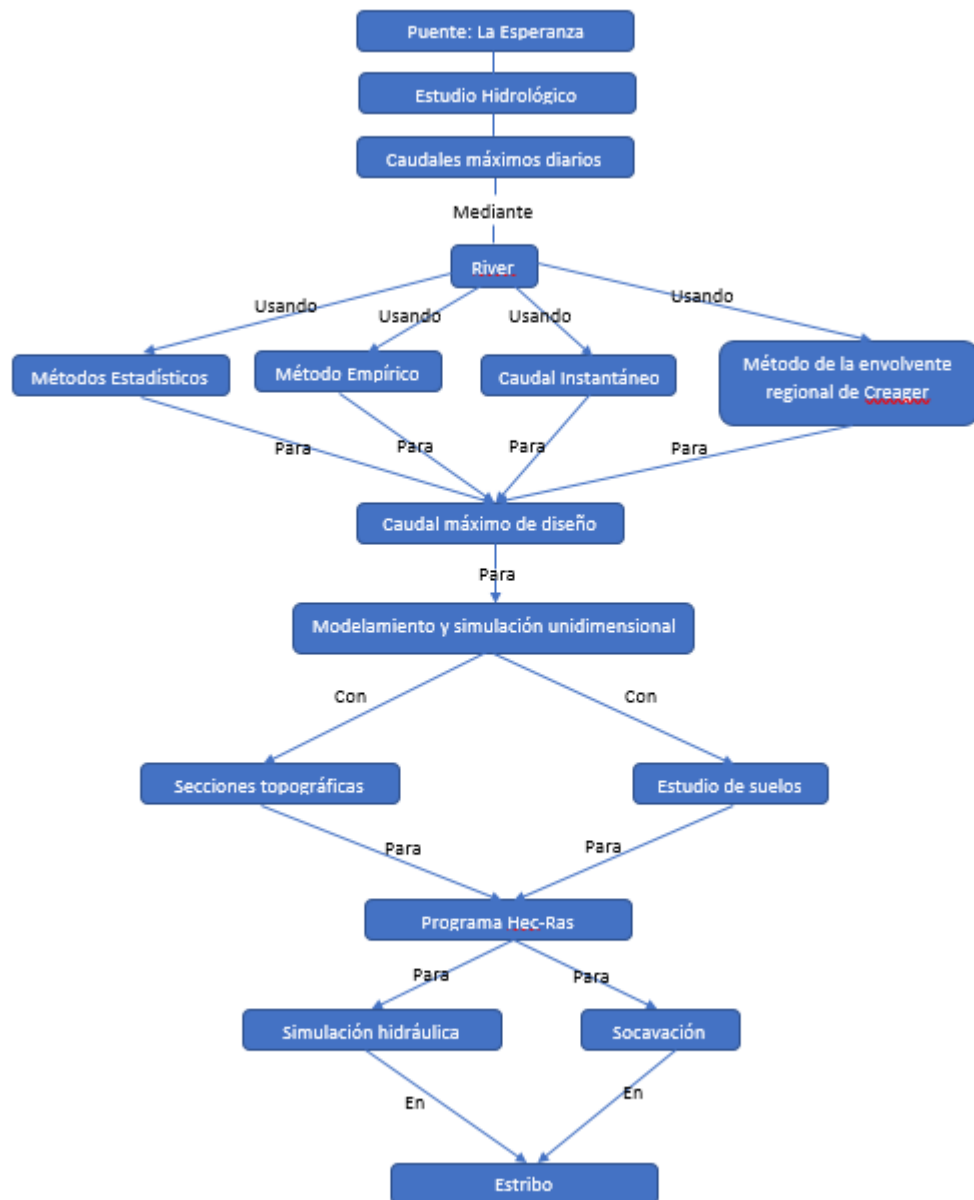
3.1.2. ALCANCE O NIVEL

El proyecto de investigación será de un alcance explicativo. Los estudios explicativos trascienden la mera descripción de conceptos o fenómenos, así como la identificación de relaciones entre conceptos. Su objetivo principal es indagar sobre las causas subyacentes de los eventos y fenómenos, ya sean de naturaleza física o social. Estos estudios se enfocan en proporcionar una comprensión de por qué se produce un fenómeno y bajo qué circunstancias se manifiesta, así como en identificar las relaciones causales entre dos o más variables.

3.1.3. DISEÑO

La tesis planteada, tiene como índole metodológica de cara al diseño, un tipo no Experimental Cuantitativa, ya que observaremos la influencia de la socavación en los estribos del puente en mención. No se manipularán los datos que nos arrojan la simulación, pero si mediremos la diferencia entre la geometría de los estribos luego de un determinado tiempo de estudio.

Diseño de Ingeniería:



3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN

La población del trabajo de investigación son el tramo y recorrido del río Huallaga perteneciente al margen izquierdo de la localidad La Esperanza en el distrito de Amarilis perteneciente al departamento de Huánuco.

3.2.2. MUESTRA

La muestra fue una parte pequeña de la población, 200 m aguas arriba y abajo teniendo en cuenta el Puente Huallaga como el Eje del estudio.

Tanto la población como la muestra, son consideradas a criterio del autor, más no de índole probabilística.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. TÉCNICAS

Al ser una investigación de enfoque cuantitativo, la técnica primordial a usar fue la observación, luego se aplicaron la medición, descripción y documentación de datos durante todo el desarrollo de la recolección de esta.

3.3.2. INSTRUMENTOS, UTENSILIOS O ARTEFACTOS

Para esta investigación se basaron en formatos de cotejo de datos, de acuerdo al enfoque del presente proyecto, los formatos de cotejos de datos seguirán una guía de instrumentos preestablecidos, tratando de adecuarlos a la recolección de datos requeridos.

3.4. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

3.4.1. ESTUDIOS BÁSICOS

3.4.1.1. TOPOGRAFÍA

La topografía es un importante movimiento a realizar, siendo la base de todos los estudios posteriores, con el estudio topográfico podremos tener los valores necesarios para plantear nuestra posterior simulación, valores como el relieve del suelo, la zona total del lugar a intervenir, curvas a nivel para saber la topografía, pendientes y relieve, cauce del río y dirección del mismo, estos valores nos ayudaran a obtener como consecuencia la superficie

del estudio, un alineamiento a trabajar tanto horizontal como vertical y podremos crear las secciones transversales, dicho proceso se realizara de la siguiente manera:

- Se tomaron como límites del levantamiento, 200 metros a ambos lados, aguas arriba ya abajo, tomando como punto medio el eje del puente.
- Una vez tomados los datos, se realizó trabajo de gabinete, descargándolos y exportándose al Excel.
- Utilizamos el programa AutoCad con la extensión CivilCAD para procesar los puntos tomados, a la vez, podemos utilizar el CIVIL3D para el procesado de puntos.
- Se generan las curvas a nivel del lugar con los puntos tomados y obtenemos la superficie.
- Procedemos a crear el alineamiento en la dirección que conocemos con el Civil3D
- Le damos a crear alineamiento vertical como herramienta de dibujo y sacamos el perfil del rio y establecemos el puente..
- Creamos las secciones transversales, con una distancia entre estas de 10 y 20 metros.

3.4.1.2. MECÁNICA DE SUELOS

Se llevará a cabo el análisis de suelos con el propósito de obtener información técnica esencial para estimar la socavación tanto a nivel general como local en el puente que está siendo evaluado. Este proceso implica la ejecución de actividades de exploración en el terreno y pruebas de laboratorio, que son esenciales para definir el perfil estratigráfico de la zona de estudio. Estos parámetros proporcionan información crítica sobre las características de los materiales y se obtienen mediante la secuencia de actividades que se detalla a continuación:

- Luego de realizadas las calicatas se determinaran los estratos para saber el perfil estratigrafico

- Se obtuvieron muestras sueltas, muestras del suelo del río para determinar las dimensiones del material arrastrado con la granulometría.
- Realizaremos el trabajo de secado en horno y pesado de las muestras para pasar la misma por las mallas, teniendo haci la granulometría.
- Una vez tenemos los datos y los pesos de la muestra, obtendremos los resultados del peso volumétrico de la muestra.
- Con ayuda de la normatividad y las tablas reglamentarias, podremos obtener los coeficientes de uniformidad y curvatura con ayuda de las fórmulas y demás.

3.4.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3.4.2.1. HIDROLÓGICO

Con la carta nacional, y con los programas necesarios para el trabajo, estimaremos los caudales máximos en el cauce principal del río Huallaga. Este proceso se basa en la disponibilidad de estaciones hidrométricas, contamos con datos históricos que se fueron recopilando por un largo periodo de tiempo. A través de métodos indirectos, se estimarán las descargas máximas, para esto se desarrollaron curvas de ajuste de probabilidades que se aplicarán a los caudales máximos anuales ya registrados. Además, se compararon los resultados obtenidos mediante este enfoque con los resultados generados a través del método racional y además se utilizara el método regional de Creager.

3.4.2.2. HIDRÁULICO

Se llevará a cabo la estimación del caudal de diseño utilizando varios enfoques, que incluyen métodos estadísticos, un método empírico y el cálculo de caudales instantáneos. Dado que la información histórica de caudales abarca solo un período limitado de años, se ha decidido complementar esta estimación utilizando

el método de la envolvente de Creager. Este proceso se realizará siguiendo los siguientes pasos:

1. Se solicitará información hidrométrica de ambas estaciones a la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).
2. Los datos recopilados se procesarán utilizando software especializado, como River y HidroEsta.
3. Se aplicarán diferentes métodos estadísticos, como Log-Normal, Gumbel y Pearson III, para estimar el caudal de diseño.

3.4.3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA MEDIANTE HEC-RAS

El meollo del asunto se resumen en la Simulación hidráulica mediante el programa, teniendo en cuenta el caudal con el que se va a diseñar o con el que se diseñó el puente, es esencial establecer algunas propiedades tales como el flujo que atraviesa la sección y algunas secciones ubicadas tanto aguas arriba como debajo de este punto establecido. Para una simulación precisa se necesita:

- Definir las propiedades hidráulicas y geométricas del lecho del río, que incluyen las pendientes longitudinales tanto del lecho como de la superficie del agua, así como el tipo de partícula presente en el cauce.
- Calcular el coeficiente de rugosidad de Manning.
- Representar la configuración topográfica del río y sus propiedades hidráulicas mediante la inclusión de secciones transversales en el modelo.
- Adicionar las rugosidades encontradas, para los diferentes tipos que existen (Coeficiente de Manning)
- Se trabajaron con PR= 50,100,500 para lo cual estimaremos los caudales de diseño.
- Realizar el barrido del programa y ejecutar la simulación para condiciones de flujo supercrítico y subcrítico.

3.4.4. SIMULACIÓN HIDRÁULICA MEDIANTE HEC-RAS

Empleamos diversos métodos ampliamente utilizados en el diseño de puentes y respaldados por la base teórica proporcionada, calculando así la socavación local en los estribos.

Utilizamos las fórmulas matemáticas propuestas por el método de Froehlich y Hire para evaluar la socavación local en los estribos.

CAPÍTULO IV

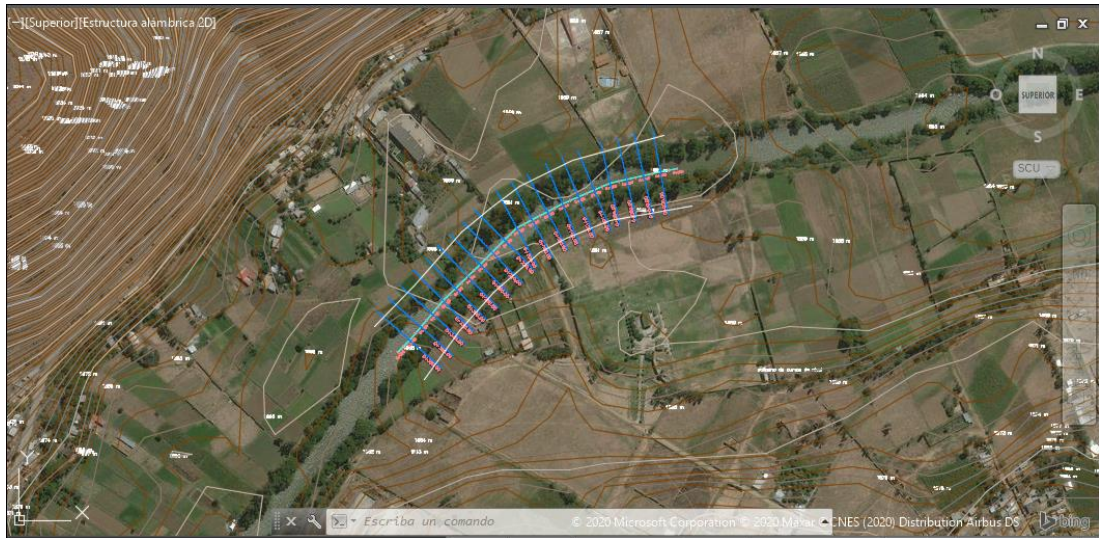
PRESENTACION DE RESULTADOS

4.1. TRABAJOS REALIZADOS CON DATOS RECABADOS

TOPOGRAFÍA

Figura 9

Topografía del Puente La Esperanza en Google Earth



Nota: El gráfico representa la topografía del Puente la Esperanza el cual se encuentra con una acotación de 0+210.

Figura 10

Superficie del río en el tramo puente La Esperanza



Nota: El gráfico representa superficie del río en el tramo puente La Esperanza en el software AutoCAD.

HIDROLÓGICO

El río Huallaga es un afluente del río Marañón que desemboca en las aguas del río Amazonas.

La singularidad de las cuencas de los ríos de ceja de selva en lo referente al relieve y los suelos sobre el cual se desarrollan, aunados a las condiciones ecológicas y meteorológicas que presentan, son aspectos de trascendental importancia que inciden en una adecuada evaluación de los recursos; en ese sentido, la determinación probabilística de los eventos extraordinarios, como el caso de las avenidas, requieren de una confiable y suficiente información para el análisis.

La ceja de selva peruana paradójicamente es la región del país que adolece de la mayor carencia de información, expresada en una muy escasa e imprecisa cartografía a consecuencia de la poca vegetación que presenta, así como la casi inexistente información hidrológica debido a la baja densidad de observatorios hidrometeorológicos en tan vasta superficie hidrográfica; Estos factores representan una restricción en la realización de un análisis estadístico de eventos históricos. Dado este contexto, la metodología empleada en la investigación se basa principalmente en enfoques de regionalización, con la transferencia de datos de áreas similares a la del estudio.

CUENCA DEL RIO HUALLAGA

Ubicación

La cuenca del río Huallaga, hasta la sección del eje del Puente Modular la Esperanza, se encuentra comprendido entre las coordenadas:

Longitud oeste: 76°01'12" - 76°44'06"

Latitud sur: 9°48'29" - 10°45'54"

Parámetros Fisiográficos

Cuando tenemos una cuenca cuya función hidrológica sea compleja, dicha cuenca está directamente relacionada con sus propiedades físicas y

condiciones climáticas. Estas características desempeñan un papel crucial en la forma en que se distribuye el escurrimiento superficial a lo largo de los ríos y tienen un impacto significativo en el cambio de las crecidas producidas en la cuenca. Presentamos los principales parámetros encontrados.

❖ **Área total de La cuenca (A)**

Se ha determinado y medido la superficie de la cuenca desde el punto de captación, obteniéndose:

Cuenca	Área (en km²)
Río Huallaga	5066.23

❖ **Perímetro total de La Cuenca (P)**

El perímetro o contorno de la cuenca es:

Cuenca	Perímetro (km)
Río Perímetro	284.38

❖ **Ancho Medio De La Cuenca (W)**

Cuando obtenemos el cociente entre la longitud de curso mayor y el área de la cuenca, obtenemos el Ancho medio de la cuenca, esta fórmula es:

$$W = \frac{A}{L}$$

Siendo:

W : Ancho medio de la cuenca en Km

A : Área de la cuenca, en Km².

L : Longitud del curso más largo, en Km

Reemplazando: $W = 17.82$ km

❖ **Coeficiente De Compacidad**

El coeficiente de compacidad explicado más arriba, es la relación entre el área de la cuenca comparado con un área circular con el mismo área,

teniendo valores establecidos, siendo 1 equivalente a una cuenca circular y mayor a 1 una cuenca alargada

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Reemplazando: $K_c = 1.12$

Resultado: Como observamos, luego de aplicar la fórmula, obtenemos un índice de compacidad mayor que 1, por lo que deducimos mediante el resultado que la cuenca de estudio es **ALARGADA**.

❖ Factor De Forma (Ff)

Esta relación que existe entre ancho promedio perteneciente a la cuenca además de la longitud del río más largo, es utilizado para caracterizar aquella propensión de esta cuenca a experimentar avenidas extraordinarias de diferentes magnitudes. Mientras más se acerca a 1, la cuenca se hace más propensa a Máximas avenidas.

Aplicando la fórmula:

$$F_f = \frac{A}{L^2} = 0.48$$

Resultado: Dentro de lo estudiado, obtenemos que la relación del factor de forma es igual a 0.48, estando bastante alejada de la unidad, por ende podemos asumir que el incremento de aguas, de cara a máximas avenidas, es gradual.

❖ Densidad De Drenaje (Dd)

Tal y como se había estudiado con anterioridad, la densidad del drenaje es la relación entre la longitud de todos los cursos de agua, permanentes e intermitentes que pasaron por la cuenca, y el área total de la cuenca, definiendo la capacidad de esorrentía:

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde:

Dd : Densidad de drenaje.

Li : Longitudes de los cursos de agua, en Km

A : Área de la cuenca, en Km^2 .

Resultado: Luego de hacer el reemplazo con los datos obtenidos por la formula, obtenemos que la Densidad de drenaje es $Dd = 0.13$

❖ Pendiente Del Curso Principal (S)

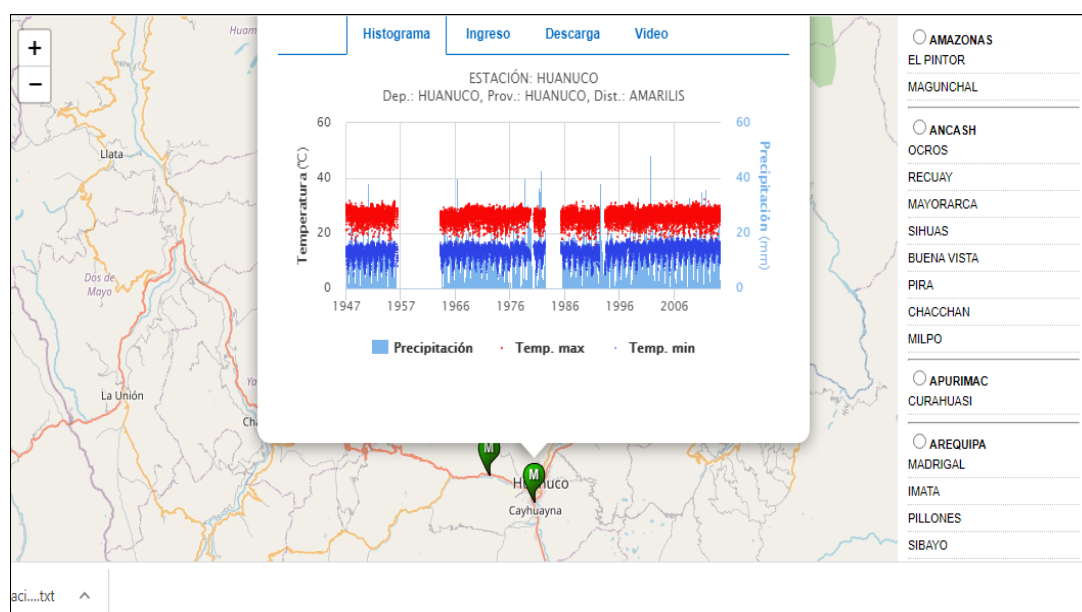
Este factor es el que influye directamente en la capacidad y velocidad de escorrentía superficial, es por esto que luego del informe topográfico, obtenemos que la pendiente tendría un porcentaje de:

$$S = 1.99\%$$

HIDRÁULICA

Figura 11

Información hidrométrica de la estación Huánuco



Nota: Información hidrométrica de precipitación y temperatura dentro del portal de SENHAMI. Tomado de SENAMHI

Descargas Máxima (m3/s)

Estación: Huánuco

Periodo: 1986-2014

Rio: Huallaga

Distrito: Amarilis

Tabla 7*Descargas Máximas (m³/s) de la estación Huánuco*

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	MAX
1986	40.71	83.9	113.41	9.81	21.7	12.9	4	15.81	12.21	12.9	22.7	56.71	113.41
1987	35.6	65.01	57	32.6	6.3	10.7	8.9	4	11	23.2	43.7	40.2	65.01
1988	88.9	83.8	34.9	42.7	6.5	0	6.2	1.9	9.7	14.5	22.4	23.2	88.9
1989	56.8	43.8	98.2	20.8	14.8	11.5	0	2.5	12	67.9	41.3	59.1	98.2
1990	45.8	13.5	34.7	52.2	32.6	15.1	1.5	7.1	10.9	86.8	77	59.2	86.8
1991	25.7	44.3	93.4	29.1	3	10.1	4.8	0	8.2	32.3	40.2	39.6	93.4
1992	43.1	85.6	66.2	20.6	0	14.4	0	36	4	97.4	37.4	21.6	97.4
1993	17.5	40.9	74.3	25.9	16.8	12.3	5.9	6.3	8	16.6	94.1	48.5	94.1
1994	0	57.5	41.3	57.6	23.4	0	0	0	32.7	64.4	20.4	41	64.4
1995	38.7	50.4	50.3	26	3.6	1.4	1.2	0.4	7.22	23.2	48.8	59	59
1996	59.5	33.1	41.7	69.3	23	0.01	0.1	5.3	2.3	23.6	57.8	15.7	69.3
1997	54.6	41.6	26.5	15.1	9.6	2.2	0	9.6	7.6	29.8	41.5	47.3	54.6
1998	93.5	63	66.9	3.1	2.8	2.1	0	2.8	3.8	29.3	64.5	34	93.5
1999	81.7	88.5	109.3	22.3	18.44	15.1	8.6	0.61	57.6	20.84	33.81	58.2	109.3
2000	68.24	89.61	125.32	30.33	10.14	16.01	3.62	17.11	11.92	9.51	61	77.24	125.32
2001	45.22	36.22	85.2	46.23	10.46	3.33	8.46	10.21	7.4	36.9	72.7	55.81	85.2
2002	29.5	56.41	83.1	56.5	18.23	2.92	12.81	4.11	8.42	109.8	40.84	20.3	109.8
2003	44.72	26.91	70.5	24.63	14.31	0.31	0.11	9.45	12.61	17.11	77.31	83.14	83.14
2004	33.62	31.72	56.93	31.25	24.8	5.13	5.6	16.7	16.22	28.65	34.84	104.62	104.62
2005	32.62	45	92.71	12.21	1.4	0.01	2.02	8.6	5.82	51.52	26.32	106.95	106.95
2006	81.92	48.41	112.71	38.61	2	6.22	3.5	2.92	11.42	46	66.71	89.11	112.71
2007	33.93	6.92	83.1	35.83	7.83	1.9	6.72	3.92	4.4	59.22	40.61	70.3	83.1
2008	29.83	90.8	91.34	36.31	3.62	5.5	0.12	2	33.4	38.01	50.92	68.13	91.34
2009	67.25	72.52	87.91	57.2	13.7	10.31	11.9	4.4	11.01	44.64	40.22	59.62	87.91
2010	21.8	85.9	88.63	19	3.41	2.61	4.91	7.2	13.65	26.7	55.17	81.93	88.63
2011	74.31	64.03	141.62	43.92	21.1	1.83	1.91	3.7	22.63	67.7	56.6	132.31	141.62
2012	78.6	55.7	30.11	75.92	13.71	3.83	7.8	3.41	4.9	75.02	94.5	154.71	154.71
2013	36.21	90.01	92.03	33.6	5.7	10.7	12.5	22.1	6.6	37.8	71.3	76.1	92.03
2014	72	92	76.3	43.1	0	6.6	0	0					92

Nota: la tabla muestra las descargas máximas mensuales desde el año 1986 hasta el año 2014 Tomado de SENAMHI

Tabla 8*Descargas Máximas Anuales (m³/s)*

PERIODO	P(mm)	Log P(mm)
1986	113.41	2.05
1987	65.01	1.81
1988	88.9	1.95
1989	98.2	1.99
1990	86.8	1.94
1991	93.4	1.97
1992	97.4	1.99
1993	94.1	1.97
1994	64.4	1.81
1995	59	1.77
1996	69.3	1.84
1997	54.6	1.74
1998	93.5	1.97
1999	109.3	2.04
2000	125.32	2.10
2001	85.2	1.93
2002	109.8	2.04
2003	83.14	1.92
2004	104.62	2.02
2005	106.95	2.03
2006	112.71	2.05
2007	83.1	1.92
2008	91.34	1.96
2009	87.91	1.94
2010	88.63	1.95
2011	141.62	2.15
2012	154.71	2.19
2013	92.03	1.96
2014	92	1.96
Promedio-X(mm)	94.703	1.965
Desviación Estándar- σ (mm)	22.375	0.103
Coefficiente de Variación (C.V.)	0.236	0.052
Coefficiente de Asimetría (k)	0.631	-0.196
k/6		-0.033
N°		29

Nota: La tabla muestra las descargas máximas anuales desde el año 1986 hasta el año 2014 y el logaritmo en base 10 aplicado a el valor máximo de cada año para futuros procesos.

Tabla 9

Precipitaciones máximas instantáneos anuales usando mediante la distribución Log. normal

N°	T (años)	P	w	z	$Y_t = \text{Log}X_i + z \cdot \sigma_y$	P (mm.)
1	2	0.5000	1.17741	0.000	1.9647	92.196
2	5	0.2000	1.79412	0.841	2.0515	112.578
3	10	0.1000	2.14597	1.282	2.0968	124.979
4	20	0.0500	2.44775	1.645	2.1343	136.241
5	25	0.0400	2.53727	1.751	2.1452	139.708
6	50	0.0200	2.79715	2.054	2.1765	150.130
7	100	0.0100	3.03485	2.327	2.2046	160.165
8	200	0.0050	3.25525	2.576	2.2303	169.935
9	500	0.0020	3.52551	2.879	2.2614	182.575

Nota: La tabla muestra las descargas máximas para diferentes periodos de retorno usando la distribución Log. Normal.

Tabla 10

Mediante Gumbel, obtenemos precipitaciones máximas anuales

N°	T (años)	K*	P (mm.)
1	2	-0.1522	91.299
2	5	0.8706	114.183
3	10	1.5478	129.334
4	20	2.1973	143.868
5	25	2.4034	148.478
6	50	3.0381	162.680
7	100	3.6681	176.777
8	200	4.29586008	190.823
9	500	5.12404554	209.353

Nota: La tabla muestra las descargas máximas para varios PR's mediante distribución de Gumbel.

Tabla 11

Utilizando Pearson III, obtenemos precipitaciones máximas anuales

N°	T (años)	P	W	z	Kt	$Y_t = \text{Log}X_i + K_t \cdot \sigma_y$	P (mm.)
1	2	0.5	1.17741	0.000	0.0326	1.9681	92.912
2	5	0.2	1.79412	0.841	0.8494	2.0523	112.790
3	10	0.1	2.14597	1.282	1.2588	2.0945	124.300
4	20	0.05	2.44775	1.645	1.5876	2.1284	134.391
5	25	0.04	2.53727	1.751	1.6819	2.1381	137.431
6	50	0.02	2.79715	2.054	1.9479	2.1655	146.389
7	100	0.01	3.03485	2.327	2.1823	2.1897	154.767
8	200	0.005	3.25525	2.576	2.3930	2.2114	162.701
9	500	0.002	3.52551	2.879	2.6432	2.2372	172.658

Nota: La tabla muestra las descargas máximas para diferentes periodos de retorno usando la distribución Log. Pearson III.

Tabla 12*Caudal de diseño - Estación Huánuco*

TR	Método estadístico (m ³ /s)			Caudal de diseño
	Log. Normal	Gumbel	Pearson III	
2	92.1958277	91.2988217	92.9123443	1.96471127
5	112.577814	114.183022	112.790202	2.05145281
10	124.979343	129.334354	124.3004	2.09683824
20	136.241004	143.867875	134.391345	2.13430783
25	139.70789	148.478102	137.431361	2.14522093
50	150.129911	162.680028	146.388991	2.17646723
100	160.165086	176.777089	154.766824	2.20456785
200	169.934858	190.822712	162.70109	2.23028247
500	182.575276	209.353245	172.658262	2.26144197
Coef. R2	0.9969	0.99824	0.99716	

Nota: La tabla el caudal de diseño para diferentes periodos de retorno calculados mediante el método estadístico.

Entonces viendo el valor de los Coef.R2, se eligió el caudal máximo, el cual para un periodo de retorno de 50 años es de 162.68 m³/s, el cual para un periodo de retorno de 100 años es de 176.77 m³/s, para un periodo de retorno de 500 años es de 209.353 m³/s.

SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Elección de n de Manning

Según Cowan

Tabla 13*N de Manning según el método de Cowan*

CAUCE PRINCIPAL		
No	0.02	Material involucrado - terroso
n1	0	Grado de irregularidad suave
n2	0	Variación de la sección transversal-gradual
n3	0	Efecto relativo de las obstrucciones-insignificante
n4	0.01	Vegetación - baja
m5	1	Grados de efectos por meandro - menor
N	=	0.03

Nota: La tabla muestra el N° de Manning según el método de Cowan.

Según Strickler

$n = 0.015 (d_{50})^{1/6}$, donde: d_{50} es el diámetro en mm correspondiente al 50% del material que pasa expresado en peso.

Tabla 14

Análisis granulométrico de muestras de sedimentos del lecho del río Huallaga

Muestra	Diámetros (mm)			
	d_{35}	d_{50}	d_{75}	d_m
No 01	16.0	28.0	53.0	33.0
No 02	7.2	20.0	38.0	21.0

Nota: La tabla muestra el análisis granulométrico de 2 muestras significativas.

$$n = 0.015 d_{50}^{1/6}$$

$$n = 0.015 (0.028)^{1/6} = 0.082$$

$$n = 0.015 (0.020)^{1/6} = 0.078$$

Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos métodos, entonces la rugosidad del cauce del río es 0.03.

Pendiente Longitudinal en el Tramo

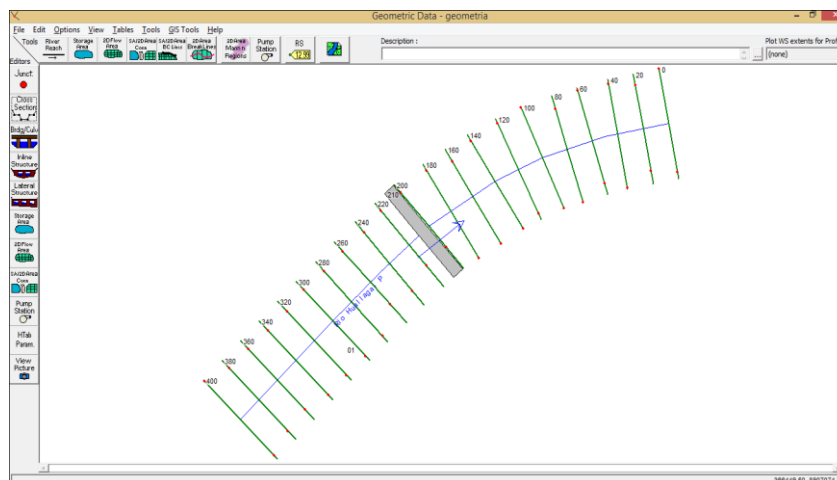
La pendiente longitudinal del río en la zona de estudio es en promedio de:

$$S_o = 0.008.$$

Modelamiento hidráulico del HEC-RAS

Figura 12

Secciones transversales y Puente modular Esperanza



Nota: Se evidencia en la figura las secciones transversales y puente modular Esperanza.

Tabla 15

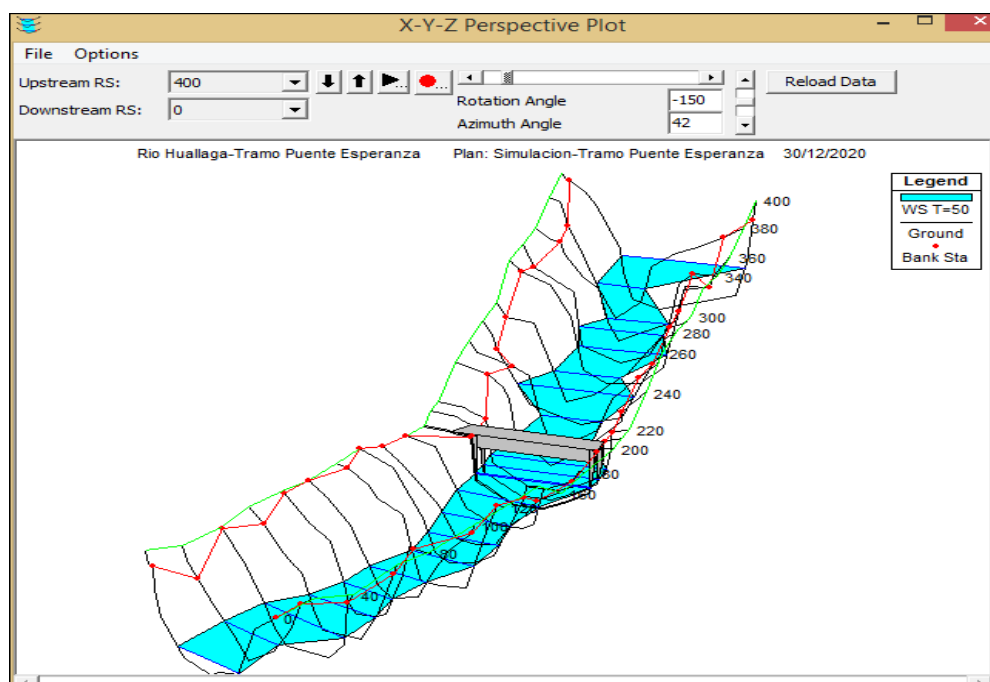
Para PR=50 años, se presenta el análisis hidráulico del perfil de flujo

HEC-RAS Plan: P. Esperanza River: Rio Huallaga- P Reach: P.Esperanza Profile: T=50												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
P.Esperanza	400	T=50	162.68	1902.89	1907.50	1904.83	1907.54	0.000152	0.91	177.92	51.19	0.16
P.Esperanza	380	T=50	162.68	1903.44	1906.53	1906.53	1907.45	0.007807	4.24	38.37	21.09	1.00
P.Esperanza	360	T=50	162.68	1903.28	1905.28	1905.82	1907.08	0.032111	5.94	27.39	27.12	1.89
P.Esperanza	340	T=50	162.68	1903.12	1906.13	1905.18	1906.37	0.001597	2.17	75.08	34.77	0.47
P.Esperanza	320	T=50	162.68	1902.96	1906.15		1906.32	0.000980	1.84	88.44	36.31	0.38
P.Esperanza	300	T=50	162.68	1902.80	1905.45	1905.45	1906.22	0.007978	3.88	41.89	27.28	1.00
P.Esperanza	280	T=50	162.68	1902.64	1905.78	1904.47	1905.90	0.000751	1.53	106.23	48.15	0.33
P.Esperanza	260	T=50	162.68	1902.48	1904.97	1904.97	1905.79	0.007904	4.01	40.58	24.95	1.00
P.Esperanza	240	T=50	162.68	1902.32	1904.75	1904.89	1905.60	0.010871	4.09	39.79	30.79	1.15
P.Esperanza	220	T=50	162.68	1902.00	1904.51	1903.72	1904.69	0.001512	1.88	86.34	48.45	0.45
P.Esperanza	210			Bridge								
P.Esperanza	200	T=50	162.68	1902.00	1904.47		1904.66	0.001631	1.93	84.26	48.27	0.47
P.Esperanza	180	T=50	162.68	1901.84	1904.35		1904.61	0.001996	2.28	71.23	36.57	0.52
P.Esperanza	160	T=50	162.68	1901.68	1904.07		1904.54	0.004111	3.03	53.62	31.05	0.74
P.Esperanza	140	T=50	162.68	1901.52	1904.01		1904.45	0.003750	2.92	55.71	31.79	0.70
P.Esperanza	120	T=50	162.68	1901.36	1904.03		1904.36	0.002169	2.53	64.38	29.68	0.55
P.Esperanza	100	T=50	162.68	1901.20	1903.62	1903.47	1904.26	0.005952	3.54	45.95	27.76	0.88
P.Esperanza	80	T=50	162.68	1901.04	1903.57		1904.13	0.004610	3.32	48.95	26.56	0.78
P.Esperanza	60	T=50	162.68	1900.88	1903.75		1903.98	0.001604	2.16	75.32	35.68	0.47
P.Esperanza	40	T=50	162.68	1900.72	1903.81		1903.93	0.000705	1.49	109.03	48.86	0.32
P.Esperanza	20	T=50	162.68	1900.56	1903.15	1903.15	1903.84	0.008109	3.67	44.31	32.32	1.00
P.Esperanza	0	T=50	162.68	1900.40	1901.69	1902.20	1903.41	0.044353	5.81	28.00	37.04	2.13

Nota: Parámetros obtenidos para un PR igual a 50 años.

Figura 13

Pseudo 3d para PR=50 años



Nota: Modelado 3D para un PR=50años.

Tabla 16

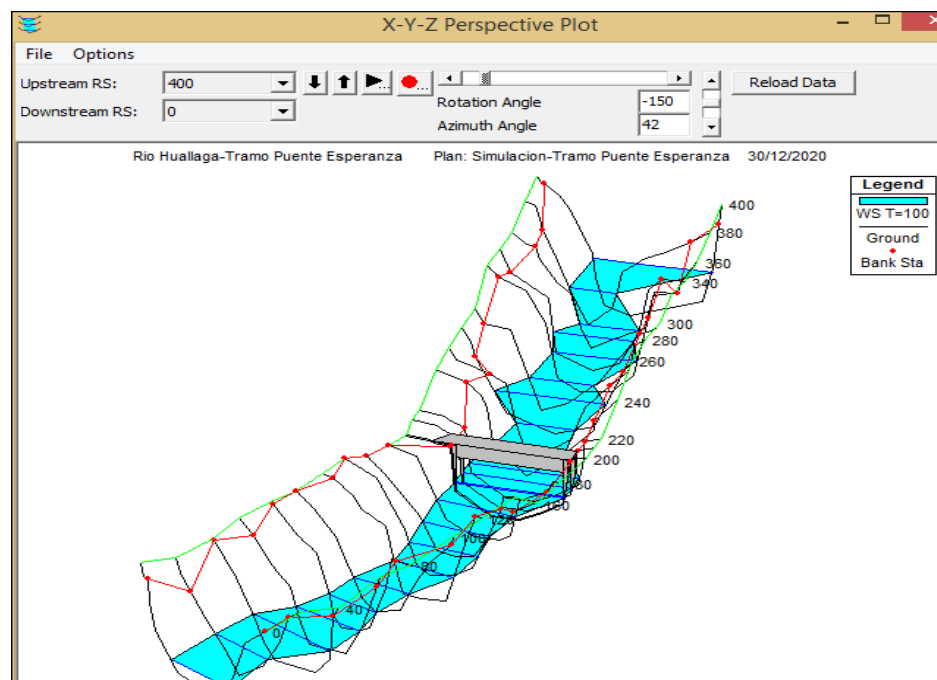
Para un PR=100 años, análisis hidráulico del perfil de flujo

HEC-RAS Plan: P. Esperanza River: Rio Huallaga- P Reach: P.Esperanza Profile: T=100												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
P.Esperanza	400	T=100	176.77	1902.89	1907.65	1904.90	1907.70	0.000157	0.95	185.88	51.52	0.16
P.Esperanza	380	T=100	176.77	1903.44	1906.64	1906.64	1907.60	0.007713	4.33	40.83	21.52	1.00
P.Esperanza	360	T=100	176.77	1903.28	1905.34	1905.91	1907.23	0.032374	6.09	29.03	27.87	1.90
P.Esperanza	340	T=100	176.77	1903.12	1906.24	1905.26	1906.50	0.001608	2.23	79.20	35.20	0.48
P.Esperanza	320	T=100	176.77	1902.96	1906.27		1906.45	0.000999	1.91	92.78	36.58	0.38
P.Esperanza	300	T=100	176.77	1902.80	1905.55	1905.55	1906.35	0.007886	3.95	44.70	28.08	1.00
P.Esperanza	280	T=100	176.77	1902.64	1905.91	1904.55	1906.04	0.000741	1.57	112.83	48.86	0.33
P.Esperanza	260	T=100	176.77	1902.48	1905.07	1905.07	1905.93	0.007823	4.11	43.04	25.29	1.01
P.Esperanza	240	T=100	176.77	1902.32	1904.80	1904.98	1905.73	0.011609	4.28	41.27	31.28	1.19
P.Esperanza	220	T=100	176.77	1902.00	1904.63	1903.80	1904.82	0.001443	1.92	92.27	48.64	0.44
P.Esperanza	210			Bridge								
P.Esperanza	200	T=100	176.77	1902.00	1904.59		1904.79	0.001545	1.96	90.25	48.44	0.46
P.Esperanza	180	T=100	176.77	1901.84	1904.47		1904.74	0.001975	2.34	75.51	37.02	0.52
P.Esperanza	160	T=100	176.77	1901.68	1904.18		1904.67	0.004064	3.10	57.08	31.75	0.74
P.Esperanza	140	T=100	176.77	1901.52	1904.13		1904.58	0.003670	2.98	59.31	32.27	0.70
P.Esperanza	120	T=100	176.77	1901.36	1904.14		1904.49	0.002210	2.61	67.65	30.02	0.56
P.Esperanza	100	T=100	176.77	1901.20	1903.71		1904.39	0.005994	3.64	48.54	28.23	0.89
P.Esperanza	80	T=100	176.77	1901.04	1903.66		1904.26	0.004735	3.44	51.31	26.89	0.80
P.Esperanza	60	T=100	176.77	1900.88	1903.85		1904.11	0.001643	2.24	79.09	36.20	0.48
P.Esperanza	40	T=100	176.77	1900.72	1903.92		1904.05	0.000718	1.54	114.46	49.28	0.32
P.Esperanza	20	T=100	176.77	1900.56	1903.23	1903.23	1903.95	0.008070	3.75	47.13	33.17	1.00
P.Esperanza	0	T=100	176.77	1900.40	1901.74	1902.27	1903.53	0.042932	5.92	29.84	37.40	2.12

Nota: Parámetros obtenidos para un PR=100 años.

Figura 14

Pseudo 3d para PR=100 años



Nota: Modelado 3D para un PR=100años.

Tabla 17

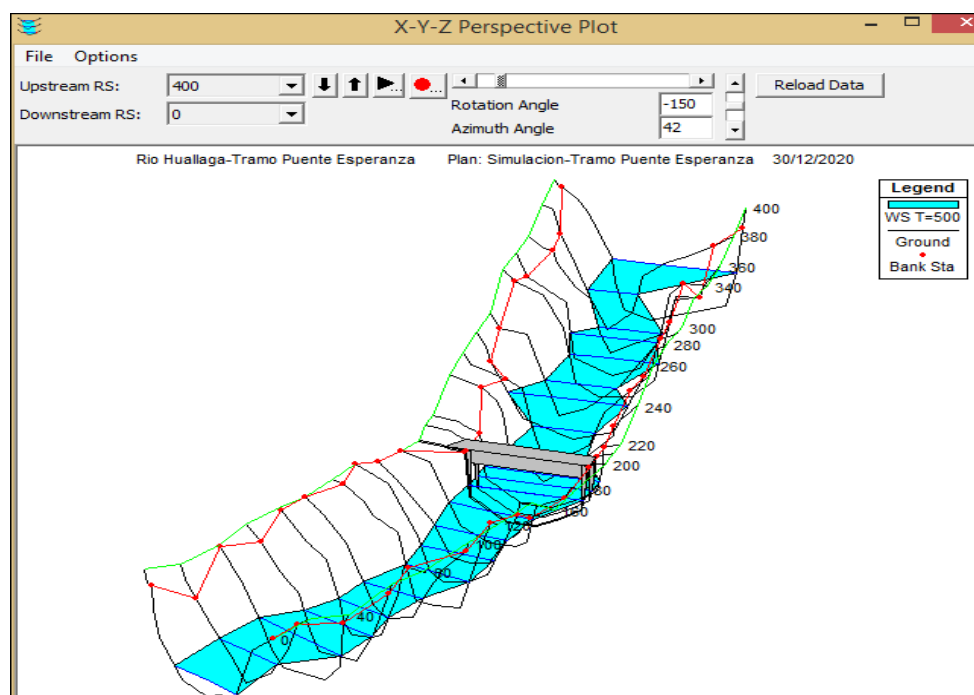
Para un PR=500 años, Análisis hidráulico del perfil de flujo

HEC-RAS Plan: P. Esperanza River: Rio Huallaga- P Reach: P.Esperanza Profile: T=500												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
P.Esperanza	400	T=500	209.35	1902.89	1907.99	1905.04	1908.04	0.000167	1.03	203.29	52.17	0.17
P.Esperanza	380	T=500	209.35	1903.44	1906.90	1906.90	1907.94	0.007516	4.51	46.39	22.46	1.00
P.Esperanza	360	T=500	209.35	1903.28	1905.46	1906.09	1907.55	0.032866	6.40	32.72	29.46	1.94
P.Esperanza	340	T=500	209.35	1903.12	1906.50	1905.45	1906.78	0.001638	2.37	88.21	36.12	0.48
P.Esperanza	320	T=500	209.35	1902.96	1906.52		1906.74	0.001043	2.05	102.17	37.15	0.39
P.Esperanza	300	T=500	209.35	1902.80	1905.77	1905.77	1906.63	0.007691	4.10	51.08	29.82	1.00
P.Esperanza	280	T=500	209.35	1902.64	1906.21	1904.69	1906.35	0.000721	1.64	127.59	50.41	0.33
P.Esperanza	260	T=500	209.35	1902.48	1905.28	1905.28	1906.23	0.007667	4.31	48.55	26.02	1.01
P.Esperanza	240	T=500	209.35	1902.32	1904.91	1905.16	1906.02	0.012883	4.66	44.94	32.46	1.26
P.Esperanza	220	T=500	209.35	1902.00	1904.90	1903.95	1905.10	0.001328	1.99	105.27	49.06	0.43
P.Esperanza	210			Bridge								
P.Esperanza	200	T=500	209.35	1902.00	1904.86		1905.07	0.001406	2.03	103.30	48.80	0.44
P.Esperanza	180	T=500	209.35	1901.84	1904.72		1905.03	0.001942	2.46	84.98	38.01	0.53
P.Esperanza	160	T=500	209.35	1901.68	1904.42		1904.95	0.003997	3.22	64.94	33.58	0.74
P.Esperanza	140	T=500	209.35	1901.52	1904.37		1904.86	0.003535	3.11	67.31	33.32	0.70
P.Esperanza	120	T=500	209.35	1901.36	1904.38		1904.78	0.002298	2.80	74.83	30.77	0.57
P.Esperanza	100	T=500	209.35	1901.20	1903.92	1903.77	1904.67	0.006071	3.85	54.32	29.24	0.90
P.Esperanza	80	T=500	209.35	1901.04	1903.84		1904.55	0.005054	3.72	56.31	27.57	0.83
P.Esperanza	60	T=500	209.35	1900.88	1904.07		1904.37	0.001731	2.40	87.28	37.30	0.50
P.Esperanza	40	T=500	209.35	1900.72	1904.16		1904.30	0.000751	1.66	126.20	50.34	0.33
P.Esperanza	20	T=500	209.35	1900.56	1903.43	1903.43	1904.20	0.007839	3.89	53.85	35.13	1.00
P.Esperanza	0	T=500	209.35	1900.40	1901.85	1902.43	1903.78	0.040101	6.16	34.01	38.20	2.08

Nota: Parámetros obtenidos para un PR=500 años.

Figura 15

Pseudo 3d para PR=500 años



Nota: Modelado 3D para un PR=500 años.

Tabla 18

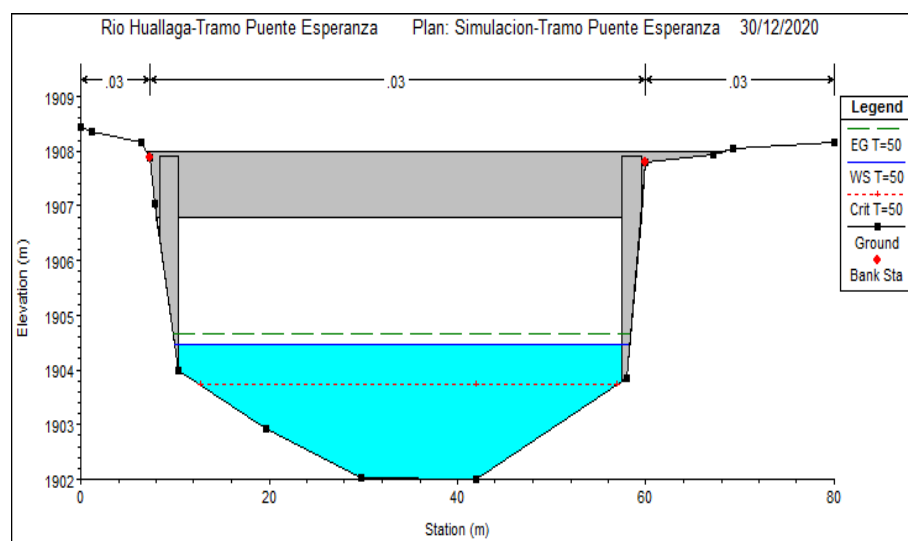
Para PR=50 años, Obtenemos los resultados en la sección 210

Plan: P. Esperanza Rio Huallaga- P		P.Esperanza RS: 210 Profile: T=50		
E.G. US. (m)	1904.69	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	1904.51	E.G. Elev (m)	1904.68	1904.66
Q Total (m3/s)	162.68	W.S. Elev (m)	1904.49	1904.47
Q Bridge (m3/s)	162.68	Crit W.S. (m)	1903.73	1903.73
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.49	2.47
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.92	1.94
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	84.66	83.76
Weir Submerg		Froude # Chl	0.46	0.46
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	117.00	115.73
Min El Weir Flow (m)	1908.00	Hydr Depth (m)	1.80	1.78
Min El Prs (m)	1906.80	W.P. Total (m)	48.44	48.40
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	4094.8	4024.3
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	47.06	47.06
BR Open Area (m2)	193.59	Frctn Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	1.94	C & E Loss (m)	0.00	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	27.05	27.73
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	51.98	53.86

Nota: Sección 210, Resultados Obtenidos para un PR=50 años.

Figura 16

Sección 210, T=50



Nota: Gráfico resultante de la sección 210 , PR = 50 años en HEC-RAS.

Tabla 19

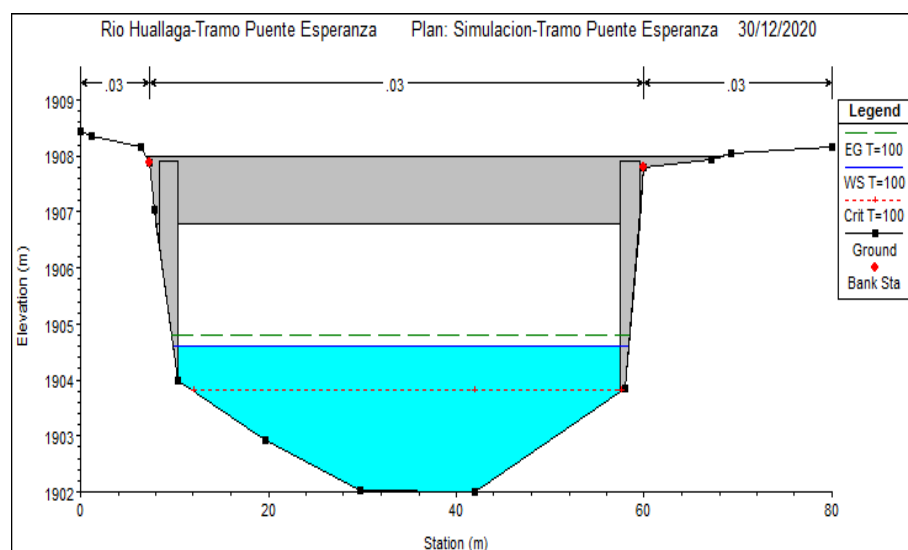
Para PR=100 años, Obtenemos los resultados en la sección 210

Plan: P. Esperanza Rio Huallaga-P P.Esperanza RS: 210		Profile: T=100		
E.G. US. (m)	1904.82	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	1904.63	E.G. Elev (m)	1904.80	1904.79
Q Total (m3/s)	176.77	W.S. Elev (m)	1904.61	1904.59
Q Bridge (m3/s)	176.77	Crit W.S. (m)	1903.80	1903.81
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.61	2.59
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.95	1.97
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	90.42	89.56
Weir Submerg		Froude # Chl	0.45	0.46
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	131.07	129.77
Min El Weir Flow (m)	1908.00	Hydr Depth (m)	1.92	1.90
Min El Prs (m)	1906.80	W.P. Total (m)	48.69	48.65
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	4554.0	4484.1
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	47.06	47.06
BR Open Area (m2)	193.59	Frctn Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	1.97	C & E Loss (m)	0.00	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	27.44	28.06
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	53.65	55.38

Nota: Para PR=100 años, Obtenemos los resultados en la sección 210.

Figura 17

Sección 210, T=100



Nota: Para PR=100 años, Obtenemos los resultados en la sección 210.

Tabla 20

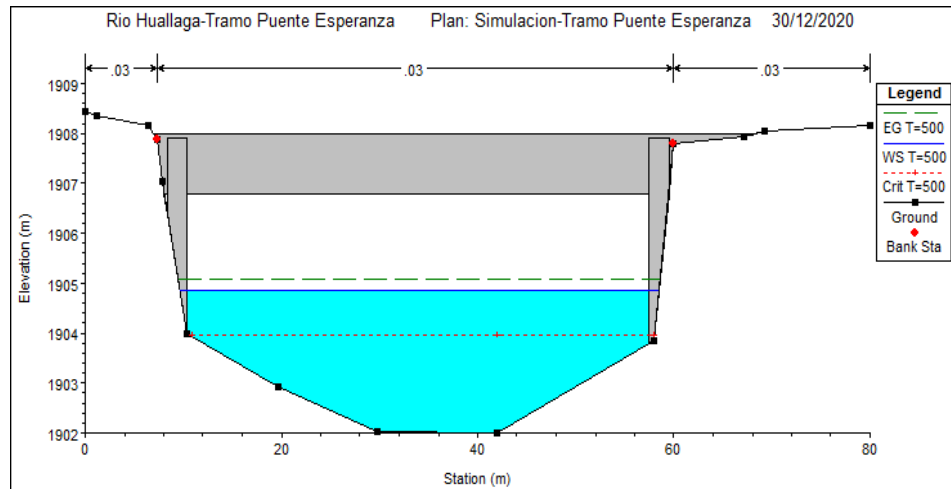
Para PR=500 años, Obtenemos los resultados en la sección 210

Plan: P. Esperanza Rio Huallaga-P P.Esperanza RS: 210 Profile: T=500				
E.G. US. (m)	1905.10	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	1904.90	E.G. Elev (m)	1905.09	1905.07
Q Total (m3/s)	209.35	W.S. Elev (m)	1904.87	1904.86
Q Bridge (m3/s)	209.35	Crit W.S. (m)	1903.96	1903.95
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.87	2.86
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.03	2.05
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	102.88	102.11
Weir Submerg		Froude # Chl	0.44	0.44
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	164.87	163.53
Min El Weir Flow (m)	1908.00	Hydr Depth (m)	2.19	2.17
Min El Prs (m)	1906.80	W.P. Total (m)	49.21	49.18
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	5606.7	5539.8
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	47.06	47.06
BR Open Area (m2)	193.59	Frctn Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.05	C & E Loss (m)	0.00	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	28.58	29.08
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	58.16	59.62

Nota: Para PR=500 años, Obtenemos los resultados en la sección 210.

Figura 18

Sección 210, T=500



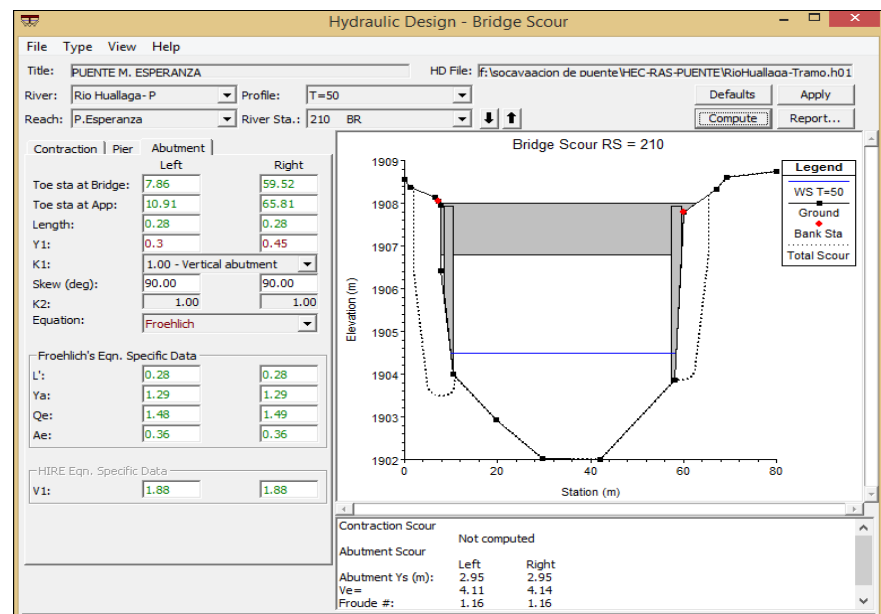
Nota: Para PR=500 años, Obtenemos los resultados en la sección 210.

Socavación local en estribos

a. Cálculo de la socavación local en estribos por Froehlich

Figura 19

Para un PR=50 años, Socavación local en estribo



Nota: Para un PR=50 años, Socavación local en estribo.

Tabla 21

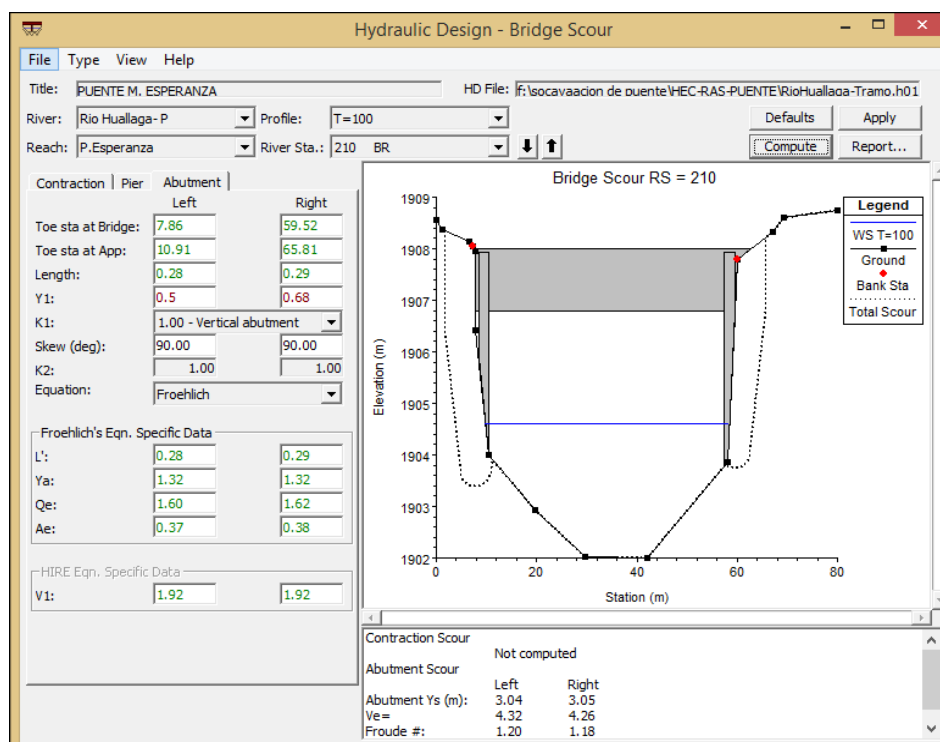
Para un PR=50 años, Socavación local en estribo mediante Froehlich

Abutment Scour		Left	Right
Input Data			
Station at Toe (m):		7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):		10.91	65.81
Abutment Length (m):		0.28	0.28
Depth at Toe (m):		0.3	0.45
K1 Shape Coef:		1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):		90.00	90.00
K2 Skew Coef:		1.00	1.00
Projected Length L' (m):		0.28	0.28
Avg Depth Obstructed Ya (m):		1.29	1.29
Flow Obstructed Qe (m3/s):		1.48	1.49
Area Obstructed Ae (m2):		0.36	0.36
Results			
Scour Depth Ys (m):		2.95	2.95
Qe/Ae = Ve:		4.11	4.14
Froude #:		1.16	1.16
Equation:		Froehlich	Froehlich

Nota: Para un PR=50 años, Socavación local en estribo mediante Froehlich.

Figura 20

Para un PR=100 años, Socavación local en estribo



Nota: Para un PR=100 años, Socavación local en estribo.

Tabla 22

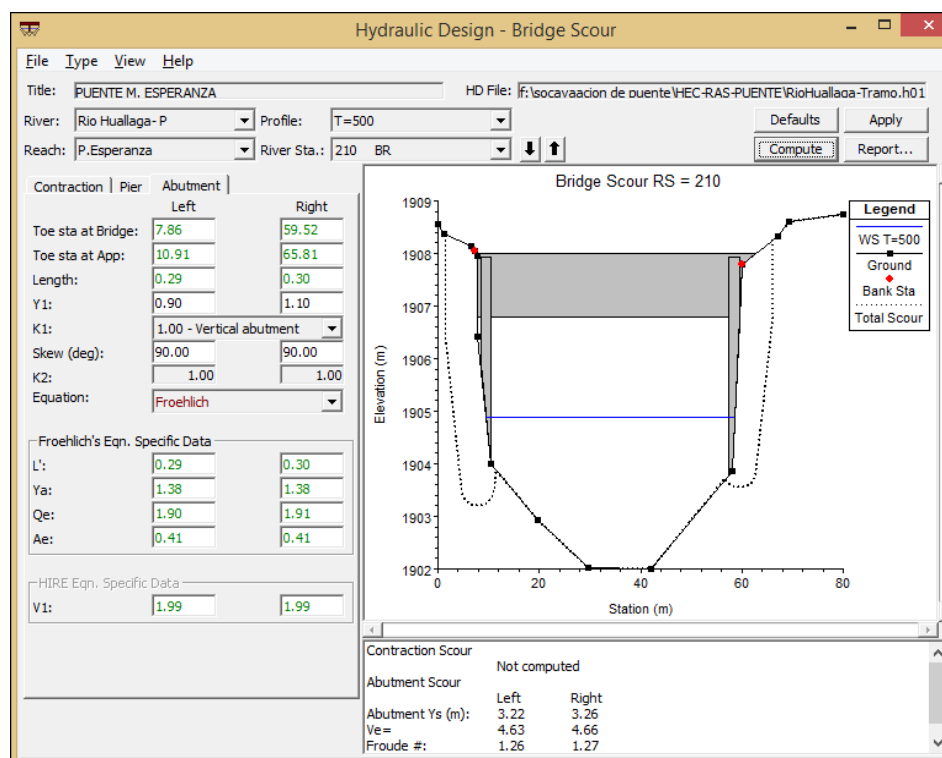
Para un PR=100 años, Socavación local en estribo mediante Froehlich

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):	10.91	65.81
Abutment Length (m):	0.28	0.29
Depth at Toe (m):	0.5	0.68
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	0.28	0.29
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.32	1.32
Flow Obstructed Qe (m3/s):	1.60	1.62
Area Obstructed Ae (m2):	0.37	0.38
Results		
Scour Depth Ys (m):	3.04	3.05
Qe/Ae = Ve:	4.32	4.26
Froude #:	1.20	1.18
Equation:	Froehlich	Froehlich

Nota: Para un PR=100 años, Socavación local en estribo mediante Froehlich.

Figura 21

Para un PR=500 años, Socavación local en estribo



Nota: Para un PR=500 años, Socavación local en estribo.

Tabla 23

Para un PR=500 años, Socavación local en estribo para Froehlich

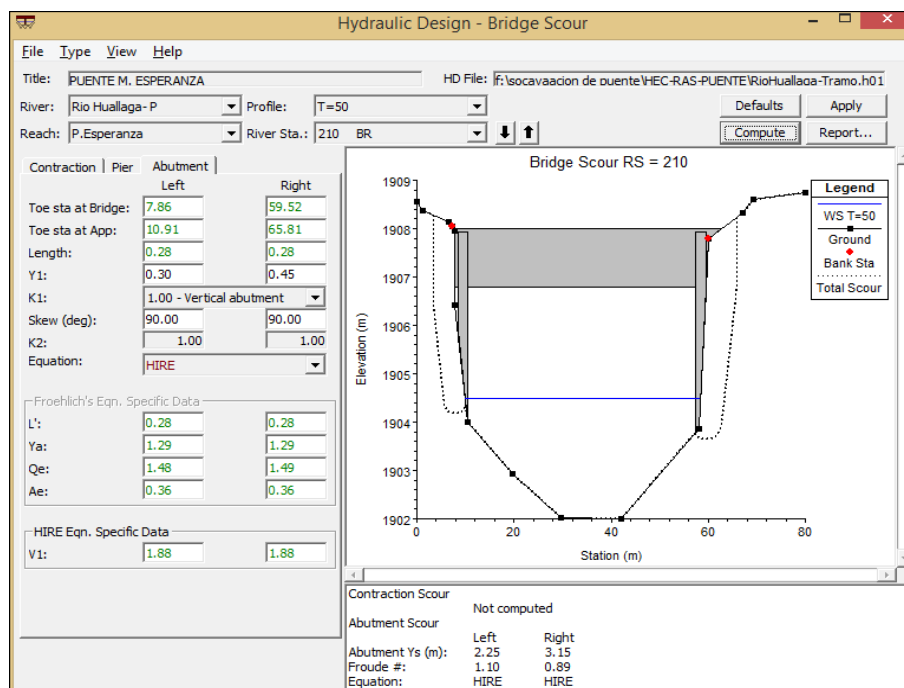
Abutment Scour			
Input Data		Left	Right
Station at Toe (m):		7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):		10.91	65.81
Abutment Length (m):		0.29	0.30
Depth at Toe (m):		0.90	1.10
K1 Shape Coef:		1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):		90.00	90.00
K2 Skew Coef:		1.00	1.00
Projected Length L' (m):		0.29	0.30
Avg Depth Obstructed Ya (m):		1.38	1.38
Flow Obstructed Qe (m3/s):		1.90	1.91
Area Obstructed Ae (m2):		0.41	0.41
Results			
Scour Depth Ys (m):		3.22	3.26
Qe/Ae = Ve:		4.63	4.66
Froude #:		1.26	1.27
Equation:		Froehlich	Froehlich

Nota: Para un PR=500 años, Socavación local en estribo mediante Froehlich.

b. Cálculo de la socavación local en estribos por Hire

Figura 22

Para un PR=50 años, Socavación local en estribo por Hire



Nota: Para un PR=50 años, Socavación local en estribo por Hire.

Tabla 24

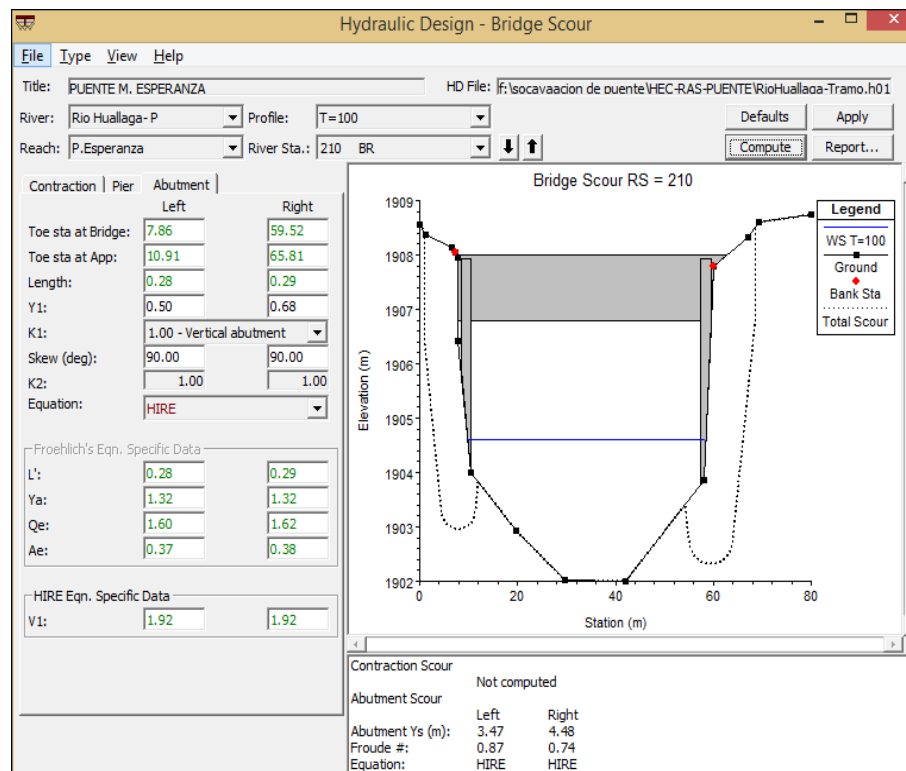
Para un PR=50 años, Socavación local en estribo por Hire.

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):	10.91	65.81
Abutment Length (m):	0.28	0.28
Depth at Toe (m):	0.30	0.45
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	0.28	0.28
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.29	1.29
Flow Obstructed Qe (m3/s):	1.48	1.49
Area Obstructed Ae (m2):	0.36	0.36
Results		
Scour Depth Ys (m):	2.25	3.15
Froude #:	1.10	0.89
Equation:	HIRE	HIRE

Nota: Para un PR=50 años, Socavación local en estribo por Hire.

Figura 23

Para un PR=100 años, Socavación local en estribo por Hire



Nota: Para un PR=100 años, Socavación local en estribo por Hire.

Tabla 25

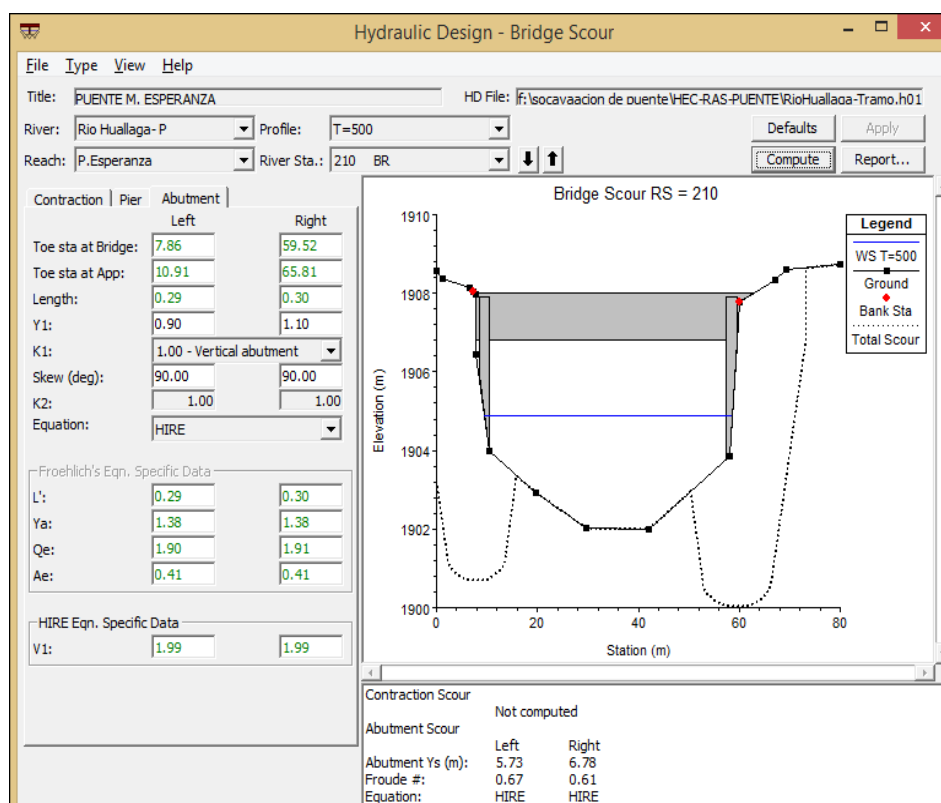
Para un PR=100 años, Socavación local en estribo por Hire

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):	10.91	65.81
Abutment Length (m):	0.28	0.29
Depth at Toe (m):	0.50	0.68
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	0.28	0.29
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.32	1.32
Flow Obstructed Qe (m3/s):	1.60	1.62
Area Obstructed Ae (m2):	0.37	0.38
Results		
Scour Depth Ys (m):	3.47	4.48
Froude #:	0.87	0.74
Equation:	HIRE	HIRE

Nota: Para un PR=100 años, Socavación local en estribo por Hire.

Figura 24

Para un PR=500 años, Socavación local en estribo por Hire



Nota: Para un PR=500 años, Socavación local en estribo por Hire.

Tabla 26

Para un PR=500 años, Socavación local en estribo por Hire

Abutment Scour			
		Left	Right
Input Data	Station at Toe (m):	7.86	59.52
	Toe Sta at appr (m):	10.91	65.81
	Abutment Length (m):	0.29	0.30
	Depth at Toe (m):	0.90	1.10
	K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
	Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
	K2 Skew Coef:	1.00	1.00
	Projected Length L' (m):	0.29	0.30
	Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.38	1.38
	Flow Obstructed Qe (m3/s):	1.90	1.91
Results	Area Obstructed Ae (m2):	0.41	0.41
	Scour Depth Ys (m):	5.73	6.78
	Froude #:	0.67	0.61
	Equation:	HIRE	HIRE

Nota: Para un PR=500 años, Socavación local en estribo por Hire.

c. Cálculo de la socavación local en estribos por Artamonov

Tabla 27

Para un PR=50 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.52	
Q1: Caudal que teóricamente pasaria por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	70.88	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	162.68	m3/s
Q1/Qd:	0.44	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.5	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	1.69	m

Nota: Para un PR=50 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov..

Tabla 28

Para un PR=100 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.52	
Q1: Caudal que teóricamente pasaria por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	77.02	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	176.77	m3/s
Q1/Qd:	0.44	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.61	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.06	m

Nota: Para un PR=100 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov.

Tabla 29

Para un PR=500 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.52	
Q1: Caudal que teóricamente pasaria por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	91.22	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	209.35	m3/s
Q1/Qd:	0.44	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.87	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.94	m

Nota: Para un PR=500 años, Socavación local en estribo izquierdo por Artamonov.

Tabla 30

Para un PR=50 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.74	
Q1: Caudal que teóricamente pasaria por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	91.8	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	162.68	m3/s
Q1/Qd:	0.56	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.63	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.26	m

Nota: Para un PR=50 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov.

Tabla 31

Para un PR=100 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.74	
Q1: Caudal que teóricamente pasaria por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	99.75	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	176.77	m3/s
Q1/Qd:	0.56	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.75	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.69	m

Nota: Para un PR=100 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov.

Tabla 32

Para un PR=500 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.74	
Q1: Caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	118.13	m ³ /s
Qd: Caudal total que escurre por el río	209.35	m ³ /s
Q1/Qd:	0.56	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	1.01	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	3.62	m

Nota: Para un PR=500 años, Socavación local en estribo derecho por Artamonov.

Tabla 33

Resumen de las profundidades en metros de las socavaciones por estribos mediante los métodos

Elemento	TR (años)	Froehlich (m)	Hire (m)	Artamonov (m)
Estribo izquierdo	50	2.95	2.25	1.69
Estribo derecho		2.95	3.15	2.26
Estribo izquierdo	100	3.04	3.47	2.06
Estribo derecho		3.05	4.48	2.69
Estribo izquierdo	500	3.22	5.73	2.94
Estribo derecho		3.26	6.78	3.62

Nota: Cuadro resumen donde se exponen los datos para ambos estribos estudiados luego de realizar el modelado por el programa HEC-Ras por los 3 métodos usados.

4.2. CONTRASTACION DE HIPOTESIS Y PRUEBA DE HIPOTESIS

Hipótesis general

H1: Existe una pérdida de estabilidad en los estribos a causa de la socavación en el puente La Esperanza del rio Huallaga, Huánuco -2022.

Ho: No existe una pérdida de estabilidad en los estribos a causa de la socavación en el puente La Esperanza del rio Huallaga, Huánuco -2022.

Los datos obtenidos del estudio de socavación del puente la esperanza que se muestran en la Tabla 34, nos arrojan los siguientes datos:

Periodo de Retorno (50 Años)

- Método Froehlich, Se genera una socavación de 2.95m para ambos estribos
- Método Hire, Se genera una socavación de 2.25m para el Estribo Izquierdo y 3.15m para el Estribo Derecho
- Método Artamonov, Se genera una socavación de 1.69m en el Estribo izquierdo y 2.26m en el Estribo derecho.

Periodo de Retorno (100 Años)

- Método Froehlich, Se genera una socavación de 3.04m para el estribo Izquierdo y 3.05 para el estribo derecho
- Método Hire, Se genera una socavación de 3.47m para el Estribo Izquierdo y 4.48m para el Estribo Derecho
- Método Artamonov, Se genera una socavación de 2.06m en el Estribo izquierdo y 2.69m en el Estribo derecho.

Periodo de Retorno (500 Años)

- Método Froehlich, Se genera una socavación de 3.22m para el estribo Izquierdo y 3.26 para el estribo derecho
- Método Hire, Se genera una socavación de 5.73m para el Estribo Izquierdo y 6.78m para el Estribo Derecho

- Método Artamonov, Se genera una socavación de 2.94m en el Estribo izquierdo y 3.62m en el Estribo derecho.

En resumen, se llega a la conclusión de lo siguiente, la socavación influye directamente en la estabilidad de los estribos ya que, al generarse socavación, la dimensión estructural geométrica del estribo disminuye aleatoriamente para diferentes periodos de retorno, creando así, lugares de posible asentamiento más fuertes que en otros casos, usando los métodos de Froehlich, Hire y Artamonov son mayores a 1.69 y menores que 6.78 demostrándose así los efectos de socavación presentes en la estructura del puente.

CAPÍTULO V

DISCUSION DE RESULTADOS

- Según lo señalado por el Instituto Geográfico Nacional en 2011, la modernización del Estado tiene como objetivo principal mejorar la eficiencia del gobierno para brindar un mejor servicio a los ciudadanos, realizando la optimización y también la priorización del uso de los recursos públicos.

Se llevó a cabo la medición topográfica mediante equipos topográficos reconocidos como estación total, con la metodología de la poligonal cerrada. Para este estudio del puente, se utilizaron puntos de referencia (BM). Se generó una nube de puntos a partir de esta información y se importaron los puntos en el programa AutoCAD Civil3d y Autocad Extensión CivilCAD. Se estableció un margen de trabajo teniendo en cuenta el eje del puente y tirando de ahí 200 metros tanto aguas arriba como abajo. Al analizar la superficie resultante, se observó que en las áreas cercanas al comienzo y el fin del cauce del río, había zonas relativamente planas con una pendiente mínima. Por lo tanto, se decidió tomar secciones transversales con un ancho de 40 metros a ambos lados del eje del río Huallaga en la ubicación del puente La Esperanza.

Por otro lado, se realizó un análisis integral del puente, y se notó que su ubicación no es ideal debido a que el puente está orientado en un ángulo de aproximadamente 80 grados con referencia al eje de trabajo, el eje del río. Dicha orientación no es aconsejable, ya que implica la necesidad de aumentar la magnitud geométrica de las estructuras de soporte. Debido a esto, la socavación es mayor ya que la interrupción del flujo es mayor por la magnitud del área abarcada por las estructuras.

Considerando todos estos factores, podemos afirmar que el proceso de levantamiento topográfico se llevó a cabo siguiendo las

directrices proporcionadas por el IGN. Obteniendo información de calidad y corroborando la misma mediante los planos utilizados.

- En concordancia con las regulaciones establecidas en las normas NTP 339.128 y NTP 339.129 (que siguen los estándares ASTM D2216 y ASTM D422, respectivamente), así como las pautas de clasificación de suelos, se llevan a cabo diversos procedimientos para la determinación del tamaño de las partículas en dichos suelos.

Se procedió a llevar a cabo esta investigación, la cual involucró la excavación de dos calicatas con profundidades de 1.8 metros a 2.0 metros. Estas calicatas se utilizaron para la extracción de muestras de suelo, tanto en estado suelto como en una mezcla, con un peso total de 6 kilogramos, con el propósito de someterlas posteriormente a análisis de laboratorio.

Usamos la metodología utilizada en el manual de ensayos, utilizando el ensayo de peso volumétrico y la granulometría, entonces en el análisis granulométrico de muestras de sedimentos del río Huallaga resultaron; en la calicata N° 01 $d_{50} = 28\text{mm}$, y en la calicata N° 02 $d_{50} = 20\text{mm}$.

- De acuerdo con el manual de hidrología de 2011, se establece que la información meteorológica e hidrológica necesaria para este estudio debe ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Esta entidad actúa como la autoridad competente en asuntos hidrometeorológicos a nivel nacional. En situaciones en las que no se disponga de la información proporcionada por el SENAMHI, y si es necesario, se obtendrá información de las entidades responsables de la gestión de recursos hídricos en la región, siempre y cuando se haya verificado la calidad y confiabilidad de dicha información.

Este estudio se llevó a cabo con el propósito de obtener información sobre los aspectos geomorfológicos de la cuenca del río Huallaga. Esta cuenca se encuentra ubicada dentro del ámbito de la

cuenca Huallaga, la cual se encuentra representada en las cartas nacionales a escala 20K. Durante la investigación, se procesó la información utilizando el software ArcGIS. Este programa permitió llevar a cabo la delimitación manual de la subcuenca y utilizar diversas herramientas para extraer datos relacionados con la forma y el relieve de la misma.

También se fue posible constatar que el área de la cuenca, comenzando desde el punto de captación, abarca una superficie de 5066.23 kilómetros cuadrados. El contorno o perímetro de la cuenca mide aproximadamente 284.38 kilómetros, y su ancho promedio se estima en 17.82 kilómetros. El coeficiente de compacidad se calcula en 1.12, mientras que el factor de forma alcanza un valor de 1.48. La densidad de drenaje se registra en 0.13, y la pendiente en el tramo correspondiente al puente La Esperanza es de 0.008.

- De acuerdo con las directrices del manual nombrado en todo el proceso de la elaboración de TESIS, se identifican varios parámetros útiles, algunos de estos derivan del levantamiento topográfico, mientras que otros se calculan mediante las fórmulas proporcionadas en dicho manual. Estos valores se utilizaron para poder determinar la profundidad de socavación en el estribo a estudiar.

Utilizando el método estadístico, se estimó el caudal máximo con ayuda del programa River.

La estación de Huánuco se encuentra en el distrito de Amarilis. Se utilizaron las descargas máximas registradas en esta estación desde 1986 hasta 2014, proporcionadas por SENAMHI. En el análisis estadístico, se emplearon tres métodos: Logarítmico Normal, Gumbel y Pearson III. Estos valores de caudal de diseño se determinaron considerando dos criterios principales: el caudal máximo registrado y el coeficiente de correlación más alto (R^2).

Al haber terminado de aplicar esta metodología mencionada, se obtuvieron los caudales máximos utilizando tres ajustes diferentes para

la estación Huánuco. Mediante Pearson mostró un coeficiente de correlación de 0.9970, Mediante el Log. Normal tuvo un coeficiente de correlación de 0.996, y el ajuste Gumbel presentó un coeficiente de correlación de 0.998. Estos ajustes muestran una relación cercana entre sí. A partir de estos resultados, se determinaron los caudales máximos para el caudal de diseño para diferentes PR's.

Como resultado de la evaluación, se opta por seleccionar los caudales máximos basados en el ajuste Gumbel debido a su coeficiente de correlación superior. Por lo tanto, PR= 50 años, el caudal máximo es de 162.68 m³/s; PR = 100 años, el caudal máximo es de 176.77 m³/s; y PR= 500 años, el caudal máximo es de 209.35 m³/s.

- Como resultado final, tenemos el siguiente cuadro resumen:

Elemento	TR (años)	Froehlich (m)	Hire (m)	Artamonov (m)
Estribo izquierdo	50	2.95	2.25	1.69
Estribo derecho		2.95	3.15	2.26
Estribo izquierdo	100	3.04	3.47	2.06
Estribo derecho		3.05	4.48	2.69
Estribo izquierdo	500	3.22	5.73	2.94
Estribo derecho		3.26	6.78	3.62

Se pueden observar los 3 métodos utilizados, en el estribo izquierdo y derecho y además para periodos de retorno de 50, 100 y 500 años.

CONCLUSIONES

- Luego de la ejecución de Tesis: “INFLUENCIA DE LA SOCAVACIÓN EN LA ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS EN EL PUENTE LA ESPERANZA DEL RIO HUALLAGA, HUANUCO, 2022” y los datos recopilados durante la investigación han demostrado que el puente La Esperanza - Huánuco se encuentra expuesto a un riesgo medio de socavación durante eventos de máximas avenidas. Se han identificado puntos críticos donde la erosión del lecho del río es más pronunciada, lo que podría comprometer la estabilidad y seguridad de la estructura.
- A pesar de las limitaciones que se han enfrentado en este estudio, como la dificultad de acceso al lugar de trabajo, se han logrado determinar las características geométricas del puente La Esperanza - Huánuco mediante el levantamiento topográfico. Se realizaron y crearon las secciones transversales y se estimó la pendiente de 0.8% en el tramo de trabajo.
- En relación a la zona de estudio, el puente La Esperanza – Huánuco, se llevaron a cabo análisis de los registros hidrológicos anuales y mensuales provenientes de la estación Huánuco. Estos análisis nos permitieron determinar los caudales correspondientes a distintos periodos de retorno, como 50, 100 y 500 años. Para ello, aplicamos diversos métodos estadísticos de distribución. Obtenemos los resultados, teniendo los siguientes valores de caudal máximo: 162.68 m³/s PR=50 años, 176.77 m³/s PR = 100 años, y 209.35 m³/s PR = 500 años.
- A partir del análisis hidráulico realizado en la zona de estudio, específicamente en el puente La Esperanza - Huánuco, se lograron determinar los caudales y parámetros hidráulicos necesarios. Utilizando el tirante hidráulico como base, se aplicó la fórmula que mejor se ajustó al caso, que resultó ser el método de Artamonov. Con este método se pudo estimar que la profundidad de socavación es igual a 2.94 metros

en el estribo izquierdo y 3.62 metros en el estribo derecho, considerando un PR = 500 años.

- Luego de realizar el análisis correspondiente y empleando el modelamiento hidráulico en el software Hec-Ras, se determinaron las profundidades de socavación en los estribos del Puente La Esperanza - Huánuco. La socavación se calculó en 3.22 metros en el estribo izquierdo y 3.26 metros en el estribo derecho, utilizando el método de Froehlich, para un PR= 500 años. Por otro lado, aplicando el método de Hire para el mismo periodo de retorno, tenemos una profundidad de socavación de 5.73 metros en el estribo izquierdo y 6.78 metros en el estribo derecho.
- El Rio Huallaga consta de un ancho de lecho de rio variable, uniendo así varias zonas de Huánuco, Ucayali, entre otros, con la presente Tesis, se ha logrado estimar que la socavación influye en la estabilidad de los estribos de los puentes, para periodos de retorno distintos, se tendrá que tener en cuenta este factor para el diseño de nuevos puentes en las zonas aledañas al área de afectación.

RECOMENDACIONES

- Según los resultados obtenidos, es fundamental que tanto en el ámbito profesional como en el académico se preste una atención meticulosa al considerar los posibles impactos derivados de la socavación y el flujo del río en el diseño de puentes.
- Es aconsejable llevar consigo todos los equipos necesarios para aprovechar al máximo la salida de reconocimiento de campo. Para lograrlo, es importante realizar una planificación minuciosa de las actividades a llevar a cabo en el lugar, con el fin de garantizar que no falte ningún elemento, material u otro objeto que pueda obstaculizar la realización de una inspección adecuada en el terreno y, en caso necesario, la toma de muestras de manera precisa.
- La utilización del software HEC-RAS resulta altamente beneficioso para evaluar las condiciones hidráulicas de un río y se recomienda especialmente en tramos que sean relativamente rectos. Sin embargo, es fundamental tener presente que los resultados del programa dependerán en gran medida de la calidad y exactitud de los datos proporcionados. Por lo tanto, es esencial llevar a cabo una recolección de datos precisa y de alta calidad para asegurar la obtención de resultados veraces.
- Para llevar a cabo el modelado hidráulico utilizando el software HEC-RAS, resulta de suma importancia contar con un levantamiento topográfico altamente preciso. Esto permitirá obtener secciones transversales realistas de la ubicación de estudio, asegurando así la calidad del modelado y la obtención de parámetros hidráulicos confiables.
- Los caudales máximos es una brecha de información que se tiene que tener en cuenta, por ende es recomendable mejorar la precisión y albergar mayor cantidad de información para estimar con precisión dicho valor.

- Se recomienda contrastar la información de sensación pluviométrica e hidrométrica, analizando su grado de certeza.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Hernández Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación* (sexta ed.). Mexico: Mac Graw Hill.
- Puente Salguera, J. R. (2018). *SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018*. Tesis, Universidad Peruana Los Andes, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, Huancayo.
- Aguinaga Ramírez, H. A. (2019). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE CASCAJAL - OLMOS ANTE MÁXIMAS AVENIDAS*. Tesis Para Optar El Título Profesional De Ingeniera Civil, Universidad Señor de Sipan, Escuela Académico Profesional De Ingeniería Civil, Pimentel.
- Aguinaga, H. (2019). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE CASCAJAL - OLMOS ANTE MÁXIMAS AVENIDAS*. Tesis Para Optar El Título Profesional De Ingeniera Civil, Universidad Señor de Sipan, Escuela Académico Profesional De Ingeniería Civil, Pimentel.
- Barranco Sanz, I., & Alvarez Rodriguez, J. (2009). *Cálculo del tiempo de concentración en hidrología con GRASS*. Cataluña.
- Bateman, A. (2007). *HIDROLOGIA BASICA Y APLICADA*.
- Bedoya Cristancho, J. S., & Céron Vivas, S. (2015). *Modelación numérica de la socavación local en los estribos del puente sobre el Río Sunuba según las características hidrodinámicas de la zona*. Trabajo de grado para optar al título de Ingenieros Civiles, Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería-Departamento de Ingeniería Civil, Bogotá.
- Bravo, J. D. (2000). *Breve Introducción a la Cartografía y a los Sistemas de Información Geográfica (SIG)*. Madrid: CIEMAT.
- Caballero Romero, A. (2008). *Metodología de la investigación científica*. Mexico : Lima .

Carballo Barcos, M. (2016). ALGUNAS CONSIDERACIONES ACERCA DE LAS VARIABLES EN LAS INVESTIGACIONES QUE SE DESARROLLAN EN EDUCACIÓN. *Revista Científica de la Universidad de Cienfuegos*, 1-3.

Coaquira Cueva, R. A. (2015). *ANALISIS DE PRECIPITACIONES PARA DETERMINAR CAUDALES MAXIMOS EN LA MICRO CUENCA MILLI MILLI - MOHO” (Tesis de pregrado)*. UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO, Puno.

Cotrina Cano, J. W., & Hernandez Genovez, I. W. (2017). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN DEL PROYECTO DEL PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL DEL DISTRITO DE CHAO MEDIANTE SIMULACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL*. Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil, Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, Trujillo.

Cotrina, J., & Hernandez, I. (2017). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN DEL PROYECTO DEL PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL DEL DISTRITO DE CHAO MEDIANTE SIMULACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL*. Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil, Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, Trujillo.

Cuevas Gomez, S. A. (2014). *DETERMINACIÓN DE LA ESCORRENTIA PICO PARA LA SUBCUENCA DEL DRENAJE S/N TRIBUTARIO DEL RÍO ACACIAS CON AYUDA DEL SOFTWARE ILWIS (Tesis de Pregrado)*. UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA, Bogota.

Cuevas Gómez, S. A. (2014). *DETERMINACIÓN DE LA ESCORRENTIA PICO PARA LA SUBCUENCA DEL DRENAJE S/N TRIBUTARIO DEL RÍO ACACIAS CON AYUDA DEL SOFTWARE ILWIS(Tesis de pregrado)*. UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA, BOGOTA.

Egoavil Flores, R. (2009). *ESTIMACIÓN DE LA ESCORRENTÍA DIRECTA USAN.90 IMÁGENES DEL GOES 12 Y MODELAMIENTO EN HEC-*

HMS, EN LA CUENCA ALTA DEL HUALLAGA (Tesis de pregrado).
UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA DE LA SELVA, Tingo Maria .

Empresa constructora de Aragón, I. (01 de 09 de 2017). *IDECONSA*.
Obtenido de <https://ideconsa.net/2017/09/01/ideconsa-especialistas-obras-hidraulicas/>

Felipe Matías, E. F. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. Tesis para optar el grado de master de Ingeniería civil, con mención en Vial , Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Piura.

Felipe, E. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. Tesis para optar el grado de master de Ingeniería civil, con mención en Vial , Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Piura.

Fernandez Zenteno, U. (2019). *Análisis de la estabilidad en puentes por socavacion*. Tesis para obtener el título de licenciatura en ingeniería civil, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de estudios superiores Acatlán, Estado de México.

García Guillén , G. S. (2019). *SOCAVACIÓN EN PRESAS Y PUENTES*.
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, INGENIERIA CIVIL-GEOTECNIA, CD. DE MÉXICO.

García Guillén, G. S. (2019). *SOCAVACION EN PRESAS Y PUENTES*.
Tesis para optar por el grado de maestro en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ingeniería Civil - Geotecnia, CD. de México.

García Guillén, G. S. (2019). *SOCAVACIÓN EN PRESAS Y PUENTES*. tesis para optar por el grado de Maestro en Ingeniería, Universidad Autónoma de México, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería Civil-Geotecnia, CD. de México.

Gonzalez Espinosa, F. M., & Ortegón Carreno, J. D. (2016). *CÁLCULO DEL CAUDAL DE LA CUENCA HIDROLÓGICA DE LA QUEBRADA GUAGUAQUI, DEL DEPARTAMENTO DE BOYACÁ, POR EL MÉTODO RACIONAL (Tesis de pregrado)*. UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS, Bogotá.

Guevara Álvarez, M. E. (2013). *Socavación en Puentes*. Popayán, Colombia: Lemoine Editores SAS.

Guevara, M. (2013). *Socavación en Puentes*. Popayán, Colombia: Lemoine Editores SAS.

Guinaga Ramírez, H. A. (2019). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE CASCAJAL - OLMOS ANTE MÁXIMAS AVENIDAS*. Tesis para optar el título profesional de ingeniera civil, Universidad Señor de Sipán, Escuela académico profesional de ingeniería civil, Chiclayo.

ILWIS. (12 de 2018). Obtenido de http://ilwis.itc.utwente.nl/wiki/index.php/Main_Page

INGENIERIA, I. (29 de ABRIL de 2020). *IDVIA INGENIERIA*. Obtenido de IDVIA INGENIERIA: <https://www.idvia.es/la-socavacion-y-su-relacion-con-el-colapso-de-los-puentes>

ITC. (09 de 03 de 2018). Obtenido de <https://www.itc.nl/ilwis/>

Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1992). *Mecánica de Suelos* (Vol. III). México: Grupo Noriega.

Juárez, E., & Rico, A. (1992). *Mecánica de Suelos* (Vol. III). México: Grupo Noriega.

Melville, B. W. (1992). *Local Scour at Bridge Abutments* (Vol. 4). Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. .

Monsalve, G. (2005). *Hidrología en la ingeniería*.

MTC. (2008). *MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones , Lima.

MTC. (2016). *Manual de diseño de puentes* .

MTC. (s.f.). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*.

Muñoz Diaz, E. E. (s.f.). *ESTUDIO DE LAS CAUSAS DEL COLAPSO DE ALGUNOS PUENTES EN COLOMBIA*. FACULTAD DE INGENIERIA, PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA.

Muñoz, E. (2002). *ESTUDIO DE LAS CAUSAS DEL COLAPSO DE ALGUNOS PUENTES EN COLOMBIA*. FACULTAD DE INGENIERIA, PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA.

oerez, j. s. (2045). *caretas*.

Olivera, J. (21 de 04 de 2014). *Hidrojing*. Obtenido de <http://www.hidrojing.com/el-calculo-de-caudal-de-avenida-en-espanametodo-racional-vs-temez-racional-modificado/>

Ordoñez Galvez, J. J. (2011). *CARTILLA TÉCNICA: ¿QUÉ ES CUENCA HIDROLÓGICA?* Lima: Sociedad Geográfica de Lima.

Perú, S. N. (s.f.). *SENAMHI*.

Puente Salgueran, J. R. (2018). *SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018*. Tesis para optar el título profesional de: Ingeniero Civil, UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, HUANCAYO.

Puente, J. (2018). *SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018*. Tesis, Universidad Peruana Los Andes, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, Huancayo.

Rojas Marmolejo, S. (2018). *CÁLCULO DE PRECIPITACIONES Y CAUDALES DE DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL URBANO EN ZONAS DE HUANCABELICA, JUNÍN Y AYACUCHO (Tesis de pregrado)*. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ, Lima.

Servicio Geológico Mexicano. (22 de 03 de 2017). SGM. Obtenido de <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/SIG/Introduccion-SIG.html>

Sierra Alzate, E. Y. (2013). *INFLUENCIA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN EN LA PILA DE UN PUENTE ANTE EFECTOS DE SISMO*. Tesis para optar título de magister en ingeniería estructuras, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Bogotá.

Sierra, E. (2013). *INFLUENCIA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN EN LA PILA DE UN PUENTE ANTE EFECTOS DE SISMO*. Bogotá.

Soto, C. A. (2011). *Presupuestos Empresariales*. Ecoe Ediciones.

Suárez Días, J. (2001). *Control de erosion en zonas tropicales*. Bucaramanga , Colombia: Universidad Industrial de Santander. Obtenido de <https://www.erosion.com.co/presentaciones/category/9-control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html?download=66:775-controldeerosionenzonastropicales-completo>

Suárez, J. (2001). *Control de erosion en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Obtenido de <https://www.erosion.com.co/presentaciones/category/9-control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html?download=66:775-controldeerosionenzonastropicales-completo>

Tamara Ayala, E. J. (2018). *CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018*. Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil, Universidad César Vallejo, Escuela profesional de ingeniería civil , Chimbote.

Tamara, E. (2018). *CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018*. Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil,

Universidad César Vallejo, Escuela profesional de ingeniería civil ,
Chimbote.

Tamayo, T. (2007). *Proceso de la Investigacion científica* . Mexico : Limusa .

Unión Internacional para la Conservación de la Naturaleza. (2019). *Cuenca Hidrografica*.

Vásquez V., A., Mejía M, A., Faustino M., J., Terán A., R., Vásquez R., I.,
Díaz R., J., . . . Alcántara R., J. (2016). *MANEJO Y GESTIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS*. Lima.

Villon, m. (2002). *Hidrología*. lima.

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Sáenz Rojas, G. (2024). *Influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en el puente la esperanza del rio Huallaga, Huánuco, 2022* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

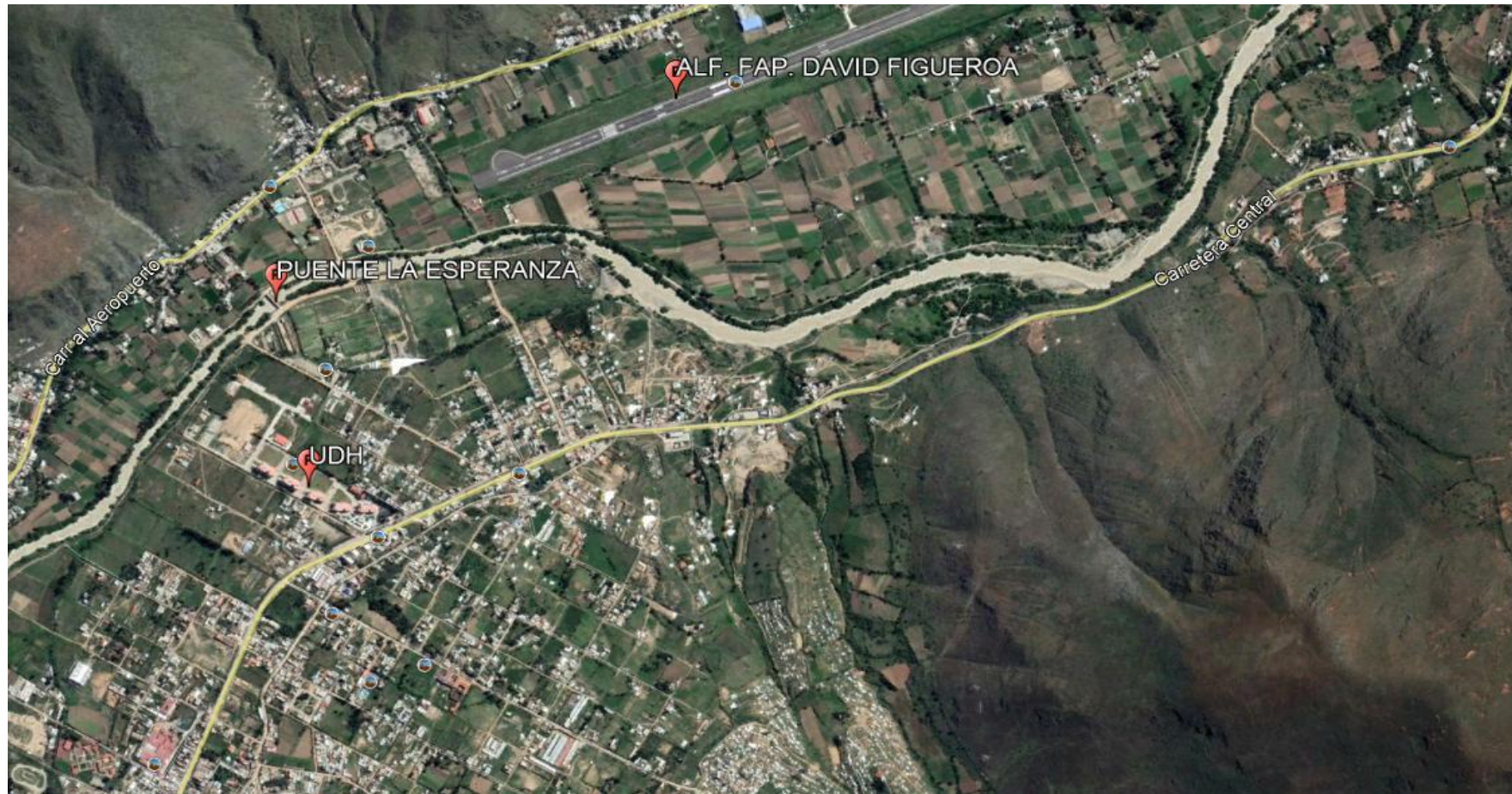
Título: “INFLUENCIA DE LA SOCAVACIÓN EN LA ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS EN EL PUENTE LA ESPERANZA DEL RIO HUALLAGA, HUANUCO, 2022”

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Problema General ¿De qué manera la socavación influye en la estabilidad de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco -2022?	Objetivo General Analizar la influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco - 2022.	Hipótesis El estudio que se realizará determinará la socavación del puente La Esperanza – Huánuco ante máximas avenidas.	Técnica observación, medición, descripción y documentación de datos
Problemas Específicos ¿Cómo intervienen los parámetros geológicos e hídricos en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del río Huallaga, Huánuco - 2022? ¿Cuál es el efecto de la velocidad de flujo en	Objetivos específicos Determinar los parámetros geológicos e hídricos que intervienen en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del río		Instrumentos Formatos de cotejos de datos.
			DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN Tipo de investigación: El presente trabajo es un estudio de tipo explicativo.

la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del rio Huallaga, Huánuco - 2022?	Huallaga, Huánuco - 2022.								
¿Cuál es el valor de la profundidad de la socavación en los estribos del puente La Esperanza del rio Huallaga, Huánuco - 2022?	Determinar el efecto que produce la velocidad de flujo en la socavación de los estribos en el puente La Esperanza del rio Huallaga - 2022. Evaluar el valor de la profundidad de la socavación en los estribos del puente La Esperanza del rio Huallaga, Huánuco - 2022.	Enfoque: Mixto							
		<table> <tr> <th>VARIABLES</th> <th>POBLACIÓN Y MUESTRA</th> </tr> <tr> <td> <table> <tr> <th>Variable</th> </tr> <tr> <td> Variable independiente: Socavación Del Río Huallaga </td> </tr> <tr> <td> Variable dependiente: Estabilidad De Los Estribos En El Puente La Esperanza – Huánuco. </td> </tr> </table> </td> <td> Dándole un enfoque estadístico a raíz de las pruebas que se realizarán, se estudiarán los siguientes campos: Población: El tramo y recorrido del río Huallaga perteneciente al margen izquierdo de la localidad La Esperanza - Distrito de Amarilis – Huánuco 2022. Muestra: Tramo y recorrido del río Huallaga dentro de los márgenes del puente La Esperanza, Distrito de Amarilis, Huánuco 2022. </td> </tr> </table>	VARIABLES	POBLACIÓN Y MUESTRA	<table> <tr> <th>Variable</th> </tr> <tr> <td> Variable independiente: Socavación Del Río Huallaga </td> </tr> <tr> <td> Variable dependiente: Estabilidad De Los Estribos En El Puente La Esperanza – Huánuco. </td> </tr> </table>	Variable	Variable independiente: Socavación Del Río Huallaga	Variable dependiente: Estabilidad De Los Estribos En El Puente La Esperanza – Huánuco.	Dándole un enfoque estadístico a raíz de las pruebas que se realizarán, se estudiarán los siguientes campos: Población: El tramo y recorrido del río Huallaga perteneciente al margen izquierdo de la localidad La Esperanza - Distrito de Amarilis – Huánuco 2022. Muestra: Tramo y recorrido del río Huallaga dentro de los márgenes del puente La Esperanza, Distrito de Amarilis, Huánuco 2022.
VARIABLES	POBLACIÓN Y MUESTRA								
<table> <tr> <th>Variable</th> </tr> <tr> <td> Variable independiente: Socavación Del Río Huallaga </td> </tr> <tr> <td> Variable dependiente: Estabilidad De Los Estribos En El Puente La Esperanza – Huánuco. </td> </tr> </table>	Variable	Variable independiente: Socavación Del Río Huallaga	Variable dependiente: Estabilidad De Los Estribos En El Puente La Esperanza – Huánuco.	Dándole un enfoque estadístico a raíz de las pruebas que se realizarán, se estudiarán los siguientes campos: Población: El tramo y recorrido del río Huallaga perteneciente al margen izquierdo de la localidad La Esperanza - Distrito de Amarilis – Huánuco 2022. Muestra: Tramo y recorrido del río Huallaga dentro de los márgenes del puente La Esperanza, Distrito de Amarilis, Huánuco 2022.					
Variable									
Variable independiente: Socavación Del Río Huallaga									
Variable dependiente: Estabilidad De Los Estribos En El Puente La Esperanza – Huánuco.									

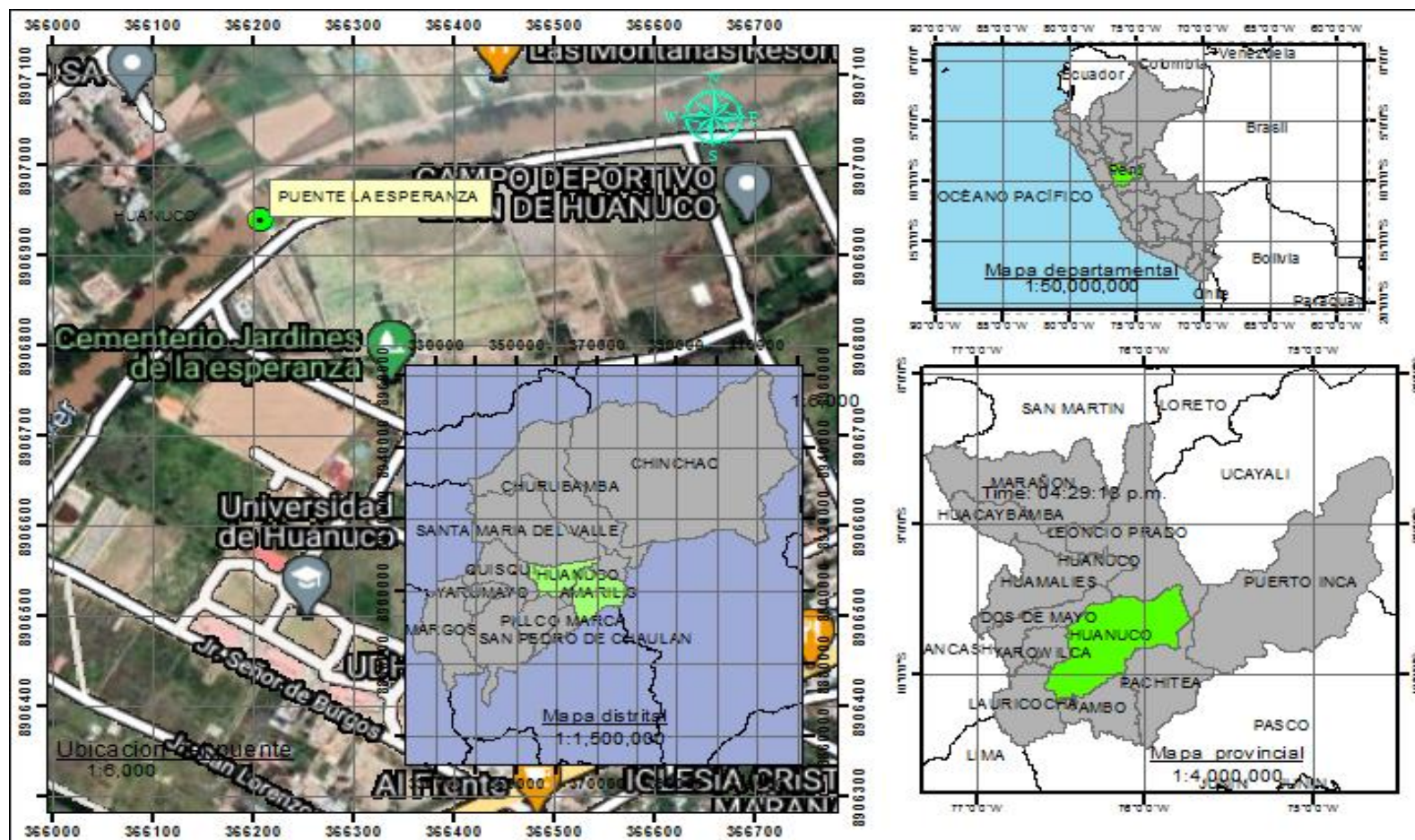
ANEXO 2

FIGURA SATELITAL DEL PUENTE LA ESPERANZA



ANEXO 3

PLANO DE UBICACIÓN DEL PUENTE LA ESPERANZA



ANEXO 4

CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO

Procesamiento de datos mediante el software River

Abrimos el programa “River”



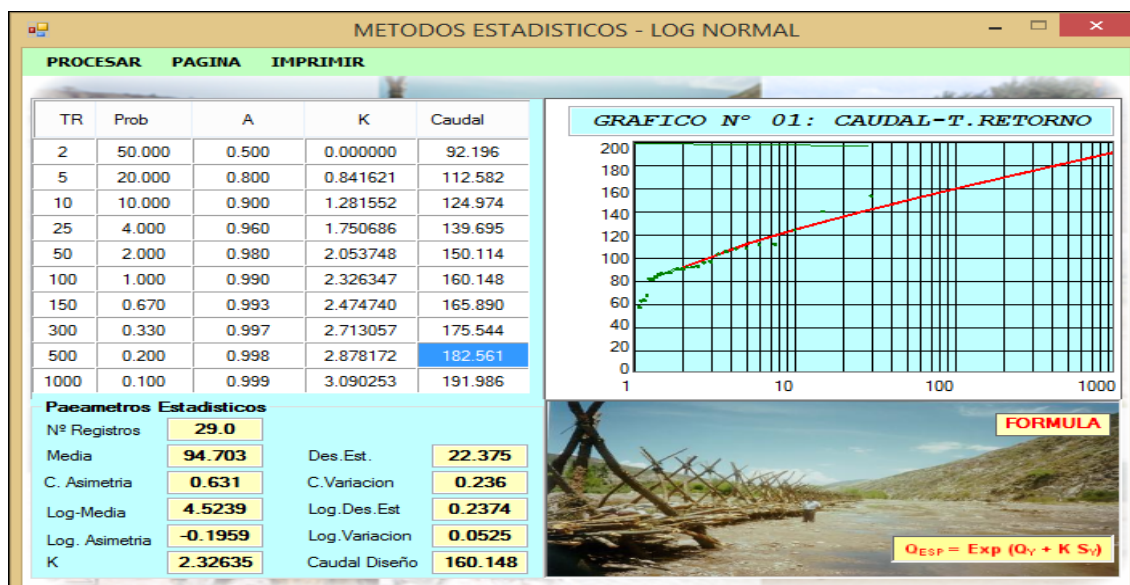
Método Estadístico: Presionamos “Caudal de Diseño” y nos brindara los tres métodos, seleccionamos “Método Estadístico”.



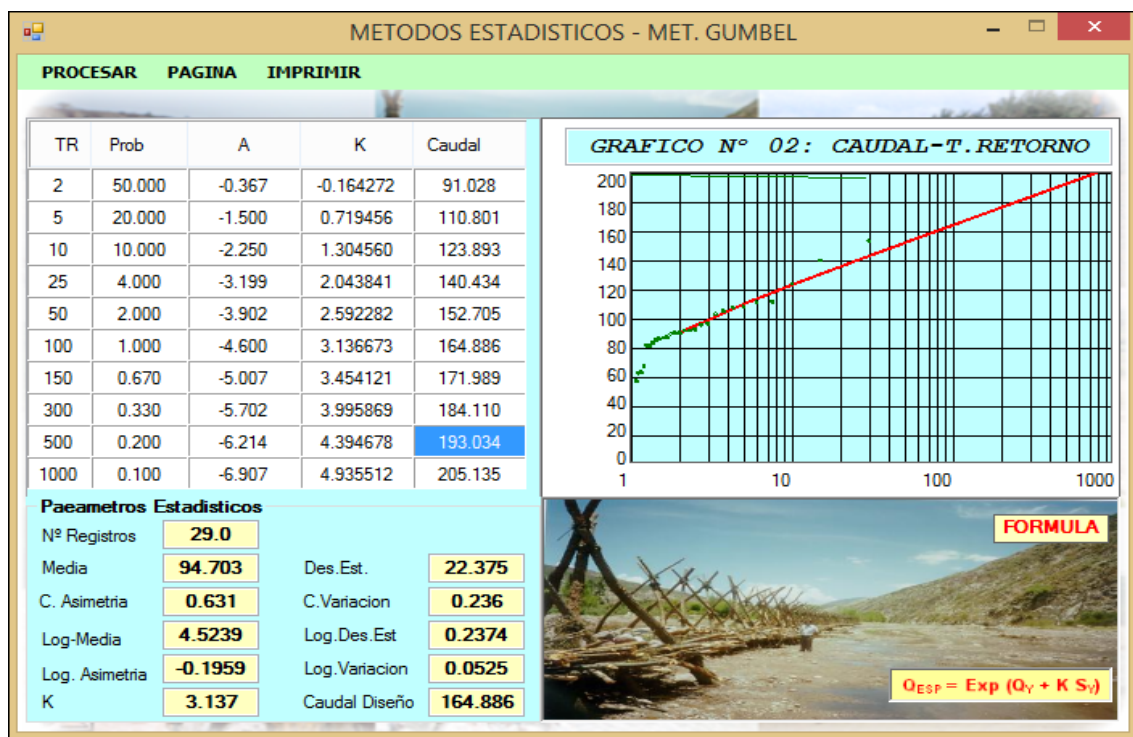
Al presionar “Enter” en el último dato, nos abrió un cuadro, en el cual se digito los caudales máximos diarios en m3/s.

Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
1986		113.41				
1987		65.01				
1988		88.9				
1989		98.2				
1990		86.8				
1991		93.4				
1992		97.4				
1993		94.1				
1994		64.4				
1995		59				
1996		69.3				
1997		54.6				
1998		93.5				
1999		109.3				
2000		125.32				
2001		85.2				

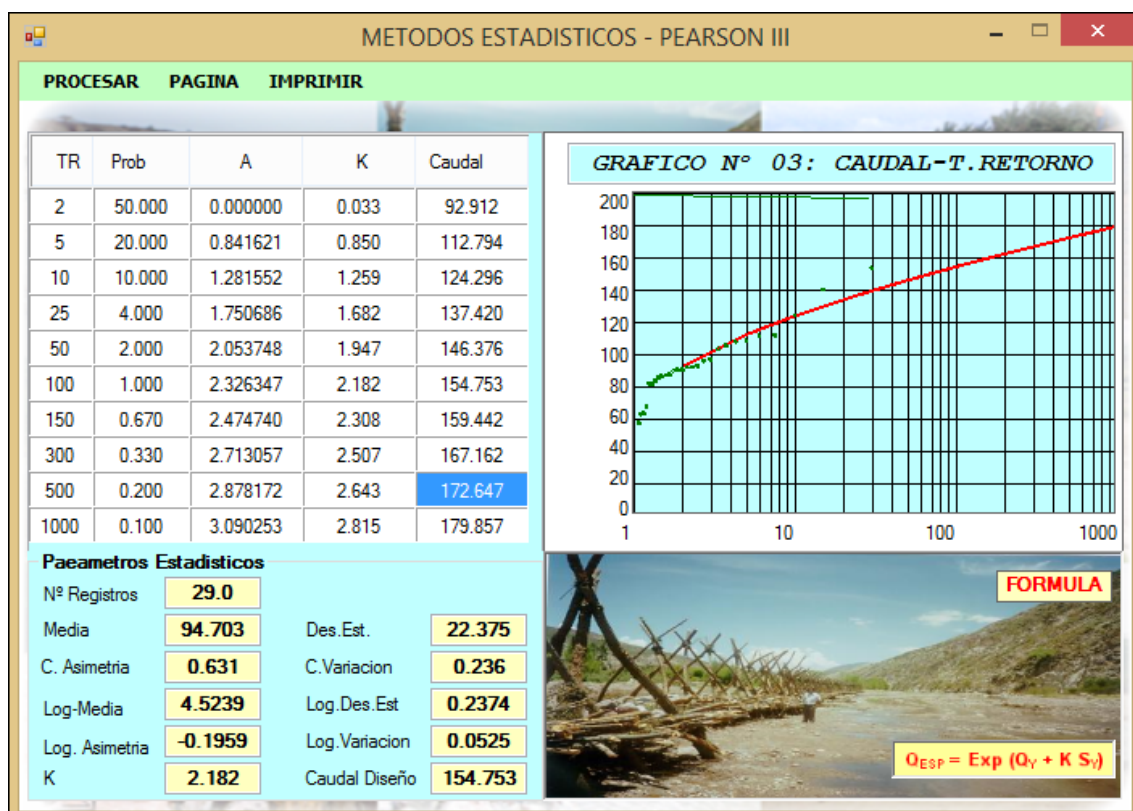
Método Log Normal, presionamos “METODOS” y seleccionamos “Log. Normal”, abrirá una ventana en la cual presionamos “Calcular”, en el cual tendremos una tabla con los CAUDALES para distintos periodos de retorno, grafica del CAUDAL vs T. RETORNO, los parámetros estadísticos y la fórmula empleada.



Método Gumbel, mediante lo antes descrito realizamos el mismo procedimiento.



Método Pearson III, mediante lo antes descrito realizamos el mismo procedimiento.



Elección de caudal de diseño para 500 años, River selecciona el caudal que tenga el mayor coeficiente de correlación.

CAUDAL DE DISEÑO - Metodos Estadisticos

ARCHIVOS METODOS PROCESOS

Nombre del Proyecto: **RIO HUALLAGA** Estacion: **HUANUCO**

Tempo Retorno: **500.00** Registro Año Inicio: **1986.00** Registro Año Final: **2014.00**

Año	Nº	Caudal	T. R.	QNor	QGum	QPear
2014	16	92.00	1.81	89.39	88.48	90.08
2008	17	91.34	1.71	87.55	86.82	88.21
1988	18	88.90	1.61	85.71	85.18	86.33
2010	19	88.63	1.53	83.86	83.54	84.42
2009	20	87.91	1.45	81.98	81.89	82.48
1990	21	86.80	1.38	80.05	80.22	80.48
2001	22	85.20	1.32	78.06	78.50	78.39
2003	23	83.14	1.26	75.96	76.70	76.19
2007	24	83.10	1.21	73.73	74.79	73.82
1996	25	69.30	1.16	71.29	72.71	71.23
1987	26	65.01	1.12	70.82	70.34	70.73
1994	27	64.40	1.07	70.82	67.47	70.73
1995	28	59.00	1.04	70.82	63.45	70.73
1997	29	54.60	1.00	70.82	22.37	70.73

Parametros Estadisticos

Suma de Registros: **2746.40** Numero Registros: **29**

Media: **94.703** Media-Log: **4.52391**

Desviacion Estandar: **22.375** Log-Desviacion Estandar: **0.23736**

Coficiente Asimetria: **0.631** Log-Coficiente Asimetria: **-0.19590**

Coficiente Variacion: **0.236** Log-Coficiente Variacion: **0.05247**

Caudal de Diseño (m3/s)

Met. Log. Normal: **182.561** Met. Gumbel: **209.353** Met. Pearson: **172.647** Qdiseño: **209.35**

Coficiente R2

Met. Log. Normal: **0.99690** Met. Gumbel: **0.99824** Met. Pearson: **0.99716** Q. Diseño: **209.35**

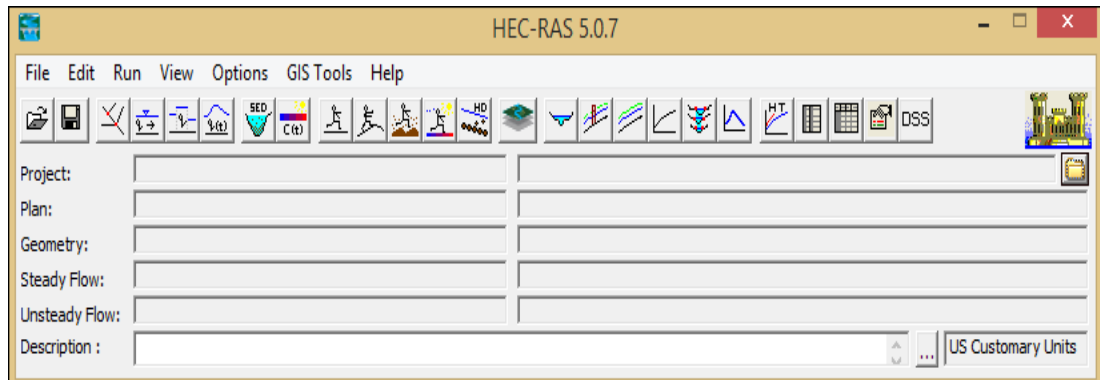
Resumen de caudales de diseño para diferentes periodos de retorno, considerando el caudal máximo para la estación Huánuco.

TR	Método estadístico (m)			Caudal de diseño
	Log Normal	Gumbel	Pearson III	
2	92.1958277	91.2988217	92.9123443	92.9123443
5	112.577814	114.183022	112.790202	114.183022
10	124.979343	129.334354	124.3004	129.334354
20	136.241004	143.867875	134.391345	143.867875
25	139.70789	148.478102	137.431361	148.478102
50	150.129911	162.680028	146.388991	162.680028
100	160.165086	176.777089	154.766824	176.777089
200	169.934858	190.822712	162.70109	190.822712
500	182.575276	209.353245	172.658262	209.353245
Coef. R2	0.9969	0.99824	0.99716	

ANEXO 5

SIMULACIÓN HIDRÁULICA HEC – RAS 7.0.7

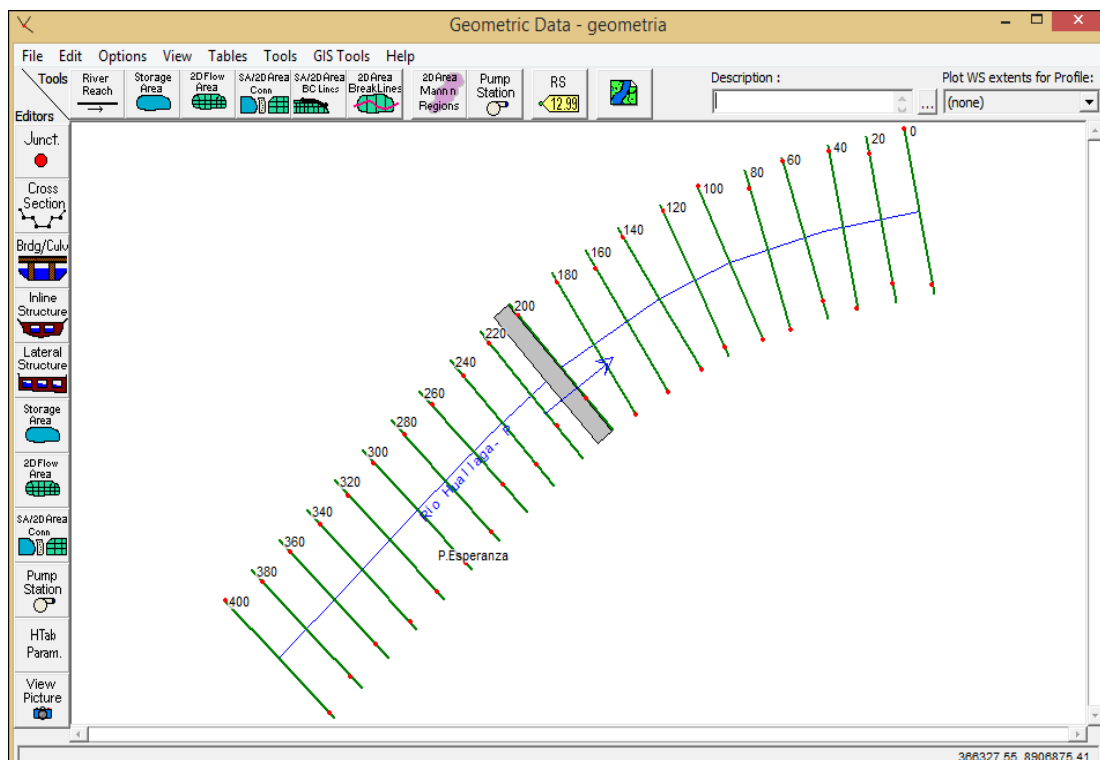
La simulación hidráulica realizada en el software Hec – ras, comprende el tramo estudiado aguas arriba y aguas abajo del puente en mención.



Geometría del lugar

La geometría insertada por el comando “geometric data”, consiste en realizar el trazo del río, el cual indicará el sentido del flujo, para posteriormente insertar las secciones transversales “cross section” cada 20 metros.

Vista en planta de la topografía – Puente La Esperanza



Caudales de diseño

Una vez se tienen las secciones de diseño, ingresaremos al programa los datos de los caudales de diseño para los diferentes PR's calculados por el análisis hidrológico del río.

Por medio del comando "steady Flow data" se ingresó los siguientes caudales:

Steady Flow Data - Flujo-Tramo Puente Esperanza

File Options Help

Description : Tramo-Puente Esperanza

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): 13

Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River: Rio Huallaga - P

Reach: P.Esperanza

River Sta.: 400

Add A Flow Change

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates		
	River	Reach	RS	T=50	T=100	T=500
1	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	400	162.68	176.77	209.353
2	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	380	162.68	176.77	209.353
3	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	360	162.68	176.77	209.353
4	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	340	162.68	176.77	209.353
5	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	320	162.68	176.77	209.353
6	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	300	162.68	176.77	209.353
7	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	280	162.68	176.77	209.353
8	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	260	162.68	176.77	209.353
9	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	240	162.68	176.77	209.353
10	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	220	162.68	176.77	209.353
11	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	200	162.68	176.77	209.353
12	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	160	162.68	176.77	209.353
13	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	160	162.68	176.77	209.353
14	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	140	162.68	176.77	209.353
15	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	120	162.68	176.77	209.353
16	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	100	162.68	176.77	209.353
17	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	80	162.68	176.77	209.353
18	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	60	162.68	176.77	209.353
19	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	40	162.68	176.77	209.353
20	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	20	162.68	176.77	209.353
21	Rio Huallaga - P	P.Esperanza	0	162.68	176.77	209.353

La pendiente existente en el lugar es de 0.008

Steady Flow Boundary Conditions

☒ Set boundary for all profiles ☐ Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Known W.S. Critical Depth Normal Depth Rating Curve Delete

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Rio Huallaga - P	P.Esperanza	all	Normal Depth S = 0.008	Normal Depth S = 0.008

Steady Flow Reach-Storage Area Optimization ...

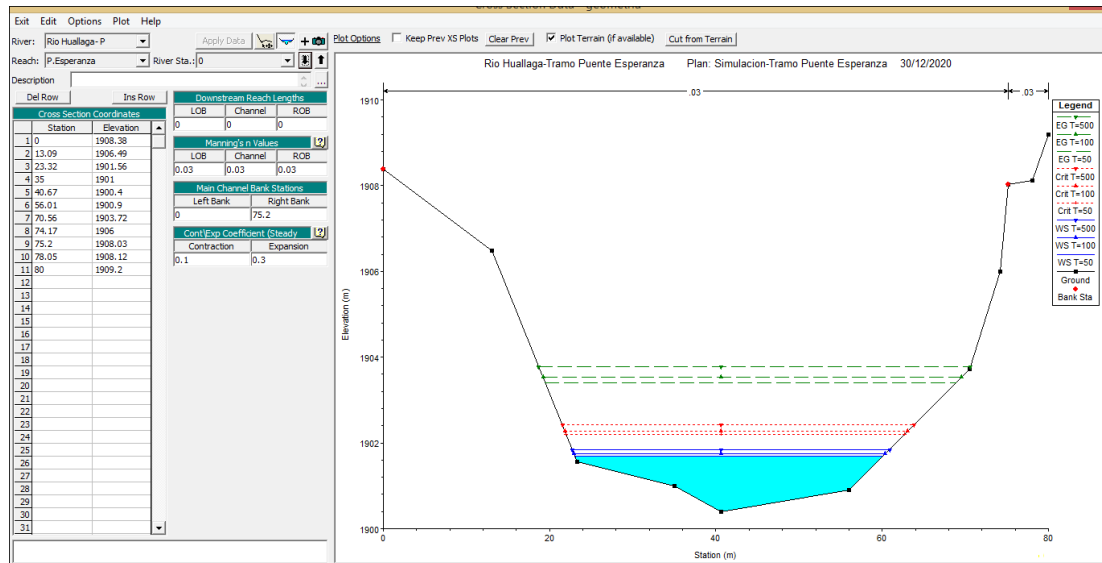
OK Cancel Help

Enter to accept data changes.

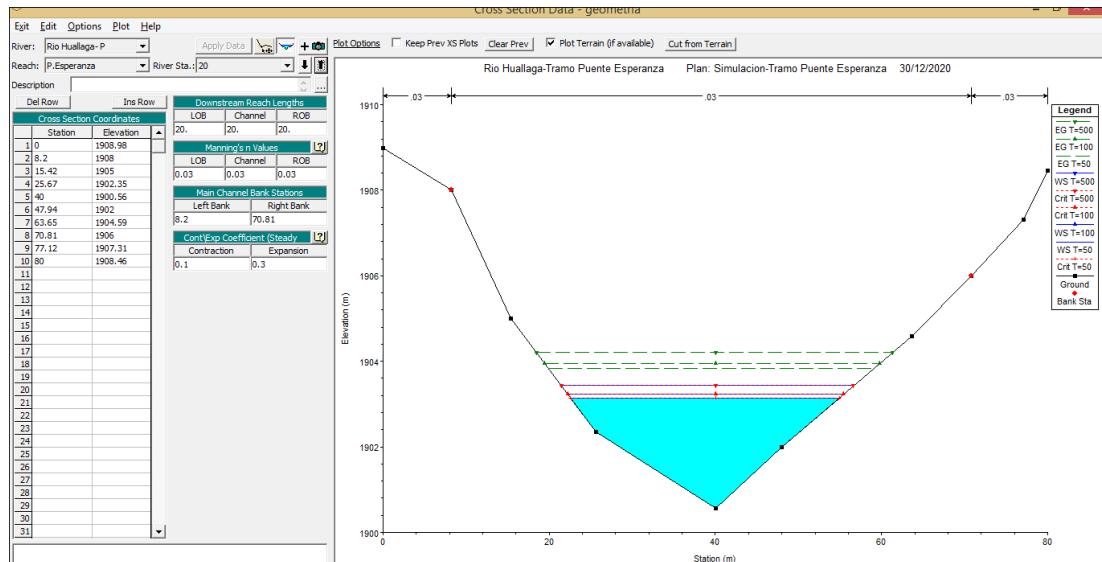
Secciones transversales

Estas secciones exhiben las variaciones en el caudal para varios intervalos de tiempo de retorno, lo que permite identificar las áreas más susceptibles a inundaciones. Presentamos imágenes que representan las secciones transversales del tramo de estudio en cada punto de referencia.

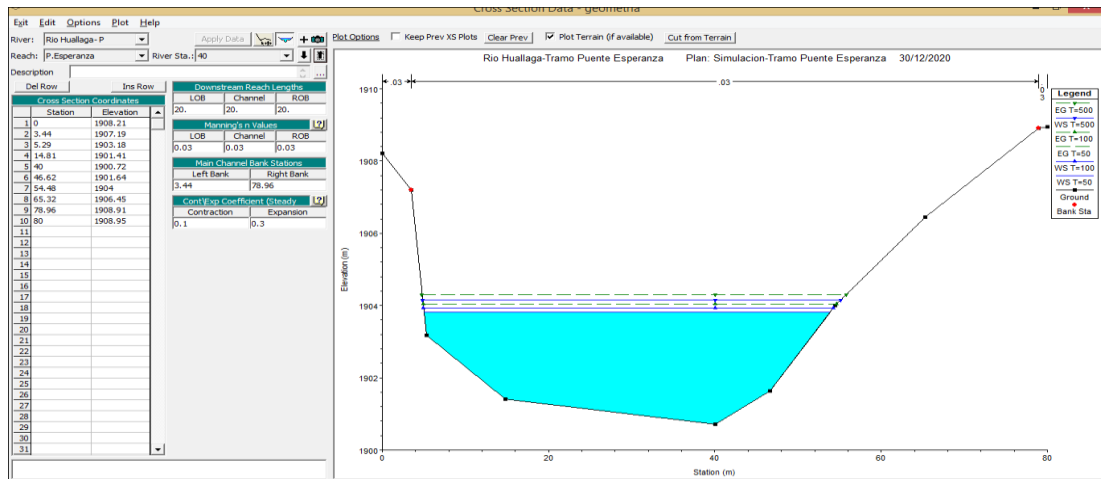
Secciones transversales Km 0+0



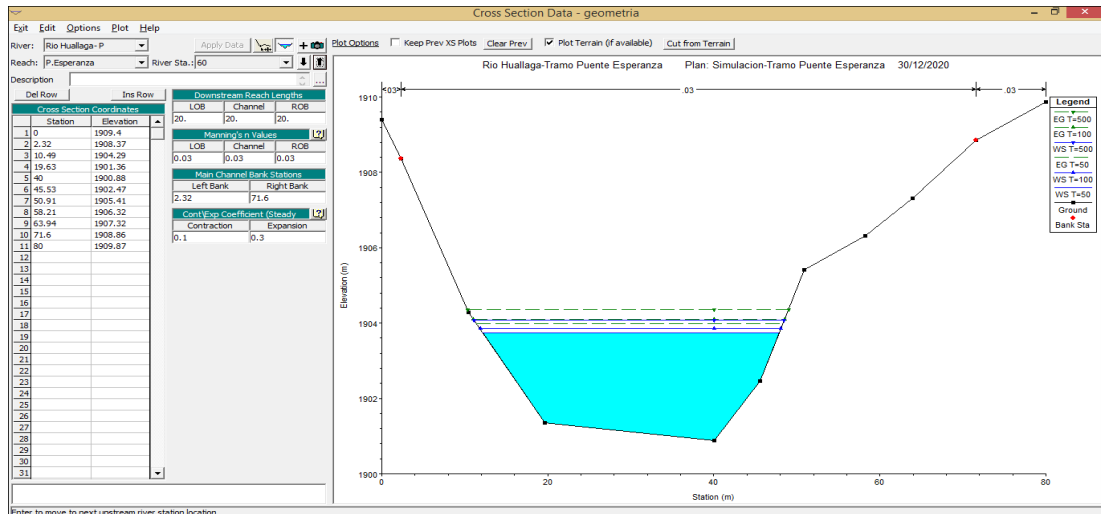
Secciones transversales Km 0+20



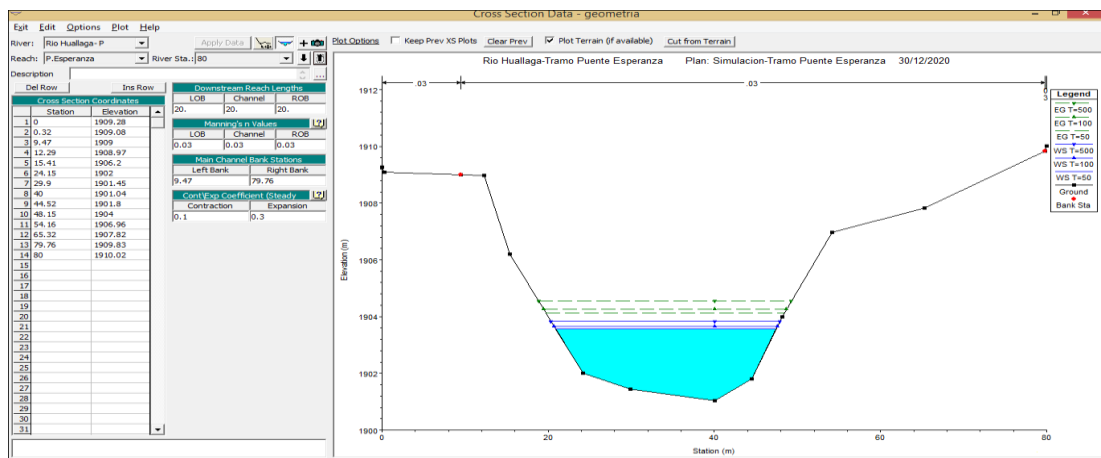
Secciones transversales Km 0+40



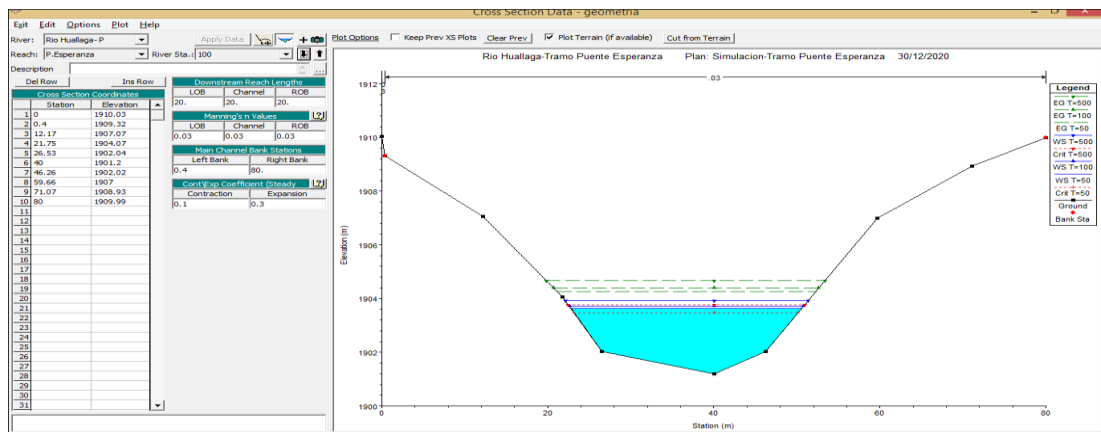
Secciones transversales Km 0+60



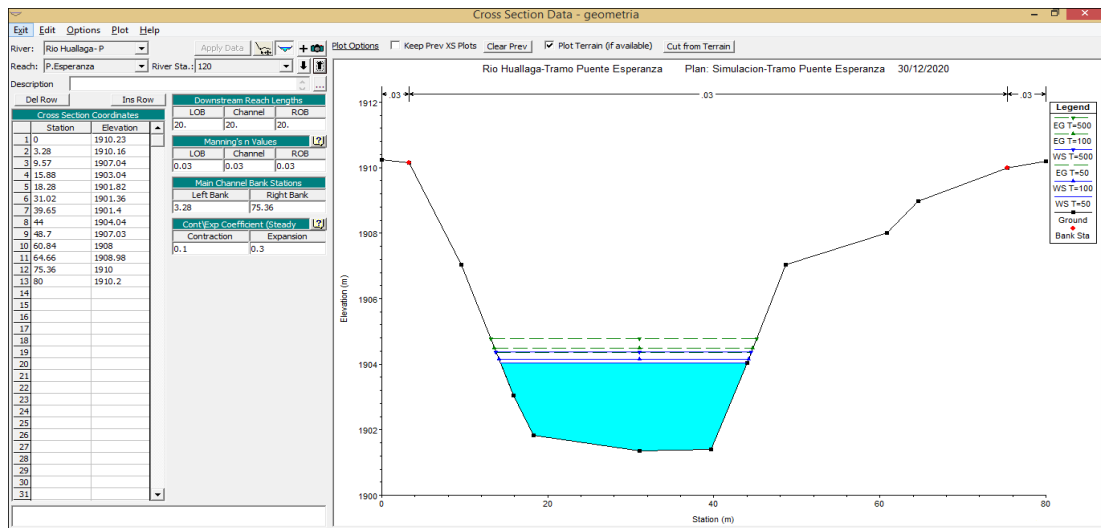
Secciones transversales Km 0+80



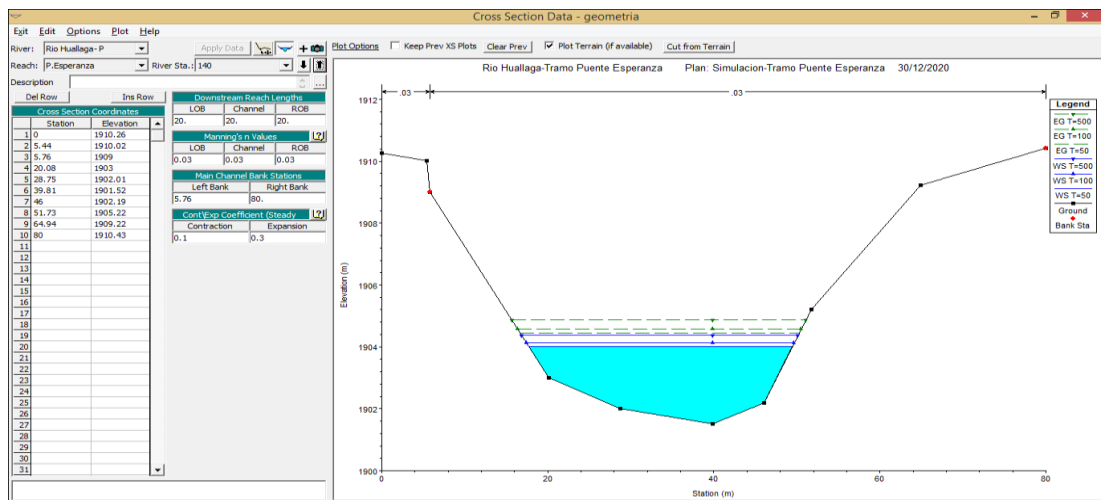
Secciones transversales Km 0+100



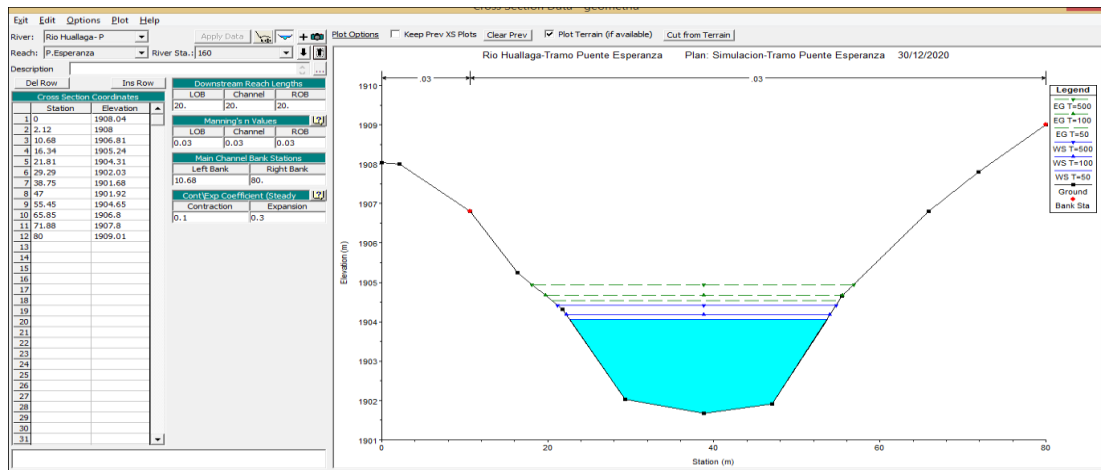
Secciones transversales Km 0+120



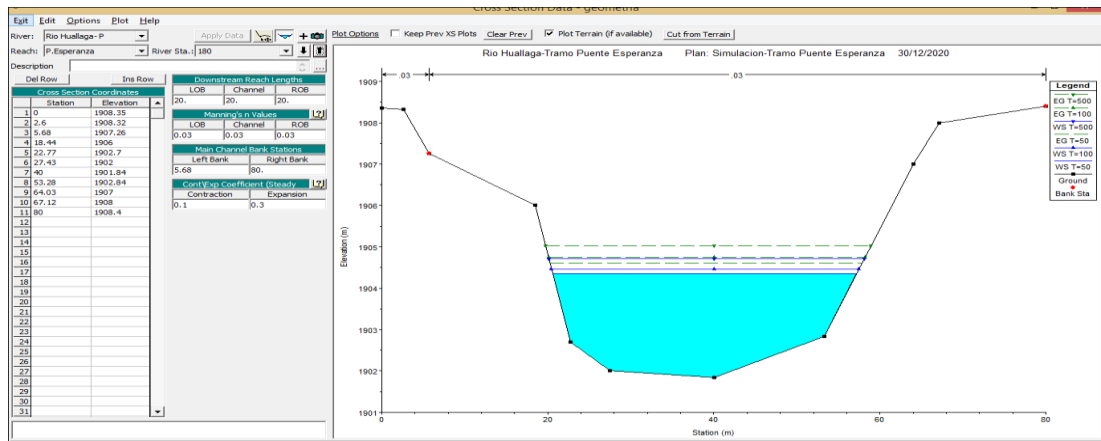
Secciones transversales Km 0+140



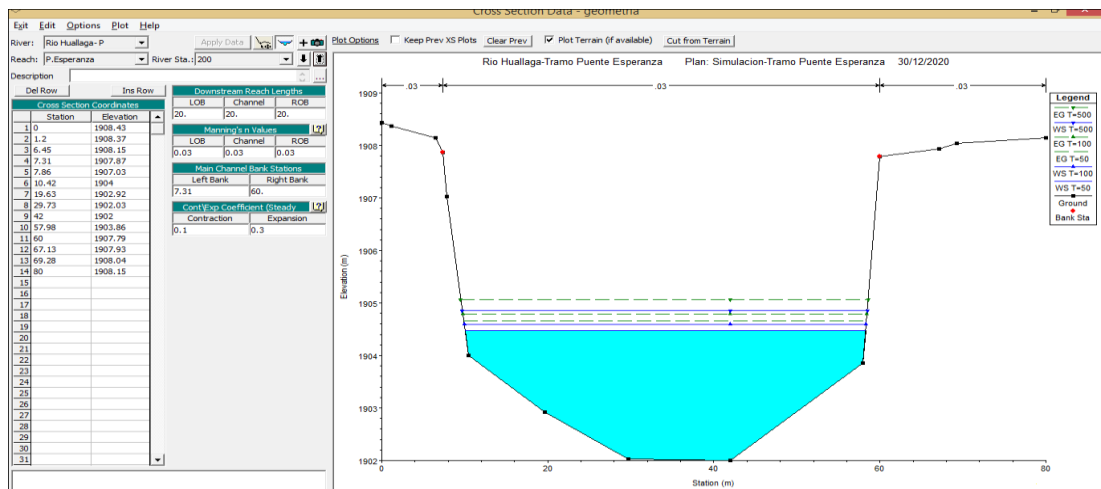
Secciones transversales Km 0+160



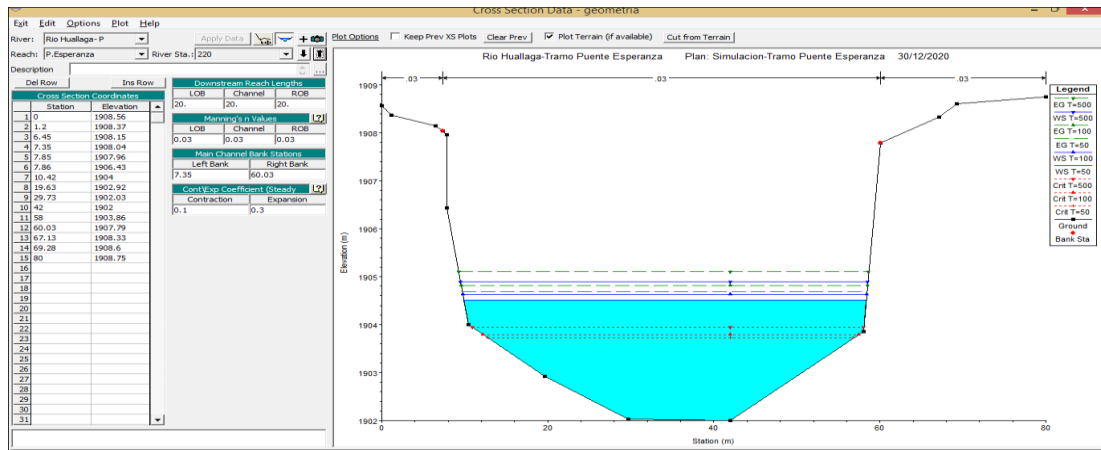
Secciones transversales Km 0+180



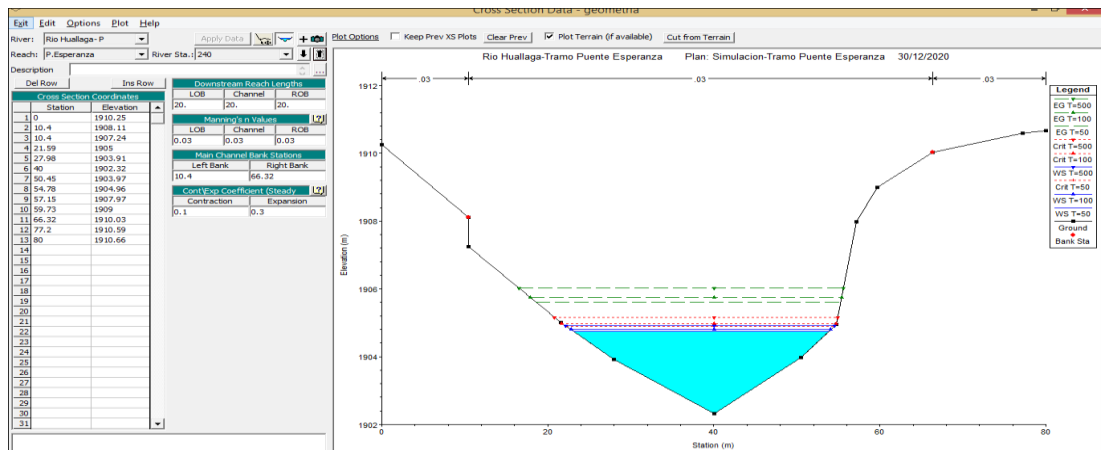
Secciones transversales Km 0+200



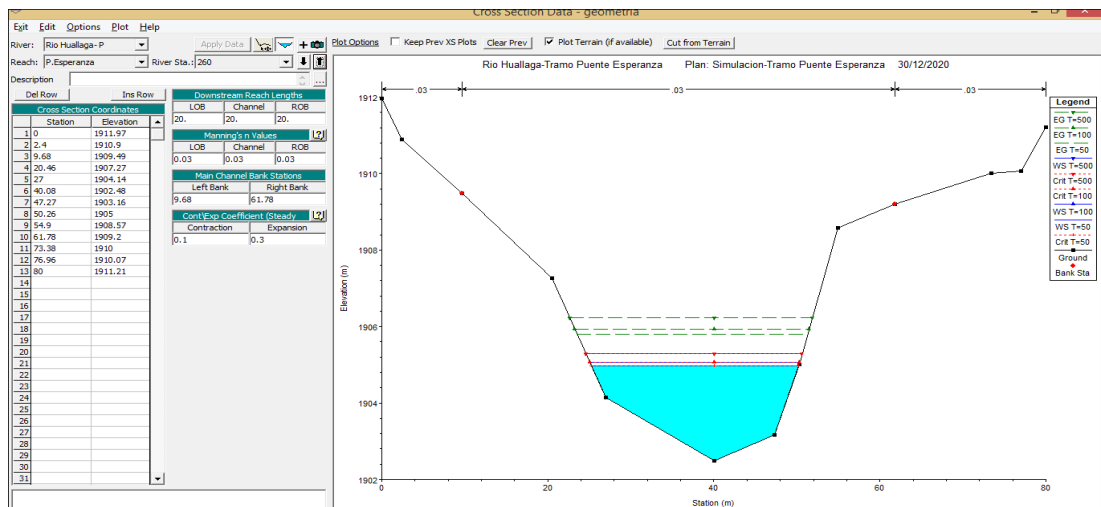
Secciones transversales Km 0+220



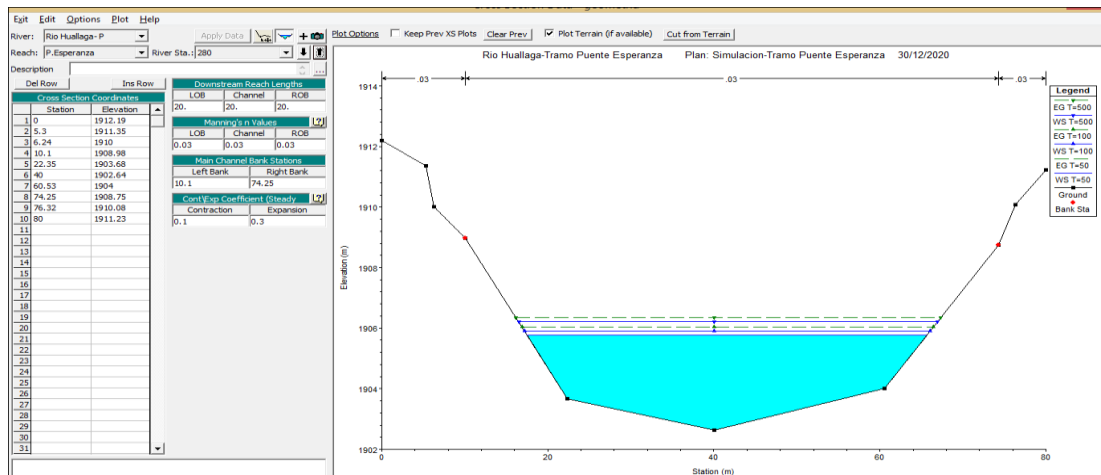
Secciones transversales Km 0+240



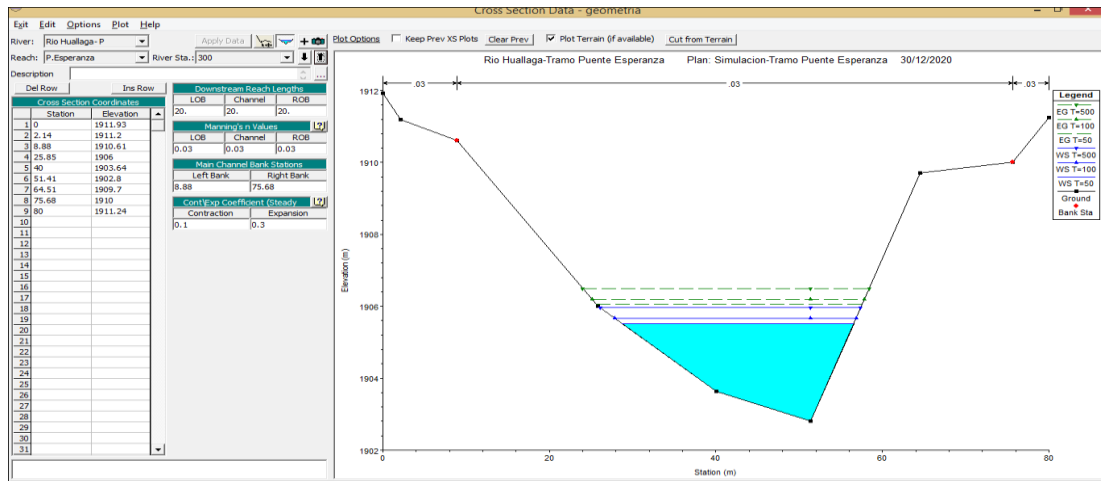
Secciones transversales Km 0+260



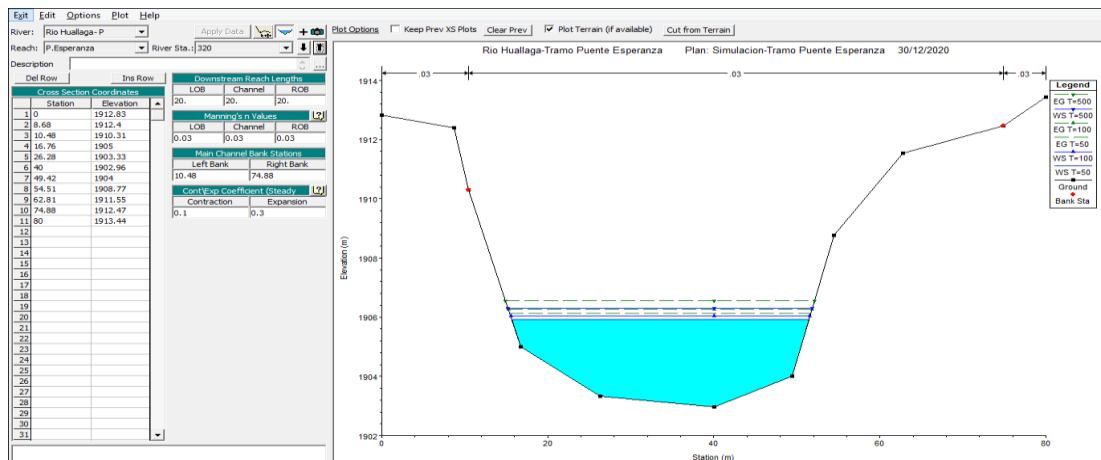
Secciones transversales Km 0+280



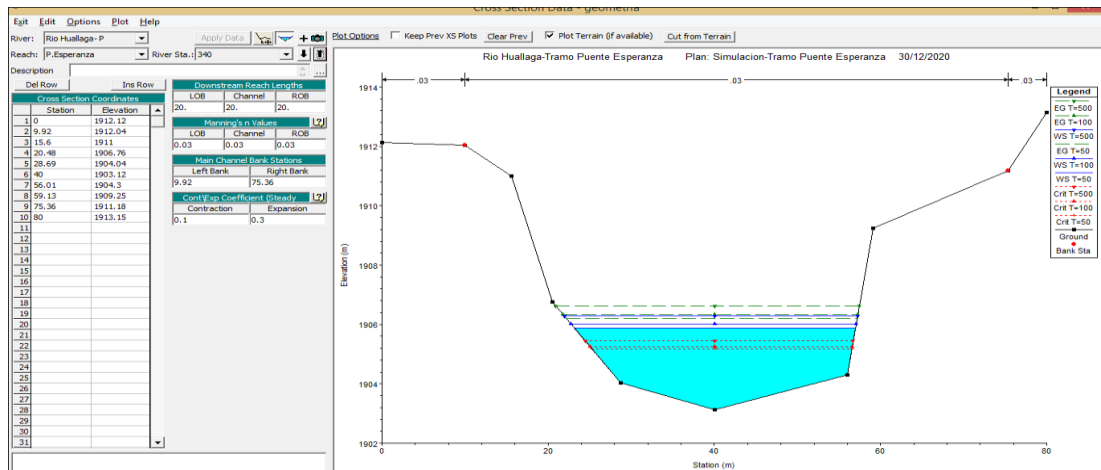
Secciones transversales Km 0+300



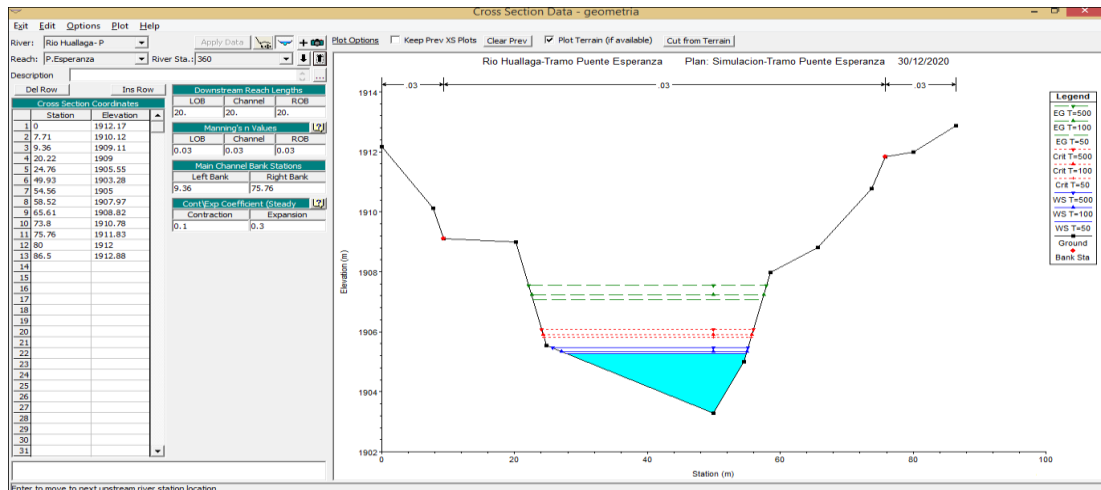
Secciones transversales Km 0+320



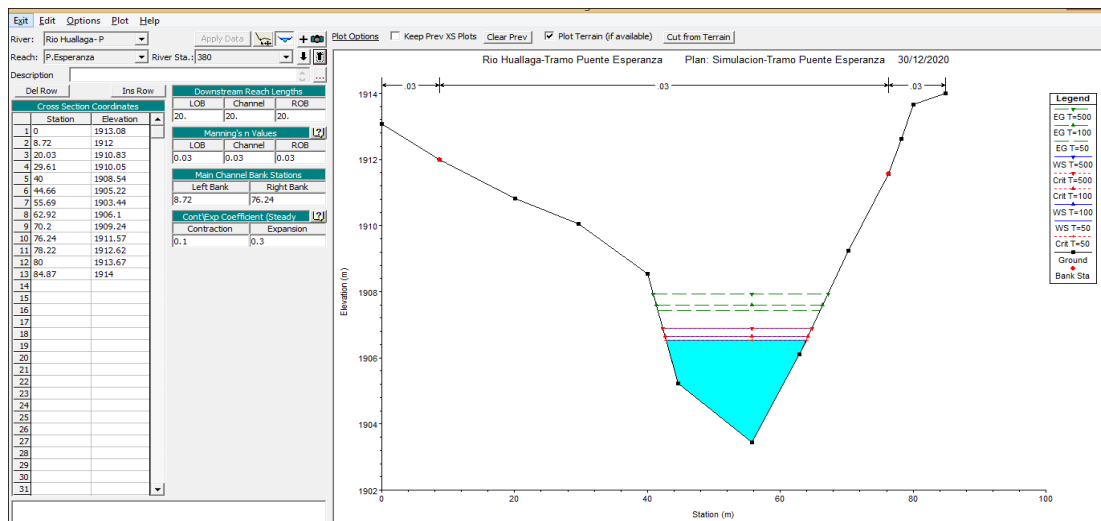
Secciones transversales Km 0+340



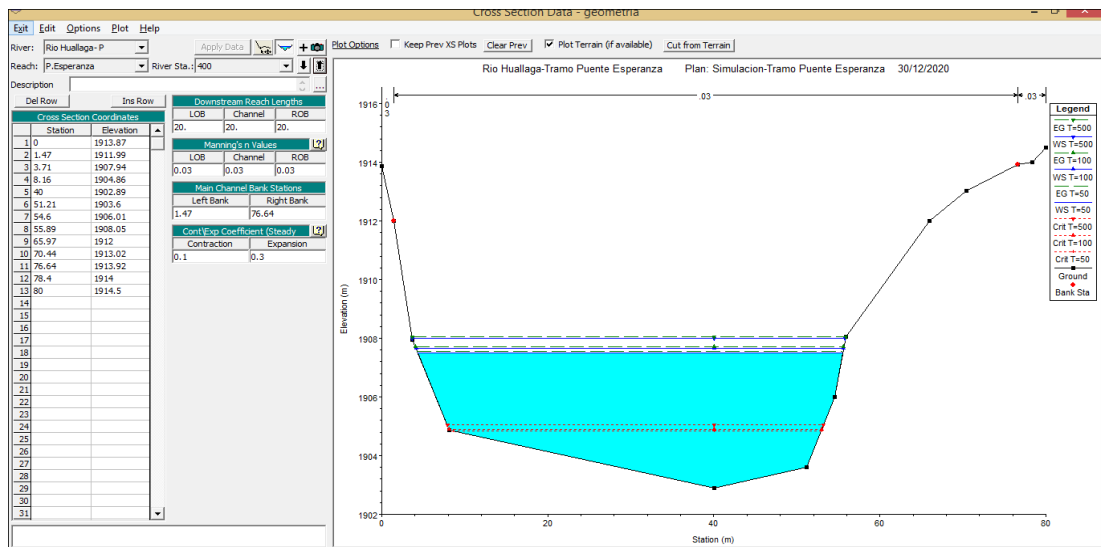
Secciones transversales Km 0+360



Secciones transversales Km 0+380

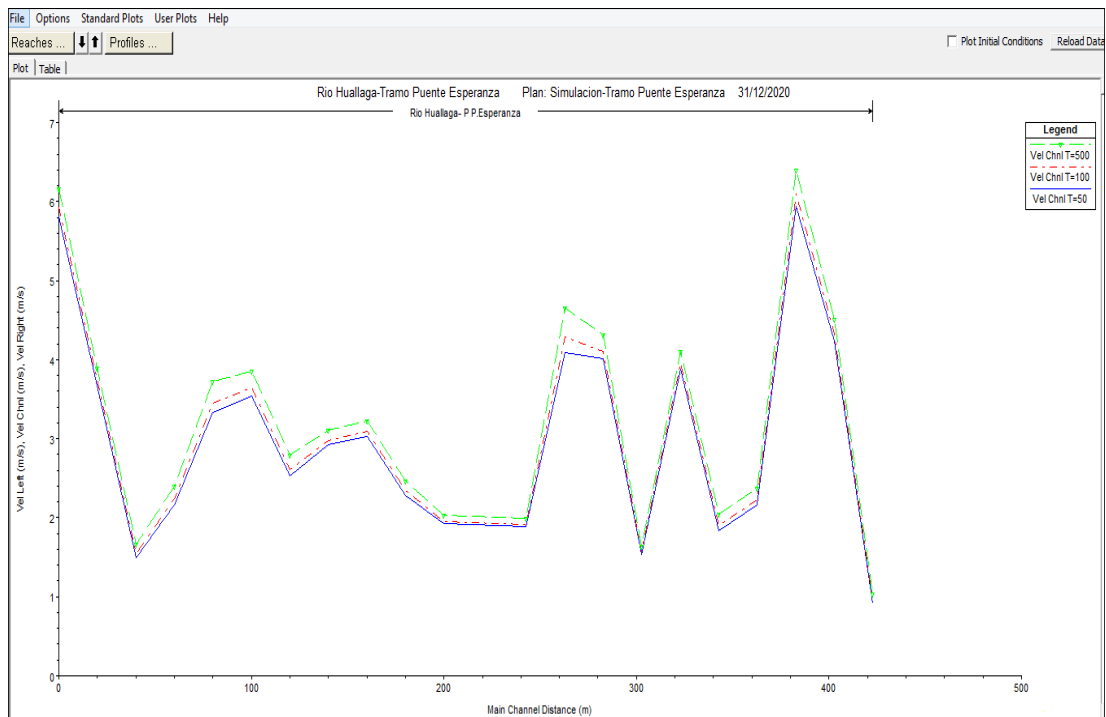


Secciones transversales Km 0+400

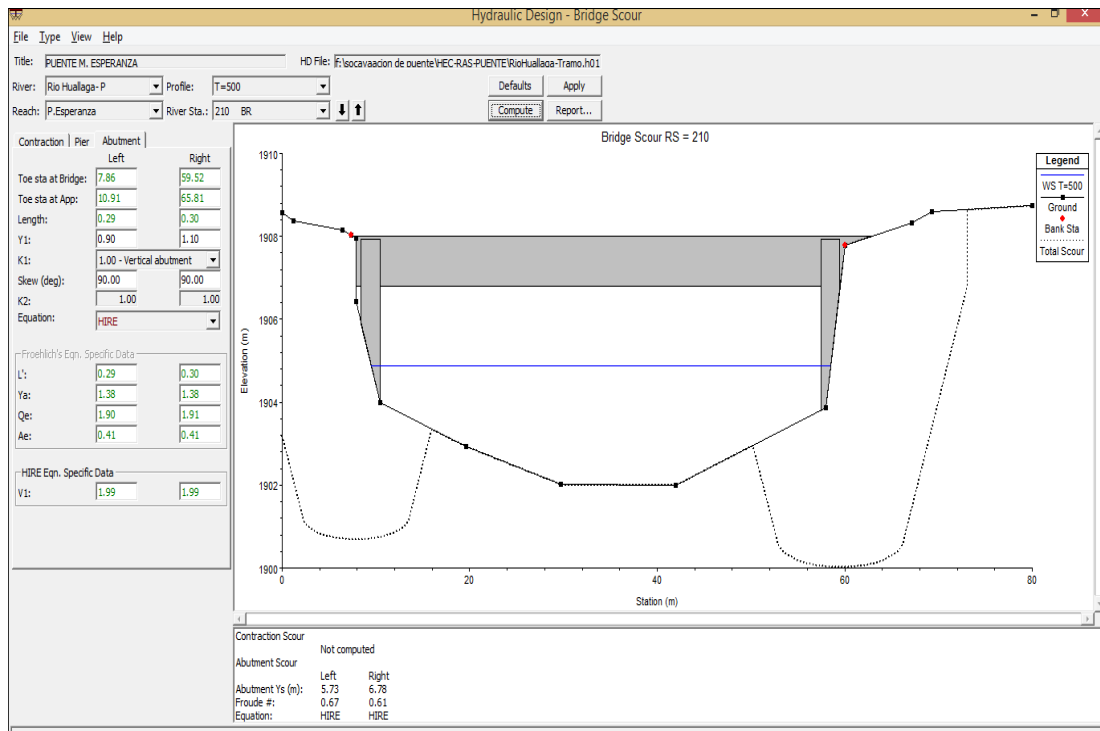


El gráfico del perfil de velocidades generado mediante el comando "Ver Gráfico de Perfil General" representa las velocidades en metros por segundo (m/s) correspondientes a distintos períodos de retorno, como se ilustra en la siguiente figura.

Velocidades para diversos periodos de retorno - Puente La Esperanza



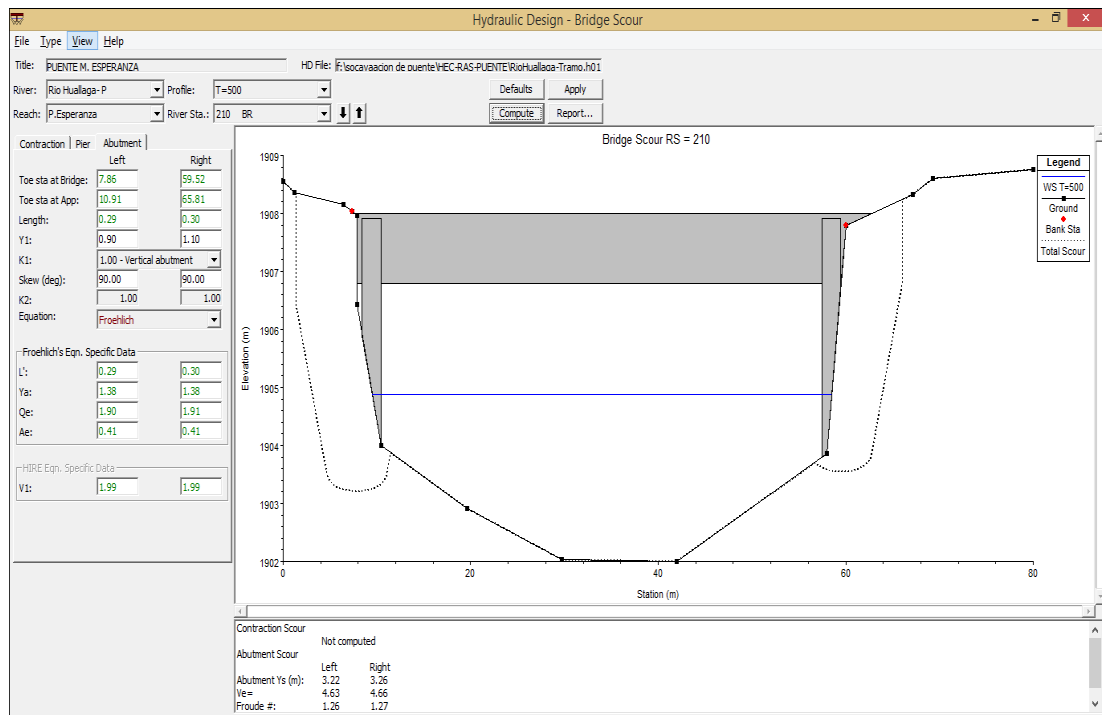
Cálculo por la ecuación de Hire para periodo retorno 500 años



Resultados de la ecuación de Hire

Hydraulic Design Data		
Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):	10.91	65.81
Abutment Length (m):	0.29	0.30
Depth at Toe (m):	0.90	1.10
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	0.29	0.30
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.38	1.38
Flow Obstructed Qe (m3/s):	1.90	1.91
Area Obstructed Ae (m2):	0.41	0.41
Results		
Scour Depth Ys (m):	5.73	6.78
Froude #:	0.67	0.61
Equation:	HIRE	HIRE

Cálculo por la ecuación de Froehlich para periodo retorno 500 años



Resultados de la ecuación de Froehlich

Hydraulic Design Data		
Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	7.86	59.52
Toe Sta at appr (m):	10.91	65.81
Abutment Length (m):	0.29	0.30
Depth at Toe (m):	0.90	1.10
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	0.29	0.30
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.38	1.38
Flow Obstructed Qe (m3/s):	1.90	1.91
Area Obstructed Ae (m2):	0.41	0.41
Results		
Scour Depth Ys (m):	3.22	3.26
Qe/Ae = Ve:	4.63	4.66
Froude #:	1.26	1.27
Equation:	Froehlich	Froehlich

ANEXO 6

CÁLCULO POR LA ECUACIÓN DE ARTAMONOV

SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS - METODO DE ARTAMONOV

La socavación local en estribos por el metodo de Artamanov esta dado por la siguiente formula:

$$H_s = K_0 \cdot K_Q \cdot K_m \cdot h_0$$

Valores de los coeficientes K₀, K_Q y K_m

θ	20°	60°	90°	120°	150°			
Kθ =	0.84	0.94	1	1.07	1.19			
Q1/Qd	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
KQ =	2	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2
m	0	0.5	1	1.5	2	3		
Km =	1	0.91	0.85	0.83	0.61	0.5		

Fuente: Reproducido de (bardales Guanilo & Concepción Bustos, 2014)

ESTRIBO IZQUIERDO

Periodo de Retorno T=50 años

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K₀: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
K_Q: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.52	
Q1: Caudal que teoricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	70.88	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	162.68	m3/s
Q1/Qd:	0.44	
K_m: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H₀: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.5	m
H_s: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	1.69	m

Periodo de Retorno T=100 años

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K₀: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
K_Q: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.52	
Q1: Caudal que teoricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	77.02	m3/s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	176.77	m3/s
Q1/Qd:	0.44	
K_m: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H₀: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.61	m
H_s: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.06	m

Periodo de Retorno T=500 años

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.52	
Q1: Caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	91.22	m ³ /s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	209.35	m ³ /s
Q1/Qd:	0.44	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.87	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.94	m

ESTRIBO DERECHO**Periodo de Retorno T=50 años**

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.74	
Q1: Caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	91.8	m ³ /s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	162.68	m ³ /s
Q1/Qd:	0.56	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.63	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.26	m

Periodo de Retorno T=100 años

θ Angulo de ataque del flujo	80°	
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo	0.96	
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd	3.74	
Q1: Caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.	99.75	m ³ /s
Qd: Caudal total que escurre por el rio	176.77	m ³ /s
Q1/Qd:	0.56	
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo	1	
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo	0.75	m
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)	2.69	m

Periodo de Retorno T=500 años

θ Angulo de ataque del flujo
K0: Coeficiente de corrección por el angulo de ataque del flujo
KQ: Coeficiente que depende de la relación Q1/Qd
Q1: Caudal que teoricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera.
Qd: Caudal total que escurre por el rio
Q1/Qd:
Km: Coeficiente que depende del talud del estribo
H0: Profundidad de lamina de agua en el sitio junto al estribo
Hs: Profundidad de socavación al pie del estribo (m)

80°	
0.96	
3.74	
118.13	m3/s
209.35	m3/s
0.56	
1	
1.01	m
3.62	m

ANEXO 7

PANEL FOTOGRÁFICO

ELEMENTO ESTRUCTURAL A ESTUDIAR



Nota. Como se puede apreciar en la imagen, se pueden ver ambos estribos de concreto los cuales serán el objetivo de investigación

ELEMENTO ESTRUCTURAL A ESTUDIAR



Nota. Como se puede apreciar en la imagen, se pueden ver ambos estribos de concreto los cuales serán el objetivo de investigación

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO, LECHO DEL RIO



Nota. Como se puede apreciar en la imagen, se realizó el levantamiento Topográfico del área a intervenir para una mayor precisión.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO - MARGEN DERECHO



Nota. Como se puede apreciar en la imagen, se realizó el levantamiento Topográfico del área a intervenir para una mayor precisión, Levantamiento del Margen Derecho del Rio.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO – MARGEN IZQUIERDO



Nota. Como se puede apreciar en la imagen, se realizó el levantamiento Topográfico del área a intervenir para una mayor precisión, Levantamiento del Margen Izquierdo del Rio.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO – MARGEN DERECHO



Nota. Como se puede apreciar en la imagen, se realizó el levantamiento Topográfico del área a intervenir para una mayor precisión, Levantamiento del Margen Derecho del Rio.

ESTRIBO IZQUIERDO DEL PUENTE MODULAR



Nota. Según las estaciones del año, las máximas avenidas llegan a entrar en contacto con los Estribos del puente, creando socavación, siendo este el objetivo de la investigación.

ESTRIBO DERECHO DEL PUENTE MODULAR



Nota. Según las estaciones del año, las máximas avenidas llegan a entrar en contacto con los Estribos del puente, creando socavación, siendo este el objetivo de la investigación.

ESTRIBO IZQUIERDO DEL PUENTE MODULAR



Nota. Puente La esperanza, Estribo Izquierdo.

ESTRIBO DERECHO DEL PUENTE MODULAR



Nota. Puente La esperanza, Estribo Derecho.