



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**DETERMINACION DE CAUDALES MÁXIMOS PARA  
DISEÑO DE PUENTE MARKIÑA EN LA CUENCA  
CALLACCAME**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**Bach. GUSTAVO BECKER PAYE QUIÑONEZ**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO AGRÍCOLA**

**PUNO – PERÚ**

**2024**



Reporte de similitud

NOMBRE DEL TRABAJO

**DETERMINACION DE CAUDALES MÁXIMOS PARA DISEÑO DE PUENTE MARKIÑA EN LA CUENCA CALLACCAME**

AUTOR

**GUSTAVO BECKER PAYE QUIÑONEZ**

RECuento DE PALABRAS

**25583 Words**

RECuento DE CARACTERES

**110347 Characters**

RECuento DE PÁGINAS

**108 Pages**

TAMAÑO DEL ARCHIVO

**7.5MB**

FECHA DE ENTREGA

**Jan 25, 2024 11:02 AM GMT-5**

FECHA DEL INFORME

**Jan 25, 2024 11:04 AM GMT-5**

● **17% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base c

- 16% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 8% Base de datos de trabajos entregados
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossr

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)

  
Dr. EDILBERTO HUALQUI RAMOS  
Director de Escuela Profesional de  
Ingeniería Agrícola

  
  
Dr. EDILBERTO VELARDE COAQUIRA  
Director Unidad de Investigación  
Facultad de Ingeniería Agrícola - UNA - Puno

Resumen



## DEDICATORIA

### *A Dios*

*Por acompañarme en todos los días de mi vida, guiar y brindarme energía cuando lo necesitaba, además de su infinito amor.*

### *A mis padres*

*A mis queridos padres Edwin Paye Campo y Eulalia Quiñonez Acero por ser pilares fundamentales en mi vida, por haberme apoyado en momentos buenos y malos, por haber depositado la entera confianza en mí.*

***Gustavo Becker Paye Quiñonez***



## AGRADECIMIENTOS

A Dios por acompañarme el día a día y al Apóstol Santiaguito de Kotapatha por brindarme fuerzas para seguir adelante con mi proyecto de tesis.

A la Universidad Nacional del Altiplano – Puno mi alma mater, a mi Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, Facultad de Ingeniería Agrícola, a mis docentes por la formación profesional recibida.

También agradecer a la familia que siempre me apoyo, siempre les estaré muy agradecido.

Al jurado evaluador y asesor por sus sugerencias y revisión del informe final de la presente tesis.

*Gustavo Becker Paye Quiñonez*



# ÍNDICE GENERAL

	Pág.
<b>DEDICATORIA</b>	
<b>AGRADECIMIENTOS</b>	
<b>ÍNDICE GENERAL</b>	
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	
<b>ACRÓNIMOS</b>	
<b>RESUMEN .....</b>	<b>12</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>13</b>
<b>CAPÍTULO I</b>	
<b>INTRODUCCIÓN</b>	
<b>1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>15</b>
1.1.1. Problema general.....	16
1.1.2. Problemas específicos .....	16
<b>1.2. HIPÓTESIS .....</b>	<b>17</b>
1.2.1. Hipótesis general .....	17
1.2.2. Hipótesis específicas .....	17
<b>1.3. JUSTIFICACIÓN .....</b>	<b>17</b>
<b>1.4. OBJETIVOS.....</b>	<b>19</b>
1.4.1. Objetivo general .....	19
1.4.2. Objetivos específicos.....	19
<b>CAPÍTULO II</b>	
<b>REVISIÓN DE LITERATURA</b>	
<b>2.1. ANTECEDENTE DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>20</b>



2.1.1. Antecedentes internacionales .....	20
<b>2.2. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>28</b>
2.2.1. Ciclo hidrológico.....	28
2.2.2. Características geomorfológicas e hidrología en una cuenca.....	29
2.2.3. Máximas avenidas .....	32
2.2.4. Precipitación máxima 24 horas .....	33
2.2.5. Métodos de estimación de máximas avenidas.....	33
2.2.5.1. Método del número de curva (CN) .....	33
2.2.5.2. Hidrograma .....	34
2.2.5.3. Hidrograma sintético unitario triangular.....	35
2.2.6. Tiempo de concentración .....	35
2.2.7. Periodo de retorno .....	36
2.2.8. Precipitación media .....	36
2.2.9. Análisis consistencia de precipitación máxima en 24 horas .....	37
2.2.10. Pruebas de bondad de ajuste.....	38
2.2.10.1. Prueba de ajuste estadístico Kolgomorov Smirnov .....	38
2.2.10.2. Prueba de ajuste estadístico Chi-cuadrado.....	38
2.2.11. Métodos de distribución de máximas avenidas.....	38
2.2.12. Modelación hidrológica.....	40
2.2.13. Software HEC-HMS .....	40
2.2.14. Modelos hidráulicos .....	42
2.2.14.1. Sistema De modelamiento hidráulico HEC-RAS .....	42
2.2.14.2. Socavación .....	42

### CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS



<b>3.1. ZONA DE ESTUDIO .....</b>	<b>46</b>
3.1.1. Vías de comunicación y accesibilidad .....	47
<b>3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>48</b>
<b>3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.....</b>	<b>48</b>
3.3.1. Técnicas.....	48
3.3.2. Instrumentos .....	50
<b>3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA .....</b>	<b>51</b>
3.4.1. Población.....	51
3.4.2. Muestra 51	
<b>3.5. PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO.....</b>	<b>51</b>

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

<b>4.1. ANÁLISIS MORFOMÉTRICO .....</b>	<b>55</b>
4.1.1. Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes .....	56
4.1.2. Perfil longitudinal.....	58
<b>4.2. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA CUENCA DEL RIO DEL PUENTE MARKIÑA .....</b>	<b>59</b>
4.2.1. Selección de estaciones de influencia .....	59
4.2.2. Datos de precipitación máxima con las estaciones de influencia (SENAMHI) .....	59
4.2.3. Análisis estadístico de la información.....	61
4.2.4. Determinación de numero de curva (CN) .....	62
4.2.5. Pruebas de bondad de ajuste.....	63
4.2.5.1. Smirnov kolmogorov .....	64
4.2.5.2. Chi cuadrado .....	66



4.2.5.3. Método Probabilístico que se ajustan.....	69
4.2.6. Polígono de Thiessen .....	69
<b>4.3. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO CON EL SOFTWARE HEC-HMS</b> .....	<b>71</b>
4.3.1. Introducción de datos al software HEC-HMS.....	71
4.3.2. Caudales máximos con HEC-HMS.....	72
<b>4.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS ...</b>	<b>74</b>
4.4.1. Determinación del ancho estable.....	75
4.4.2. Resultados del modelamiento HEC- RAS .....	75
4.4.3. Determinación de la socavación.....	77
4.4.4. Principales parámetros hidráulicos para el puente Markiña.....	79
<b>4.5. DISCUSIÓN .....</b>	<b>80</b>
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>82</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>84</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>85</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>89</b>

**Área:** Ingeniería y Tecnología

**Línea:** Recursos hídricos

**FECHA DE SUSTENTACIÓN:** 31 de enero de 2024





## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1	Relación entre la densidad de drenaje con las características del suelo..... 32
Tabla 2	Accesibilidad al área de influencia y estudio ..... 47
Tabla 3	Análisis morfométrico del sector hidrológico..... 55
Tabla 4	Cuadro de áreas entre curvas de nivel..... 57
Tabla 5	Precipitaciones máximas de 24 horas ..... 60
Tabla 7	Distribución Probabilística para la estación de Desaguadero ..... 64
Tabla 8	Distribución Probabilística para la estación de Juli ..... 64
Tabla 9	Distribución Probabilística para la estación de Mazo Cruz ..... 65
Tabla 10	Distribución Probabilística para la estación de Pizacoma ..... 65
Tabla 11	Distribución Probabilística para la estación de Yunguyo ..... 66
Tabla 12	Distribución Probabilística para la estación de Desaguadero ..... 66
Tabla 13	Distribución Probabilística para la estación de Juli ..... 67
Tabla 14	Distribución Probabilística para la estación de Mazo Cruz ..... 67
Tabla 15	Distribución Probabilística para la estación de Pizacoma ..... 68
Tabla 16	Distribución Probabilística para la estación de Yunguyo ..... 68
Tabla 17	Distribución Probabilística para la Cuenca Markiña ..... 69
Tabla 18	Precipitaciones máximas de 24 horas por Periodos de Retorno ..... 70
Tabla 18	Datos para el software HEC-HMS..... 72
Tabla 20	Resumen de ancho estable ..... 75
Tabla 21	Resumen de socavación ..... 78
Tabla 22	Resumen de datos para el diseño del puente Markiña ..... 80



## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1	Ciclo hidrológico ..... 28
Figura 2	Delimitación de una Cuenca ..... 29
Figura 3	Orden de las corrientes de una Cuenca Hidrográfica..... 31
Figura 4	Ubicación de la zona en estudio..... 46
Figura 5	Ubicación satelital del proyecto..... 47
Figura 6	Metodología del estudio..... 52
Figura 7	Curva hipsométrica de la Cuenca del Rio Markiña. .... 56
Figura 8	Frecuencia de altitudes de la Cuenca del Rio Markiña..... 58
Figura 9	Perfil longitudinal de rio principal de la Cuenca del Rio Markiña. .... 58
Figura 10	Análisis de Consistencia de las cinco Estaciones Diagrama de doble masa de precipitación total mensual ..... 62
Figura 11	Curva Numero de la Cuenca Markiña..... 63
Figura 12	Mapa de Precipitaciones máximas de 24 horas por TR..... 71
Figura 13	Caudales máximos de la Cuenca Markiña para un PR de 100 años ..... 72
Figura 14	Cuenca Markiña en HEC -HMS ..... 73
Figura 15	Caudal máximo para TR = 100 años..... 73
Figura 16	Caudal máximo para TR = 100 años..... 74
Figura 17	Simulación para TR = 100 años..... 76
Figura 18	Simulación para TR = 100 años..... 76
Figura 19	Simulación para TR = 100 años..... 77
Figura 20	Cauce del Rio Callaccame ..... 78
Figura 21	Cauce del Rio Callaccame ..... 79



## ACRÓNIMOS

**ANA** : Autoridad Nacional del Agua.

**ALA** : Administración local de agua.

**ARCGIS** : Sistema de información geográfico

**CENEPRED** : Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres

**CN** : Numero de curva

**Cp** : Coeficiente adimensional

**DGIAR** : Dirección General de Infraestructura Agraria y Riego.

**DEM** : Modelo de elevación digital

**MINAM** : Ministerio del Ambiente

**MIDAGRI** : Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego

**SENAMHI** : Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

**UTM** : Unidad de medida

**IDF** : Frecuencia de Intensidad

**SCS** : Servicio de conservación de suelos

**HEC-HMS** : Sistema de Modelado Hidrológico

**HEC-RAS** : Hydrological Engineering Center – River Analysis System



## RESUMEN

El presente trabajo de investigación toma referencia en que el caudal máximo que se registra durante las épocas de avenida, generan riesgos de inundaciones, socavación local, overtopping, motivo por el cual el análisis hidrológico e hidráulico es muy importante, con fines de diseño de proyectos hidráulicas y en materias de prevención de la gestión de riesgos. A esa razón el objetivo es realizar la modelación hidrológica e hidráulica para plantear el buen diseño técnico del puente Markiña y determinar el caudal de máxima avenida para periodos de retorno de 50, 100 y 500. A esa razón mediante el uso de sistemas de información geográfica (SIG) se delimitó la cuenca en el punto del puente proyectado, con ello se calculó sus parámetros necesarios de la cuenca, siguientemente se evaluaron las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones disponibles más representativas en la cuenca Callaccame, analizando la consistencia, prueba de bondad y ajuste comparando los métodos Kolmogorov y Chi cuadrado para conjeturar la función de distribución que más se ajustó, ello nos permitió definir la precipitación máxima en el periodo de retorno de 50, 100 y 500 años. Posteriormente se aplicó un modelo hidrológico semidistribuido en el software HEC-HMS mediante un proceso sistematizado de precipitación-escorrentía se determinó los caudales de máximas avenidas, con los caudales obtenidos se seleccionó el tiempo de retorno de 100 años el cual es de 163.5 m<sup>3</sup>/s con el cual se procedió a calcular los parámetros hidráulicos con el software HEC-RAS, conociendo los escenarios de caudales máximos servirán de línea de base y ayudará a diseñar óptimamente las proyectos de infraestructura hidráulica.

**Palabras clave:** Caudal de diseño; máximas avenidas; modelación hidrológica; obras viales.



## ABSTRACT

The research work takes reference to the fact that the maximum flow that is recorded during flood times generates risks of flooding, local scour, overtopping, which is why hydrological and hydraulic analysis is very important for project design purposes. hydraulics and in matters of prevention and risk management. For this reason, the objective is to carry out hydrological and hydraulic modeling to propose the good technical design of the Markiña bridge and determine the maximum flood flow for return periods of 50, 100 and 500. For this reason, through the use of geographic information systems (GIS) the basin was delimited at the point of the projected bridge, with this the necessary parameters of the basin were calculated, then the maximum rainfall in 24 hours of the most representative available stations in the Callaccame basin was evaluated, analyzing the consistency, test of goodness and fit by comparing the Kolmogorov and Chi square methods to conjecture the distribution function that best fitted, this allowed us to define the maximum precipitation in the return period of 50, 100 and 500 years. Subsequently, a semi-distributed hydrological model was applied in the HEC-HMS software through a systematized precipitation-runoff process, the flows of maximum floods were determined, with the flows obtained, the return time of 100 years was selected, which is  $163.5 \text{ m}^3/\text{s}$  with which the hydraulic parameters were calculated with the HEC-RAS software, knowing the maximum flow scenarios will serve as a baseline and will help to optimally design the hydraulic infrastructure projects.

**Keywords:** Design flow, maximum avenues, hydrological modeling, roadworks.



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

Según la Organización Meteorológica Mundial (OMM), la presencia de fenómenos meteorológicos extremos en todo el mundo se ha incrementado en los últimos años. El cambio climático inducido por el hombre ha causado una serie de fenómenos meteorológicos extremos registrados entre 2011 y 2015. El fenómeno de El Niño también se observa en Perú que ha provocado intensas lluvias e inundaciones el cual se refleja en impactos económicos y sociales negativos.

Bento et al., (2020), señala que uno de los problemas más importantes de los puentes sobre cursos de agua es la socavación alrededor de sus cimientos, a menudo asociada con flujos de alta velocidad. La socavación puede causar daños costosos, comprometiendo la seguridad, restricciones de servicio para los usuarios del puente y, en determinadas circunstancias, hasta el colapso estructural. Se ha señalado que la eliminación del material del lecho en las proximidades de los cimientos de los puentes es la causa de numerosos colapsos de puentes en todo el mundo. Durante un período de 30 años, más de 1.000 puentes se han derrumbado en los Estados Unidos, el 60% de los cuales como resultado de la socavación en los cimientos del puente.

Díaz (2019) afirma que, actualmente, muchos puentes en la zona interior se están derrumbando debido a las fuertes crecidas de los ríos. Esto se debe a menudo a estudios hidrológicos deficientes o faltantes. El Perú está constantemente azotado por fuertes lluvias, que aumentan considerablemente el caudal de los ríos, superando muchas veces la capacidad de diseño de los puentes. Los puentes son estructuras básicas para cruzar caminos a través de ríos y contribuyen al desarrollo de la economía y la sociedad local.



Un puente es una estructura costosa e importante que le permite conectar secciones de una carretera separadas por un río. Según el Centro Nacional de Atención a Emergencias (COEN), lluvias, deslizamientos e inundaciones han provocado el colapso de 195 puentes desde diciembre de 2016, de los cuales 319 resultaron afectados. Los principales problemas de los puentes son por razones hidráulicas, no estructurales.

### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Díaz (2019) afirma que, el Perú experimenta fuertes lluvias cada año, que aumentan en gran medida el caudal de los ríos, a menudo superando la capacidad de agua de los puentes. Esto se debe principalmente a un mal cálculo del caudal de máxima avenida. Actualmente existen varios métodos para la determinación de máximas avenidas, pero no se especifica para que condición puede ser utilizada.

Desde tiempos inmemoriales hasta el presente, el 77% de los desastres e impactos sobre la población mundial están relacionados con eventos hidrometeorológicos. Debido a la abundancia de agua, las inundaciones son uno de los mayores desastres naturales para el desarrollo sostenible y uno de los eventos más documentados. (Global)

Terry (2019) manifiesta que, actualmente se observa que en el país está siendo afectado por fuertes precipitaciones, que conduce a un incremento considerable en el caudal de ríos y quebradas. En el año 2017 se identificó numerosos puentes en el país, en los cuales se sobrepasó la capacidad del diseño afectando así varias estructuras de este tipo. (Nacional).

En la provincia Chucuito en el año 2012, se registró fuertes lluvias con ello se produjo el desborde del Río Callaccame, afectando a un promedio de 1600 personas, 4000 animales, dejando viviendas inhabitables, asimismo hubo desbordamientos en un puente aledaño (Local)



En el área de estudio a 1 km aproximadamente de distancia del punto de interés se encuentra el C.P. Challacollo donde se puede apreciar infraestructuras de edificaciones rurales, hidráulicas y viales.

Detallando lo anterior, en el área de estudio los pobladores, urgen de un puente donde se hará la modelización hidrológica, esto se remonta a tiempos de los años 70, donde era la única ruta que conectaba al C.P. con los distritos aledaños, a medida que paso el tiempo solo se puede observar transversal al rio Callacame que se hizo enrocado para poder transitar la población, pero que, en épocas de máximas avenidas, estas colapsan.

Por otra parte, en la infraestructura (enrocado), que se encuentra no es segura, ya que a medida que pasa sufre asentamiento, esta información recogida por uno de los pobladores notables del C.P. Challacollo.

#### **1.1.1. Problema general**

- ¿Cómo calcular el caudal de máxima avenida con el software HEC-HMS para diseño del puente Markiña en la cuenca de Callacame?

#### **1.1.2. Problemas específicos**

- ¿Cómo realizar el cálculo de los parámetros geomorfológica de la Cuenca del Puente Markiña y ayuda al análisis de consistencia de las series de precipitaciones máximas el software Hidrognomon?
- ¿Cómo realizar el cálculo del caudal de máxima avenida para periodos de retorno?
- ¿Cómo calcular los parámetros hidráulicos con el software HEC-RAS?





## **1.2. HIPÓTESIS**

### **1.2.1. Hipótesis general**

- La estimación de caudales máximo con el software HEC-HMS y HEC-RAS permitirá proponer un diseño óptimo del puente Markiña en la cuenca de Callacame.

### **1.2.2. Hipótesis específicas**

- Mediante la caracterización geomorfológica de la cuenca, se logrará conocer las características físicas de la cuenca asimismo se con el análisis de consistencia de las series de precipitaciones máximas el software Hidrognomonos dará confiabilidad.
- Con el modelamiento con el software HEC-HMS se obtendrá el caudal de máxima avenida para periodos de retorno.
- Mediante el modelamiento con el software HEC-RAS se obtendrá parámetros hidráulicos de la cuenca en el puente Markiña.

## **1.3. JUSTIFICACIÓN**

Durante el incremento del caudal máximo que se registra en forma inusual por eventos extremos, superando los valores medios normales, los cuales desencadena en aumento de caudal, desborde de ríos, mal diseño de estructuras hidráulicas y demás. La predicción del alcance de las inundaciones en el diseño de ingeniería hidráulica siempre ha sido controvertida debido a su dificultad. Las condiciones causadas por fuertes lluvias requieren una respuesta proactiva por parte de las autoridades y los residentes frente a inundaciones inminentes para evitar o mitigar los peligros presentes en estos lugares. Por



ello, es muy importante conocer y evaluar las zonas de peligro que pueden verse afectadas por futuros incrementos de escorrentía por precipitaciones.

Los modelos hidrológicos e hidráulicos debidamente aplicados y validados son una fuente confiable de información para determinar escenarios que pueden ser inducidos por el aumento de los caudales de los ríos. El modelo hidrológico de la cuenca del río Callacame de esta investigación nos permitirá conocer el comportamiento que tendrá el cauce cuando se produzcan precipitaciones muy intensas y conociendo los escenarios de caudales máximos, ayuda a diseñar óptimamente las obras viales e hidráulicas que tiene una relación directa con el tiempo de vida de dicha infraestructura Williams y Singh (1995); Srinivasan et al. (1998). Por consiguiente, se tendrá un impacto positivo en la gestión de proyectos viales e hidráulicos que se puedan diseñar y posteriormente ejecutar en el puente Markiña ubicada en la cuenca de Callacame.

Con el presente estudio de investigación se pretende comparar las metodologías y resultados utilizadas en la actualidad para modelos hidrológicos a fin de determinar el método más técnico para evaluación el caudal máximo de avenida para un periodo de retorno de 100 años.

Es necesario la presente investigación que se plantea porque en la zona de estudio ocurre desbordamiento provocando inundaciones afectado áreas de cultivos, sube el caudal del río provocando intransitabilidad del puente Markiña que conecta las comunidades de Challacollo y Tankatanka, para ello se requiere un estudio de máximas avenidas para el diseño de puente Markiña que es indispensable para esta zona, con el cálculo de máximas avenidas se garantiza que no ocurra desborde del río del puente Markiña y ello beneficiara a las comunidades afectas.



Este aporte de tesis servirá de guía para futuros proyectos y/o estudios de infraestructura hidráulica tales como puentes, defensas ribereñas, riego entre otros a realizarse en la cuenca del río Callacame y cuencas de similares características en cuanto a morfología, topografía, tipo de suelo, cobertura vegetal y altitud.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo general**

- Calcular los caudales máximos con el software HEC-HMS para diseño del puente Markiña en la cuenca de Callacame.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Efectuar la caracterización geomorfológica de la Cuenca del Puente Markiña y el análisis de consistencia de las series de precipitaciones máximas con el software Hidrognomon.
- Calcular el caudal máximo con HEC-HMS a diferentes periodos de retorno, utilizando precipitaciones máximas en 24 horas.
- Calcular parámetros hidráulicos mediante el modelamiento hidráulico con el software HEC-RAS, para dimensionamiento del puente Markiña.



## CAPÍTULO II

### REVISIÓN DE LITERATURA

#### 2.1. ANTECEDENTE DE LA INVESTIGACIÓN

##### 2.1.1. Antecedentes internacionales

El presente trabajo de tesis aborda el diseño hidrológico e hidráulico del río Callacame a fin de calcular los caudales máximos en el área de estudio y poder así contribuir con el desarrollo social y económico del país. En este caso el C.P. Challacollo.

Según el Manual de puentes (MTC, 2016), afirman que los principales objetivos de los estudios son establecer los caudales de diseños y los factores hidráulicos fluviales, que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Bento et al., (2022), señala comprender los riesgos asociados a la probabilidad de eventos extremos y sus respectivas consecuencias para la estabilidad de las infraestructuras hidráulicas es esencial para fines de previsión de inundaciones y diseño de ingeniería. En consecuencia, se desarrolló una metodología hidrológica para proporcionar estimaciones fiables de los caudales de descarga extremos que se aproximan a las infraestructuras hidráulicas y plantea un modelo modificado introducido y propuesto (MM modificado), para el pronóstico de un evento extremo, porque eso causa daños económicos y sociales,



Mehran et al., (2023), señala que el flujo sobre el tablero de un puente iraní se estudia en el contexto de una inundación extrema real que ocurre de manera similar hoy en día en muchos países debido al cambio climático. Se llevan a cabo rigurosos análisis transitorios de interacción fluido-estructura utilizando el modelo de turbulencia  $k-\epsilon$  realizable y el método VOF. Se desprecian los daños geotécnicos y de estribos. Se determinan los perfiles de la superficie del agua, los vectores de velocidad y los coeficientes hidrodinámicos. Basados en el último régimen hidrológico, particularmente en flujos supercríticos, los resultados se comparan parcialmente con los últimos códigos de diseño avanzado, para evaluar el desempeño de sus provisiones hidrodinámicas e hidráulicas en incidentes similares. Se reconoció que las cargas de inundación recomendadas por la Administración Federal de Carreteras (FHWA) son bastante aceptables, el Eurocódigo-1 las predice con bastante precisión, pero no en casos extremos, y la norma australiana (AS-5100.2) es menos eficaz debido a una sobreestimación de las cargas hidrodinámicas. En cambio, este último ofrece condiciones hidráulicas integrales definidas por el usuario.

Bento et al., (2020), señala El colapso de puentes conduce inevitablemente a pérdidas económicas y también puede ser responsable de muertes humanas. Un puente puede fallar por varias razones, siendo la más común la erosión local alrededor de sus cimientos. A pesar de décadas de investigación minuciosa, todavía existen muchas incertidumbres que afectan el proceso de diseño de los pilares de los puentes. Las más críticas y menos exploradas son las variables hidrológica e hidráulica.

Yamin et al., (2013), consideran la incorporación del modelo probabilístico para la gestión de riesgos de desastres, es decir, analizar el riesgo



desde un punto de vista técnico y científico, considerando las herramientas tecnológicas actuales y los Sistemas de Información Geográfica (SIG) como plataforma de análisis y toma de decisiones para la cuantificación del riesgo. Es habitual observar que la mayoría de los países, como Perú, dedican recursos significativos a la respuesta de emergencia, pero muchas emergencias fracasan debido a la falta de planificación y políticas adecuadas.

Villón (2002), señala que, la investigación hidrológica en el Perú. Se trata de la estimación del caudal máximo y escorrentía que se puede producir durante la parte común de un evento de máxima intensidad con una determinada probabilidad. En el caso de la cuenca del río Callacame, no se detallan los resultados o modelos utilizados para estimar el caudal máximo.

García (2019), se modeló hidráulicamente el río Amojú a lo largo del tramo urbano de la ciudad de Jaén, a fin de identificar zonas de mayor probabilidad de inundación. Por lo que, se desarrolló el estudio de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Amojú, considerando como punto de salida el límite del tramo efluente de la localidad de Jaén. Luego, se realizó el análisis hidrológico sobre la intensidad máxima de precipitación de la Estación Meteorológica Hahn, y el caudal total de coordenadas de predicción hidrológica fue de 150 m<sup>3</sup>/s: el período de predicción fue de 40 años, la incertidumbre de predicción fue del 25% y el tiempo de recurrencia fue 140 años. Luego se efectuó simulaciones hidráulicas utilizando el modelo numérico IBER 2D para identificar las áreas con mayor probabilidad de inundación. Finalmente los resultados muestran que las zonas con mayor área de inundación de 140 años y riesgo permisible de 0.25 es la zona 1, con un área inundable de 0.929 hectáreas; la Zona 2, con un área inundable de 0.482 hectáreas; la Zona 5, con un área inundable de 0,504 hectáreas, y la zona de



inundación más grande se encuentra en la Zona 6, correspondiente al área de San Camilo, con un área de inundación de 2.633 hectáreas.

Según Chow (1964), considera que la hidrología comprende a todas las ciencias del agua. De manera estricta, se puede definir como el estudio del ciclo hidrológico es decir la circulación ininterrumpida del agua entre la tierra y la atmósfera. El estudio hidrológico se aplica al uso y control de los recursos hidráulicos en los continentes del planeta.

Según Ponce (1989), la hidrología es la ciencia natural que estudia el agua y su existencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y su relación con el medio ambiente, incluidos los seres vivos.

Según Villón (2002), la cuenca de drenaje de un río, es el área de la superficie donde todas las aguas provenientes de la precipitación, se unen para conformar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca definida, para cada punto de su trayecto.

Por su parte Cahuana (2009), señalan que para conocer el caudal de diseño se requiere de datos de escurrimiento en el lugar requerido. En algunos casos, esta información puede no estar disponible, o puede haber cambios en las condiciones de drenaje en la cuenca, como por ejemplo, construcción de obras de almacenamiento, la deforestación, la urbanización, etc., lo que provoca que los datos de caudal recabados antes de los cambios no sean útiles.

Según MTC (2016), en los estudios hidrológicos es muy importante el conocer las características del caudal que drena una cuenca determinada y el valor máximo o caudal pico esperado para un período de retorno particular, o el caudal



mínimo para ciertas condiciones climáticas actuales. En otros casos, se requiere conocimiento del desempeño anual, mensual o medio, a largo plazo; es decir, la cantidad de agua que se puede extraer de la cuenca para satisfacer algún requerimiento de demanda.

Según Ponce (1989), se entiende por máxima descarga de un río, el caudal máximo de un río es el caudal que supera a todos los demás caudales observados durante un período de tiempo dado cuando este periodo es de un año, el conjunto de emisiones máximas forman una serie anual. Por otra parte, se llama serie parcial a la relación de descargas cuya magnitud es mayor que una tomada arbitrariamente de acuerdo a los fines que se persiga al hacer la separación.

Bedient & Huber (2002), describen que el Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System (HEC – HMS), está basado en el modelo hidrológico HEC-1, pero actualmente este software trabaja en la plataforma de Windows, y comprende muchas mejoras con respecto a su predecesor en la parte gráfica y en la forma de diseñar los proyectos, a través de componentes prediseñados para el ingreso de los datos y las salidas de sus resultados.

Llamas (1993), describe que los datos de entrada o inputs que requiere el programa HEC – 1, están referidos principalmente al cálculo de la precipitación, a la tasa de pérdida, al hidrograma unitario, al caudal base y a algunos métodos de tránsito de avenidas. Por otro lado, las salidas o outputs que entrega éste, están definidos por hidrogramas de crecidas en forma de tablas o gráficos, volúmenes y los caudales máximos para diferentes periodos de precipitación y comparaciones de hidrogramas simulados con observados basados en tablas y funciones.





Estudios realizados en Illinois, Estados Unidos, por Momcilo et al., (2007), muestran las variaciones que muestran las precipitaciones, especialmente cuando se ven afectadas áreas urbanas propensas a las inundaciones. Esta investigación seleccionó registros de datos meteorológicos de 100 años de precipitación, para ver los diversos efectos de la precipitación en estos últimos años. En este marco, el HEC – HMS, modelo precipitación – escorrentía, fue utilizado para mostrar la evolución de los impactos relativos de las estimaciones de precipitación, sobre los niveles máximos de inundación en 12 pequeñas cuencas hidrográficas de la región.

Según Yzocupe (2006), el modelo numérico emplea un sistema de ecuaciones diferenciales parciales para la conservación de masa y la cantidad de movimiento, bajo ciertas restricciones de contornos son denominadas ecuaciones de flujo no permanente unidimensionales para canales abiertos. También conocidas como las ecuaciones de aguas poco profundas o de Saint Venant.

Según USACE (2003), el modelo HEC RAS desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de Norteamérica, desarrolló un modelo programado y actualmente es denominado el Software HEC RAS, lo cual permite calcular perfiles de niveles de agua en canales o ríos con secciones transversales de forma regular o irregular.

Según Chuvieco (2007), durante los últimos años, la llamada revolución informática, nos permite que grandes cantidades de información estén disponibles para nuevas herramientas, como los sistemas de información geográfica y la teledetección, que aparecen como opciones casi imprescindibles, a los métodos típicos de recopilación y procesamiento de información espacial. Berry J.,



menciona que con la innovación de las computadoras y el desarrollo de los programas informáticos, el SIG, es definido como un sistema de hardware, software y métodos analíticos que integra modernas técnicas de mapeo computarizado con potentes operadores analíticos de base de datos geográficos o espaciales, capaces de ejecutar consultas y transformaciones sobre el espacio constituyéndose en una herramienta versátil, eficiente y oportuna para el planeamiento regional urbano, rural y la toma de decisiones.

Según Velásquez (2004), el SIG es un conjunto de métodos, herramientas y datos que están planteados para ejecutar, capturar, almacenar, analizar, transformar y presentar toda la información geográfica necesaria y de sus atributos con la finalidad de satisfacer diversos propósitos. Los SIG son una nueva tendencia tecnológica que permite analizar y gestionar la información espacial y que aparece como resultado de la necesidad de administrar rápidamente la información y de tal manera resolver problemas y contestar a preguntas de manera inmediata.

Según Saborío (2003), una evaluación del riesgo mediante los (SIG) permiten contar y establecer una visión de conjunto y multivariedad del riesgo con relaciones espaciales y vincular diferentes tipos de información digital de consulta directa y realizar actualizaciones que respondan al dinamismo del problema.

Según INDECI (2006), los mapas de riesgos son desarrollados partiendo de cálculos, simulaciones con datos reales de la zona, a través de un mapa geográfico, donde contiene toda la información referenciada, tales como la elevación de puntos (cota), áreas del riesgo, ubicación de infraestructuras como



carreteras, puentes, diques de protección, puestos de salud, las poblaciones vulnerables, etc. que sirve y permite elaborar un plan de seguridad para la zona.

Según Nanía (1992), el Spatial Analyst 3d es una extensión que proporciona herramientas para Arc View desarrollada por la empresa Environmental System Research Institute (ESRI), que sirve para crear objetos, interpolar puntos en el sistema de coordenadas x,y,z, puntos que se pueden obtener desde un levantamiento topográfico, cartográfico, etc.

Según Casanova (2002), los levantamientos topográficos se realizan con la finalidad de determinar forma de terreno y su posición en la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

Rocha (1998), en su libro “Introducción a la Hidráulica Fluvial”, recuerda que “un río se define como un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca” El Diccionario de la Lengua Española lo define como "corriente de agua continua, más o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar". La palabra río viene del latín riuus, rivus: arroyo. El río es, pues, el elemento de drenaje de la cuenca.

Alfaro (2011), indica que “Los ríos son el resultado de concentraciones de escorrentía superficial dentro de cursos de agua, generalmente formados por la acción de las mismas aguas. Estos surgen del agua superficial de la precipitación, el derretimiento del hielo de las montañas e incluso la entrada de agua subterránea”.

Según INETER/COSUDE (2005), la advertencia está en función de la probabilidad de ocurrencia y de su intensidad del fenómeno. La intensidad a su vez se define en función de la profundidad y la velocidad del agua, la duración de

las inundaciones. Por tanto, la definición de amenaza por inundaciones, debe tener en cuenta, la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de la inundación, como los niveles o altura del agua.

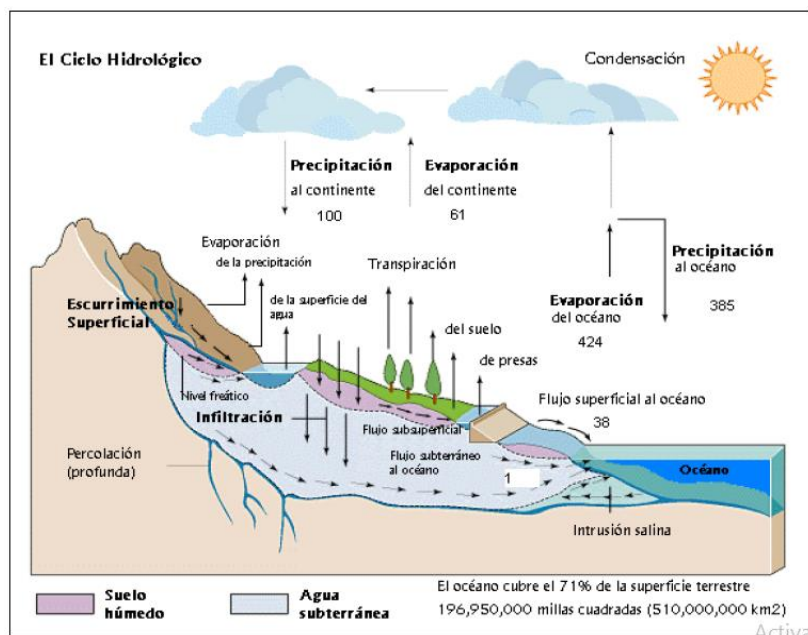
## 2.2. MARCO TEÓRICO

### 2.2.1. Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es un fenómeno global de circulación del agua entre la superficie terrestre y la atmósfera, provocado fundamentalmente por la energía solar, la energía gravitacional y la rotación terrestre, siendo este un proceso de transporte recirculatorio e indefinido o permanente, pues sus diversos procesos ocurren en forma continua. Este ciclo comprende los cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso), como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.) (Díaz, 2019).

**Figura 1**

*Ciclo hidrológico*



Nota: Delimitación de una Cuenca, por Ven Te Chow (2000).

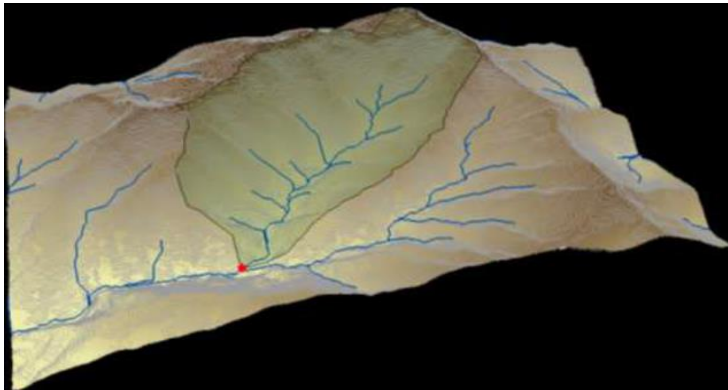
## 2.2.2. Características geomorfológicas e hidrología en una cuenca

### a. Delimitación de una cuenca

La delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel (a escala 1:50000), siguiendo las líneas de divertium acuarum (parte aguas), la cual es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que, en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo (Pérez, 2015).

### Figura 2

*Delimitación de una Cuenca*



Nota: Delimitación de una Cuenca, por Pérez (2015).

### b. Área de la cuenca (P)

El área (A) de una cuenca se estima sumando las áreas entre las curvas de nivel y los límites de la cuenca. Esta suma será igual al área de la cuenca en proyección horizontal (Pérez, 2015).



### c. **Perímetro de la cuenca (P)**

Es la longitud total de los límites de la cuenca; El perímetro (P) es la longitud del límite exterior de la cuenca y depende de la superficie y la forma de la cuenca (Pérez, 2015).

### d. **Pendiente media de una cuenca (S)**

Es la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas elementales en las que pudiéramos considerar constante la máxima pendiente (Pérez, 2015).

### e. **Índice de compacidad o coeficiente de gravelius (kc)**

Villón (2002), manifiesta que el índice de compacidad, trata de manifestar la influencia del perímetro y el área en la escorrentía de la cuenca en lo particular las características del hidrograma. Además, se le conoce como factor de forma de la cuenca, donde si  $Kc$  es igual a 1, la cuenca tendrá una forma redonda, pero si  $Kc$  es menor que 1 esta tendrá una forma alargada. Finalmente realizando un análisis matemático se obtiene lo siguiente relación:

$$Kc = \frac{P}{PO}$$
$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

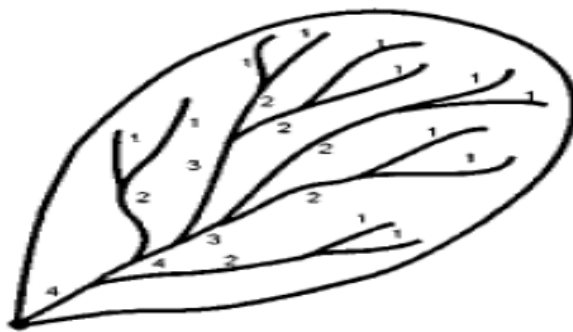
### f. **Orden de la cuenca**

Villon (2002), afirma que antes que enfocarnos en el orden de las corrientes de la cuenca, debemos conocer su clasificación y que dependen únicamente del escurrimiento y de las condiciones climática de una determinada cuenca hidrográfica. Estas corrientes pueden ser:

- Corriente Efímera: Dirige el agua en el periodo de precipitaciones, luego se mantiene seca.
- Corriente Intermitente: Conduce el agua durante la mayor parte del año, fundamentalmente durante periodos de precipitaciones fuertes, este aporte desciende cuando el Nivel Freático desciende por debajo del lecho del cauce.
- Corriente Perenne: Contiene agua durante todo el año, ya que es abastecida por el Nivel Freático que se encuentra por encima del lecho del Cauce.

### Figura 3

*Orden de las corrientes de una Cuenca Hidrográfica*



Nota: Orden de las corrientes de una Cuenca Hidrográfica, por Villón (2002).

### g. Densidad de drenaje

Villón (2002), expresa que esta característica da como resultado la longitud de los afluentes por unidad de área de manera que la información obtenida es real y concisa.

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

Donde:

Dd: Densidad de drenaje

L: longitud de las corrientes perennes o intermitentes en Km.

A: Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>.

Villón, (2002) afirma: “La densidad de drenaje, indican la naturaleza y cobertura que se encuentra en una cuenca”.

**Tabla 1**

*Relación entre la densidad de drenaje con las características del suelo*

CARACTERÍSTICAS	DENSIDAD ALTA	DENSIDAD BAJA	OBSERVACIONES
<i>Resistencia a la erosión</i>	<i>Fácilmente erosionable</i>	<i>Resistente</i>	<i>Asociado a la formación de los cauces</i>
<i>Permeabilidad</i>	<i>Poco permeable</i>	<i>Muy permeable</i>	<i>Nivel de infiltración y escorrentía</i>
<i>Topografía</i>	<i>Pendientes fuertes</i>	<i>Llanuras</i>	<i>Tendiente al encharcamiento y tiempos de concentración</i>

Nota: Relación entre la densidad de drenaje con las características del suelo, por Villón (2002).

#### **h. Curva hipsométrica**

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud y la superficie de la cuenca que queda por debajo de dicha altitud” (Villón, 2002, p. 34).

#### **i. Perfil longitudinal**

Villón (2002), afirma que es una gráfica que se obtiene al plotear la proyección Horizontal del Cauce versus su altitud o cota.

#### **2.2.3. Máximas avenidas**

Se entiende por avenida a una escorrentía superficial muy grande de que excede la capacidad de transporte del canal generando inundación áreas circundantes. Las inundaciones causan, todo tipo de problemas en diferentes áreas





de la actividad humana. Por lo tanto, el objetivo de este texto enfoca al aspecto hidrológico de la determinación de los caudales del proyecto en obras hidráulicas, el que podría ser denominado “predeterminación de descargas máximas”, ya que se trata del cálculo anticipado (en la fase del proyecto) de un caudal crítico que tal vez no haya sucedido o que existe una cierta probabilidad de suceder en el futuro (Vásquez, 2000).

#### **2.2.4. Precipitación máxima 24 horas**

Señala que la verdadera precipitación máxima en 24 horas se estima en promedio, 1.13 veces mayor que la máxima de 1 día. Estudios efectuados a partir de millares de años-estación de datos de precipitación de lluvia que, multiplicado por 1.13 las cantidades máximas anuales de lluvia horarias o diarias de un único intervalo de observación fijo comprendido entre 1 y 24 horas, obtendrán valores cercanos a los obtenidos mediante un análisis de máximos verdaderos (Cardich, 2014).

#### **2.2.5. Métodos de estimación de máximas avenidas**

##### **2.2.5.1. Método del número de curva (CN)**

Método del número de curva (CN). Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU. (Natural Resources Conservation Service – NRCS), originalmente llamado Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service - SCS) para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, la cobertura del suelo, el uso del suelo y las condiciones de humedad (Cahuana, 2009).



El método del número de curva (CN) es el más utilizado para convertir la precipitación total en precipitación disponible, surgió a partir de observaciones de fenómenos hidrológicos en diferentes estados, diferentes tipos de suelo y diferentes condiciones de humedad previas. La representación gráfica de la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe), permitió obtener un grupo de curvas que fueron estandarizadas a partir de un número adimensional de curva CN, que varía de 1 a 100, según sea el grado del escurrimiento directo. Así un número de la curva  $CN = 100$ , indica que toda la lluvia escurre y un  $CN = 1$ , indica que toda la lluvia se infiltra (Cahuana, 2009).

Existe una cierta cantidad de precipitación  $I_a$  (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre  $P_e$  y  $I_a$ , la ecuación 3 es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Cahuana, 2009)

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

#### **2.2.5.2. Hidrograma**

Los hidrogramas de inundación se estiman utilizando hidrogramas regulares. Un hidrograma de flujo es un gráfico o tabla que muestra la tasa de flujo a lo largo del tiempo en un punto particular del flujo. En efecto el



hidrograma es una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre lluvia y escorrentía de una cuenca, dos tipos de hidrogramas son particularmente importantes: el hidrograma anual y el hidrograma de tormenta (Chow, 1994).

### **2.2.5.3. Hidrograma sintético unitario triangular**

Mockus, desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, lo que usa el Soil Conservation Service (SCS), la cual a pesar de su simplicidad proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: tiempo de recesión (hr), tiempo de retardo (hr) tiempo de concentración (hr) y el caudal en  $m^3/s.cm$ . El volumen generado por las separaciones de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario (Villón, 2002).

### **2.2.6. Tiempo de concentración**

Lo define como el tiempo que tardan las corrientes superficiales desde el punto más alejado de una cuenca hasta su desembocadura para contribuir a la escorrentía. López y Mintegui (1987) indican que el tiempo de concentración también depende de la forma de la cuenca. El tiempo de concentración de una cuenca es muy importante porque en los modelos lluvia-escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, puesto que es para esta duración cuando la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, por lo cual se espera que se presenten los caudales máximos. (Ven Te Show, 1994).



### Formula de Kirpich

$$T_c = 0.0663 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Donde:

$T_c$  = Tiempo de concentración (hr).

$L$  = Longitud del cauce principal de la cuenca (km)

$S$  = Pendiente del cauce principal (m/m).

#### 2.2.7. Periodo de retorno

El periodo de retorno  $T$  de un evento  $X \geq X_r$  es el valor esperado de  $T$ ,  $E(r)$ , su valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande.

El periodo de retomo de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada. (Chow, 1994)

#### 2.2.8. Precipitación media

La precipitación media en un área o cuenca es de gran interés para la planificación hidrológica, y su correcta estimación es muy importante para modelar los procesos de precipitación y escorrentía tanto en los modelos de previsión como en la planificación. Según sean las necesidades del estudio, puede usarse el valor de la precipitación media anual, mensual, diaria o de una tormenta distribuida sobre un área (Farttorelli, 2011).

- Polígono de thiessen

Este método se utiliza para delimitar las subregiones que corresponden a cada pluviómetro. Primero, las estaciones adyacentes se conectan por segmentos de línea, y luego se hacen bisectrices perpendiculares a cada segmento, extendiéndolas hasta el punto de intersección, formando polígonos irregulares. Esta metodología es objetiva y entrega resultados satisfactorios si se tiene una red adecuada de pluviómetros. (Sánchez, 2008).

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i A_i)}{A} = \sum_{i=1}^n \left( P_i - \frac{A_i}{A} \right)$$

Donde:

$P_i$  = Precipitación observada en la Estación “i”.

$A_i$  = Área del polígono correspondiente a la estación “i”. 34

$A$  = Área Total de la cuenca.

$n$  = Número de estaciones Pluviométricas.

### 2.2.9. Análisis consistencia de precipitación máxima en 24 horas

El análisis de consistencia es un método para detectar, corregir y eliminar los errores sistemáticos y aleatorios que aparecen en las series hidrométricas. Por tanto, la serie analizada debe ser homogénea, consistente y fiable. Cualquier cambio de ubicación, como abrir un pluviómetro, puede provocar un cambio relativo en la cantidad de lluvia que recoge el pluviómetro. El registro completo publicado representará condiciones inexistentes. Un registro de este tipo se dice que es inconsistente (Chereque, 1983).



## **2.2.10. Pruebas de bondad de ajuste**

### **2.2.10.1. Prueba de ajuste estadístico Kolgomorov Smirnov**

Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a las distribuciones de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes.

El análisis de frecuencia referido a precipitaciones máximas diarias, tiene la finalidad de estimar precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos y continuos. (Villon, 2009).

### **2.2.10.2. Prueba de ajuste estadístico Chi-cuadrado**

La prueba de chi-cuadrado se basa en calcular las frecuencias tanto de los valores observados como de los valores esperados para un número específico de intervalos. Esta prueba es comúnmente usada, para verificar la bondad de ajuste de la distribución empírica a una distribución teórica conocida, fue propuesta por Karl Pearson en 1900 (Villon, 2009).

## **2.2.11. Métodos de distribución de máximas avenidas**

Para la estimación de una avenida máxima se dispone de variadísimos métodos de cálculo, los mismos que pueden ser agrupados en términos generales en orden de importancia, son los siguientes: (Villon, 2002).



- a) Métodos empíricos
- b) Métodos históricos
- c) Métodos de correlación hidrológica de cuencas
- d) Métodos directos o Hidráulicos
- e) Métodos Estadísticos o probabilísticos
- f) Métodos Hidrológicos o de relación lluvia escorrentía.

Dentro de los métodos estadísticos de distribución tenemos:

- Distribución normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros 44
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel.

Distribución gamma o distribución de Pearson de III parámetros. La función de distribución gamma tiene dos o tres. Esta distribución es una de las más utilizadas en hidrología. Como la mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas, la función Gamma se utiliza para ajustar la distribución de frecuencia de variables tales como crecientes máximos anuales, Caudales mínimos,



Volúmenes de flujo anuales y estacionales, valores de precipitaciones extremas parámetros (Villon, 2002).

Distribución Log Gamma o Logpearson de III parámetros. Si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria  $X$  se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con  $Xy$  y  $Sy$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original  $X$ . (Villon, 2002).

#### **2.2.12. Modelación hidrológica**

La modelización hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de las inundaciones que se ha extendido a nivel mundial, principalmente en los países desarrollados. Actualmente se están realizando análisis y prevención de inundaciones con estos modelos; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de protección civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias (Estrada & Pacheco, 2012).

#### **2.2.13. Software HEC-HMS**

El sistema de modelado hidrológico (HEC-HMS) está diseñado para simular los procesos de precipitación y escurrimiento de las cuencas de drenaje dendríticas. Está diseñado para ser aplicable en una amplia gama de áreas





geográficas para resolver la mayor variedad posible de problemas (Mochica Mamani, 2013). Estos incluyen grandes cuencas fluviales e hidrología de inundaciones, y bajas descargas de cuencas de drenaje urbano o natural. Los hidrogramas producidos por el programa se usan directamente o en conjunto con otros programas para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, pronóstico de flujo, impacto futuro de la urbanización, diseño de vertedero de yacimientos, reducción de daños por inundación, regulación de llanuras de inundación y operación de sistemas. (Bastidas, 2005).

El programa es un sistema de modelado generalizado que puede representar muchas cuencas diferentes. Un modelo de cuenca se crea dividiendo el ciclo del agua en partes manejables y dibujando límites alrededor de la cuenca de interés. Cualquier flujo de masa o energía en un circuito se puede representar mediante un modelo matemático. En la mayoría de los casos, hay varias opciones de modelo disponibles para representar cada flujo. Cada modelo matemático incluido en el programa es adecuado en diferentes entornos y bajo diferentes condiciones (Nanía, 2007).

El modelo hidrológico HMS ha sido desarrollado por la USACE (United States Army Corps of Engineers) como continuación del modelo Hidrológico HEC-2, La versión más actual de HMS es la HMS 4.2.1 en la que se ha mejorado mucho la parte de organización de ventanas y entorno gráfico, el programa HMS permite multitud de metodologías de estimación tanto de Lluvia, escorrentía (Inicial and constant, SCS curve Number) como de propagación de hidrograma (Muskingum, Pulse Method). Es un modelo hidrológico contrastado, de gran validez para estimación de avenidas y aceptado por todas las Administraciones. (Villón 2002)



## **2.2.14. Modelos hidráulicos**

La modelación se usa para la simulación de situaciones reales que se producen en el prototipo y cuyo comportamiento se desea conocer; puesto que modelo y prototipo están ligados el uno con el otro, las observaciones y estudio del modelo constituyen la información necesaria para comprender la naturaleza del prototipo, debiendo para ello, estar ambos relacionados. Tenemos que los modelos hidráulicos, se usan para la solución de problemas relacionados con las estructuras hidráulicas, fenómenos de infiltración o tramos de ríos y recientemente con el transporte de sedimentos. Las principales características de cada uno de estos grupos son indicadas por sus nombres (Díaz, 2019).

### **2.2.14.1. Sistema De modelamiento hidráulico HEC-RAS**

HEC-RAS es un programa de hidráulica para modernizar el comportamiento de un caudal en un canal artificial o en un cauce natural (ríos y arroyos). Sirve para saber si un caudal dado se desborda del cauce o no y por tanto hacer Estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables (Ponce, 2014).

### **2.2.14.2. Socavación**

El proceso de erosión de la corriente de agua en el río, ha provocado la socavación del lecho de los mismos creando un cauce definido estable, en función básicamente a las características hidráulicas del río y la granulometría del material que conforma el cauce. La socavación resulta más intensa a medida que se incrementa el caudal y las velocidades del flujo del agua superan la velocidad crítica de erosión del material del lecho del río. De acuerdo a las características del río, en software HEC-RAS

clasifica la socavación en tres tipos de socavación: socavación por contracción, socavación local (para pilar y estribos) y socavación general (Díaz, 2019).

### Socavación general

- **Método de Froehlich**

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

Para Socavación en lecho móvil:

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

Donde:

$d_s$  = 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.

$K_\theta$  = 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).

Fre = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

### Para Socavación en agua clara:

Froehlich también propone una ecuación solamente para condiciones de socavación en agua clara pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un  $D_{50} \geq 7.6$  cm y que la desviación estándar geométrica del sedimento  $\sigma_g$  sea mayor que 1.5. Se presenta el método para efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{d_s}{h_e} = 0.78K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} F_{re}^{1.16} \left(\frac{h_e}{d_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1$$

$\sigma_g$  = desviación estándar geométrica del material

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

### • Método de Lischvan - Levediev

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad media erosiva ( $V_e$ ) (MTC, 2012).

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta\mu\phi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

$H_s - h$  : Profundidad de socavación (m)

$h$  : Tirante de agua (m)



$D_m$  : Diámetro característico del lecho (mm)

$\beta$  : Coeficiente de frecuencia.

$\mu$  : Factor de corrección por contracción del cauce.

$\phi$  : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. ZONA DE ESTUDIO

El trabajo de investigación se efectuó en el Centro Poblado de Challacollo con límites con el Distrito de Zepita; localizado en el distrito de Zepita y Kelluyo – provincia de Chucuito – departamento de Puno, el cual se encuentra a 3837 m.s.n.m. en las coordenadas geográficas  $14^{\circ} 47' 05.2''$  de latitud sur y longitud oeste  $70^{\circ} 42' 56.5''$ .

#### Figura 4

*Ubicación de la zona en estudio*



## Figura 5

### Ubicación satelital del proyecto



### 3.1.1. Vías de comunicación y accesibilidad

En el área de estudio del proyecto se cuenta con una infraestructura vial a la localidad de del Centro Poblado de Challacollo, lugar donde se encuentra el Puente Markiña, el acceso es posible por medio de dos vías: aérea – terrestre y totalmente terrestre.

En el siguiente cuadro se detalla las rutas de las vías de acceso al área de influencia, se puede observar los accesos principales a la zona del Proyecto.

**Tabla 2**

*Accesibilidad al área de influencia y estudio*

VÍAS DE ACCESO	TRAMOS	TIPO DE VÍA	DISTANCIA (km)	TIEMPO (min)	MEDIO DE TRANSPORTE
Vía aérea	Lima - Juliaca	Aérea	1286	100	Avión
	Lima – Juliaca	Asfaltado	1315	1320	Bus
Vía Terrestre	Juliaca – Puno	Asfaltado	42.1	48	Combi
	Puno – Ilave	Asfaltado	54.6	55	Combi
	Ilave – Juli	Asfaltado	27.6	31	Combi
	Juli – Pomata	Asfaltado	23.8	26	Combi
	Pomata - Desaguadero	Asfaltado	42.6	39	Combi
	Desaguadero – C.P. Challacollo	Asfaltado	32.6	30	Combi



### **3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Según la clasificación el tipo de investigación empleado en el desarrollo del estudio es explicativo porque se tiene como intención establecer las causas de los sucesos, problemas que se estudian. (Alfaro & Gonzales, 2008), El tipo de estudio corresponde a una Investigación Aplicada, ya que se llegó al cálculo del Caudal Máximo de Diseño a través de Modelos Preestablecidos, con la finalidad de dar solución al problema de inundaciones y erosión en la cuenca Angostura.

El tipo de investigación de la tesis es investigación descriptiva y comparativa, pues se evaluará hidrológicamente el río Callaccame en el sector del puente Markiña, se usarán los métodos y criterios adecuados a fin de dar una solución eficiente, y poder asegurar una sostenibilidad en el área de estudio y la transitabilidad en la vía.

### **3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS**

#### **3.3.1. Técnicas**

El presente trabajo de investigación es descriptivo pues se hizo su modelación hidrológica del río Callaccame en el sector del puente Markiña, se usaron los métodos y criterios adecuados a fin de dar una solución eficiente, y poder asegurar una sostenibilidad en el área de estudio y la transitabilidad en la vía.

Para analizar el presente proyecto de investigación se realizó mediante la siguientes técnicas y metodologías que se detallan a continuación.

Metodología según al primer objetivo específico: Efectuar la caracterización geomorfológica de la Cuenca del Puente Markiña y el análisis de





consistencia de las series de precipitaciones máximas con el software Hidrognomon.

Se Recolecto información pluviométrica de las estaciones meteorológicas existentes en el área de influencia de la cuenca Callaccame del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), asimismo la delimitación de la cuenca utilizando información topográfica en escala 1:30'000 en formato shapefile utilizando el software ArcGIS se procedió a la delimitación de la Cuenca Markiña en el punto de interés, igualmente determinamos los parámetros geomorfológicos, morfométricos y relieve de la cuenca, como el área, perímetro, índice de Compacidad, longitud del cauce principal, pendiente del cauce principal entre otros.

Metodología según al segundo objetivo específico: Calcular el caudal máximo con HEC-HMS a diferentes periodos de retorno.

Desarrollamos la prueba de datos de precipitación dudosos identificando los posibles valores dudosos estableciendo un umbral de valores máximos y mínimos de precipitación, después se desarrolló el análisis de distribución de frecuencias en los distintos métodos y trabajamos con los que se ajusten más, también realizamos el ajuste de distribución y prueba de bondad con la información de registros anuales de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones seleccionadas, se utilizó la prueba de Smirnov-Kolmogorov y Chi-Cuadrado, que nos permitió determinar las distribuciones que tiene un mejor ajuste en cada estación, con esto se pudo proyectar la precipitación para los distintos periodos de retorno, de igual importancia se determinó las precipitaciones máximas areales mensual de la cuenca del río Callaccame en el



punto del Puente Markiña, el cual fue determinado por el método de polígonos de Thiessen,

Metodología según al tercer objetivo específico: Calcular parámetros hidráulicos con el software HEC-RAS.

Una vez con el caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años se procedió a hacer el modelamiento hidráulico con el software HEC-RAS, y así se determinó lo principales parámetros hidráulicos.

Metodología según al objetivo principal: Calculamos los caudales máximos con el software HEC-HMS para diseño del puente Markiña en la cuenca de Callacame. Por otra parte, realizamos el proceso de transformación precipitación – escorrentía utilizando el software HEC – HMS, con lo cual se determinó los hidrogramas de caudales máximos para cada tiempo de retorno, finalmente se calculó el caudal máximo de diseño para diferentes periodos de retorno, obtenidos en el software HEC – HMS.

### **3.3.2. Instrumentos**

- DEM, ASTER GDEM
- Imágenes de satélite de Google Earth
- Laptop.



### **3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **3.4.1. Población**

Para la población tendremos toda la cuenca del Río Callacame que tiene una extensión desde el inicio de cuenca hasta el punto de interés de investigación que es el puente Markiña.

#### **3.4.2. Muestra**

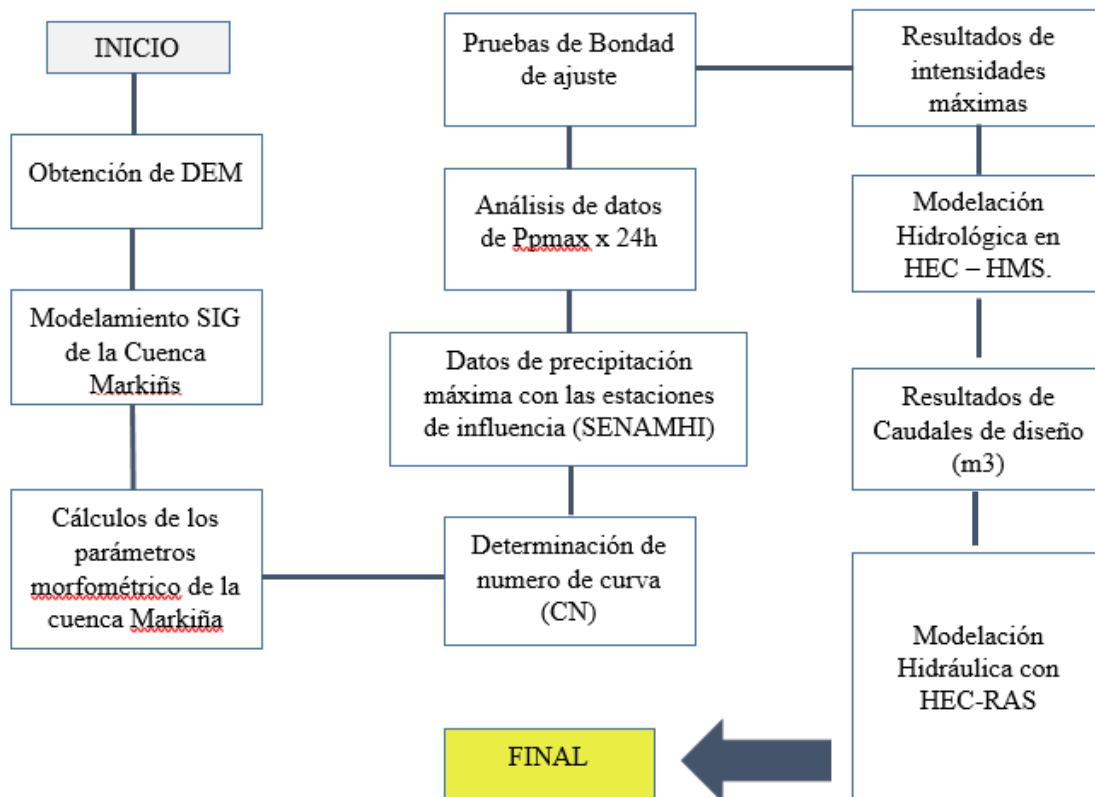
La muestra a optar será el tramo donde se encuentra el Puente Markiña.

### **3.5. PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO**

En el sentido de cumplir con los objetivos específicos en el presente estudio: se recabo toda la información requerida, de tesis, libros, artículos científicos, páginas web, y datos de estaciones meteorológicas – SENAMHI, entre otros.

**Figura 6**

*Metodología del estudio*



Metodología según al primer objetivo específico: Efectuamos la caracterización geomorfológica de la cuenca.

- Recolectamos información pluviométrica de las estaciones meteorológicas existentes e influentes dentro y alrededor de la cuenca Callaccame del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), asimismo delimitamos la cuenca utilizando información topográfica DEM de 12.5 metros, obtenido de ALOS PALSAR utilizando el software ArcGIS se procedió a la delimitación de la cuenca en el punto de interés, igualmente determinamos los parámetros geomorfológicos, morfométricos y relieve de la cuenca, como el área, perímetro, índice de Compacidad, longitud del cauce principal, pendiente del cauce principal entre otros, y la obtuvimos del número de curva utilizando el software ArcGIS con información del IGN.



Metodología según al segundo objetivo específico: Determinar los caudales máximos de diseño mediante la utilización de métodos empíricos.

- Desarrollamos la prueba de bondad de ajuste de datos de precipitación dudosos identificando valores dudosos estableciendo un umbral de valores máximos y mínimos de precipitación máxima en 24 horas, después se desarrollamos el análisis de distribución de frecuencias en los distintos métodos y trabajamos con los que se ajusten más, también realizamos el ajuste de distribución y prueba de bondad con la información de registros anuales de precipitación máxima en 24 horas, posterior a ello utilizamos la prueba de Smirnov-Kolmogorov y Chi-Cuadrado, que nos permitió determinar las distribuciones que tiene un mejor ajuste en cada estación, con esto proyectamos la precipitación para los distintos periodos de retorno, de igual importancia la determinamos de precipitaciones máximas areales mensual de la cuenca del río Callacame - Markiña, eso determinamos por el método de polígonos de Thiessen.

Metodología según al tercer objetivo específico: Calcular parámetros hidráulicos con el software HEC-RAS.

- Realizamos una vez calculado el caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años se procedió a hacer el modelamiento hidráulico con el software HEC-RAS, y así se determinó los principales parámetros hidráulicos,

Metodología según al objetivo principal: Calcular los caudales máximos con el software Hec Hms para diseño del puente Markiña en la cuenca de Callacame.

- Realizamos el proceso de transformación precipitación – escorrentía utilizando el software HEC – HMS, con lo cual se determinó los hidrogramas de caudales máximos



para cada tiempo de retorno, finalmente se calculó el caudal máximo de diseño para diferentes periodos de retorno, obtenidos en el software HEC – HMS.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. ANÁLISIS MORFOMÉTRICO

En la Tabla 3 se presenta un análisis morfométrico del sector hidrológico de la Cuenca Markiña. En la descripción de la tabla se puede apreciar los parámetros de forma y de la red hidrográfica y su flujo, resultado en base al primer objetivo específico.

**Tabla 3**

*Análisis morfométrico del sector hidrológico.*

PARÁMETROS FISIOGRAFICOS DE LA CUENCA DEL RIO MARKIÑA				
	PARÁMETROS		UNIDAD DE MEDIDA	CUENCA HIDROGRÁFICA
Parámetros de forma de la	Área total de la cuenca		km <sup>2</sup>	911.93
	Perímetro de la cuenca		km	210.28
	Cota Maxima		msnm	4874.00
	Cota Minima		msnm	3827.00
	Longitud de río principal		km	69.31
	Centroides	Este X	m	452845.16
		Norte Y	m	8174570.83
	Ancho promedio de la cuenca		km	13.16
	Coeficiente de compacidad		-	1.96
	Factor de forma		-	0.1898
Radio de Circularidad		km	0.2592	
Parámetros de la red hidrográfica de la cuenca	<b>Tipo de corriente</b>		-	Rios Perennes
	Número de orden de los ríos	Orden 1	-	291.00
		Orden 2	-	132.00
		Orden 3	-	84.00
		Orden 4	-	32.00
		Orden 5	-	41.00
		N° Total de ríos	-	580.00
	Grado de ramificación		-	5.00
	Frecuencia de densidad de los ríos (Dr)		ríos/km <sup>2</sup>	0.64
	Cotas del cauce principal	Altitud máxima (Hmax)	msnm	4354.00
		Altitud mínima (Hmin)	msnm	3837.00
	Pendiente media del río principal (Sm)		m/m	0.007
	Altura media del río principal (H)		msnm	258.50
	Tiempo de concentración (Tc)		horas	11.44
	longitud total de los ríos		km	744.06
	densidad de drenaje		km <sup>2</sup>	0.82
	Extension Media del Escurrimiento Superficial		km	1.23
Coeficiente de Gravelius		s/U	1.95	
Calculo del Rectangulo Equivalente	Lado Mayor	Km	95.60	
	Lado Menor	Km	9.54	

Como se puede observar en la Tabla 3, se determinó un área de 911.93 Km<sup>2</sup> delimitada hasta el punto de interés del Puente Markiña también cuenta con un perímetro de 210.28 Km, su altitud varía de 4874.00 - 3837.00 m.sn.m. y una pendiente media del 0.7%, correspondiendo a un terreno llano y sus demás parámetros se pueden apreciar en dicha tabla.

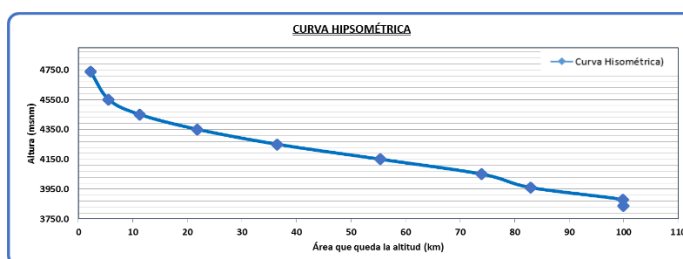
Con respecto al trabajo Mamani (2020). "Aplicación de un Modelo Hidrológico Agregado lluvia - escorrentía a paso de Tiempo Mensual en la Cuenca del Río Callacame, Perú.", en este proyecto el área es de 871.71 km<sup>2</sup> aproximadamente hasta el punto de interés (estación hidrométrica), la altitud de la cuenca varía entre 3850 y 4889 msnm, con una altitud media de 4162.82 msnm y una pendiente media de 1.5% (0.015 m/m) en base a este proyecto en la tabla 3 se puede apreciar que se tiene una diferencia de datos y esto debido al punto de interés delimitado de la Cuenca, también en el presente no se cuenta con datos de estación hidrométrica, en consecuencia, los datos determinados son similares en relación a los parámetros geomorfológicos, ya que se encuentran en la misma zona de estudio, con esto se puede corroborar la veracidad de los datos para la presente zona.

#### 4.1.1. Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes

En la Figura 7 se observa la curva hipsométrica de la cuenca del Río Markiña.

#### Figura 7

*Curva hipsométrica de la Cuenca del Río Markiña.*





En la Figura 7, se puede observar la curva hipsométrica de la Cuenca del Rio Markiña. Por lo que puede observar su forma se determina que la cuenca se encuentra en una etapa de madurez con colinas medias; tiene mayores puntos por debajo de la altura mediana lo que quiere decir que tiene mayor variabilidad altimétrica, en ese entender tiene un menor proceso erosivo en la parte alta de la cuenca.

**Tabla 4**

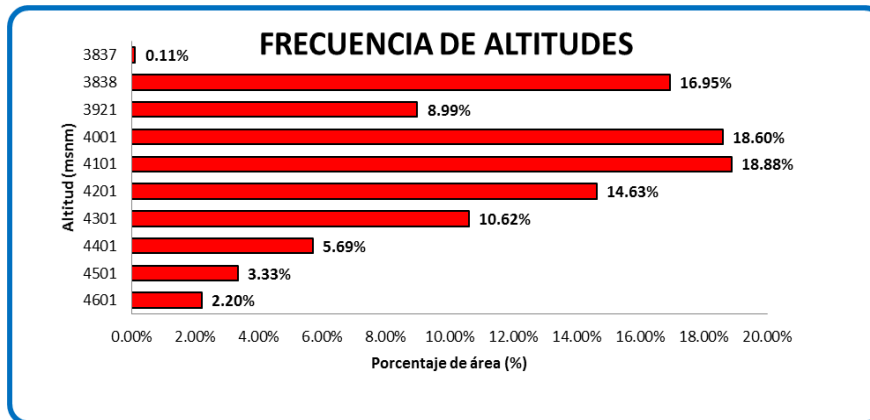
*Cuadro de áreas entre curvas de nivel.*

CUADRO DE ÁREAS ENTRE CURVAS DE NIVEL									
Nº	COTA (msnm)			Área (km <sup>2</sup> )					
	Mínima	Máxima	Promedio "Ci"	Área Parcial (km <sup>2</sup> ) "Ai"	Área Acumulada (km <sup>2</sup> )	Área que queda sobre la superficie (km <sup>2</sup> )	Porcentaje de área entre C.N.	Porcentaje de área sobre C.N.	Ci*Ai
1	3837	3837	3837.0	0.978133848	0.98	911.93	0.11%	100.0	3753.10
2	3838	3920	3879.0	154.5643271	155.54	910.95	16.95%	99.9	599555.02
3	3921	4000	3960.5	81.96049283	237.50	756.39	8.99%	82.9	324604.53
4	4001	4100	4050.5	169.6171769	407.12	674.43	18.60%	74.0	687034.38
5	4101	4200	4150.5	172.1351181	579.26	504.81	18.88%	55.4	714446.81
6	4201	4300	4250.5	133.443577	712.70	332.67	14.63%	36.5	567201.92
7	4301	4400	4350.5	96.89187499	809.59	199.23	10.62%	21.8	421528.10
8	4401	4500	4450.5	51.91141731	861.50	102.34	5.69%	11.2	231031.76
9	4501	4600	4550.5	30.3879062	891.89	50.43	3.33%	5.5	138280.17
10	4601	4874	4737.5	20.03941447	911.93	20.04	2.20%	2.2	94936.73
				<b>911.9294</b>			<b>100%</b>		<b>3782372.52</b>
<b>ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA</b>									<b>4147.66</b>

En la Tabla 4, se puede observar el cuadro de áreas entre curvas de nivel de la Cuenca del Rio Markiña, donde se puede apreciar que la altitud media de la Cuenca es 4147.66 m.s.n.m., lo cual se puede precisar que es una zona de altura.

**Figura 8**

*Frecuencia de altitudes de la Cuenca del Rio Markiña.*



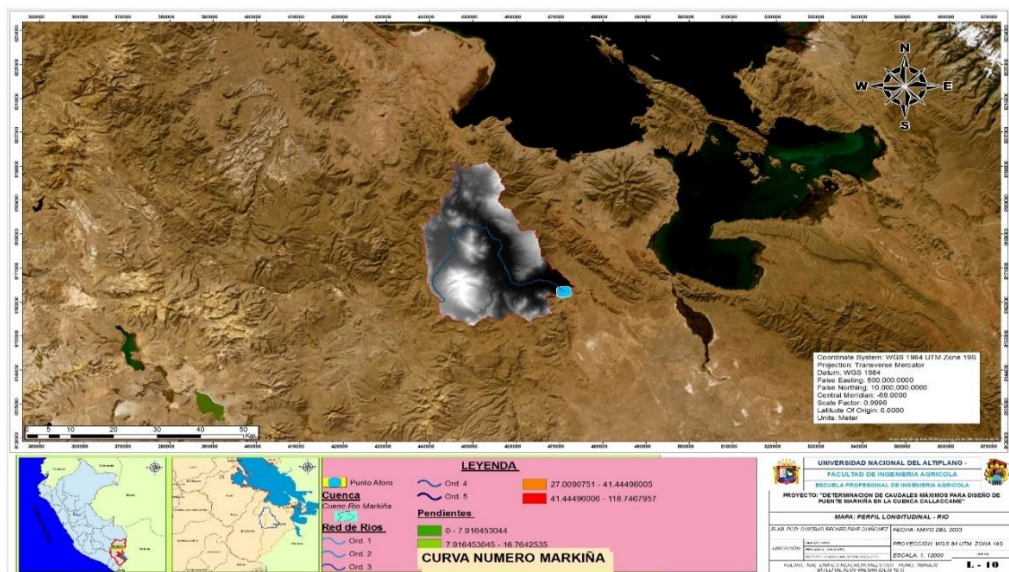
De la tabla 5 y figura 8 se presenta las áreas entre las curvas de nivel, en las que resaltan de mayor área de 4101 – 4200 m.s.n.m.

#### 4.1.2. Perfil longitudinal

En la Figura 9 se observa el perfil longitudinal del rio principal de la Cuenca Markiña el cual asciende a una medida de 69.31 km.

**Figura 9**

*Perfil longitudinal de rio principal de la Cuenca del Rio Markiña.*





## **4.2. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA CUENCA DEL RIO DEL PUENTE MARKIÑA**

Resultado en base al primer objetivo específico.

### **4.2.1. Selección de estaciones de influencia**

Se seleccionó estaciones que se encuentran alrededor que tienen influencia en la Cuenca del Río Markiña, en ese entender se consideró las estaciones meteorológicas de Desaguadero, Juli, Mazo Cruz, Pizacoma y Yunguyo, con las cuales se procedió a trabajar sus datos de precipitaciones máxima en 24 horas.

### **4.2.2. Datos de precipitación máxima con las estaciones de influencia**

(SENAMHI)

Se trabajó con las estaciones de Desaguadero, Juli, Mazo Cruz, Pizacoma y Yunguyo, los datos se obtuvieron de SENAMHI, de precipitación máxima en 24 horas de los años 1956 al 2014, con un número de datos de 57.

En la tabla 5, se puede apreciar las precipitaciones máximas de 24 horas recolectadas de SENAMHI, asimismo se observa que se tiene datos incompletos, la estación de Desaguadero cuenta con más datos completos.

En la tabla 5 se puede apreciar las precipitaciones máximas de 24 horas recolectadas de SENAMHI, asimismo se observa que se tiene datos incompletos, la estación de Desaguadero cuenta con más datos completos.



**Tabla 5**

*Precipitaciones máximas de 24 horas*

Año	Estaciones Pluviométricas				
	Desaguadero	Juli	Mazo Cruz	Pizacoma	Yunguyo
1956					
1957	40.00	31.20			
1958	46.90	29.80			
1959	27.10	39.50			
1960	40.60	22.00			
1961	27.00	35.15			
1962	27.50	48.30			
1963	30.50				
1964	29.00		24.20		36.00
1965	30.00	36.20	19.80	15.00	31.00
1966	47.50	29.20	39.00	21.40	32.50
1967	22.80	49.80	18.00	27.80	30.00
1968	80.00	49.80	30.60	35.00	23.50
1969	38.00	33.20	35.60	37.80	23.50
1970	34.10	32.60	27.80	31.20	19.00
1971	25.80	48.00	47.40	32.80	24.00
1972	45.60	31.50	32.40	29.00	24.50
1973	50.50	41.10	22.00	28.40	31.00
1974	34.20	71.90	31.60	23.40	50.60
1975	44.20	66.10	26.60	29.40	74.20
1976	43.30	44.20	33.80	18.40	32.20
1977	37.00	46.30	24.40	21.20	32.40
1978	34.30	37.40	19.30	32.40	35.20
1979	37.80	34.80	31.30	25.40	
1980	34.30				
1981	49.00				
1982	61.30		32.00		
1983	30.90		13.40		
1984	44.50		28.00		
1985	58.70	34.70	28.00		
1986	50.70	43.70	45.00	45.10	
1987	40.00	47.30	21.80	27.00	27.90
1988	55.20	53.60	23.70	40.80	34.70
1989	38.70	36.40	30.40	34.70	56.50
1990	51.20	32.40	21.70	22.90	35.90
1991	25.30	37.20	20.85	35.60	48.40
1992	31.00	35.20	20.00	33.20	31.50
1993	38.90	34.10	26.80	41.50	39.70
1994	34.50	44.60	26.90	36.20	28.20
1995	39.10	25.40	17.80	24.10	37.20
1996	37.70	42.00	25.40	25.70	54.40
1997	49.20	42.50	35.40	33.40	29.40
1998	25.00	30.10	20.00	28.40	42.20
1999	51.00	45.60	29.00	29.00	34.20
2000	42.70	30.60	27.40	38.70	32.80
2001	58.60	38.40	25.80	41.70	38.60
2002	76.80	67.40	22.60	44.20	41.00
2003	43.00	32.70	21.60	34.40	27.30
2004	35.10	37.50	22.40	37.10	28.60
2005	60.40	33.40	37.00	45.50	28.10
2006	57.40	37.45	34.00	46.00	24.80
2007	48.40	41.50	19.60	44.60	24.6
2008	31.60	49.20	27.80	25.40	27.60
2009	60.90	37.50	25.40	27.20	26.60
2010	45.20	33.60	24.60	23.20	34.60
2011	36.30	43.50	26.40	37.80	25.00
2012	39.70	50.60	34.60	61.20	45.60
2013	53.70	30.50	33.20	32.30	30.20
2014			38.20		
N° Datos	57	50	48	43	42



En la tabla 5, se observa registros precipitaciones máximas en 24h, para posterior ser trabajadas, La precipitación máxima en 24 horas a nivel multianual para la estación de Desaguadero es 80.00 mm, para la estación de Juli es de 66.10 mm, para la estación de Mazo Cruz es de 47.40 mm, para la estación de Pizacoma es de 61.20 mm y por ultimo para la estación de Yunguyo es de 56.50 mm, además se observa que los datos de las estaciones de influencia muestran un comportamiento regularmente simétrico.

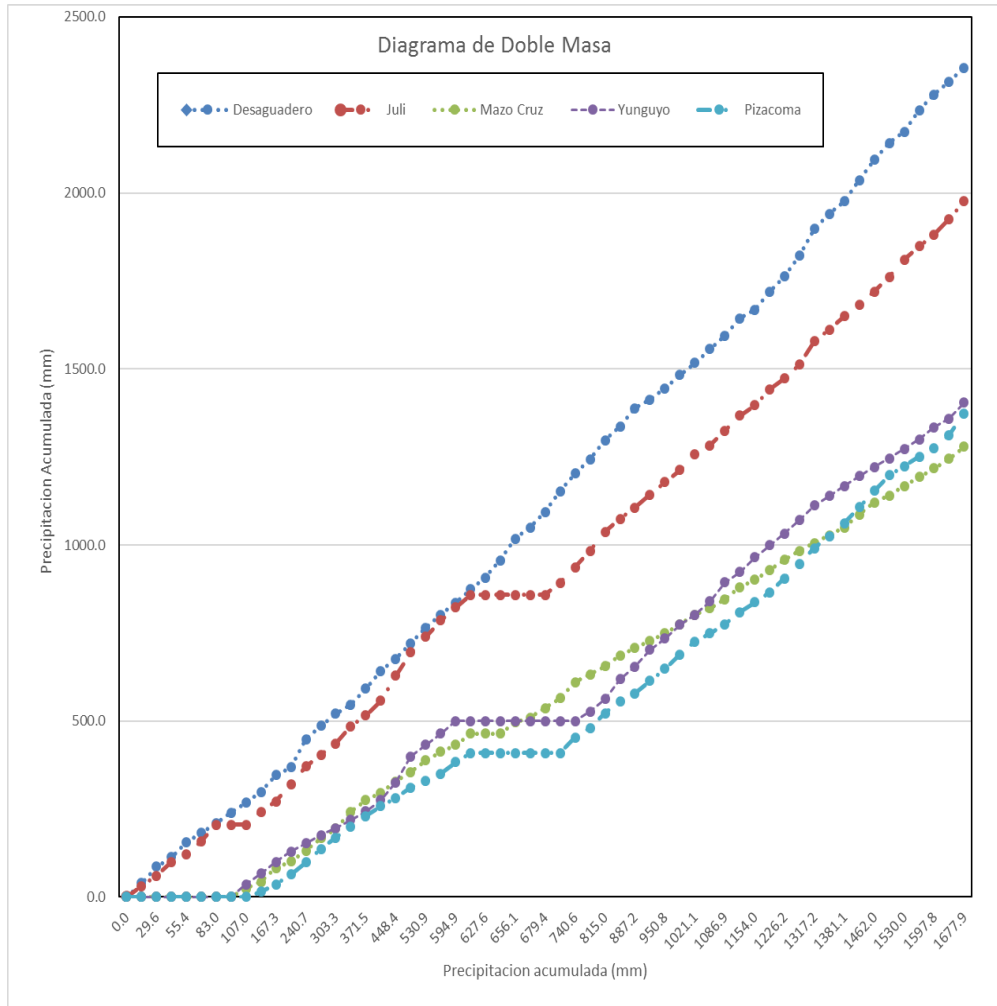
#### **4.2.3. Análisis estadístico de la información**

Se presenta el análisis estadístico de las tres estaciones meteorológicas seleccionadas con relación a la Cuenca del Rio Markiña (Desaguadero, Juli, Mazo Cruz, Pizacoma y Yunguyo), a la cual se realizó el análisis de Distribución Estadístico, como se muestra en la figura 8.

Debido a la cantidad de estaciones y la distribución espacial en la que se encuentran, se optó por considerar un solo grupo. La Figura 8 muestra el diagrama de doble masa, en el cual, el p<sub>max</sub> de las estaciones se observa en el eje “x” y el acumulado de las estaciones Mazocruz, Pizacoma, Yunguyo, Desaguadero y Juli en el eje “y”, presenta menor cantidad de quiebres y es seleccionada como la estación base (Figura 10).

**Figura 10**

*Análisis de Consistencia de las cinco Estaciones Diagrama de doble masa de precipitación total mensual*



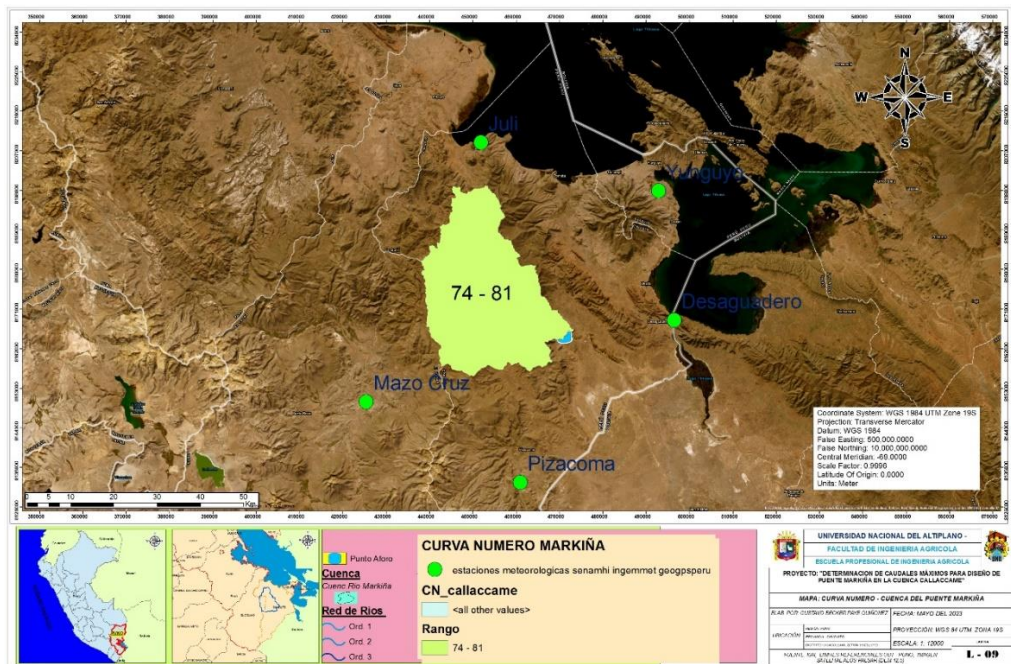
De acuerdo a lo observado en la Figura 10, las estaciones Desaguadero, Juli, Mazo Cruz, Pizacoma y Yunguyo no existen periodos que puedan escapar del rango, en ese entender cumplen con la consistencia.

#### 4.2.4. Determinación de número de curva (CN)

Se determinó el número de curva en el punto de interés delimitado de la Cuenca del Puente Markiña, esto se determinó en base a la caracterización geomorfológica de la Cuenca e información que se cuenta del MINAM.

**Figura 11**

*Curva Numero de la Cuenca Markiña*



De la figura 11, se puede observar y con la visita de campo se corrobora que la curva número de la Cuenca Markiña se encuentra en valor de 78 CN.

Acosta (2022) manifiesta que el número de curva que es Parámetro hidrológico que permite caracterizar el potencial de escorrentía en una cuenca hidrográfica y se determina a partir de algunas características físicas del territorio como el tipo, la densidad y el tratamiento de las coberturas, así como por el grupo hidrológico de suelo.

#### 4.2.5. Pruebas de bondad de ajuste

Calculamos las pruebas de bondad de ajuste mediante Smirnov Kolmogorov y Chi Cuadrado mediante las Distribuciones Probabilísticas.

#### 4.2.5.1. Smirnov kolmogorov

**Tabla 6**

*Distribución Probabilística para la estación de Desaguadero*

Distribución Probabilística	Porcentaje de ajuste	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=$	$\alpha=$	$\alpha=$
			0.01	0.05	0.10
Normal	74.00%	0.09041	Si se ajusta		
LogNormal	100.00%	0.03742	Si se ajusta		
Pearson III	100.00%	0.03596	Si se ajusta		
Log Pearson III	100.00%	0.03896	Si se ajusta		
Gumbel	99.96%	0.04696	Si se ajusta		

En la tabla 6 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Desaguadero es Pearson III con un porcentaje de 100% y un delta calculado de 0.03896.

**Tabla 7**

*Distribución Probabilística para la estación de Juli*

Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=$	$\alpha=$	$\alpha=$
			0.01	0.05	0.10
Normal	44.69%	0.11420	Si se ajusta		
LogNormal	82.65%	0.08306	Si se ajusta		
Pearson III	98.19%	0.06166	Si se ajusta		
Log Pearson III	99.15%	0.05764	Si se ajusta		
Gumbel	95.74%	0.06751	Si se ajusta		

En la tabla 7 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Juli es Log Pearson III con un porcentaje de 99.15% y un delta calculado de 0.05764.



**Tabla 8***Distribución Probabilística para la estación de Mazo Cruz*

Estación Mazo Cruz					
Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=0.01$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.10$
Normal	73.01%	0.09121	Si se ajusta		
LogNormal	99.79%	0.05202	Si se ajusta		
Pearson III	99.98%	0.04516	Si se ajusta		
Log Pearson III	99.48%	0.05544	Si se ajusta		
Gumbel	99.42%	0.05591	Si se ajusta		

En la tabla 8 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Mazo Cruz es Pearson III con un porcentaje de 99.98% y un delta calculado de 0.04516.

**Tabla 9***Distribución Probabilística para la estación de Pizacoma*

Estación Pizacoma					
Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=0.01$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.10$
Normal	56.06%	0.10463	Si se ajusta		
LogNormal	99.85%	0.05074	Si se ajusta		
Pearson III	99.99%	0.04294	Si se ajusta		
Log Pearson III	100.00%	0.04166	Si se ajusta		
Gumbel	99.99%	0.04313	Si se ajusta		

En la tabla 9 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Pizacoma es Pearson III con un porcentaje de 99.99% y un delta calculado de 0.04294.

**Tabla 10***Distribución Probabilística para la estación de Yunguyo*

Distribucion Probabilistica	Estación Yunguyo		Ajuste a Distribucion		
	Porcentaje de ajuste	Delta Calculado	$\alpha=$	$\alpha=$	$\alpha=$
			0.01	0.05	0.10
Normal	91.51%	0.07384	Si se ajusta		
LogNormal	99.76%	0.05241	Si se ajusta		
Pearson III	99.07%	0.05803	Si se ajusta		
Log Pearson III	99.84%	0.05105	Si se ajusta		
Gumbel	92.63%	0.07238	Si se ajusta		

En la tabla 10 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Yunguyo es Log Pearson III con un porcentaje de 99.84% y un delta calculado de 0.05105.

#### 4.2.5.2. Chi cuadrado

**Tabla 11***Distribución Probabilística para la estación de Desaguadero*

Distribucion Probabilistica	Estación Desaguadeero		Ajuste a Distribucion		
	Porcentaje de ajuste(%)	Delta Calculado	$\alpha=$	$\alpha=$	$\alpha=$
			0.01	0.05	0.10
Normal	85.20%	0.78947	Si se ajusta		
LogNormal	90.12%	0.57895	Si se ajusta		
Pearson III	74.87%	0.57895	Si se ajusta		
Log Pearson III	49.14%	1.42105	Si se ajusta		
Gumbel	51.96%	2.26316	Si se ajusta		

En la tabla 11 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Desaguadero es Log Normal con un porcentaje de 90.12% y un delta calculado de 0.57895.

**Tabla 12***Distribución Probabilística para la estación de Juli*

Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste(%)	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=0.01$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.10$
Normal	0.14%	15.5263	No se ajusta		
LogNormal	6.25%	7.3158	Si	Si	No
Pearson III	29.03%	2.4737	Si se ajusta		
Log Pearson III	23.52%	2.8947	Si se ajusta		
Gumbel	37.57%	3.1053	Si se ajusta		

En la tabla 12 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Juli es Gumbel con un porcentaje de 37.57% y un delta calculado de 3.1053.

**Tabla 13***Distribución Probabilística para la estación de Mazo Cruz*

Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste(%)	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=0.01$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.10$
Normal	44.29%	2.6842	Si se ajusta		
LogNormal	34.55%	3.3158	Si se ajusta		
Pearson III	32.25%	2.2632	Si se ajusta		
Log Pearson III	49.14%	1.4211	Si se ajusta		
Gumbel	14.34%	5.4211	Si se ajusta		

En la tabla 13 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Mazo Cruz es Log Pearson III con un porcentaje de 49.14% y un delta calculado de 1.4211.

**Tabla 14***Distribución Probabilística para la estación de Pizacoma*

Estación Pizacoma					
Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste(%)	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=0.01$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.10$
Normal	31.74%	3.5263	Si se ajusta		
LogNormal	65.23%	1.6316	Si se ajusta		
Pearson III	60.65%	1.0000	Si se ajusta		
Log Pearson III	.---	.---	.---		
Gumbel	65.23%	1.6316	Si se ajusta		

En la tabla 14 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Pizacoma es Log Normal con un porcentaje de 65.23% y un delta calculado de 1.6316.

**Tabla 15***Distribución Probabilística para la estación de Yunguyo*

Estación Yunguyo					
Distribucion Probabilistica	Porcentaje de ajuste(%)	Delta Calculado	Ajuste a Distribucion		
			$\alpha=0.01$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.10$
Normal	44.29%	2.6842	Si se ajusta		
LogNormal	90.12%	0.5790	Si se ajusta		
Pearson III	74.87%	0.5790	Si se ajusta		
Log Pearson III	74.87%	0.5790	Si se ajusta		
Gumbel	85.20%	0.7895	Si se ajusta		

En la tabla 15 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de Yunguyo es Log Normal con un porcentaje de 90.12% y un delta calculado de 0.5790.

### 4.2.5.3. Método Probabilístico que se ajustan

**Tabla 16**

*Distribución Probabilística para la Cuenca Markiña*

Estación	Desaguadero	Juli	Mazo Cruz	Pizacoma	Yunguyo	
Distribucion Probabilistica	Precipitaciones Maximias (mm)					
	Pearson III	Log Pearson III	Pearson III	Pearson III	Log Pearson III	
2	40.52	37.65	25.30	29.20	33.47	
5	51.81	46.25	31.66	37.28	40.32	
10	58.78	52.11	35.57	42.33	44.45	
Tiempo de Retorno (TR)	20	65.12	57.88	39.11	46.95	48.16
	50	72.91	65.59	43.46	52.66	52.72
	75	76.20	69.08	45.29	55.08	54.65
	100	78.49	71.60	46.57	56.76	56.00
	500	90.75	86.39	53.39	65.83	63.27
	1000	95.81	93.20	56.21	69.59	66.31

En la tabla 16 se puede observar la distribución probabilística que más se ajusta en la estación de seleccionadas de Desaguadero, Juli, Mazo Cruz, Pizacoma y Yunguyo son Pearson III y Log Pearson III para los diferentes tiempos de retorno, en esa razón se pudo realizar para determinar la precipitación areal para la Cuenca Markiña en diferentes tiempos de retorno, de las precipitaciones para tiempos de retorno de 100 años para la estación de Desaguadero es de 78.49 mm, para Juli 71.60 mm, para Mazo Cruz es de 46.57 mm, para Pizacoma es de 56.76 mm y para Yunguyo es de 56 mm.

### 4.2.6. Polígono de Thiessen

Se presenta el análisis estadístico de las cuatro estaciones con mayor incidencia en la cuenca (Desaguadero, Juli, Mazo Cruz y Pizacoma), para el cálculo del caudal se usó las estaciones, a la cual se realizó el cálculo de

Precipitación Máxima en 24 horas por Periodos de Retorno e influencia areal, como se muestra a continuación.

**Tabla 17**

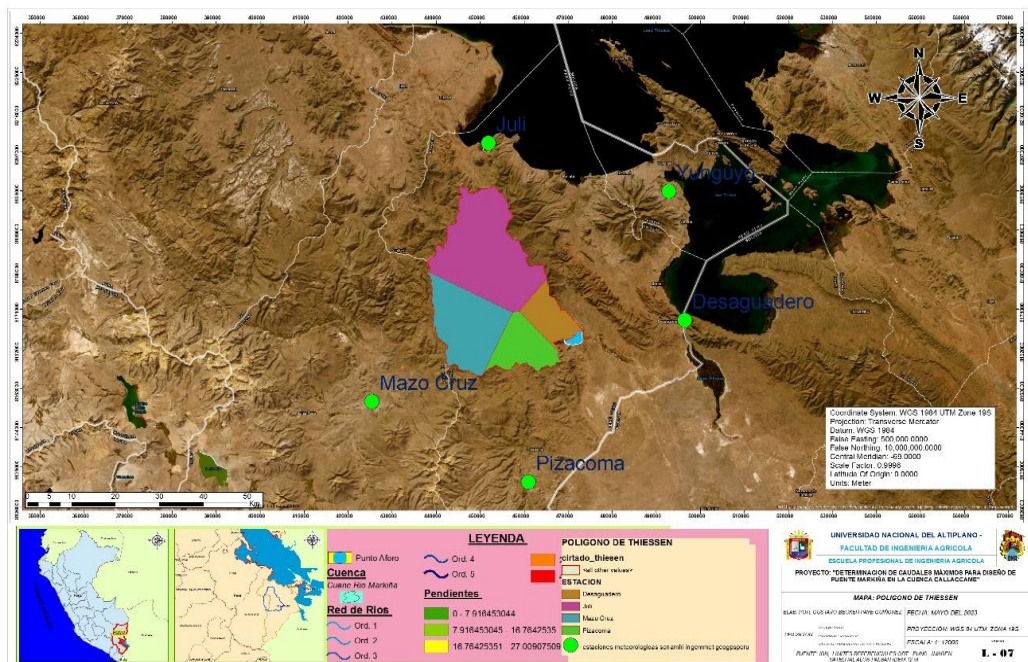
*Precipitaciones máximas de 24 horas por Periodos de Retorno*

CUENCA DEL RIO MARKIÑA											
Estacion	Area (km2)	Precipitación Máxima en 24 horas por Periodos de Retorno									
		2	5	10	20	50	75	100	500	1000	
Desaguadero	98.3325	40.52	51.81	58.78	65.12	72.91	76.20	78.49	90.75	95.81	
Juli	427.6025	37.65	46.25	52.11	57.88	65.59	69.08	71.60	86.39	93.20	
Mazo Cruz	258.2725	25.30	31.66	35.57	39.11	43.46	45.29	46.57	53.39	56.21	
Pizacoma	128.6425	29.20	37.28	42.33	46.95	52.66	55.08	56.76	65.83	69.59	
Estacion	Area (km2)	Factor (%)	Precipitación Máxima en 24 horas por Periodos de Retorno								
			2	5	10	20	50	75	100	500	1000
Desaguadero	98.3325	10.77%	4.36	5.58	6.33	7.02	7.85	8.21	8.45	9.78	10.32
Juli	427.6025	46.84%	17.64	21.66	24.41	27.11	30.72	32.36	33.54	40.47	43.66
Mazo Cruz	257.3525	28.29%	7.16	8.96	10.06	11.07	12.30	12.81	13.18	15.11	15.90
Pizacoma	128.6425	14.09%	4.11	5.25	5.97	6.62	7.42	7.76	8.00	9.28	9.81
Total	911.93	100.00%	33.27	41.45	46.77	51.81	58.30	61.14	63.17	74.63	79.69

Como se puede apreciar en la Tabla 17, la precipitación máxima en 24 horas para diferentes tiempos de retorno para la cuenca Markiña que se delimito en el punto de interés, a esa razón se puede observar la influencia areal de cada estación, la estación Desaguadero con un porcentaje de influencia de 10.77%, Juli con 46.84%, Mazo Cruz con 28.29% y Pizacoma con 14.09%, a esa razón se puede observar que la estación de Yunguyo no tiene influencia hasta el punto de delimitación. También podemos observar las precipitaciones para la Cuenca Markiña para un periodo de retorno de 100 años es de 63.17 mm.

**Figura 12**

*Mapa de Precipitaciones máximas de 24 horas por TR*



En la Figura 12 se observar la influencia areal de cada estación, la estación Desaguadero con un porcentaje de influencia de 10.77%, Juli con 46.84%, Mazo Cruz con 28.29% y Pizacoma con 14.09%.

#### 4.3. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO CON EL SOFTWARE HEC-HMS

##### 4.3.1. Introducción de datos al software HEC-HMS

Una vez trabajados los datos de parámetros morfométricos y las pruebas de bondad de ajuste y demás se procede a juntar los datos.

**Tabla 18**

*Datos para el software HEC-HMS*

Cuenca Markiña									
Area (km <sup>2</sup> )	Longitud del Cauce principal (m)	Cota (msnm) del cauce		Desnivel (m)	Pendiente (m/m)	Tiempos de concentracion	Tiempo de retardo (min)	Curva numero	Abstracion inicial
		Maxima	Minimo			Kirpich (min)			
912.85	54700	4850	3850	1000	0.0143	686.40	319.8	77.5	64.53

En la tabla 18 se observa los datos y cálculos intermedios que se determinaron para el presente modelamiento en el software HEC-HMS.

#### 4.3.2. Caudales máximos con HEC-HMS

Todos los cálculos de los datos se hicieron para modelarlo en el software HEC-HMS, para poder determinar los caudales de diseño del Puente Markiña para un periodo de retorno de 100 años.

**Figura 13**

*Caudales máximos de la Cuenca Markiña para un PR de 100 años*

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Project 1 paye tesis    Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2000, 00:00    Basin Model: Sub Cuenca  
 End of Run: 02ene2000, 12:30    Meteorologic Model: Met 1  
 Compute Time: 25ene2024, 07:37:23    Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements    Volume Units:  MM     1000 M3    Sorting: Hydrologic

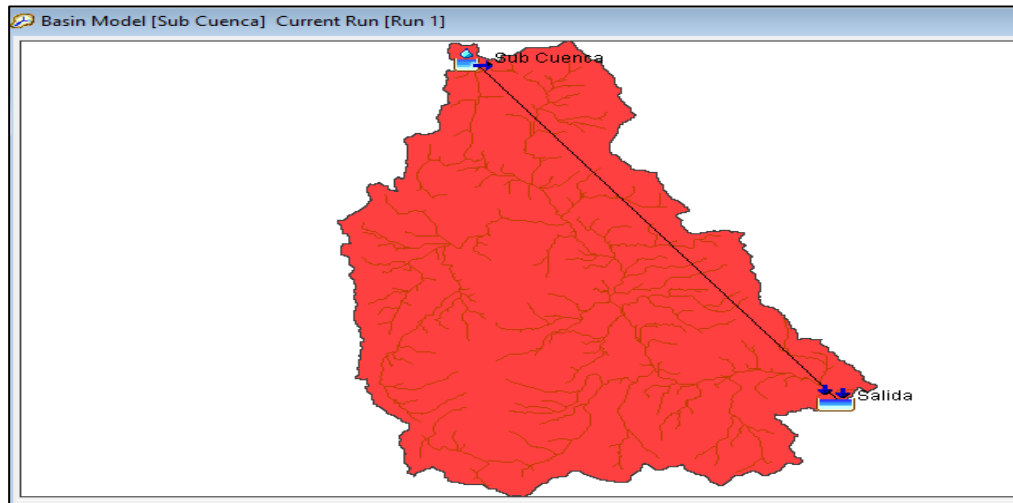
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sub Cuenca	912.85	163.5	02ene2000, 01:00	7.28
Salida	912.85	163.5	02ene2000, 01:00	7.28

Como se aprecia en la figura 13, considerando un periodo de retorno (T) de 100 años, los resultados son de 163.5 m<sup>3</sup>/s, y también para un periodo de retorno (T) de 50 años, los resultados son de 134.5 m<sup>3</sup>/s y para periodo de retorno (T) de 500 años los resultados son de 354.5 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 14**

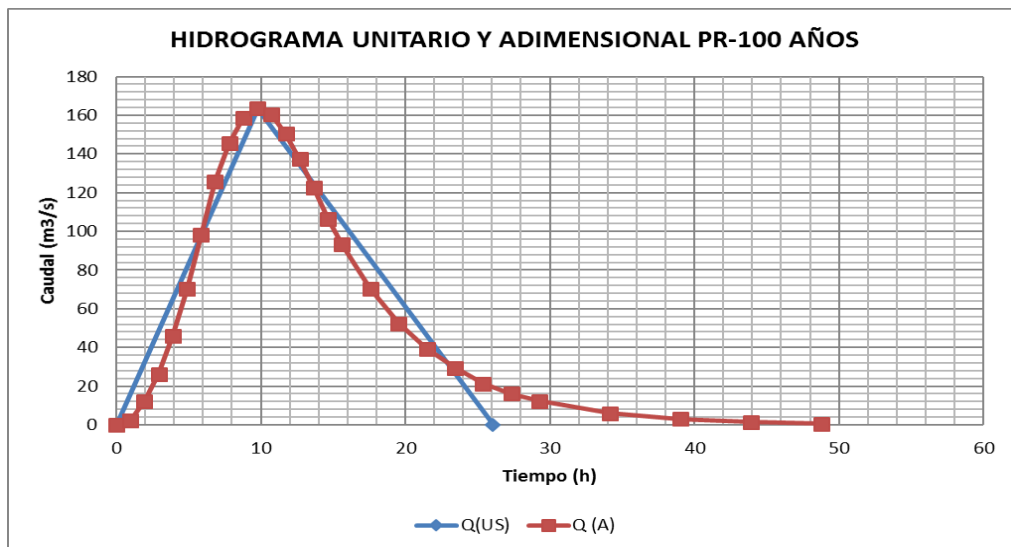
*Cuenca Markiña en HEC -HMS*



Como se aprecia en la figura 14, la cuenca del rio Callaccame importada en el software HEC-HMS, donde se determinó el caudal de máxima avenida.

**Figura 15**

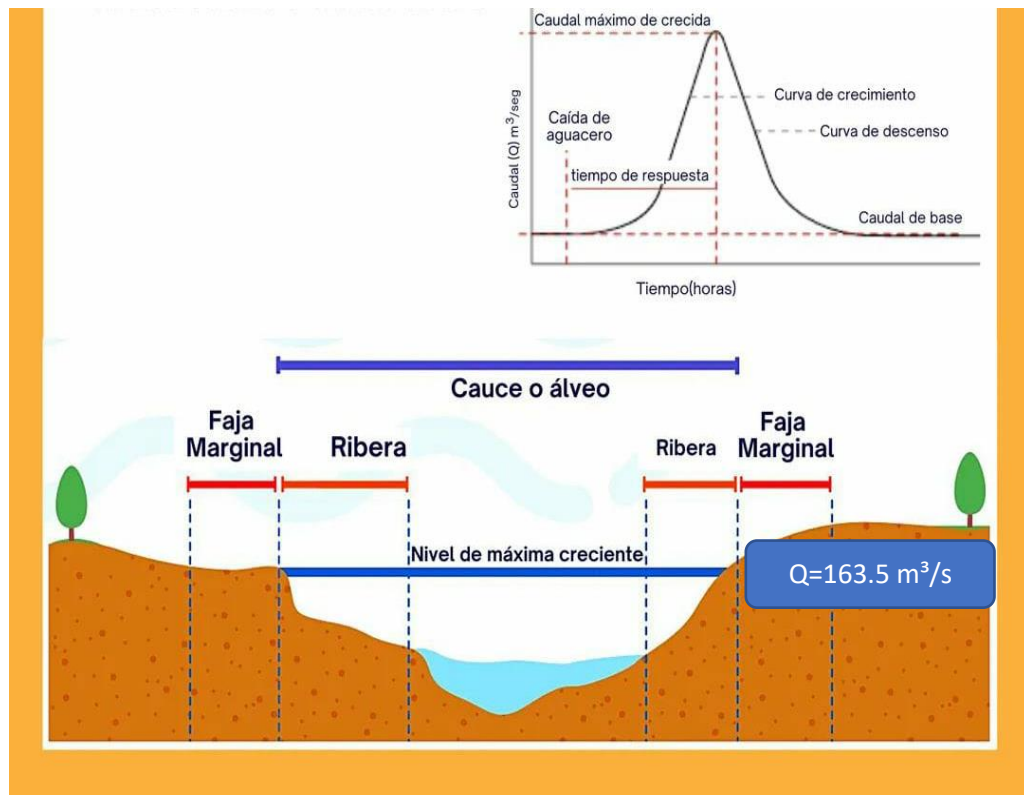
*Caudal máximo para TR = 100 años*



Como se aprecia en la figura 15, el hidrograma unitario para un periodo de retorno de 100 años, el cual alcanza un caudal pico de 163.5 m³/s.

**Figura 16**

*Caudal máximo para TR = 100 años*



Como se aprecia en la figura 16, una descripción donde se observa la representación del hidrograma unitario para un caudal de máxima avenida.

#### 4.4. MODELAMIENTO HIDRÁULICO CON EL SOFTWARE HEC-RAS

Resultados en base al tercer objetivo específico. Una vez finalizado de obtención del caudal de máxima avenida, se realiza un modelado hidráulico para determinar sus principales dimensiones hidráulicas del puente Markiña. Para definir las dimensiones hidráulicas del puente, es necesario determinar el nivel máximo anormal del agua (nombre), el ancho estable del río y la socavación.

#### 4.4.1. Determinación del ancho estable

Antes del diseño del Puente se ha definido el ancho estable del río aplicando las metodologías más conocidas. El ancho estable calculado varía entre 35 m y 83m del cual se ha seleccionado el promedio 59 m como ancho estable para un TR = 100 años con caudal 163.5 m<sup>3</sup>/s. El río Callaccame en el punto donde se proyecta el puente Markiña debería tener un ancho estable de 60 m, eso es corroborado más con la visita en campo.

**Tabla 19**

*Resumen de ancho estable*

MÉTODO	B (m)
MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	52.72
MÉTODO DE PETTIS	73.6
MÉTODO DE BLENCH Y ALTUNIN	35.59
MÉTODO DE MANNING - STRICKLER	67.73

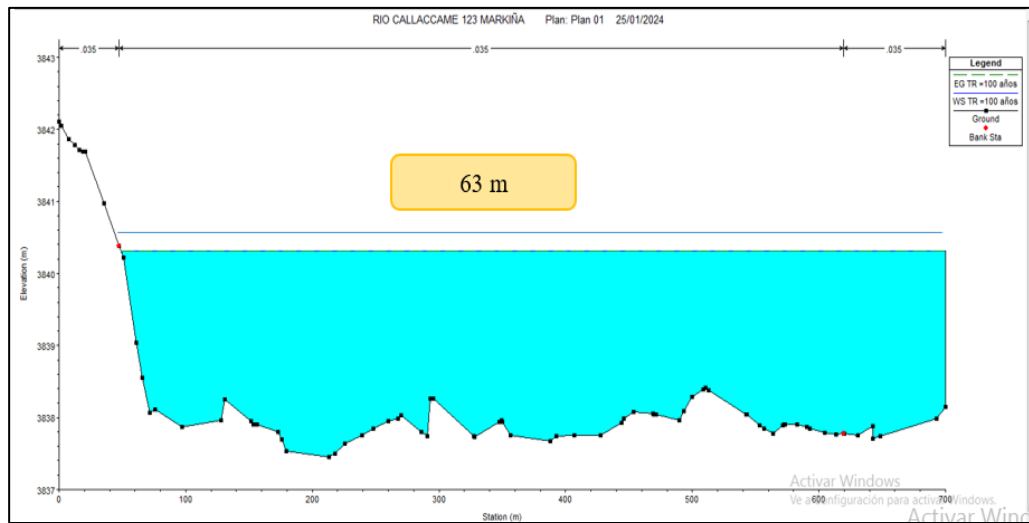
Se concluye que el cauce tendrá tendencia a erosionarse más a lo largo del tiempo hasta llegar a su ancho estable, por consiguiente, se recomienda que el puente a proyectar tenga una longitud aproximada de 60 a 70 m para evitar el contacto con el agua a lo largo de su vida útil y para que no tenga desbordamiento construir defensas ribereñas.

#### 4.4.2. Resultados del modelamiento HEC- RAS

Se hizo el modelamiento hidráulico para un TR = 100 años con caudal 163.5 m<sup>3</sup>/s.

**Figura 17**

*Simulación para TR = 100 años*



Como se observa en la figura 17, el modelamiento en HEC-RAS del caudal de máxima avenida en el puente Markiña

**Figura 18**

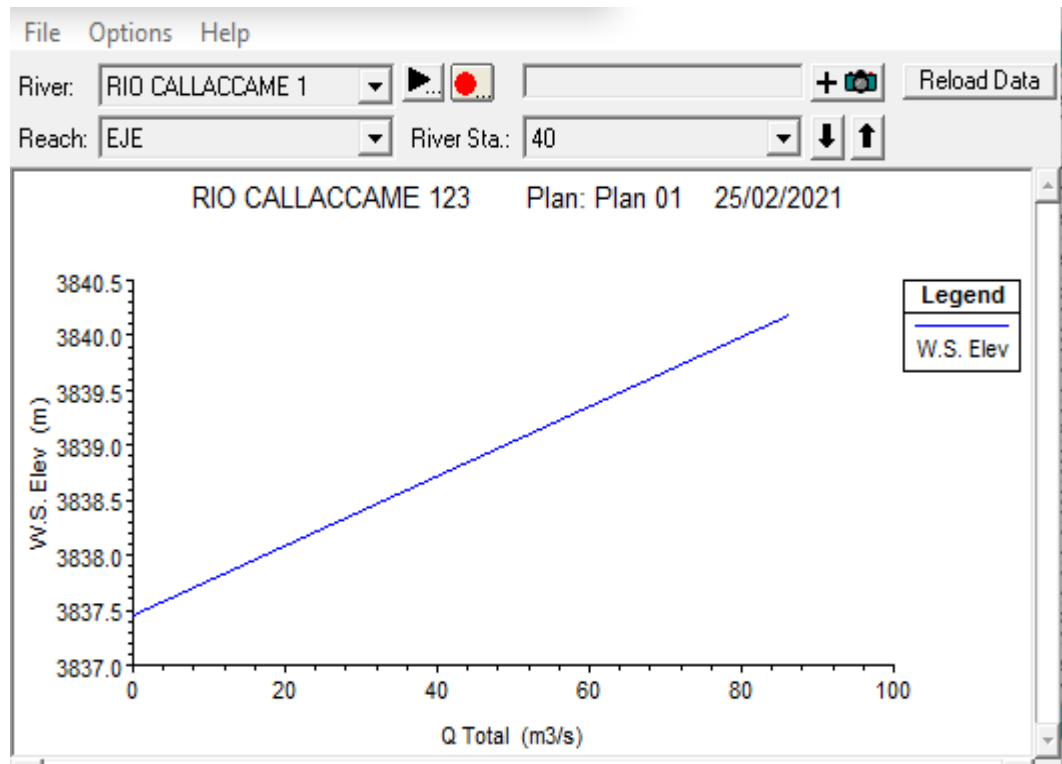
*Simulación para TR = 100 años*

Plan: Plan 01 RIO CALLACCAME 1 EJE RS: 40 Profile: TR = 100 años				
E.G. Elev (m)	3840.19	Element	Left OB	Channel
Vel Head (m)	0.00	Wt. n-Val.		0.035
W.S. Elev (m)	3840.19	Reach Len. (m)	10.09	10.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		1284.44
E.G. Slope (m/m)	0.000001	Area (m2)		1284.44
Q Total (m3/s)	86.19	Flow (m3/s)		75.08
Top Width (m)	648.85	Top Width (m)		568.35
Vel Total (m/s)	0.06	Avg. Vel. (m/s)		0.06
Max Chl Dpth (m)	2.74	Hydr. Depth (m)		2.26
Conv. Total (m3/s)	72532.4	Conv. (m3/s)		63182.8
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)		568.57
Min Ch El (m)	3837.45	Shear (N/m2)		0.03
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	33514.51	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.00	15.44
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.04	14.04
				1.85

Como se observa en la figura 18, los resultados del modelamiento en HEC-RAS del caudal de máxima avenida en el puente Markiña, parámetros hidráulicos.

**Figura 19**

*Simulación para TR = 100 años*



Como se observa en la figura 19, la elevación del rio Callaccame, teniendo la cota de fondo de 3837.5 y la cota superior de 3840 aproximadamente.

#### **4.4.3. Determinación de la socavación**

En la evaluación se obtuvo una socavación general o contracción de 0.14m en la margen izquierda y 3.28 m en el centro del cauce. En la socavación local de los estribos se obtuvo cero, debido a que los estribos están alejados del cauce y este a su vez no afectaría, por lo tanto, la socavación total para el diseño hidráulico del puente es 3.28 metros eso es corroborado más con la visita en campo.

## Tabla 20

### Resumen de socavación

SOCAVACIÓN	Ys (m)
Socavacion total	3.28

## Figura 20

### Cauce del Rio Callaccame



Como se observa en la figura 20, el cauce del rio aguas arriba del puente Markiña, el tipo de suelo, lecho del rio entre otras características.

**Figura 21**

*Cauce del Rio Callaccame*



Como se observa en la figura 21, el enrocado del puente Markiña, asimismo el cauce del rio, el tipo de suelo, lecho del rio entre otras características.

#### **4.4.4. Principales parámetros hidráulicos para el puente Markiña**

Los parámetros hidráulicos finales se muestran en el cuadro siguiente, las cuales serán utilizados en el diseño estructural.

**Tabla 21**

*Resumen de datos para el diseño del puente Markiña*

<b>RESULTADOS</b>	
Caudal de Diseño (TR = 100 años)	163.5 m <sup>3</sup> /s
Cota superior del Puente	3852.50 msnm
Cota de Fondo del cauce	3837.75 msnm
Cota del Nivel Máximo Extraordinario	3840.50 msnm
Luz del Puente	65.00 m
Galibo	9 m
Tirante Máximo	2.75 m
Altura del Puente	11.75 m
Profundidad de Socavación	3.28 m

#### **4.5. DISCUSIÓN**

Según García e Infante (2018), menciona que la determinación del caudal máximo permite un eficiente diseño técnico de las Puentes en el sector de riego tamarindo – margen izquierda del río Tumbes. El caudal máximo determinado fue de aproximadamente de 3592.66 m<sup>3</sup>/s con un periodo de retorno de 50 años con los métodos estadísticos de Gumbel tipo I y Pearson tipo III.

En ese sentido este trabajo de investigación describe la importancia de la estimación de los caudales máximos para proporcionar la información necesaria para que se realice el diseño del Puente Markiña y diferentes obras hidráulicas así proteger las árgenes y áreas adyacentes al Río Callacame y no colapse. El caudal máximo determinado fue de 163.5 m<sup>3</sup>/s con un período de retorno de 100 años con los métodos estadísticos de Pearson III y Log Pearson III respectivamente.

Soto (2017), plantea que para poder afrontar el problema del desbordamiento y colapso de los ríos y puentes es necesario tener un mayor y mejor alcance de los parámetros y valores referidos a caudales de diseño, por ello se requiere conocer a detalle los valores de dichos parámetros a la realidad de una determinada cuenca. Se realizó un





estudio hidrológico de máximas descargas del río Amojú y se logró calcular el caudal de diseño para diferentes probabilidades de acierto y períodos de retorno. Además, se concluyó que “Para el modelamiento hidrológico se seleccionaron dos modelos de variables extremas, Gumbel y Log Normal 3 parámetros. Se planteó la hipótesis con niveles de confianza no menores del 95% esto es, con niveles de significaciones no mayores al 5%.

A esa razón este trabajo de investigación concuerdo que es necesario tener un mayor número de valores referidos a caudales de diseño, para así poder tener un mejor alcance de los detalles de los valores de dichos parámetros a la realidad de la zona de estudio. Además, se seleccionó 2 métodos estadísticos de Pearson III y Log Pearson III, ambos también se trabajaron con un nivel de significación del 5%, es decir se trabajó con niveles de confianza no menor del 95%.

En el modelamiento hidráulico se ha determinado los niveles máximos extraordinarios que llega del río (NAME) que llega 3840.50 msnm, la socavación total de 3.28 m y ancho estable del cauce de 60 m. Finalmente se calibró en campo mediante las huellas máximas requeridas para el diseño del puente Markiña.



## V. CONCLUSIONES

- En base al primer objetivo específico se realizó con éxito la caracterización de la Cuenca del Puente Markiña, entre sus principales parámetros se obtuvo un área de 912.85 Km<sup>2</sup>, por lo cual la cuenca corresponde a un sector hidrológico, con un perímetro de 210.28 Km y una pendiente del 0.7%, correspondiendo a un terreno llano, las elevaciones de la cuenca oscilan entre 3837.00 a 4874.00 m.s.n.m. La cuenca posee 580 corrientes, con una longitud total de 744.06 km, como corriente principal mide 69.31 km de longitud. En cuanto a la densidad de drenaje, esta se considera moderada y la curva Numero con un valor de 77.5.
- En base al segundo objetivo específico, se utilizaron los datos de Precipitación máxima en 24 horas de las estaciones pluviométricas de Desaguadero, Pizacoma, Mazo Cruz, Juli y Yunguyo para hacer el análisis y proceso de la información pluviométrica, estas estaciones son de influencia para la cuenca involucrada y delimitada. Los datos de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones seleccionadas cuentan con datos confiables. La función de distribución probabilística que mejor se ajustó a los datos de Pp máx. 24 hr que se empleó de las estaciones mencionadas fueron las funciones de distribución Pearson Tipo III y Log Pearson III del método Smirv – Kolmogorov realizadas mediante el software Hidrognomon, posterior mediante el polígono de Thiessen se selecciona las estaciones de Desaguadero, Pizacoma, Mazo Cruz y Juli, estaciones de influencia consideradas.
- En base al tercer objetivo específico Calcular parámetros hidráulicos con el software HEC-RAS, en el modelamiento hidráulico se ha determinado que la cota superior de puente es 3852.50 msnm, cota fondo de cauce es 3837.75 msnm, Cota del Nivel Máximo Extraordinario es 3840.50 msnm, luz de Puente es 65 m, Galibo es 9 m, tirante es 2.75, altura de puente 11.75, la socavación total de 3.28 m y ancho estable del cauce



de 60 m. Posterior se calibró en campo mediante las huellas máximas requeridas para el diseño del puente Markiña.

- En base al objetivo principal, se aplicó el método de pérdida y transformación precipitación-escorrentía adecuados fueron el SCS y el hidrograma SCS respectivamente mediante el software HEC-HMS nos permitió trabajar con la cuenca Markiña, las máximas avenidas generadas periodo de retorno (T) de 100 años, los resultados son de  $163.5 \text{ m}^3/\text{s}$ . estos valores puede ser usado para diseñar estructuras de encausamiento y obras viales.
- Se concluye respecto al proyecto realizado es viable para su posterior diseño del Puente Markiña, y en coordinación con las municipalidades distritales de Huacullani y Kelluyo, que es muy importante la realización de estos estudios de hidrología, para su posterior aplicación en obras de estructuras hidráulicas y de riego, que puedan ser ejecutadas mediante ellos y posterior no sufrir problemas de fallas estructurales a causa del mal diseño hidrológico.



## VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar estos tipos de estudios con relación a la hidrología e hidráulica, para tener proyectos de calidad y que no sufran de fallas estructurales a causa del agua, porque el buen manejo del recurso hídrico para proyectos de puentes es muy vital, garantizando su estructura.
- Realizada la coordinación con las municipalidades distritales de Kelluyo y Huacullani, se recomienda ejecutar este proyecto en el área en estudio, ya que es una necesidad pública de la población.
- Respecto a la parte técnica la elección de la función de distribución de probabilidad se debe hacer con al menos tres funciones de las más utilizadas en el campo de la hidrología (Normal, Log Normal, Gumbel, Pearson tipo III, etc), y para las pruebas de bondad de ajuste utilizar dos métodos para hacer una ponderación de los resultados y elegir la función de distribución que mejor se ajuste a la muestra.



## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acosta Morales, Jose F. (2022). Propuesta para el diseño de defensa ribereña en la quebrada cerezal para la protección del puente cunia, en la Localidad de Cunia, Distrito de Chirinos, Provincia de san Ignacio, Cajamarca. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
- Alfaro, R., & Gonzales, V. (2008). Estadística y probabilidades para ingenieros. UNA, Puno.
- Alfaro, R. (2011). Erosion y transporte de sedimentos. UNA, Puno.
- Bedient, P.B., & Huber, W. C. (2002). Hydrology and Floodplain Analysis. .  
[https://books.google.com.pe/books/about/Hydrology\\_and\\_Floodplain\\_Analysis.html?id=qhISAQAIAAJ&redir\\_esc=y](https://books.google.com.pe/books/about/Hydrology_and_Floodplain_Analysis.html?id=qhISAQAIAAJ&redir_esc=y)
- Bento, A.M., Gomez, A., Pego, J. P., Viseu, T., & Couto, L. (2023). Improved assessment of maximum streamflow for risk management of hydraulic infrastructures. A case study. *Revista internacional de gestión de cuencas fluviales*.  
<https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/15715124.2021.2016783?scroll=top&needAccess=true>
- Bento, A.M., Gomez, A., Viseu, T., Couto, L., & Pego, J. P. (2020). Risk-based methodology for scour analysis at bridge foundations. *Revista internacional de gestión de cuencas fluviales*.  
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029620313365?via%3Dihub>
- Bonet, C., Rodríguez, D., & Guerrero. (2020). Aprovechamiento de la energía empleada en el riego por aspersión. *Revista Ingeniería Agrícola*, 15-20.
- Caipo, J., Chavez, C., Paico, D., & Valencia, Y. (2019). El funcionamiento de la energía solar fotovoltaica en las zonas rurales del Perú entre los años 2010 -2018. Lima: Universidad Tecnológica del Perú.
- Cahuana, Andina Agustín. (2009). Hidrología CIV 233; Universidad Mayor de San Simon; Facultad de Ciencias y Tecnología. I: 414 pag.



- Cardich Motta, Alexander K. (2014). Modelacion de Maximas Avenidas En La Cuenca Del Rio Lurin Utilizando Modelos Hidrologicos e Hidraulicos. I(pag): 186.
- Casanova, L. (2002). Topografia Plana. I(pag): 186.
- Chereque, M. W. (1983). Hidrologia Para Estudiantes de Ingenieria Civil. Pontifia Universidad Catolica del Perú segundo vo: 236 pag.
- Chuvieco, E. (1983). Teledetección ambiental. Barcelona : Ariel, 2007.
- Díaz Aguilar, Gerry S. (2019). Modelamiento Hidrológico e Hidráulico del Río San Ramón para el Diseño del Puente Evitamiento, Provincia de Satipo, Junín. Universidad Nacional Agraria la Molina - Lima.
- Estrada, V., & Pacheco, R. (2012). Modelación hidrológica con HEC-HMS en cuencas montañosas de la región oriental de Cuba. <https://riha.cujae.edu.cu/index.php/riha/article/view/100>
- Farttorelli, Sergio; Pedro c. Fernandez. (2011). Diseño Hidrologico. Mexico 2 edición: 548 pag.
- García Celi, A. D. e Infante Arcaya, F. (2018) Determinación del caudal máximo para diseño de defensas ribereñas del Sector Tamarindo – Río Tumbes. Universidad Nacional Agraria la Molina - Lima.
- INETER/COSUDE. (2005). Inundaciones fluviales. Mapas de amenazas. [https://www.shareweb.ch/site/DRR/Documents/About%20Us/Publication\\_Nicaragua\\_InundacionesFluviales\\_MET-ALARN\\_2005.pdf](https://www.shareweb.ch/site/DRR/Documents/About%20Us/Publication_Nicaragua_InundacionesFluviales_MET-ALARN_2005.pdf)
- Laura Mamani, Mauro G. (2014). Modelo Regional Aplicado a las Maximas Avenidas en las Cuencas de los Rios: Ilave, Callacame y Zapatilla
- Llamas, J. (1993). Hidrología general. Universidad del Estado de México. Toluca. México 627 pp.
- Mamani Mamani, Edwin (2020). Aplicación de un Modelo Hidrológico Agregado lluvia - escorrentía a paso de Tiempo Mensual en la Cuenca del Río Callacame, Perú. Universidad Nacional del Altiplano - Puno.



- Mehran, S., & Taghi, M. (2023). Hydrodynamic considerations for improving the design/evaluation of over-topped bridge decks during extreme floods. <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/15732479.2023.2171069>
- Ministerio de Transportes y comunicaciones (2016). "Manual de Puentes" [https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf](https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf).
- Ministerio de Transportes y comunicaciones (2012). Manual de hidrología, hidráulica y drenaje. [https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf](https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf).
- Momcilo, H. (2007) Used HEC-HMS to illustrate relative impacts of changing estimates of design precipitation on flood peak at small watershed.
- Nanía, L.S. (2007) Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1. Granada, 76 pp., ISBN: 978-84-690-5876-3.
- Perez Campomanes G. (2015). Manual de Hidrologia Aplicada. Lima. Recuperado de <http://civilgeeks.com/> <https://dokumen.tips/engineering/manual-de-hidrologia-giovene-perez-campomanes-civilgeeks.html?page=1>
- Ponce, V. M. (1989). Engineering Hydrology: Principles and Practices. Prentice Hall. <http://civilgeeks.com/> <https://dokumen.tips/engineering/manual-de-hidrologia-giovene-perez-campomanes-civilgeeks.html?page=1>
- Ponce, V. M. (2014). Fundamentals of open-channel hydraulics. Online edition.
- Rocha, A. (1998). Introduccion a la hidraulica fluvial. Facultad de Ingeniería Civil Universidad Nacional de Ingeniería. [https://www.researchgate.net/profile/Arturo-Rocha-Felices-2/publication/315829253\\_Introduccion\\_a\\_la\\_Hidraulica\\_Fluvial/links/58e98284a6fdccb4a8322453/Introduccion-a-la-Hidraulica-Fluvial.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Arturo-Rocha-Felices-2/publication/315829253_Introduccion_a_la_Hidraulica_Fluvial/links/58e98284a6fdccb4a8322453/Introduccion-a-la-Hidraulica-Fluvial.pdf)
- Sánchez, Martínez, Francisco J. (2008). Calculo de La Precipitación Areal Mediante Sistemas de Información Geografico. Master en Ingenieria Medioambiental y gestion del agua I: 28 pag.



- Soto Carrasco, J. L. (2017) Modelamiento hidráulico y diseño de defensas ribereñas del río Amojú, Localidad el Parral - Jaén - Cajamarca.
- Terry Cerdeña, Miguel A. (2019). Modelamiento Hidrológico e Hidráulico del Río Runichinchay para el Diseño del Puente Runichinchay, Provincia de Huari, Ancash.
- Vásquez, Villanueva, Absalón. (2000). Manejo y Gestión de Cuencas Hidrograficas. (506): pag 709.
- Ven Te Show, Mc Graw Hill (1994). Hidrologia Aplicada. Santafe Bogota - CO.
- Villon, Maximo. (2009). Hidrologia Estadistica. pag: 217.
- Villón, M. (2002). Hidrología Segunda edición, Editorial: Villón. Lima-Perú..  
<http://infocivilweb.blogspot.com/2019/01/hidrologia-estadistica-maximo-villon.html>.
- Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (2003). Engineering and Design slope stability department of the army U.S. army corps of engineers  
[https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-1902.pdf](https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1902.pdf)
- Yamin, L.E., Ghesquiere, F., Cardona, O. D., & Ordaz, M.G. (2013). Modelación probabilista para la gestión del riesgo de desastre El caso de Bogotá, Colombia.
- Yzocupe, V.A. (2006). Simulacion de flujo 1d en canales abiertos.  
<https://doi.org/10.15381/rif.v9i01.8608>





## ANEXOS



## Anexo 1. Registro de precipitación máxima 24 h, estaciones Pizacoma, Desaguadero, Mazo Cruz, Juli y Yunguyo. (Fuente SENAMHI)

Precipitación Máxima 24 hr (mm)- Estación:							Desaguadero						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1956			8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	10.0	18.0	
1957	13.0	40.0	35.0	9.4	9.8	12.7	0.0	0.0	19.0	5.3	21.0	16.0	40.0
1958	46.9	18.5	28.9	13.5	15.3	0.0	4.2	2.5	11.5	7.6	19.3	15.3	46.9
1959	19.0	24.0	27.1	26.9	5.4	2.8	0.4	1.3	19.5	6.0	18.0	19.0	27.1
1960	34.7	40.6	34.8	34.2	17.8	0.0	0.0	7.8	26.3	11.0	26.9	37.7	40.6
1961	26.7	16.5	24.5	27.0	16.7	0.0	0.0	6.0	15.5	8.5	11.0	20.0	27.0
1962	19.0	21.0	20.0	27.5	1.5	0.0	11.5	0.0	19.0	11.0	11.5	20.0	27.5
1963	17.0	22.0	24.5	15.5	2.0	0.0	0.5	2.0	11.7	8.0	2.8	30.5	30.5
1964	17.0	29.0	19.0	17.5	6.5	0.0	0.0	11.3	12.0	0.0	7.5	16.0	29.0
1965	22.5	18.0	13.0	5.0	0.2	0.0	1.7	0.7	11.0	4.7	21.5	30.0	30.0
1966	17.2	22.0	17.0	23.7	16.5	0.0	0.0	0.0	3.1	7.4	13.0	47.5	47.5
1967	11.2	22.6	21.6	12.5	3.5	0.0	15.4	8.6	22.8	9.8	0.8	17.7	22.8
1968	25.5	25.0	20.0	12.2	23.7	11.7	0.0	2.8	15.8	8.8	80.0	7.4	80.0
1969	38.0	21.7	6.6	21.5	0.3	1.6	1.3	1.6	3.2	3.5	16.5	4.8	38.0
1970	18.5	34.1	18.3	20.9	1.7	0.0	0.0	1.3	8.4	15.0	11.5	26.8	34.1
1971	25.8	24.2	8.9	19.0	0.2	0.6	0.0	1.7	0.0	4.3	22.3	10.7	25.8
1972	37.4	26.9	45.6	6.3	0.0	1.2	3.7	1.2	6.0	22.7	8.2	30.1	45.6
1973	44.9	50.5	22.6	6.4	5.4	0.0	9.8	9.3	9.1	28.1	6.3	13.0	50.5
1974	33.7	34.2	16.0	25.5	0.3	3.0	0.9	14.6	6.2	15.0	10.8	22.7	34.2
1975	30.1	44.2	25.1	5.5	9.0	12.9	1.2	8.8	10.2	15.0	10.5	25.3	44.2
1976	43.3	23.2	28.7	18.2	8.0	0.0	16.0	31.6	21.2	0.0	3.2	12.8	43.3
1977	21.6	26.4	32.6	5.2	0.2	0.0	4.0	2.0	2.0	37.0	23.0	29.9	37.0
1978	34.3	18.6	23.4	8.1	0.0	0.0	8.0	6.0	17.3	10.0	16.2	9.6	34.3
1979	32.0	22.0	37.8	13.0	2.3	0.0	2.4	0.2	0.0	11.0	10.0	22.7	37.8
1980	33.5	16.5	34.3	2.4	4.0	0.4	0.0	15.5	8.7	11.5	6.9	14.9	34.3
1981	24.4	49.0	20.1	33.1	2.7	0.0	0.0	10.6	9.2	15.9	25.1	34.0	49.0
1982	44.0	19.6	11.0	34.6	0.0	0.5	0.0	7.0	19.2	61.3	13.8	8.1	61.3
1983	9.1	16.1	27.0	17.0	1.3	2.0	2.5	5.0	5.8	3.2	7.2	30.9	30.9
1984	40.3	39.3	36.2	12.0	44.5	15.0	0.0	1.5	0.0	10.0	19.6	14.8	44.5
1985	20.8	58.7	23.3	37.0	8.6	7.2	0.0	12.0	17.8	3.4	35.8	39.1	58.7
1986	50.7	46.8	37.6	7.0	3.2	1.8	3.9	3.6	12.6	12.0	30.0	30.0	50.7
1987	40.0	30.3	6.7	15.6	3.6	18.0	12.1	2.3	11.2	18.2	28.6	12.6	40.0
1988	45.0	17.5	55.2	30.2	3.0	0.2	2.4	0.0	5.6	10.0	2.0	33.2	55.2
1989	24.1	22.0	22.2	38.7	0.9	0.0	6.1	3.6	5.5	16.8	12.2	10.3	38.7
1990	27.5	29.6	51.2	15.3	3.1	19.0	0.0	14.0	4.6	18.0	13.6	25.5	51.2
1991	16.1	21.5	25.3	14.4	4.6	21.3	2.0	0.0	0.8	5.8	13.6	14.8	25.3
1992	31.0	25.3	11.4	22.0	1.0	2.9	3.5	10.0	0.0	9.3	7.2	14.1	31.0
1993	33.5	35.8	22.5	4.0	4.0	1.7	0.0	38.9	19.0	14.0	15.7	16.5	38.9
1994	19.5	34.5	17.0	4.3	9.2	2.0	2.3	0.0	0.7	1.8	23.0	19.3	34.5
1995	28.6	39.1	20.2	8.7	0.0	0.0	0.0	6.8	6.4	0.7	19.8	34.7	39.1
1996	37.7	20.0	8.9	10.1	3.0	0.0	0.5	31.6	14.9	6.2	12.9	11.2	37.7
1997	33.7	37.0	19.5	9.9	11.1	0.0	0.0	49.2	15.3	3.7	14.3	12.5	49.2
1998	14.9	22.6	20.4	25.0	0.0	23.8	0.0	0.0	2.2	15.2	18.0	14.7	25.0
1999	45.0	26.1	29.3	51.0	10.9	0.9	0.6	0.0	9.6	17.9	1.9	6.5	51.0
2000	33.5	18.4	14.6	0.5	0.0	4.4	0.0	1.5	4.8	14.0	42.7	16.9	42.7
2001	35.2	58.6	40.4	7.1	2.0	4.4	11.9	9.2	9.7	12.8	5.7	30.7	58.6
2002	31.8	39.0	76.8	17.4	7.6	9.6	21.7	1.7	1.5	11.3	29.3	16.7	76.8
2003	19.6	20.5	43.0	1.4	4.5	0.0	0.0	4.7	22.8	2.5	7.5	22.4	43.0
2004	23.6	35.1	10.0	4.4	0.7	0.0	17.2	17.5	6.8	0.0	2.6	22.0	35.1
2005	18.0	23.3	60.4	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.4	16.1	11.5	27.3	60.4
2006	40.0	52.8	57.4	20.9	0.6	2.0	0.0	0.0	5.3	18.1	20.8	12.5	57.4
2007	8.0	16.0	48.4	18.6	0.0	0.0	9.9	3.4	6.4	4.9	12.1	8.8	48.4
2008	31.6	15.9	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	0.0	6.5	8.2	26.9	31.6
2009	20.0	60.9	29.0	10.4	0.0	0.0	1.8	0.0	2.6	37.0	14.6	29.7	60.9
2010	45.2	17.0	4.2	7.7	14.4	0.0	0.0	0.0	24.0	20.6	14.3	24.8	45.2
2011	26.5	36.3	33.0	17.0	3.8	0.0	9.1	0.0	16.9	5.4	19.7	19.3	36.3
2012	39.7	24.4	28.8	14.0	0.0	0.8	2.5	1.0	0.0	19.4	19.4	20.4	39.7
2013	53.7	22.5	15.4	0.0	15.3	27.6	1.3	13.0	0.0	26.6	17.6	29.7	53.7
2014	32.9	17.0	39.0	12.4	0.5								



Precipitación Máxima 24 hr (mm)- Estación:							Juli						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1956			12.7	2.6	20.0	0.0	2.0	4.5	0.0	0.0	45.0	19.0	
1957	27.1	31.2	22.0	7.5	7.0	6.5	0.0	3.5	16.5	8.0	13.5	25.5	31.2
1958	26.0	15.0	29.8	14.0	0.0	0.0	3.3	15.3	4.2	9.5	9.2	20.0	29.8
1959	20.5	28.0	39.5	13.0	6.5	4.0	0.0	2.5	8.5	13.5	12.0	26.0	39.5
1960	20.8	22.0	6.0	8.0	3.5	5.0	5.0	10.0	17.5	8.0	12.0	4.2	22.0
1961	7.5	11.0	13.0	5.0	12.0	0.0	0.0		17.2	10.5		8.0	
1962	12.0	10.5	48.3	10.3	0.0	0.0	12.7	0.0	17.2	16.0	3.5	36.5	48.3
1963	34.5	129.6	21.5	10.8	4.1	0.0		0.0	6.8		3.5	32.1	
1964													
1965	17.2	20.0	16.2	3.4	3.4	0.0	3.7	0.0	20.0	7.1	23.1	36.2	36.2
1966	17.2	17.7	13.8	17.7	8.7	0.0	0.0	0.0	6.0	28.2	29.2	20.0	29.2
1967	33.6	49.8	22.7	22.6	6.3	0.0	22.1	4.0	7.0	8.3	3.4	22.7	49.8
1968	16.4	40.0	49.8	14.0	14.3	14.9	1.0	2.0	21.7	1.4	27.3	21.5	49.8
1969	23.0	33.2	17.9	10.6	0.0	7.1	1.8	4.8	7.5	10.6	7.0	20.4	33.2
1970	19.4	26.4	32.5	13.1	4.8	0.2	3.5	0.0	9.9	8.8	6.2	32.6	32.6
1971	30.6	48.0	17.9	26.1	3.8	1.4	0.0	10.7	0.0	10.0	19.0	37.3	48.0
1972	31.5	28.4	20.3	9.7	0.0	2.7	3.8	9.0	8.3	4.1	14.7	26.2	31.5
1973	41.1	35.0	37.1	17.6	4.2	0.0	6.9	7.6	7.7	15.2	23.2	21.0	41.1
1974	33.2	47.0	10.6	71.9	2.0	4.2	0.2	21.8	8.9	16.9	18.7	6.3	71.9
1975	22.7	34.7	25.5	5.3	21.4	4.9	0.0	6.7	15.7	19.4	13.4	66.1	66.1
1976	44.2	23.8	24.7	16.0	13.9	1.0	1.6	15.5	17.2	8.6	3.1	9.5	44.2
1977	19.3	44.6	46.3	3.1	0.0	0.0	8.4	0.0	36.1	28.8	26.1	16.4	46.3
1978	37.4	18.2	25.4	17.0	0.0	0.0	3.7	3.1	11.4	0.9	11.0	17.6	37.4
1979	28.2	22.7	34.0	15.9	1.6	0.0	9.2	2.2	1.8	14.1	34.8	20.9	34.8
1980	63.7	18.7	34.5	1.6	2.2	1.4	3.6	28.1	29.5	17.0	13.2		
1981													
1982													
1983													
1984													
1985	19.6	34.7	29.8	34.2	15.4	12.5	0.0	11.8	25.2	4.3	17.4	19.6	34.7
1986	22.6	43.7	27.0	17.6	2.7	0.0	3.0	34.0	8.6	15.3	7.5	17.2	43.7
1987	30.9	17.0	15.2	17.0	3.6	5.2	6.7	0.9	12.3	22.9	47.3	11.4	47.3
1988	53.6	14.3	21.9	20.6	6.7	0.2	0.8	0.0	10.4	27.2	10.0	16.4	53.6
1989	23.9	26.0	29.5	36.4	16.4	3.0	5.1	13.0	10.1	2.0	10.0	13.3	36.4
1990	32.4	14.2	20.8	6.3	10.5	14.9	0.0	7.6	10.8	24.4	14.8	20.2	32.4
1991	25.0	23.6	37.2	18.5	8.1	18.5	3.0	0.6	6.0	23.8	16.6	26.8	37.2
1992	35.2	24.9	13.9	26.6	0.0	0.4	3.4	25.5	0.0	10.9	14.6	14.7	35.2
1993	34.1	22.7	28.3	9.3	4.3	2.4	0.0	23.3	9.6	12.7	25.8	9.8	34.1
1994	44.6	21.7	23.2	9.3	11.7	0.0	1.6	0.8	3.0	5.4	19.4	32.2	44.6
1995	20.3	16.2	25.4	13.6	5.7	0.0	0.6	7.2	7.1	14.1	15.2	24.9	25.4
1996	21.8	16.4	42.0	6.2	14.2	0.0	6.4	16.5	2.7	16.2	14.0	21.3	42.0
1997	32.3	30.3	32.1	21.5	6.3	0.0	0.0	42.5	34.4	8.3	35.3	26.3	42.5
1998	15.2	13.2	30.1	26.5	0.0	4.0	0.0	0.0	8.9	19.5	18.6	21.0	30.1
1999	20.6	29.5	45.6	18.0	26.3	2.2	1.4	1.9	29.9	38.1	9.2	23.6	45.6
2000	23.0	30.6	22.8	6.0	7.0	4.3	0.6	6.0	1.0	16.0	1.3	24.8	30.6
2001	22.9	38.4	35.6	12.2	3.3	1.4	9.5	12.6	4.4	23.1	4.6	36.8	38.4
2002	19.4	23.6	29.6	67.4	3.8	7.4	14.5	3.2	2.0	10.1	11.0	30.0	67.4
2003	25.3	31.4	32.7	25.3	7.8	0.0	5.9	6.5	11.6	9.8	11.3	23.6	32.7
2004	37.5	27.7	15.7	16.9	8.0	1.6	10.9	24.4	17.3	6.5	6.9	35.5	37.5
2005	21.5	22.5	17.3	14.3	1.5	0.0	0.0	1.0	9.1	22.3	20.6	33.4	33.4
2006	37.1	100.8	29.4	11.4	34.0	3.1	0.0	1.1	5.3	12.1	18.9	14.1	100.8
2007	14.0	28.4	35.9	41.5	2.0	1.2	7.3	5.1	9.7	14.1	11.6	34.5	41.5
2008	49.2	15.6	16.7	29.7	0.5	1.9	1.2	0.5	0.7	23.2	7.8	25.6	49.2
2009	22.2	37.5	32.6	23.1	0.0	0.0	4.6	0.0	22.1	14.1	19.1	27.5	37.5
2010	24.5	28.3	33.6	21.4	14.9	0.0	0.0	9.1	4.2	17.6	12.1	22.9	33.6
2011	43.5	26.0	25.2	14.4	4.4	0.0	6.4	3.4	18.5	9.4	21.5	40.6	43.5
2012	28.7	43.2	50.6	13.8	0.0	0.6	1.0	1.1	2.8	7.7	13.1	28.2	50.6
2013	16.5	30.5	22.5	6.8	14.7	19.9	3.2	3.9	1.9	21.6	19.0	23.3	30.5
2014	37.2	34.8	21.7	16.6	3.7	0.0							



Precipitación Máxima 24 hr (mm)- Estación:							Mazo Cruz							
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1957														
1958														
1959														
1960														
1961														
1962														
1963											14.6	17.0		
1964	24.0	21.0	24.2	4.0	8.2	0.0	0.0	2.0	9.0	1.4	6.8	11.4	24.2	
1965	18.6	12.8	19.8	5.2	0.0	0.0	0.0	7.0	9.2	4.0	4.0	16.0	19.8	
1966	17.0	25.0	10.2	5.0	15.2	0.0	0.0	0.0	0.0	7.2	13.8	39.0	39.0	
1967	15.0	16.4	15.6	13.2	4.8	0.0	1.8	1.0	9.6	2.0	3.8	18.0	18.0	
1968	14.4	22.0	24.0	4.2	13.0	5.8	0.0	1.0	5.0	30.6	22.0	25.0	30.6	
1969	35.6	8.2	9.8	2.6	0.0	5.0	0.8	0.0	2.0	13.0	13.0	20.2	35.6	
1970	16.4	17.0	15.8	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	6.8	10.0	27.8	27.8	
1971	47.4	17.2	5.6	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2	25.0	47.4	
1972	32.4	17.4	25.8	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	15.2	18.6	17.0	32.4	
1973	19.8	22.0	18.6	11.0	4.8	1.2	0.0	10.2	10.8	0.0	6.0	5.0	22.0	
1974	31.6	23.0	23.0	10.2	0.0	0.0	0.0	12.8	4.2	1.0	17.8	15.0	31.6	
1975	23.2	16.0	14.2	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	5.0	26.6	26.6	
1976	19.8	15.4	33.8	0.0	1.8	0.0	0.0	28.8	0.0	0.0	0.0	18.0	33.8	
1977	14.8	24.4	16.0	2.8	2.5	0.0	0.0	0.0	7.2	11.8	18.6	14.4	24.4	
1978	19.3	13.6	19.0	16.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	2.2	11.0	14.2	19.3	
1979	19.0	2.8	31.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.6	5.2	23.3	31.3	
1980	19.0				0.0	0.0	0.0							
1981					5.0	0.0	0.0	7.0	2.0	2.0	3.0	24.0		
1982	32.0	12.0	21.0	6.2	1.4	0.0	0.2	0.0	5.2	16.0	10.2	6.2	32.0	
1983	12.0	13.4	5.0	11.0	4.2	0.2	0.0	2.6	8.6	3.2	0.2	4.1	13.4	
1984	19.2	28.0	27.2	0.0	0.0	3.4	0.0	0.0	0.0	12.7	20.6	12.4	28.0	
1985	20.1	28.0	14.2	15.0	2.6	7.4	0.0	2.1	9.2	0.0	20.6	25.0	28.0	
1986	23.0	45.0	26.0	4.9	0.0	0.0	2.8	2.4	0.0	0.0	14.2	23.4	45.0	
1987	21.8	5.8	4.2	1.0	0.0	8.6	11.6	0.0	0.0	6.4	8.9	8.2	21.8	
1988	9.2	7.6	8.6	23.7	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	10.6	23.7	
1989	13.0	27.7	30.4	12.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	2.5	30.4	
1990	14.4	6.3	8.4	2.5	6.3	9.2	5.2	6.3	1.2	21.7	2.1	5.1	21.7	
1991	9.2	7.9						0.0	0.0		0.0	0.0		
1992	20.0	9.8	0.9	2.7	0.0	0.0	0.0	7.5	0.6	7.1	10.8	14.3	20.0	
1993	16.8	3.9	20.1	5.8	1.6	0.0	0.0	25.5	8.4	26.8	12.9	25.3	26.8	
1994	26.9	24.0	13.9	6.2	1.8	0.2	0.3	1.5	1.5	2.9	7.5	18.1	26.9	
1995	17.8	16.8	14.8	11.4	0.3	0.0	0.0	0.0	1.3	1.8	6.1	12.2	17.8	
1996	25.4	9.8	5.3	9.2	4.6	0.0	0.0	7.4	0.0	1.0	8.4	20.8	25.4	
1997	35.4	18.0	19.4	6.4	4.0	0.0	0.0	18.6	9.7	4.2	20.6	13.0	35.4	
1998	20.0	11.0	16.4	10.0	0.0	11.8	0.0	0.6	0.4	9.6	16.6	6.6	20.0	
1999	20.4	29.0	28.6	21.2	1.6	0.0	0.0	0.0	6.8	8.4	0.0	15.2	29.0	
2000	27.4	26.0	10.6	17.8	2.6	1.2	0.0	0.6	0.6	10.4	5.0	20.2	27.4	
2001	25.8	24.0	22.3	17.4	2.4	0.6	0.0	3.2	0.2	12.0	5.0	9.0	25.8	
2002	14.0	22.6	21.2	15.0	12.0	4.2	7.0	2.0	1.2	16.4	10.2	13.2	22.6	
2003	21.6	20.0	18.4	2.8	3.8	0.0	1.8	5.0	3.4	5.6	4.2	16.2	21.6	
2004	16.8	22.4	16.4	5.4	0.0	0.8	9.4	14.4	7.6	0.0	0.0	11.4	22.4	
2005	14.2	37.0	13.6	18.4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	3.8	6.8	24.2	37.0	
2006	34.0	30.2	13.6	10.2	5.8	0.2	0.0	0.4	1.6	16.1	24.8	25.4	34.0	
2007	17.0	19.6	18.8	15.4	0.0	0.4	0.0	0.2	3.4	1.8	16.6	13.6	19.6	
2008	27.8	10.0	19.8	1.4	0.0	0.0	0.0	6.4	0.0	2.4	1.8	16.8	27.8	
2009	21.2	22.0	21.4	13.2	0.7	0.0	6.4	0.0	4.8	4.6	12.4	25.4	25.4	
2010	17.8	9.0	13.2	24.6	13.2	0.0	0.0	0.0	0.6	3.8	4.0	11.0	24.6	
2011	18.6	20.0	12.6	25.6	2.2	0.0	1.8	0.0	6.2	0.4	23.2	26.4	26.4	
2012	21.6	34.6	20.2	16.0	0.2	0.0	0.4	1.8	0.5	4.2	33.0	30.0	34.6	
2013	23.2	33.2	14.6	5.0	9.4	7.6	4.0	3.8	2.6	27.8	9.6	19.4	33.2	
2014	38.2	6.8	11.8	4.8	0.0	0.0	0.0	5.6	6.4	13.8	22.2	15.2	38.2	
2015	30.0	21.8	16.6	11.4	1.2	0.0	1.6	5.2	3.2	15.8				

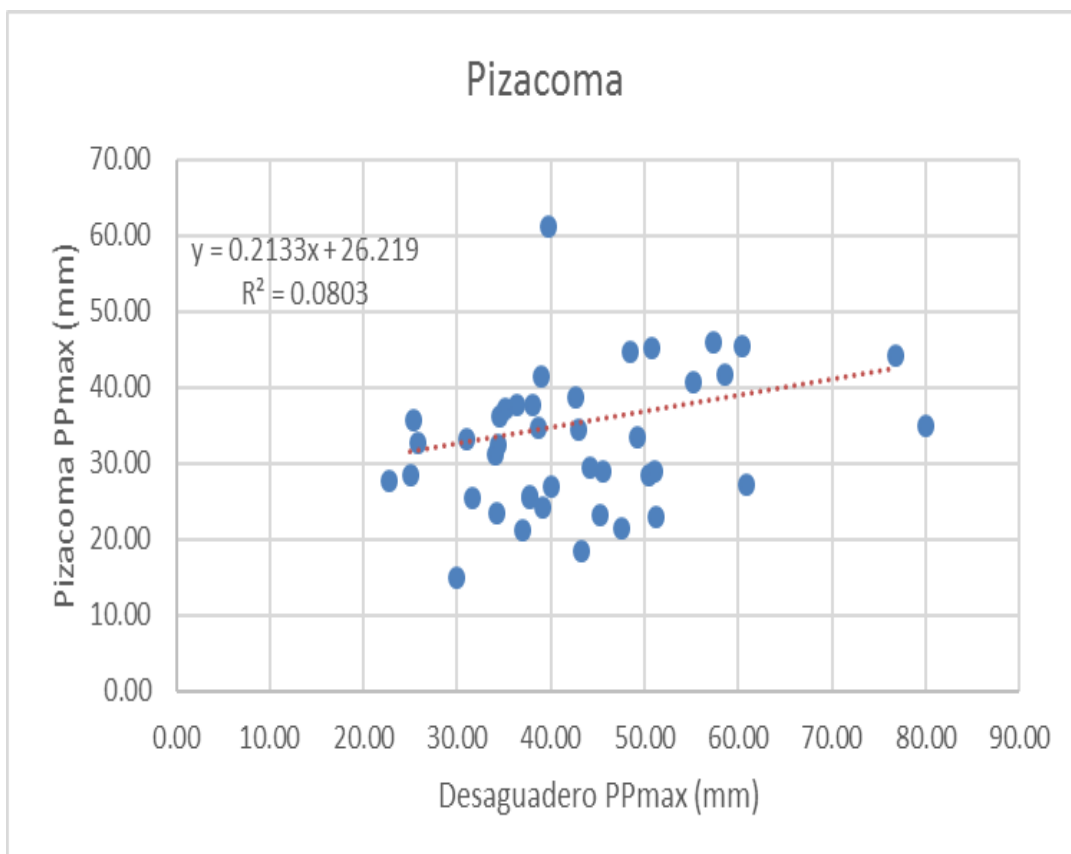
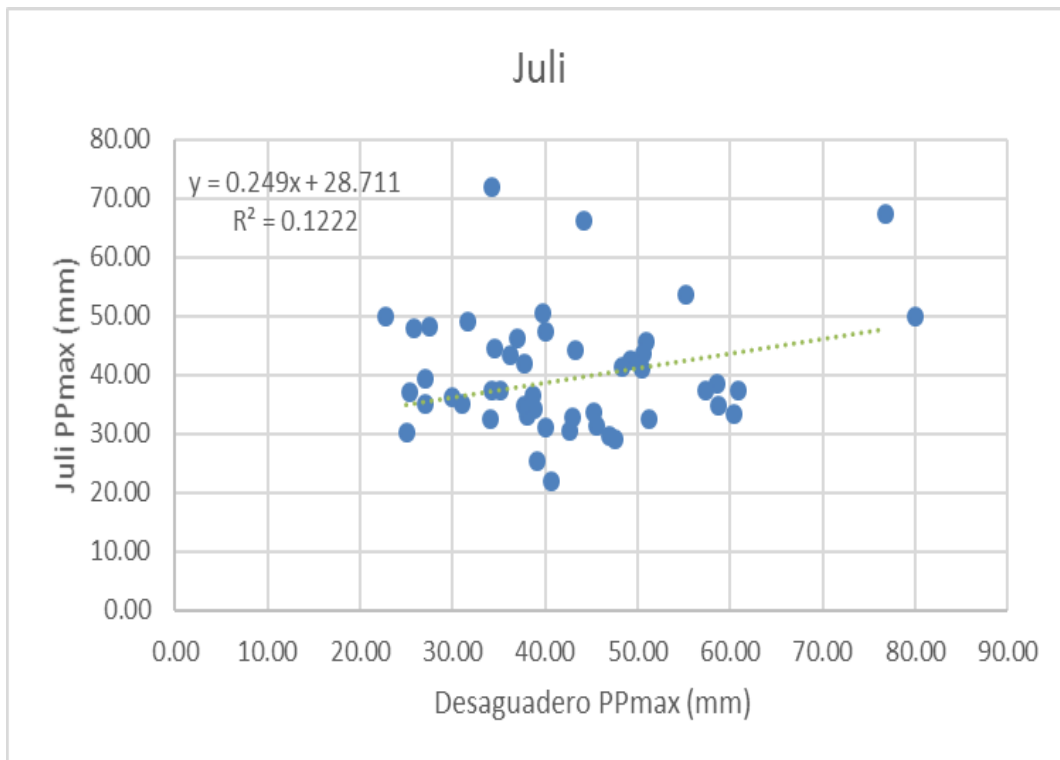


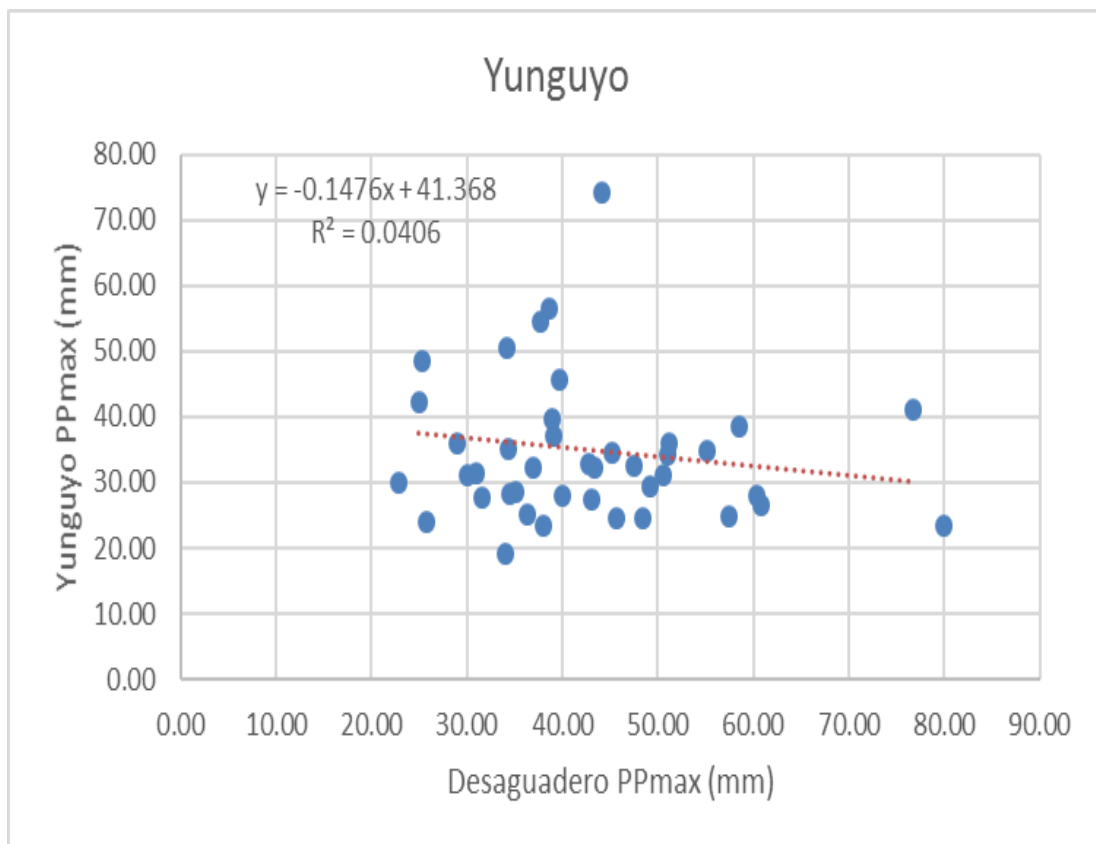
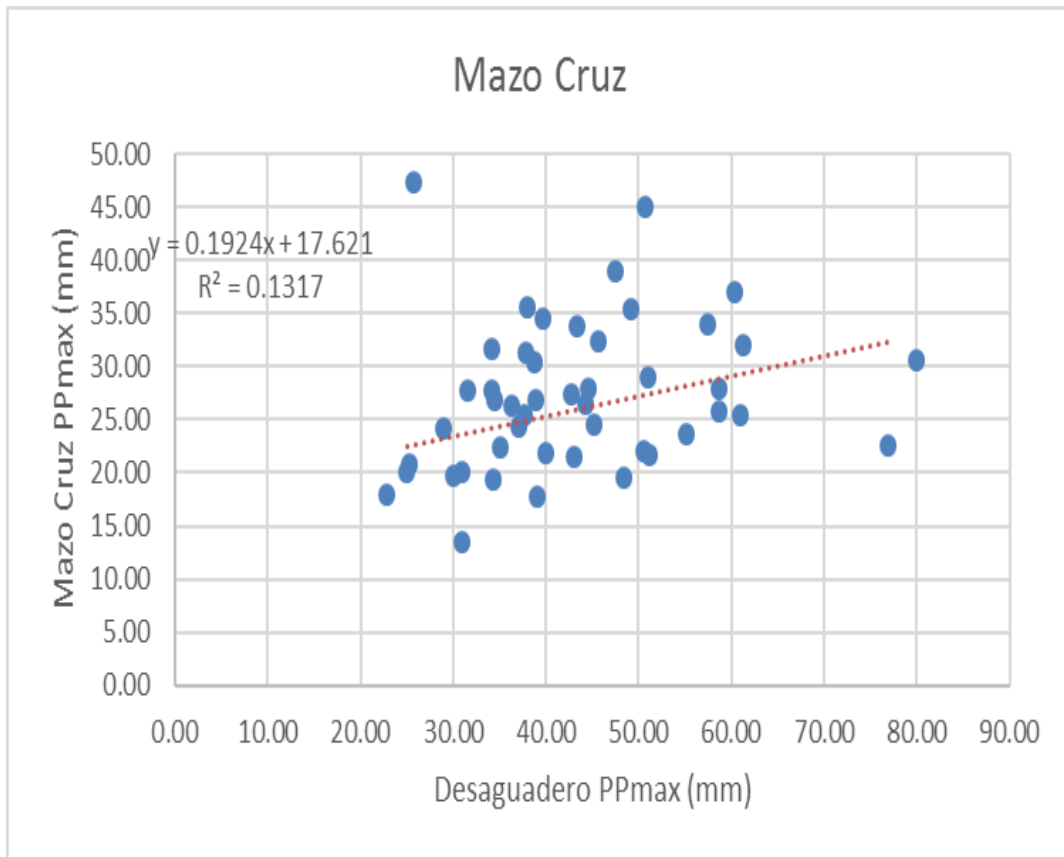
Precipitación Máxima 24 hr (mm)- Estación:							Pizacoma							
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1956														
1957														
1958														
1959														
1960														
1961														
1962														
1963												43.0		
1964	3.0	15.1	31.0	10.4	5.2	5.0	0.0	8.4		0.0	0.0	8.4		
1965	13.0	11.0	8.4	1.0	0.0	0.0	0.0	3.2	7.4	0.0	3.4	15.0	15.0	
1966	0.0	2.0	10.8		7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	15.0	11.2		
1967	10.0	6.7	19.0	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2	5.4	5.2	27.8	27.8	
1968	35.0	25.6	12.8	2.0	11.6	17.2	0.0	0.0	3.5	21.4	27.2	6.2	35.0	
1969	20.2	15.4	11.6	8.0	0.0	2.8	0.1	0.0	0.1	0.1	10.2	37.8	37.8	
1970	17.8	27.2	22.8	11.4	20.0	0.0	0.0	0.1	0.2	6.4	10.6	31.2	31.2	
1971	32.8	32.6	18.4	6.6	0.0	0.0	0.0	9.4	0.0	0.0	13.0	16.4	32.8	
1972	29.0	17.0	24.2	12.4	4.4	0.0	6.4	0.0	6.4	13.2	18.2	17.4	29.0	
1973	19.2	28.4	14.2	12.4	6.2	2.6	1.8	14.6	4.2	6.2	10.0	20.2	28.4	
1974	20.2	23.4	14.2	7.0	1.6	1.4	0.0	20.2	4.6	4.4	18.4	15.0	23.4	
1975	26.8	29.4	11.4	7.0	1.8	2.8	0.0	1.9	2.6	21.0	2.6	14.2	29.4	
1976	18.4	14.2	4.8	10.4	1.4	0.0	2.6	5.4	6.0	0.0	0.0	6.4	18.4	
1977	15.2	21.2	15.4	1.4	3.8	0.0	0.0	0.0	4.0	1.6	17.4	17.4	21.2	
1978	18.0	21.2	6.8	16.0	0.0	0.0	2.6	2.8	1.4	1.6	32.4	20.2	32.4	
1979	25.4	11.0	13.6	4.8	0.0	0.0	1.6	0.0	1.4	6.0	4.6	16.0	25.4	
1980	13.2	10.2												
1981														
1982														
1983														
1984														
1985												20.1		
1986	27.1	45.1	36.9	16.6	4.2	0.0	1.4	2.2	0.1	1.3	10.2	37.6	45.1	
1987	27.0	18.0	10.8	4.2	0.3	0.4	20.8	0.4	2.6	15.2	16.8	12.5	27.0	
1988	36.2	14.8	19.0	25.0	8.4	2.4	0.0	0.0	4.6	6.8	7.0	40.8	40.8	
1989	31.2	30.3	34.7	19.3	4.4	1.3	4.6	0.0	3.0	1.3	3.0	10.9	34.7	
1990	5.0	10.9	8.6	3.3	0.0	11.6	0.0	0.0	3.4	11.8	12.5	22.9	22.9	
1991	14.7	27.3	35.6	11.2	0.0	23.3	0.0	0.0	0.0	1.8	30.2	12.8	35.6	
1992	33.2	10.6	5.4	5.8	0.0	0.0	0.0	11.0	0.0	27.8	11.2	5.4	33.2	
1993	18.4	6.6	10.4	4.6	2.2	0.0	0.0	41.5	0.0	12.8	10.2	20.0	41.5	
1994	23.8	18.6	9.2	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.3	36.2	36.2	
1995	15.4	8.9	12.7	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	5.6	4.4	7.0	24.1	24.1	
1996	25.7	14.2	11.6	10.7	3.4	0.0	0.0	13.3	0.0	5.2	14.8	12.0	25.7	
1997	33.4	22.3	23.0	8.2	0.0	0.0	0.0	22.0	8.4	4.5	18.3	12.2	33.4	
1998	16.2	23.8	6.8	4.4	0.0	28.4	0.0	0.0	0.0	2.2	10.6	0.0	28.4	
1999	22.4	28.6	29.0	23.3	3.4	0.0	0.0	0.0	15.2	5.3	0.0	7.0	29.0	
2000	38.7	21.0	15.4	3.6	1.5	0.7	0.0	4.6	2.0	9.9	0.0	25.0	38.7	
2001	25.5	41.7	21.1	6.4	0.0	4.6	0.4	3.8	1.8	6.1	11.5	9.9	41.7	
2002	22.4	14.6	44.2	8.9	12.4	9.9	9.2	0.7	0.4	8.6	18.5	9.6	44.2	
2003	17.4	22.1	33.9	8.4	2.8	0.0	3.7	5.8	2.2	2.5	1.5	34.4	34.4	
2004	20.3	37.1	17.8	0.0	0.0	0.0	14.9	23.6	0.0	1.8	5.1	9.1	37.1	
2005	22.6	31.7	17.4	11.8	0.0	0.0	0.0	0.0	21.2	16.5	11.0	45.5	45.5	
2006	46.0	22.2	18.2	5.4	1.4	0.0	0.0	0.9	2.1	6.0	6.2	37.5	46.0	
2007	44.6	8.4	13.2	9.0	0.0	0.0	0.0	0.9	3.9	11.0	13.2	18.3	44.6	
2008	17.2	21.2	19.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	0.0	9.7	0.0	25.4	25.4	
2009	14.6	27.0	10.4	9.6	0.0	0.0	12.6	0.0	15.2	14.7	27.2	11.8	27.2	
2010	12.4	23.2	15.6	10.6	9.9	0.0	0.0	0.0	0.0	13.7	1.8	19.1	23.2	
2011	11.3	28.1	16.4	10.9	8.2	0.0	4.6	0.8	6.6	0.0	8.1	37.8	37.8	
2012	22.6	61.2	29.7	18.3	0.4	0.0	0.0	1.4	11.3	6.4	11.2	47.5	61.2	
2013	31.1	21.2	10.9	0.0	13.7	11.8	0.0	10.7	2.1	25.2	4.0	32.3	32.3	
2014	22.5	27.0	5.4	1.8		0.0								



Precipitación Máxima 24 hr (mm)- Estación:							Yunguyo						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1956													
1957													
1958													
1959													
1960													
1961													
1962													
1963											4.5	31.1	
1964	18.0	36.0	18.5	30.5	6.5	0.0	6.0	5.0	18.5	13.0	18.0	15.0	36.0
1965	18.0	31.0	30.0	5.0	5.0	1.0	8.0	0.0	21.0	7.0	23.5	25.5	31.0
1966	15.0	32.5	19.0	20.2	13.0	0.0	1.0	0.0	8.0	18.0	17.0	13.5	32.5
1967	18.0	29.0	27.0	10.5	17.5	3.0	11.0	5.5	13.0	21.5	9.0	30.0	30.0
1968	15.0	23.0	23.5	14.0	22.0	15.5	4.5	5.5	11.0	8.0	12.0	16.0	23.5
1969	23.5	10.5	12.5	13.0	3.0	3.8	3.0	11.5	13.0	9.0	10.0	20.5	23.5
1970	19.0	12.5	19.0	9.0	5.0	0.5	0.0	6.0	8.0	8.0	4.0	9.5	19.0
1971	12.0	24.0	13.0	15.0	2.0	2.0	0.0	3.8	8.6	10.6	20.5	17.4	24.0
1972	12.0	24.5	12.0	15.2	3.4	0.0	0.0	8.8	20.0	4.2	1.0	11.6	24.5
1973	31.0	30.0	22.0	21.0	2.5	2.0	13.6	20.4	30.3	19.4	18.5	20.0	31.0
1974	30.0	33.2	26.6	23.0	0.0	5.8	0.0	50.6	13.2	16.2	6.8	20.5	50.6
1975	74.2	40.0	17.0	5.0	28.8	0.0	0.0	0.0	7.2	18.8	17.2	22.0	74.2
1976	26.4	25.0	15.7	15.4	32.2	4.2	11.0	6.8	18.4	15.2	15.4	23.4	32.2
1977	13.6	25.4	18.2	5.6	20.8	0.0	3.2	2.2	13.6	32.4	22.4	31.0	32.4
1978	35.2	14.2	16.2	14.4	0.0	0.0	2.4	2.4	7.4	0.0	24.2	20.7	35.2
1979	24.7	21.0	23.9	13.4									
1980													
1981													
1982													
1983													
1984													
1985													
1986													
1987	25.0	18.0	11.1	9.3	10.4	15.1	6.5	2.3	15.3	14.5	22.0	27.9	27.9
1988	25.0	13.3	34.7	17.1	22.2	3.5	6.3	0.0	15.2	10.0	9.2	31.0	34.7
1989	25.5	21.0	32.1	23.5	6.0	11.3	3.0	7.1	8.3	10.0	39.1	56.5	56.5
1990	22.6	35.0	22.7	12.5	25.0	21.7	0.0	8.9	6.4	17.5	18.7	35.9	35.9
1991	21.2	11.6	19.5	13.7	14.6	17.9	5.1	0.5	5.4	21.2	19.2	48.4	48.4
1992	27.4	27.5	16.4	10.0	0.0	4.5	10.0	18.9	9.1	24.7	31.5	17.4	31.5
1993	33.2	12.1	34.2	5.3	4.9	10.1	0.0	15.6	24.8	27.7	39.7	13.8	39.7
1994	25.8	28.2	22.1	5.9	2.2	3.6	4.5	3.0	2.6	17.1	19.4	19.1	28.2
1995	37.2	25.4	31.0	5.8	1.5	1.6	1.6	18.0	9.6	8.7	22.2	33.7	37.2
1996	37.1	31.4	17.3	21.0	3.2	2.5	14.0	18.5	8.6	1.7	11.5	54.4	54.4
1997	24.6	29.4	23.7	10.5	2.7	0.7	0.4	15.3	15.4	11.4	16.0	11.2	29.4
1998	19.5	20.6	16.6	42.2	4.4	8.0	0.0	0.9	3.3	16.1	14.5	15.8	42.2
1999	24.3	25.2	34.2	21.1	21.6	1.0	1.8	0.8	28.0	20.4	12.8	19.4	34.2
2000	32.8	29.7	21.5	0.0	9.1	19.5	0.0	7.2	0.0	30.5	6.8	22.9	32.8
2001	38.6	29.8	24.5	16.7	3.7	1.7	7.6	22.4	12.8	23.0	14.0	27.3	38.6
2002	19.8	23.8	14.4	23.2	3.0	11.3	16.6	6.7	7.2	17.0	13.9	41.0	41.0
2003	23.7	27.3	25.5	13.9	6.1	0.0	1.9	6.8	17.6	16.2	6.8	21.6	27.3
2004	28.6	26.8	18.5	17.0	4.4	3.2	16.5	14.1	7.6	5.6	6.6	12.3	28.6
2005	21.6	28.1	12.2	17.4	10.5	0.0	0.0	1.7	8.5	27.2	21.0	24.2	28.1
2006	24.7	21.5	17.5	12.1	0.0	0.0	0.0	14.2	12.2	24.8	16.2	17.6	24.8
2007	10.4	19.2	17.5	13.2	0.0	0.0	0.0	14.2	12.2	8.8	21.4	24.6	24.6
2008	20.2	21.4	19.3	0.0	0.0	5.6	0.0	0.0	0.0	17.2	22.6	27.6	27.6
2009	15.4	19.4	17.6	26.6	0.0	0.0	4.6	0.0	10.6	6.8	21.8	14.6	26.6
2010	34.6	16.8	15.2	5.7	16.2	0.0	0.0	7.1	14.2	23.6	1.6	10.8	34.6
2011	19.6	22.0	21.4	0.0	12.6	0.5	7.4	3.1	16.2	8.2	11.6	25.0	25.0
2012	23.1	45.6	40.0	13.6	0.0	4.5	13.4	13.9	0.0	14.6	14.0	19.8	45.6
2013	19.4	19.8	9.8	10.9	15.8	30.2	5.8	14.0	4.6	6.4	19.4	13.2	30.2
2014	20.0	12.2	26.2	13.2	3.4	0.0							

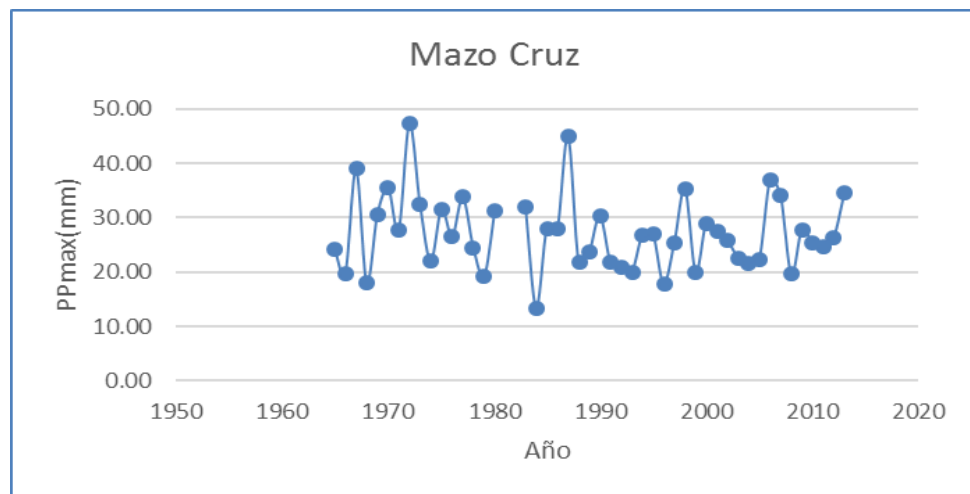
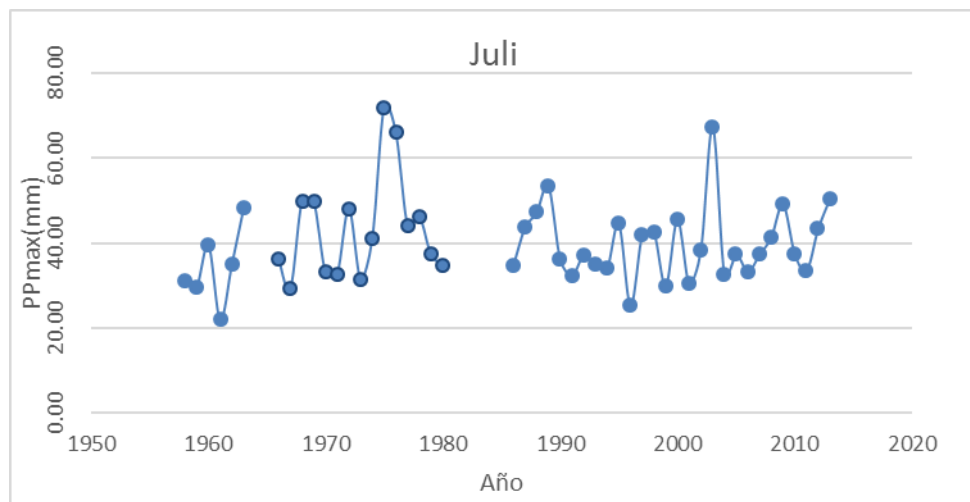
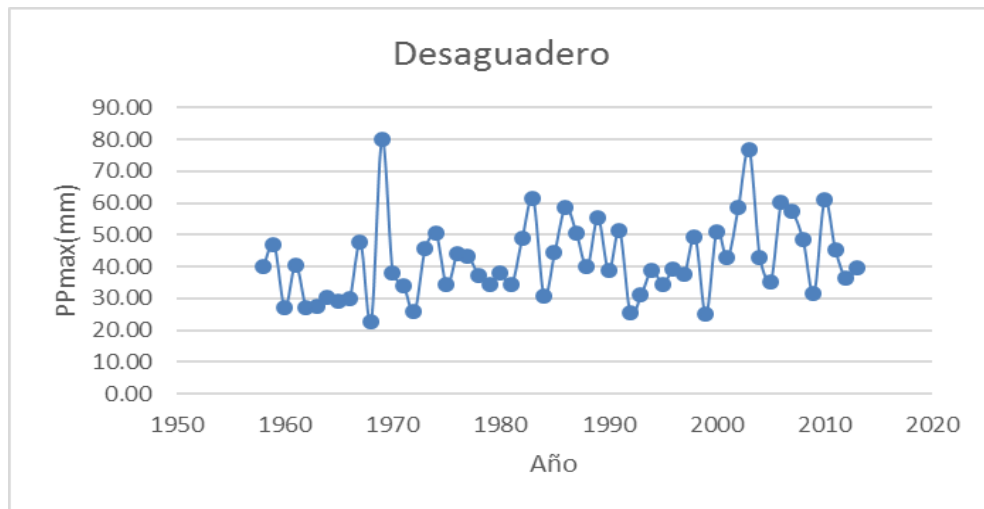
## Anexo 2. Análisis de Datos de Precipitación máxima 24 h, de las estaciones Pizacoma, Desaguadero, Mazo Cruz, Juli y Yunguyo. (Fuente SENAMHI)

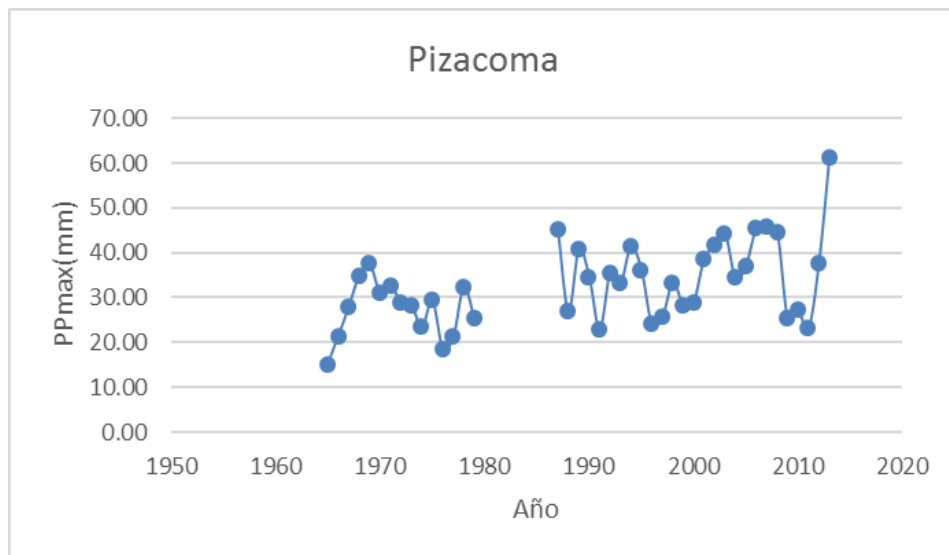
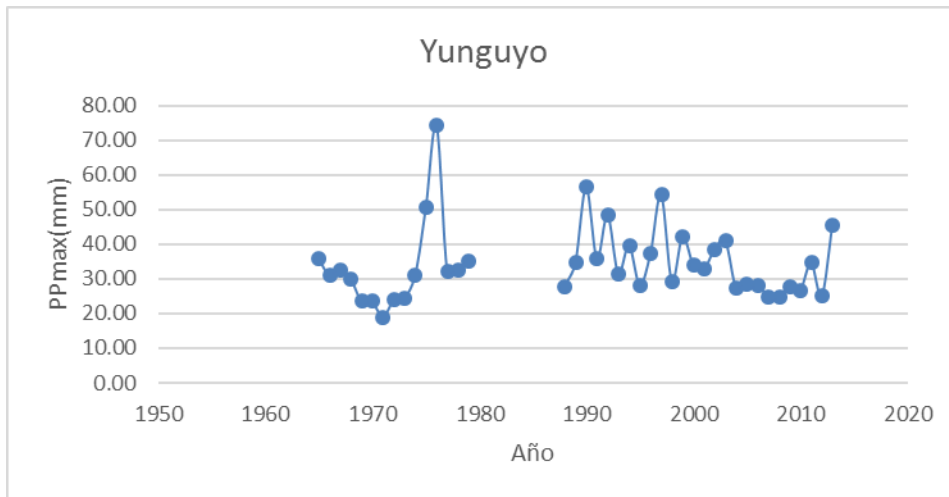






### Anexo 3. Análisis de Consistencia de Precipitación máxima 24 h, de las estaciones Pizacoma, Desaguadero, Mazo Cruz, Juli y Yunguyo. (Fuente SENAMHI)



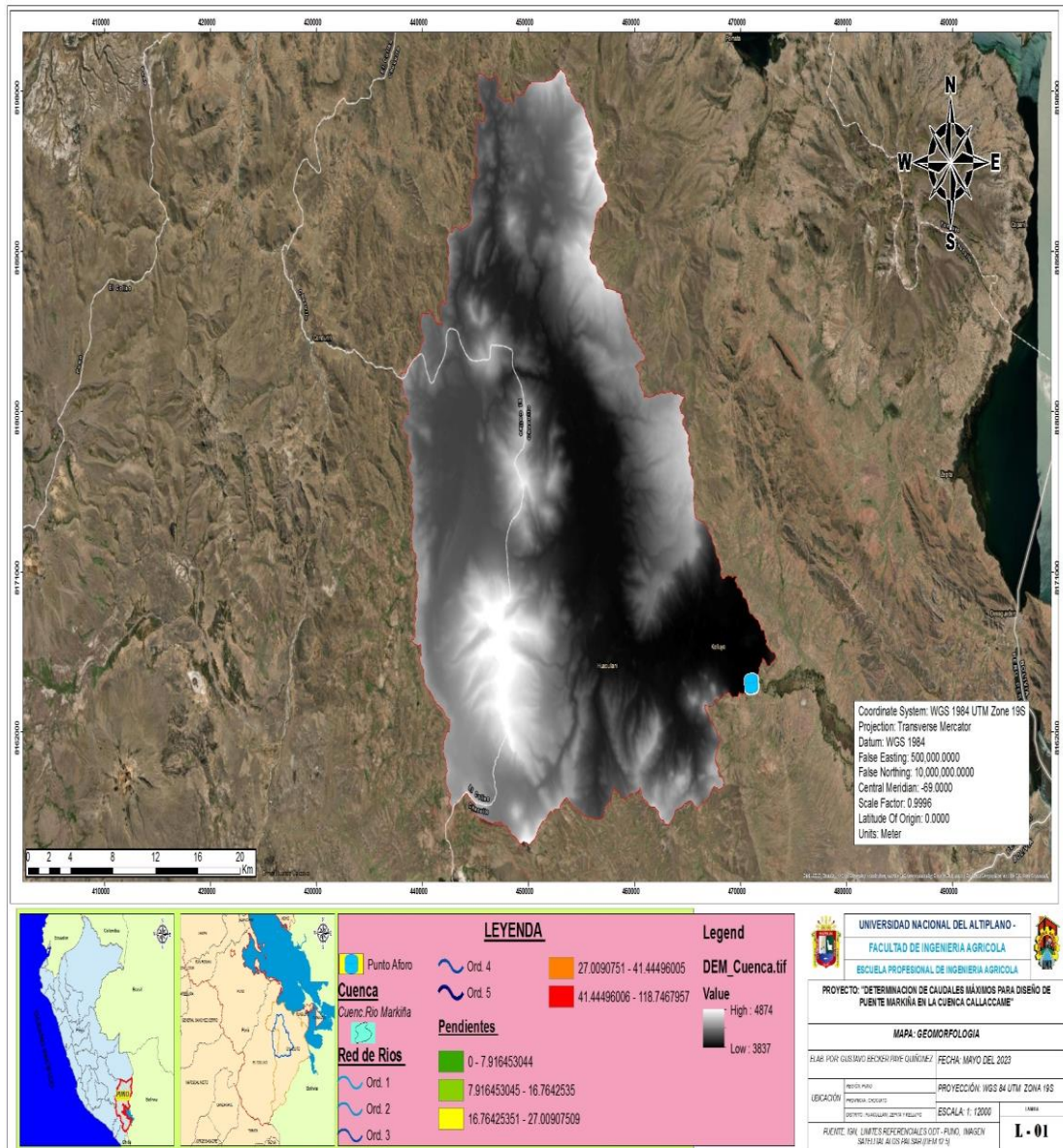




AÑO	ESTACIÓN					ACUMULADOS ESTACIÓN					PROM.	ACUM.
	Desaguadero	Juli	Mazo Cruz	Pizacoma	Yunguyo	Desaguadero	Juli	Mazo Cruz	Pizacoma	Yunguyo		
1957	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	485.2
1958	40.00	31.20	0.00	0.00	0.00	40.0	31.2	0.0	0.0	0.0	14.2	499.4
1959	46.90	29.80	0.00	0.00	0.00	86.9	61.0	0.0	0.0	0.0	29.6	529.0
1960	27.10	39.50	0.00	0.00	0.00	114.0	100.5	0.0	0.0	0.0	42.9	571.9
1961	40.60	22.00	0.00	0.00	0.00	154.6	122.5	0.0	0.0	0.0	55.4	627.3
1962	27.00	35.15	0.00	0.00	0.00	181.6	157.7	0.0	0.0	0.0	67.9	695.1
1963	27.50	48.30	0.00	0.00	0.00	209.1	206.0	0.0	0.0	0.0	83.0	778.2
1964	30.50	0.00	0.00	0.00	0.00	239.6	206.0	0.0	0.0	0.0	89.1	867.3
1965	29.00	0.00	24.20	0.00	36.00	268.6	206.0	24.2	0.0	36.0	107.0	974.2
1966	30.00	36.20	19.80	15.00	31.00	298.6	242.2	44.0	15.0	67.0	133.4	1107.6
1967	47.50	29.20	39.00	21.40	32.50	346.1	271.4	83.0	36.4	99.5	167.3	1274.8
1968	22.80	49.80	18.00	27.80	30.00	368.9	321.2	101.0	64.2	129.5	197.0	1471.8
1969	80.00	49.80	30.60	35.00	23.50	448.9	371.0	131.6	99.2	153.0	240.7	1712.5
1970	38.00	33.20	35.60	37.80	23.50	486.9	404.2	167.2	137.0	176.5	274.4	1986.9
1971	34.10	32.60	27.80	31.20	19.00	521.0	436.8	195.0	168.2	195.5	303.3	2290.2
1972	25.80	48.00	47.40	32.80	24.00	546.8	484.8	242.4	201.0	219.5	338.9	2629.0
1973	45.60	31.50	32.40	29.00	24.50	592.4	516.3	274.8	230.0	244.0	371.5	3000.5
1974	50.50	41.10	22.00	28.40	31.00	642.9	557.4	296.8	258.4	275.0	406.1	3406.6
1975	34.20	71.90	31.60	23.40	50.60	677.1	629.3	328.4	281.8	325.6	448.4	3855.1
1976	44.20	66.10	26.60	29.40	74.20	721.3	695.4	355.0	311.2	399.8	496.5	4351.6
1977	43.30	44.20	33.80	18.40	32.20	764.6	739.6	388.8	329.6	432.0	530.9	4882.5
1978	37.00	46.30	24.40	21.20	32.40	801.6	785.9	413.2	350.8	464.4	563.2	5445.7
1979	34.30	37.40	19.30	32.40	35.20	835.9	823.3	432.5	383.2	499.6	594.9	6040.6
1980	37.80	34.80	31.30	25.40	0.00	873.7	858.1	463.8	408.6	499.6	620.8	6661.3
1981	34.30	0.00	0.00	0.00	0.00	908.0	858.1	463.8	408.6	499.6	627.6	7288.9
1982	49.00	0.00	0.00	0.00	0.00	957.0	858.1	463.8	408.6	499.6	637.4	7926.3
1983	61.30	0.00	32.00	0.00	0.00	1018.3	858.1	495.8	408.6	499.6	656.1	8582.4
1984	30.90	0.00	13.40	0.00	0.00	1049.2	858.1	509.2	408.6	499.6	664.9	9247.3
1985	44.50	0.00	28.00	0.00	0.00	1093.7	858.1	537.2	408.6	499.6	679.4	9926.8
1986	58.70	34.70	28.00	0.00	0.00	1152.4	892.8	565.2	408.6	499.6	703.7	10630.5
1987	50.70	43.70	45.00	45.10	0.00	1203.1	936.5	610.2	453.7	499.6	740.6	11371.1
1988	40.00	47.30	21.80	27.00	27.90	1243.1	983.8	632.0	480.7	527.5	773.4	12144.5
1989	55.20	53.60	23.70	40.80	34.70	1298.3	1037.4	655.7	521.5	562.2	815.0	12959.5
1990	38.70	36.40	30.40	34.70	56.50	1337.0	1073.8	686.1	556.2	618.7	854.4	13813.8
1991	51.20	32.40	21.70	22.90	35.90	1388.2	1106.2	707.8	579.1	654.6	887.2	14701.0
1992	25.30	37.20	20.85	35.60	48.40	1413.5	1143.4	728.7	614.7	703.0	920.6	15621.7
1993	31.00	35.20	20.00	33.20	31.50	1444.5	1178.6	748.7	647.9	734.5	950.8	16572.5
1994	38.90	34.10	26.80	41.50	39.70	1483.4	1212.7	775.5	689.4	774.2	987.0	17559.5
1995	34.50	44.60	26.90	36.20	28.20	1517.9	1257.3	802.4	725.6	802.4	1021.1	18580.6
1996	39.10	25.40	17.80	24.10	37.20	1557.0	1282.7	820.2	749.7	839.6	1049.8	19630.4
1997	37.70	42.00	25.40	25.70	54.40	1594.7	1324.7	845.6	775.4	894.0	1086.9	20717.3
1998	49.20	42.50	35.40	33.40	29.40	1643.9	1367.2	881.0	808.8	923.4	1124.8	21842.1
1999	25.00	30.10	20.00	28.40	42.20	1688.9	1397.3	901.0	837.2	965.6	1154.0	22996.1
2000	51.00	45.60	29.00	29.00	34.20	1719.9	1442.9	930.0	866.2	999.8	1191.7	24187.8
2001	42.70	30.60	27.40	38.70	32.80	1762.6	1473.5	957.4	904.9	1032.6	1226.2	25414.0
2002	58.60	38.40	25.80	41.70	38.60	1821.2	1511.9	983.2	946.6	1071.2	1266.8	26680.8
2003	76.80	67.40	22.60	44.20	41.00	1898.0	1579.3	1005.8	990.8	1112.2	1317.2	27998.0
2004	43.00	32.70	21.60	34.40	27.30	1941.0	1612.0	1027.4	1025.2	1139.5	1349.0	29347.0
2005	35.10	37.50	22.40	37.10	28.60	1976.1	1649.5	1049.8	1062.3	1168.1	1381.1	30728.2
2006	60.40	33.40	37.00	45.50	28.10	2036.5	1682.9	1086.8	1107.8	1196.2	1422.0	32150.2
2007	57.40	37.45	34.00	46.00	24.80	2093.9	1720.3	1120.8	1153.8	1221.0	1462.0	33612.1
2008	48.40	41.50	19.60	44.60	24.60	2142.3	1761.8	1140.4	1198.4	1245.6	1497.7	35109.8
2009	31.60	49.20	27.80	25.40	27.60	2173.9	1811.0	1168.2	1223.8	1273.2	1530.0	36639.8
2010	60.90	37.50	25.40	27.20	26.60	2234.8	1848.5	1193.6	1251.0	1299.8	1565.5	38205.4
2011	45.20	33.60	24.60	23.20	34.60	2280.0	1882.1	1218.2	1274.2	1334.4	1597.8	39803.1
2012	36.30	43.50	26.40	37.80	25.00	2316.3	1925.6	1244.6	1312.0	1359.4	1631.6	41434.7
2013	39.70	50.60	34.60	61.20	45.60	2356.0	1976.2	1279.2	1373.2	1405.0	1677.9	43112.6

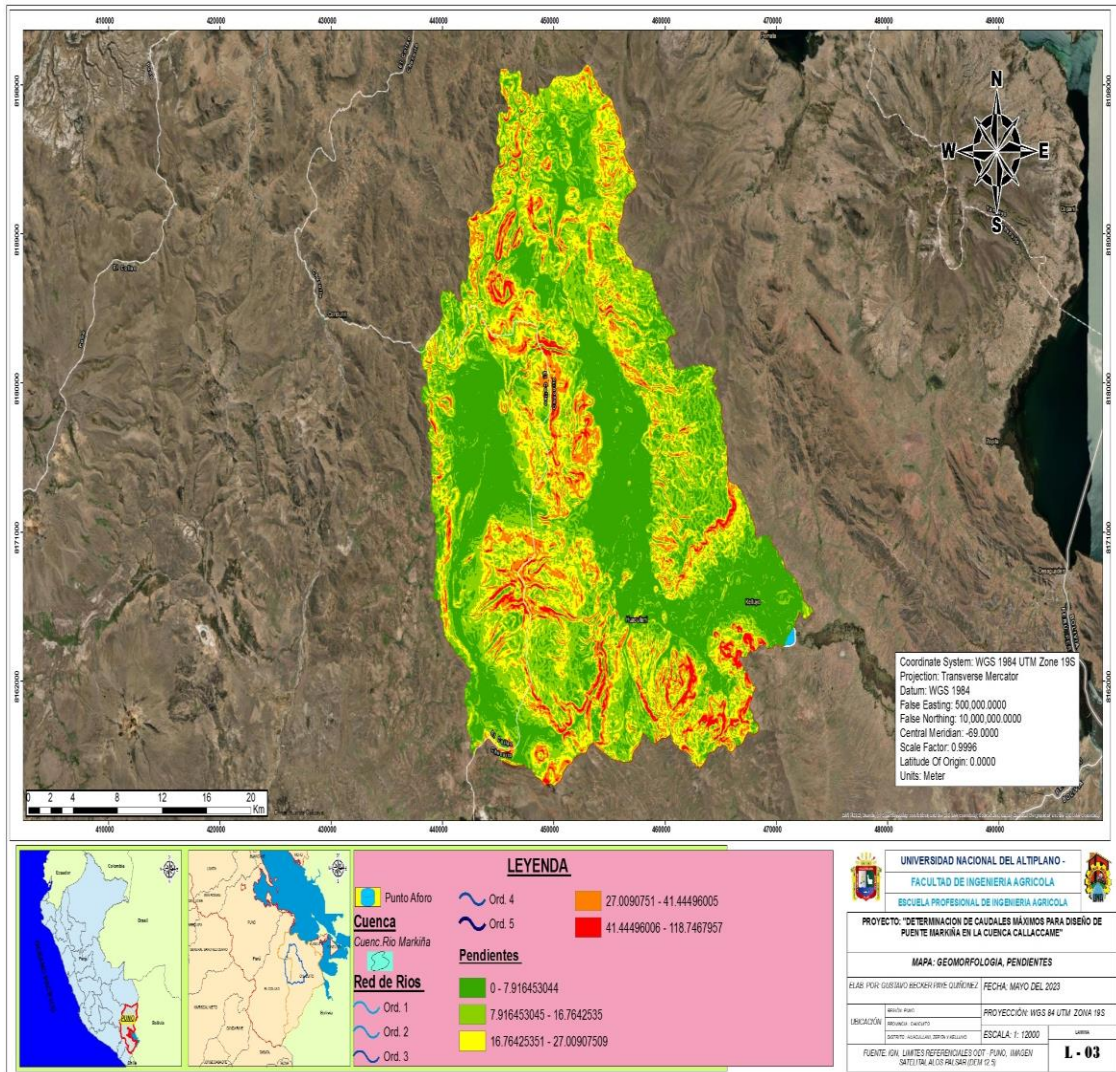


### Anexo 4. Mapa del DEM de la Cuenca Markiña



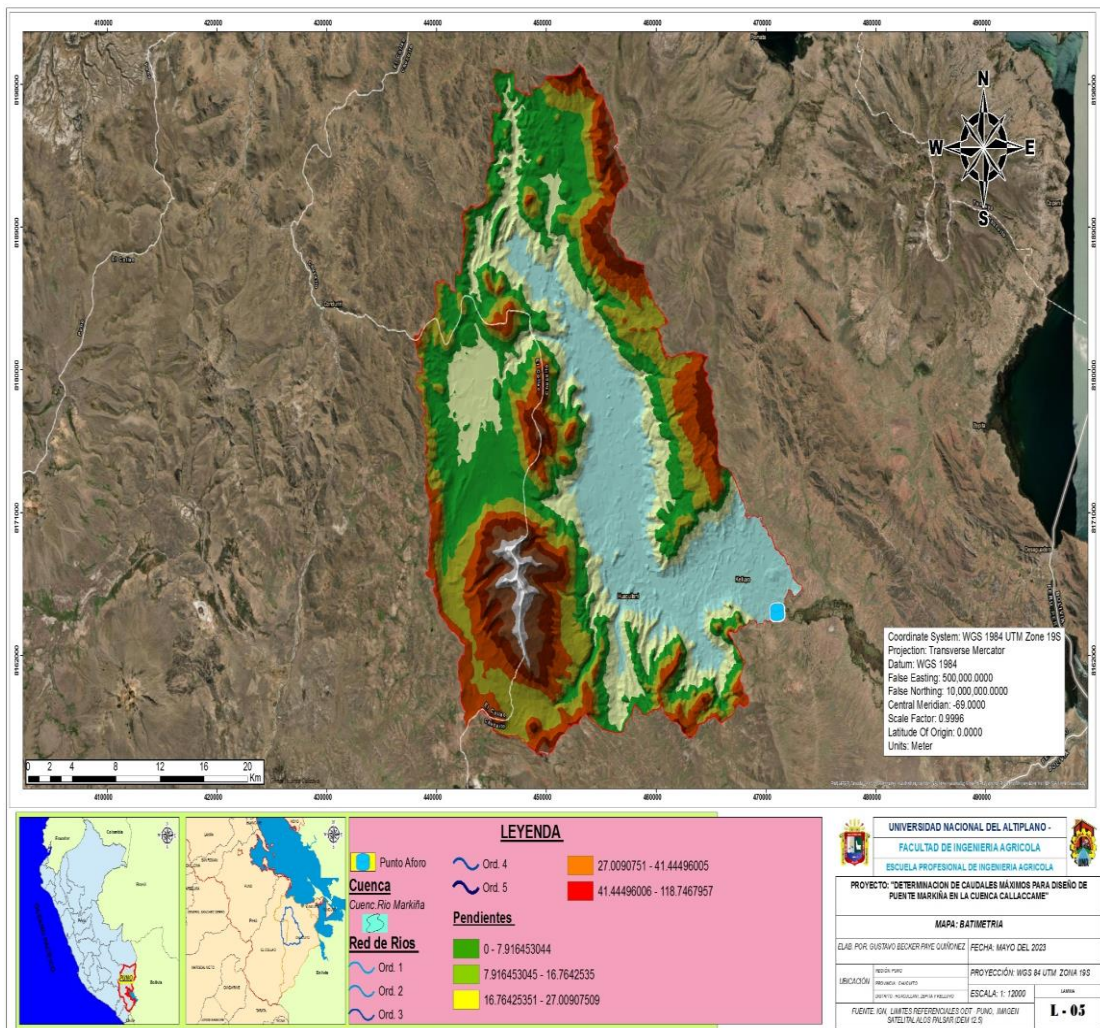


### Anexo 5. Mapa de Pendientes de la Cuenca Markiña



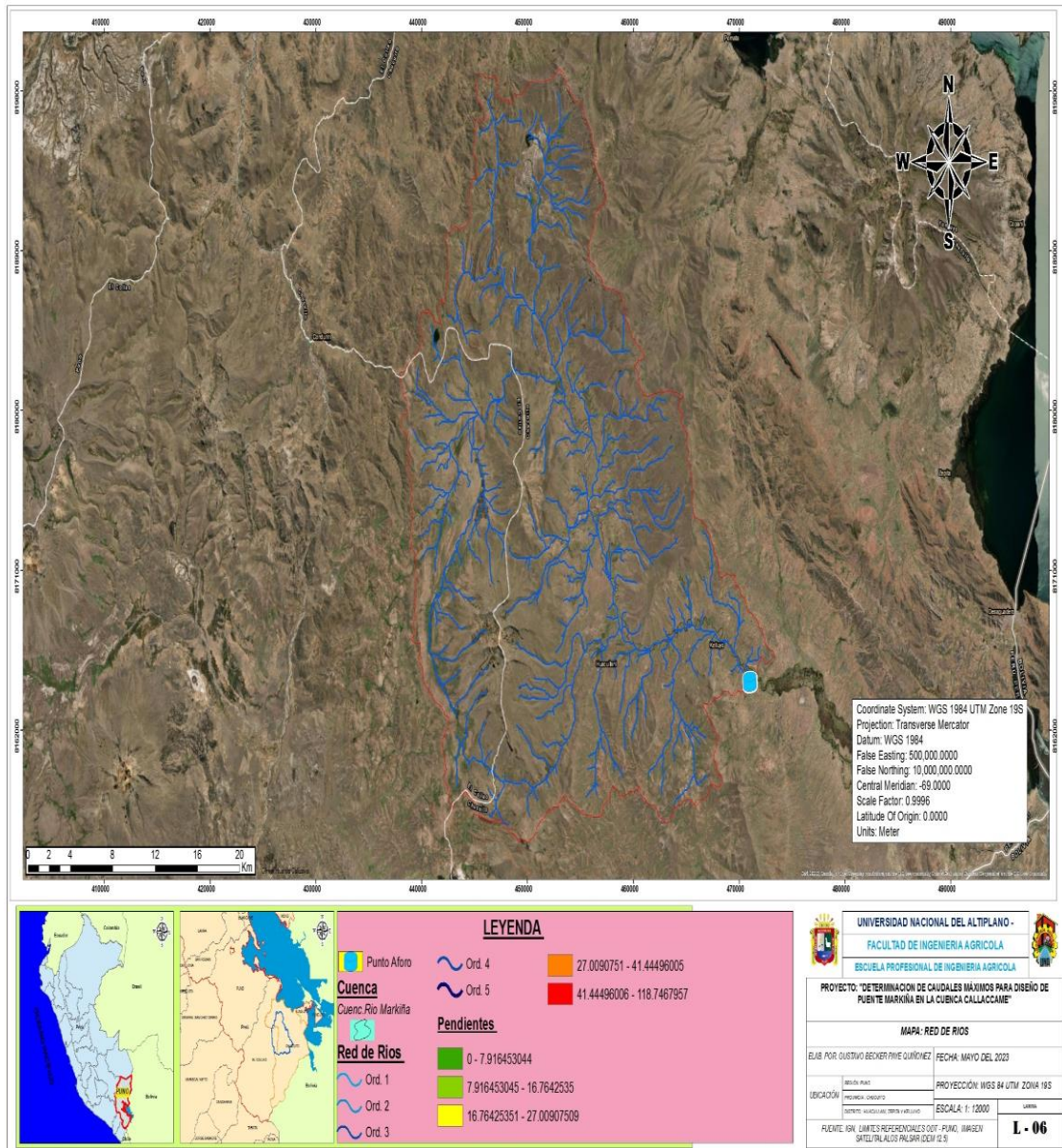


## Anexo 6. Mapa de Batimetría de la Cuenca Markiña





### Anexo 7. Red de ríos de la Cuenca Markiña



### Anexo 8. Fotografía de ubicación del Puente Markiña.



### Anexo 9. Fotografía del 2010 del Puente Markiña.







### Anexo 11. Fotografía del Puente Markiña.





### Anexo 11. Fotografía del Puente Markiña.





### DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo GUSTAVO BELKER PAYE QUINONEZ,  
identificado con DNI 74161286 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional,  Programa de Segunda Especialidad,  Programa de Maestría o Doctorado  
INGENIERIA AGRICOLA

informo que he elaborado el/la  Tesis o  Trabajo de Investigación denominada:

“ DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PARA  
DISEÑO DE PUENTE MARKIÑA EN LA CUENCA  
CALLACCAME ”

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 23 de ENERO del 2024

FIRMA (obligatoria)



Huella



**AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE  
INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL**

Por el presente documento, Yo GUSTAVO BECKER PAYE QUIÑÓNEZ,  
identificado con DNI 74161286 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional,  Programa de Segunda Especialidad,  Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA AGRICOLA,  
informo que he elaborado el/la  Tesis o  Trabajo de Investigación denominada:

“ DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PARA  
DISEÑO DE PUENTE MARKIÑA EN LA CUENCA  
CALLACCAME ”

para la obtención de  Grado,  Título Profesional o  Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los “Contenidos”) que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 23 de ENERO del 2024

  
FIRMA (obligatoria)

  
Huella