

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

Elaboración y análisis del mapa de inundaciones para la identificación de zonas susceptibles a desbordes, en las localidades aledañas al Río San Juan en la subcuenca San Juan de la cuenca del Mantaro – 2023

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Christian TUMIALAN POMA

Asesor:

Dr. David Johnny CUYUBAMBA ZEVALLOS

Cerro de Pasco – Perú – 2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



T E S I S

Elaboración y análisis del mapa de inundaciones para la identificación de zonas susceptibles a desbordes, en las localidades aledañas al Río San Juan en la subcuenca San Juan de la cuenca del Mantaro – 2023

Sustentada y aprobada ante los miembros de jurado:

Dr. Luis Villar REQUIS CARBAJAL
PRESIDENTE

Mg. Eleuterio Andrés ZA VALETA SANCHEZ
MIEMBRO

Mg. José Germán RAMIREZ MEDRANO
MIEMBRO



Universidad Nacional Daniel Alcides
Carrión Facultad de Ingeniería
Unidad de Investigación

INFORME DE ORIGINALIDAD N° 029-2024-UNDAC/UIFI

La Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión en mérito al artículo 23° del Reglamento General de Grados Académicos y Títulos Profesionales aprobado en Consejo Universitario del 21 de abril del 2022, La Tesis ha sido evaluado por el software antiplagio Turnitin Similarity, que a continuación se detalla:

Tesis:

“Elaboración Y Análisis Del Mapa De Inundaciones Para La Identificación De Zonas Susceptibles A Desbordes, En Las Localidades Aledañas Al Río San Juan En La Subcuenca San Juan De La Cuenca Del Mantaro – 2023”

Apellidos y nombres de los tesistas:

Bach. TUMIALAN POMA Christian

Apellidos y nombres del Asesor:

Dr. David Johnny CUYUBAMBA ZEVALLOS

Escuela de Formación Profesional

Ingeniería Civil

Índice de Similitud

14%

APROBADO

Se informa el Reporte de evaluación del software similitud para los fines pertinentes:

Cerro de Pasco, 30 de enero del 2024


UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN
Luis Villar Requiza Carbajal
DOCTOR EN CIENCIAS - DIRECTOR

DEDICATORIA

El presente estudio lo dedico primeramente a Dios, por darme la vida, salud y darme su bendición en todo momento.

Dedicado a mis padres Isabel Doris, Poma Ramos y Javier, Tumialan Pelaya, por su apoyo y ánimos constante todos estos años, sin su apoyo no habría sido posible completar esta investigación.

Dedicado a mis amigos, por su lealtad y afecto hacia mi todo este tiempo.

AGRADECIMIENTO

Al Rey de Reyes y Señor de Señores Dios por su magna creación del universo y todo lo que existe, por darnos bendiciones y la vida.

A mis queridos padres, por ser muy generosos y por apoyarme con la educación en todos los niveles

Mi agradecimiento a mi Asesor y a todos los docentes quienes con sus enseñanzas y experiencias me formaron académicamente

RESUMEN

El proyecto de investigación se denomina “Elaboración Y Análisis Del Mapa De Inundaciones Para La Identificación De Zonas Susceptibles A Desbordes, En Las Localidades Aledañas Al Río San Juan En La Subcuenca San Juan De La Cuenca Del Mantaro – 2023”.

La información necesaria para la realización de la investigación se obtuvo del SENAMHI y del ANA, fue la estadística de caudales medios mensuales de los datos de Electroperú del periodo 1965-2013, información cartográfica actualizada, además de softwares como: Excel, AutoCad, ArcMap, Qgis, Iber. Previa a la realización de los objetivos planteados, se realizó el levantamiento topográfico del cauce del río San Juan en las localidades de Rancas y Yurajhuanca. El análisis de frecuencia e interpretación de la estadística de precipitaciones permitieron determinar la intensidad máxima y el caudal máximo para los tiempos de retorno de 10, 25 y 50 años.

El estudio utiliza un enfoque cuantitativo no experimental con un diseño de tipo y grado descriptivos. La investigación incluyó aproximadamente 3,53 kilómetros del río San Juan. Para examinar el río se utilizaron cálculos hidráulicos e hidrológicos y modelos del programa informático Iber.

Los resultados finales concluyeron que Al analizar el río San Juan mediante el software Iber bajo condiciones actuales se determinaron múltiples tiempos de retornos entre ellos las de 10, 20 y 50 años, para el análisis del río, lo cual se calculó para una descarga de 118.65 m³/s una pendiente media de la cuenca de 4.253% y un área de la sub cuenca San Juan de 391.85 km² y se obtiene el tirante más representativo para un tiempo de retorno de 50 años un tirante crítico de 4.08 m en la progresiva.

Palabras claves: Mapa de inundaciones, zonas susceptibles a desbordes, Cuenca del Mantaro

ABSTRACT

The research project is called "Preparation and Analysis of the Flood Map for the Identification of Areas Susceptible to Overflows in the Localities Surrounding the San Juan River in the San Juan Sub-basin of the Mantaro Basin - 2023".

The information needed to conduct the research was obtained from SENAMHI and ANA, was the statistics of average monthly flows of Electroperú data for the period 1965-2013, updated cartographic information, in addition to software such as: Excel, AutoCad, ArcMap, Qgis, Iber. Prior to the realization of the proposed objectives, a topographic survey of the San Juan riverbed in the towns of Rancas and Yurajhuanca was carried out. Frequency analysis and interpretation of rainfall statistics allowed us to determine the maximum intensity and maximum flow for the return periods of 10, 25 and 50 years.

The study used a non-experimental quantitative approach with a descriptive type and degree design. The investigation included approximately 3.53 kilometers of the San Juan River. Hydraulic and hydrologic calculations and Iber software modeling were used to examine the river.

The final results concluded that when analyzing the San Juan river using the Iber software under current conditions, multiple return times were determined, including 10, 20 and 50 years, for the analysis of the river, which was calculated for a discharge of 118.65 m³/s, an average slope of the basin of 4.253% and an area of the San Juan sub-basin of 391.85 km² and the most representative discharge for a return time of 50 years, a critical discharge of 4.08 m in the progressive, was obtained.

Keywords: Flood map, Areas susceptible to overflow, Mantaro I basin

INTRODUCCIÓN

El presente estudio de evaluación hidráulica e hidrológica es para evitar una futura inundación en las localidades de Rancas y Yurajhuanca del distrito de Simon Bolivar en ambos márgenes del río San Juan en el tramo que abarca aproximadamente 3.53 km.

El desarrollo de las comunidades cercanas a los cauces fluviales se ve gravemente obstaculizado en ausencia de obras hidráulicas, que actualmente son cruciales para el desarrollo de dichos asentamientos. Puesto que las pérdidas por efectos del desbordamiento del río San Juan produciría grandes pérdidas físicas y económicas a dichas localidades.

El área de estudio es de la cuenca de San Juan cuyos datos obtenidos fueron del SENAMHI y ANA, los datos caudales fueron obtenidos de los registros de Electroperú del periodo 1965-2013, la sub cuenca San Juan está caracterizada por presentar ríos de gran magnitud, corrientes fuertes y de caudal regular que desaguan en la lago Junin.

La población del área de estudio colaboro en todos los niveles de la investigación para facilitar la recopilación de los datos necesarios y avanzar en la labor de investigación académica. Para el desarrollo de la tesis se plantearon los siguientes capítulos:

Capítulo I: Se titula Problema de Investigación.

Capítulo II: Es el marco teórico, la teoría que respalda la investigación y los cálculos hidráulicos e hidrológicos y el software Iber.

Capítulo III: La metodología a emplear, el enfoque del desarrollo de la tesis, variables, hipótesis.

Capítulo IV: Tratamiento Estadístico y resultados.

ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍÍNDICE DE CUADROS

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.	Identificación y determinación del problema.....	1
1.2.	Delimitación de la investigación.....	3
1.2.1.	Delimitación espacial.....	4
1.2.2.	Delimitación temporal	4
1.3.	Formulación del problema.....	4
1.3.1.	Problema general.....	4
1.3.2.	Problemas específicos.....	5
1.4.	Formulación de objetivos.....	5
1.4.1.	Objetivo general	5
1.4.2.	Objetivos específicos	5
1.5.	Justificación de la investigación.....	6
1.6.	Limitaciones de la investigación	8

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.	Antecedentes de estudio	10
2.1.1.	Antecedentes nacionales	10
2.2.	Bases teóricas - científicas.....	12
2.2.1.	Hidráulica fluvial y morfológica:.....	12
2.2.2.	Clasificación de ríos:.....	12
2.2.3.	Sinuosidad Hidráulica:	17
2.2.4.	Cuenca hidrográfica:.....	18
2.2.5.	Hidrología:	29
2.2.6.	Modelos de distribución de probabilidades.....	33
2.2.7.	Método de determinación de eventos máximos de caudales.....	38
2.2.8.	Tiempo de concentración.....	43
2.2.9.	Modelos	43
2.2.10.	Simulación	45
2.3.	Definición de términos básicos	47
2.4.	Formulación de hipótesis.....	50
2.4.1.	Hipótesis general.....	50
2.4.2.	Hipótesis específica.....	50
2.5.	Identificación de variables.....	50
2.5.1.	Variable independiente.....	50
2.5.2.	Variable dependiente.....	50
2.6.	Definición operacional de variables e indicadores	51

CAPITULO III

METODOLOGIA Y TECNICAS DE INVESTIGACION

3.1.	Tipos de investigación.....	52
3.2.	Nivel de Investigación.....	52

3.3.	Metodos de investigación	53
3.4.	Diseño de investigación.....	53
3.5.	Población y muestra.....	53
	3.5.1. Población.....	53
	3.5.2. Muestra.....	54
	3.5.3. Muestreo.....	54
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	54
	3.6.1. Instrumentos de recolección de datos.....	54
	3.6.2. Procedimiento	54
3.7.	Selección, validación y confiabilidad de los instrumentos de investigación	54
3.8.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	55
3.9.	Tratamiento estadístico.....	55
3.10.	Orientación ética filosófica y epistémica.	56

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1.	Descripción del trabajo de campo.	57
	4.1.1. Características Generales de la Zona de Estudio	57
	4.1.2. Acceso a la zona de estudio:.....	58
	4.1.3. Población afectada:.....	59
	4.1.4. Calidad de agua:	59
	4.1.5. Análisis hidrológico:.....	59
	4.1.6. Características de Área de Estudio.....	65
	4.1.7. Datos extraídos in situ.	66
4.2.	Presentación, análisis e interpretación de resultados	110
	4.2.1. Resultados del Coeficiente de rugosidad	110

4.2.2. Resultados de las distribuciones probabilísticas	112
4.2.3. Resultados del Modelamiento Hidráulico.....	114
4.3. Prueba de Hipótesis.	115
4.4. Discusión de resultados.	116

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Formación de las terrazas fluviales	13
Figura 2 Clasificación de los ríos por su forma.....	17
Figura 3 Tipos de curvas hipsométricas	26
Figura 4 Ubicación del río San Juan.....	58
Figura 5 Cuencas aportadoras a los puntos de control.	61
Figura 6 Zonas de vida en la cuenca del río Mantaro. Fuente: SNIRH-ANA. 2014.....	64
Figura 7 Punto de Estación 04, al margen derecho del río San Juan (Fuente propia)....	67
Figura 8 Trabajos de Levantamiento Topográfico, para obtener la batimetría de la superficie del cauce del río San Juan (Fuente Propia).....	67
Figura 9 Sección escogida de río para la evaluación.....	69
Figura 10 Ubicación de las ocho secciones en el plano (Fuente propia).....	71
Figura 11 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+000 (Fuente propia).....	71
Figura 12 Figura N°12: Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+100 (Fuente propia).....	71
Figura 13 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+220 (Fuente propia).....	72
Figura 14 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+300 (Fuente propia).....	72
Figura 15 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+420 (Fuente propia).....	72
Figura 16 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+440 (Fuente propia).....	73
Figura 17 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+600 (Fuente propia).....	73
Figura 18 Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+620 (Fuente propia).....	73
Figura 19 Gráfico Coeficiente de Manning vs K	87
Figura 20 Gráfico Coeficiente de Manning vs R/K.....	88
Figura 21 Distribución asimétrica (esta curva corresponde a la ecuación de Gumel) ...	89
Figura 22 Gráfico Curva de Distribución de Gumbel	101
Figura 23 Gráfico Curva de Distribución de Nash.....	104

Figura 24 Gráfico Curva de Distribución de Nash	109
Figura 25 Gráfico Comparativo de las Diferentes Probabilidades Teóricas	114
Figura 26 Gráfico de Calado máximo para un periodo de retorno de T=50ños Resultante del Modelamiento mediante software Iber (las láminas finales se adjuntan a los anexos)	115

IÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1 Índices de sinuosidad para ríos	18
Cuadro 2 Denominación de la cuenca según su área	21
Cuadro 3 Tendencias de cuencas según Kc.....	24
Cuadro 4 Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje.....	28
Cuadro 5 Condiciones de contorno implementadas en los contornos	47
Cuadro 6 Operacionalización de la variable independiente	51
Cuadro 7 Operacionalización de la variable dependiente	51
Cuadro 8 Via de acceso al río San Juan, Localidad de Rancas y Yurajhuanca.....	58
Cuadro 9 Datos de localización de las Localidades	59
Cuadro 10 Unidades hidrográficas en la cuenca.	60
Cuadro 11 Principales ríos del ámbito de estudio.	62
Cuadro 12 Zonas de vida de la cuenca del Mantaro.....	63
Cuadro 13 Datos de la longitud total de río obtenidos del procesamiento de datos del levantamiento topográfico (Fuente propia el plano topográfico se presentará en los anexos).....	68
Cuadro 14 Datos de la longitud de río elegidos para la investigación (Fuente propia)..	70
Cuadro 15 Aforo N°01 – Sección 01 (Fuente propia)	74
Cuadro 16 Aforo N°02 – Sección 02 (Fuente propia).....	75
Cuadro 17 Aforo N°03 – Sección 03 (Fuente propia).....	75
Cuadro 18 Aforo N°04 – Sección 04 (Fuente propia).....	76
Cuadro 19 Aforo N°05 – Sección 05 (Fuente propia).....	76
Cuadro 20 Aforo N°06 – Sección 06 (Fuente propia).....	77
Cuadro 21 Aforo N°07 – Sección 07 (Fuente propia).....	77
Cuadro 22 Aforo N°08 – Sección 08 (Fuente propia).....	78

Cuadro 23 Aforo N°01 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	83
Cuadro 24 Aforo N°02 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	83
Cuadro 25 Aforo N°03 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	84
Cuadro 26 Aforo N°04 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	84
Cuadro 27 Aforo N°05 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	85
Cuadro 28 Aforo N°06 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	85
Cuadro 29 Aforo N°07 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad	86
Cuadro 30 Aforo N°08 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad (Fuente propia)	86
Cuadro 31 Valor total del Coeficiente de Rugosidad por el Método de la Altura de Rugosidad.....	87
Cuadro 32 Serie De Caudales Propios En Régimen Natural (M ³ /S) Periodo 1965 – 2013 / Sc-07 San Juan.	93
Cuadro 33 Registro Histórico De Caudal Medio Mensual (M ³ /S) Periodo 1965 – 2013 / Electroperú.	94
Cuadro 34 Cuadro de Función de distribución a acumulada Empírica.....	96
Cuadro 35 Cuadro de desarrollo del metodo de Gumbel para la determinación de los valores de μ_y y σ_y	98
Cuadro 36 Resultado de los Caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno – Por el método de Gumbel.....	100
Cuadro 37 Resultado de los Caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno – Por el método de Nash.....	103
Cuadro 38 Cuadro de Función de distribución a acumulada Empírica.....	104
Cuadro 39 Cuadro para la determinación del nivel de probabilidad para el método de Pearson Tipo III.....	106

Cuadro 40 Cuadro para la determinación del nivel de probabilidad Empírica para el método de Pearson Tipo III	108
Cuadro 41 Resultado de los Caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno – Por el método de Pearson Tipo III.....	109
Cuadro 42 Cuadro de Resultados de Coeficientes de rugosidad de Manning “n” por Sección empleando la formula de Manning (Fuente: propia)	110
Cuadro 43 Cuadro de Resultados de Coeficientes de rugosidad de Manning “n” por Sección	112
Cuadro 44 Resultado de caudales para diferentes periodos de retorno por los métodos de distribución de Gumbel, Nash y Pearson Tipo III.....	113

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema

En las últimas décadas el país se ha visto inmerso en devastadores daños físicos y económicos producidos por los múltiples fenómenos naturales que se vienen suscitando continuamente y con más frecuencia en las épocas de invierno, donde las precipitaciones constantes producen diversos fenómenos tales como: huaycos y desbordes de ríos, que producen a su vez pérdidas de cultivos a los márgenes de los ríos y pérdidas materiales para los que viven colindantes a sus cauces.

Particularmente en el departamento de Pasco en el inicio del ciclo del periodo de invierno donde las precipitaciones se incrementan drásticamente entre los meses de Setiembre y Marzo de cada año, las diferentes localidades de la región sufren las inclemencias de las crecidas del río por lo que en respuesta a ello, El Centro de Operaciones de Emergencia Nacional (COEN) dio en su momento un balance de los daños causados por las constantes precipitaciones que se habían presentado en el país hasta esa fecha, dando como resultado la

declaratoria de emergencia por desastre en 10 regiones a nivel nacional incluido entre ellos a región Pasco.

Ricardo Seijas, coordinador del COEN en ese periodo, indicó que hasta la fecha 25/02/2019 el Estado peruano había dado 25 declaratorias de emergencia: 17 por desastre en el centro y sur del país y 8 declaratorias por peligro inminente ante posibles inundaciones o huaicos.

Tacna, Ayacucho, Cusco, Lambayeque, Moquegua, Huánuco, Pasco, San Martín, Arequipa y Áncash son las regiones que desde que se inició la temporada de lluvias (01 de setiembre del 2018) afrontan un desastre natural.

Al iniciar el año 2019, precisamente a finales del mes de enero al promediar las 6:30pm se reportó el inicio de grandes precipitaciones en la localidad de San Antonio de Rancas del distrito de Simón Bolívar del departamento de Pasco y en sus alrededores, la cual produjo inicialmente la saturación del suelo que de por sí ya venía cargada de las precipitaciones producidas días previas a la fecha del desastre, incrementándose rápidamente el espejo de agua del río, poco tiempo después provocó el desbordamiento del río San Juan, viéndose afectadas las viviendas y edificaciones cercanas a ella.

Al día siguiente de las intensas precipitaciones se pudo finalmente cuantificar los daños producidos por el desbordamiento del Río San Juan que fueron respectivamente:

- 23 viviendas inundadas en la localidad de San Antonio de Rancas.
- 07 viviendas inundadas en la localidad de Yurajhuanca.

viéndose perjudicado los bienes materiales de las familias afectadas.

Así mismo el gobierno declaró el día viernes 15 de febrero en estado de emergencia por desastres naturales a Chontabamba, Huancabamba, Palcazu,

Puerto Bermudez, Paucar, San Pedro de Pillao, Yanahuanca, Goyllarisquizga, Chaupimarca, Yanacancha, Simón Bolívar y Pallanchacra.

Así lo precisa el Decreto Supremo Nro N° 026-2019-PCM, publicado en el boletín de las Normas Legales del Diario Oficial El Peruano. Cabe destacar que según el Decreto Supremo Nro 018-2019-PCM, los distritos de Pozuzo, Oxapampa, Villa Rica, Chacayán, Vilcabamba, Santa Ana de Tusi, Tápuc, Paucartambo, Huariaca, Huachón y Tíclacayán también fueron declarados en emergencia. Con estos dos Decretos Supremos, las 23 municipalidades de la Región Pasco podrían cambiar el 20% de su presupuesto para realizar atención inmediata mediante trabajos de descolmatación de los ríos, protección de los márgenes de río y la intervención ante posibles deslizamientos de tierras.

De lo mencionado, la presente investigación pretende dar solución a la problemática constante de desbordamiento del río San Juan que viene afectando año tras año las localidades aledañas al río en la subcuenca San Juan de la cuenca del Mantaro, para lo cual se pretende obtener información sobre caudales del cauce de río para su procesamiento y posterior análisis.

Así, ante lo anterior expuesto, la pregunta principal que guiara esta investigación será: ¿Cuál es el valor del caudal para los diferentes periodos de retorno, para el cual se realizara el procesamiento Mediante el Software Iber para la obtención del mapa de inundaciones que prevenga daños ante posibles futuros desbordamiento del río San Juan?

1.2. Delimitación de la investigación

La investigación, tiene como finalidad realizar la elaboración y análisis del mapa de inundaciones para la identificación de zonas susceptibles a

desbordes, en las localidades aledañas al río San Juan en la subcuenca San Juan de la cuenca del Mantaro.

1.2.1. Delimitación espacial

Para la identificación de zonas susceptibles a desbordes, se llevará a cabo específicamente en las Localidades de Rancas y Yurajhuanca del distrito de Simon Bolívar de la provincia y departamento de Pasco puesto que son los más cercanos y por ende los que corren mayor peligro de inundación efectos de desbordamiento del río San Juan en la subcuenca San Juan de la cuenca del Mantaro, se muestra un resumen del lugar de investigación:

Lugar: Centros Poblados de Rancas y Yurajhuanca

Distrito: Simón Bolívar.

Provincia: Pasco

Departamento: Pasco

1.2.2. Delimitación temporal

El proceso de la investigación se elaborará entre los meses de Noviembre del 2022 a Octubre del 2023 correspondientes al periodo académico 2023 A de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿La aplicación del Software Iber en su versión 2.5.2 utilizado para el modelamiento de inundación producida para un periodo de retorno dado, lograra identificar las Zonas susceptibles a inundaciones a ambos márgenes del rio San Juan aledañas a las localidades de Rancas y Yurajhuancan de distrito de Simon Bolivar de la provincia y departamento de Pasco?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles serán las zonas susceptibles a inundaciones en las localidades de Rancas y Yurajhuanca utilizando el software Iber en la modelación del río San Juan en la sub cuenca San Juan de la cuenca del Mantaro bajo condiciones dadas para un determinado periodo de retorno?
- ¿Cuál es el cálculo de los niveles máximos que alcanzaría el río, para caudales con periodos de diseño de 10, 25, 50 años, para las secciones más adecuadas y que puedan soportar estos caudales?
- ¿Cuál es la capacidad hidráulica del cauce del río San Juan aledañas a las localidades de Rancas y Yurajhuanca pertenecientes a la sub cuenca San Juan de la cuenca del Mantaro simulando el incremento paulatino de las avenidas, para la capacidad máxima, hasta el momento en el que se produzca la inundación?

1.4. Formulación de objetivos

1.4.1. Objetivo general

Elaboración del mapa de inundaciones para la identificación de zonas susceptibles a desbordes, en las localidades de Rancas y Yurajhuanca aledañas al río San Juan en la sub cuenca San Juan de la cuenca del Mantaro, mediante datos obtenidos en campo, teniendo en cuenta los valores de descargas que afecten dicho resultado para diferentes periodos de retorno.

1.4.2. Objetivos específicos

- Evaluar el coeficiente de rugosidad “n” de Manning en un tramo uniforme y de poca pendiente del río San Juan.

- Obtener resultados de las descargas de agua mediante aforos en dicho tramo del río San Juan, para aplicarlos en la ecuación de Manning y lograr obtener el valor real óptimo del coeficiente de rugosidad “n”.
- Determinar las zonas susceptibles a desbordes en las localidades aledañas al río San Juan utilizando el Software Iber en su versión 2.5.2 para la modelación bajo ciertas condiciones de descarga.
- Determinar el nivel máximo de agua que se alcanzara, para el caudal de diseño establecido, en las selecciones correspondientes al tramo que se encuentra aledaña a las Localidades de Rancas y Yurajhuanca del distrito de Simón Bolívar de la provincia y departamento de Pasco.
- Determinar la capacidad hidráulica del cauce del río San Juan en la sub cuenca San Juan de la cuenca del Mantaro simulando el incremento paulatino de las avenidas, para la capacidad máxima, hasta el momento en el que se produzca la inundación.
- Elaboración del mapa de inundaciones para la identificación de zonas susceptibles a desbordes en las localidades de Rancas y Yurajhuanca aledañas al río San Juan.

1.5. Justificación de la investigación

Considerando el crecimiento poblacional que se viene asentando en el casco urbano del distrito de Simón Bolívar y el gran impulso que se viene dando en esta parte del país se ha venido desarrollando las construcciones de estructuras viales, urbanas y de servicios básicos para el desarrollo de la población creciente, sin embargo este progreso viene siendo amenazado constantemente por el desbordamiento de las aguas del río San Juan que muchas veces ocasiona daños

materiales y económicos a la poblaciones más cercanas a su cauce siendo estas principalmente las localidades de Rancas y Yurajhuanca pertenecientes al distrito de Simón Bolívar, por lo que al desarrollarse la implementación de mapas que establezcan zonas susceptibles a desbordes e inundaciones se estaría ayudando a que dichas áreas sean próximamente restringidas para proyectos de ingeniería o en su defecto sean protegidas mediante obras hidráulicas tales como defensas ribereñas o trabajos de descolmatación en zonas específicas susceptibles a acumulación y desbordes, salvaguardando la integridad física y económica de alrededor de 11,873 personas establecidas en el zona urbana del distrito de Simón Bolívar de acuerdo al registro establecido en el último censo nacional realizada en el año 2017 que se encuentran asentadas en el sector de la zona de estudio.

Importancia:

El presente trabajo de investigación es importante, debido a que se dará mayor realce al estudio hidrológico e hidráulico del rio San Juan como en el control de avenidas, que en términos concretos significa la prevención de daños por desbordamiento o derrames de las corrientes naturales en las localidades de Rancas y Yurajhuanca; sin embargo si bien los estudios hidrológicos e hidráulicos son herramientas fundamentales para el control y proyección de futuras obras hidráulicas que limiten en gran medida los daños producidos por las grandes avenidas consecuencia de las precipitación en épocas de lluvia, no se puede hacer mucho para evitar una gran avenida puesto que dichos eventos climatológicas son totalmente irregulares e impredecibles; sin embargo, es posible reducir el daño a través de una combinación de medidas defensivas; cuyo fin supremo es brindar seguridad al entorno humano.

Importancia y alcances de la investigación.

- La importancia de esta investigación radica en su potencial para apoyar futuras investigaciones sobre la frecuencia de las inundaciones en los numerosos ríos que fluyen cerca de importantes zonas urbanas de nuestra región Pasco. Estos estudios podrían ser útiles además para una mejor uso, conservación y gestión de los recursos hídricos.
- Así mismo el alcance de la investigación se da para prevenir a la población de una eminente inundación futura del río San Juan en las localidades de Rancas y Yurajhuanca pertenecientes al distrito de Simón Bolívar, que podrían afectar y provocar numerosos daños materiales, humanas, a cultivos y pérdida de ganados para la cual la investigación nos resulta importante puesto que no ayudara a la identificación de zonas susceptibles a los desbordes de río.
- Difundir el Software Iber para el modelamiento hidráulico de ríos, para poder de esa manera usarlo en la prevención identificando zonas de inundaciones al margen colindante de cualquier río, donde se pueda ver afectada la vida humana, materiales, cultivos y ganado.

1.6. Limitaciones de la investigación

Con frecuencia, es necesario definir un modelo matemático que se ajuste a las condiciones actuales utilizando métodos probabilísticos para rellenar las lagunas de datos que faltan en los registros de las estaciones que se encuentran en el lugar de la investigación. Esto se debe a que no hay muchas estaciones meteorológicas en la zona de estudio, lo que dificulta el uso de los diversos métodos y herramientas disponibles para realizar un análisis hidrológico e hidráulico adecuado para el estudio que se está realizando. Así mismo la poca

información en el idioma en español sobre aspectos de simulación hidráulica de cauces naturales mediante el software Iber, sumándose la limitada difusión de este tipo de programas en nuestra región dificulta su utilización puesto que no existe mucha bibliografía al respecto.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio

2.1.1. Antecedentes nacionales

- (Poma, 2016) Universidad Nacional Hermilio Valdizan – Perú, realizo la tesis llamada “Análisis Hidráulico Para El Diseño De La Defensa Rivereña En El Margen Derecho Del Rio Chaupihuaranga En La Localidad De Misca Del Distrito De Chacayan Pasco-Perú 2016”. El objetivo principal de este proyecto de investigación fue la de determinar el comportamiento hidráulico del rio Chaupihuaranga, para precisar la ubicación y el diseño adecuado de la defensa ribereña, concluyendo que el diseño más apropiado para la defensa ribereña se propuso entre muros de contención de gaviones mampostería y concreto armado.
- (ANA, 2018) Autoridad Nacional del Agua – Perú, realizo un estudio de delimitación de faja Marginal con Huella Máxima llamado “Estudio De Delimitación Del Rio San Juan Margen Derecha E

Izquierda En 47 Kilómetros, Ubicada En El Departamento De Pasco, Provincia De Daniel Alcides Carrión Y Pasco, Y Distritos De Simón Bolívar, Fundición Tinyahuarco Y Vicco, Se Logra Establecer Los Límites De La Faja Marginal Del Tramo Indicado, Tramo Comprendido Entre La Laguna Alcacocha Y Delta Upamayo”. Esta investigación presenta la delimitación de la faja marginal del río San Juan comprendido en el tramo que va desde la laguna Alcacocha y Delta de Upamayo que involucra dos provincias (Pasco y Daniel Alcides Carrión), tres distritos (Simón Bolívar, Fundición Tinyahuarco y Vicco) y siete centros poblados (Rancas, Yurajhuanca, Santa Rosa de Colquijirca, Sacrafamilia, Huaracaca, Vicco y Cochamarca). El objetivo de este estudio es definir la franja marginal del río San Juan. Esto servirá de herramienta técnica a las autoridades, permitiéndoles anticipar posibles inundaciones y prevenir daños a personas y bienes en zonas inundables, así como planificar adecuadamente el uso de la zona próxima al cauce y realizar proyectos de mantenimiento y mejora en lugares clave para disminuir los riesgos.

- (Arteaga, 2023) Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión – PERU, realizo la tesis llamada “Evaluación del coeficiente de rugosidad “n” del río Huallaga en el distrito de Huariaca”. El objetivo principal de este proyecto de investigación fue la determinación del valor del coeficiente de rugosidad de Manning del río Huallaga en el tramo colindante al distrito e Huariaca, que resulto estar dentro del rango de valores establecidos por el doctor Ven Ta Chow.

- (Arteaga, 2023) Universidad Tecnológica del Perú – PERU, realizo la tesis llamada “Análisis del modelo hidráulico del cauce natural en la quebrada Buena Vista en el Sector Pozo Negro en Arequipa”. La finalidad de este proyecto de investigación fue definir la suficiencia del cauce natural de la quebrada Buena Vista mediante la aplicación de un modelo matemático hidráulico, resultando en la evaluación el escenario para un periodo de retorno de 75 años, se tiene un nivel de riesgo medio alto en las manzanas de al A hasta la Q, y en cuanto a inundaciones se ven afectadas siete manzanas con alturas de inundación que varían entre 0.52 y 0.61m.

2.2. Bases teóricas - científicas

2.2.1. Hidráulica fluvial y morfológica:

El conocimiento de las propiedades físicas de los ríos es el objetivo de la hidráulica fluvial. Rocha (1998), por ejemplo, afirma que el comportamiento hidrológico de cada cuenca y el caudal y la salida de sedimentos de los cauces, determinando su morfología y régimen, están determinados por las condiciones climáticas (precipitación, temperatura), así como por las características geológicas (topografía, litología, suelos).

2.2.2. Clasificación de ríos:

Según Rocha (1998), existen numerosos esquemas y normas de clasificación de los ríos, y cada esquema tiene una historia y un objetivo distinto. Entre estos esquemas, y cruciales para la formación de estas teorías, están los siguientes:

- Clasificación por susceptibilidad a las inundaciones:
 - a) Ríos sin área de inundación (confinados).

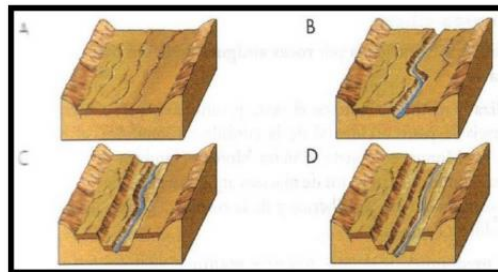
b) Ríos con área de inundación.

Los movimientos laterales del río sobre la anchura de una llanura aluvial a lo largo del tiempo resultan en la presencia de dos canales, o regiones de inundación (Rocha, 1998).

Los ríos fluyen lateralmente, dejando nuevos cursos fluviales en algunos lugares, lo que permite el desarrollo de terrazas fluviales.

Las crecidas con un período de retorno bajo ocupan el canal menor, que ocasionalmente tiene poco caudal. Un período de retorno mayor hace que el río se desborde por el canal menor y llene todo el canal mayor o canal de inundación.

Figura 1
Formación de las terrazas fluviales



Fuente: Rocha, 1998

➤ Clasificación del río por su forma:

Los ríos pueden clasificarse según el patrón de su cauce, es decir, según su aspecto en planta, en un mapa o desde arriba. En función de ello, se clasifican en rectos, meándricos, entrelazados o una combinación de ellos.

Rocha (1998) señala que los arroyos naturales rara vez son rectos. Aunque un cauce puede tener riveras relativamente rectas, la línea de mayor tirante a

lo largo del cauce, es usualmente sinuoso. Como resultado, es difícil distinguir entre cauces rectos y meándricos.

Es práctica común diferenciar entre un río recto y uno con meandros basándose en la sinuosidad del río, que se mide como la longitud de la línea de mayor caudal a lo largo del cauce dividida por la distancia valle abajo.

Aunque existan numerosas formas de los ríos como ríos existentes, en lo que respecta a las consideraciones prácticas, nos centraremos en tres formas básicas principales.

a) Ríos de cauce rectos

Hay muy pocos ríos rectos en el mundo natural. Suelen considerarse una fase transitoria del meándrico. Según Villón (2011), un segmento de río recto es atípico y efímero, lo que significa que es fundamentalmente inestable. De acuerdo con las observaciones de Rocha (1998), los cursos de agua genuinamente rectos son tan poco comunes en la naturaleza que bien podrían ser inexistentes. Algunos ríos presentan breves tramos casi rectos o rectos (denominados semirrectos) y su longitud sólo es, a grandes rasgos, diez veces mayor que su anchura. La presencia de determinadas formaciones geológicas puede ser la causa de estos tramos aparentemente rectos.

Se podría decir que un río recto tiene tan poca sinuosidad que se puede ignorar. Teóricamente, el índice de sinuosidad en un tramo recto es igual a 1.20. A modo de referencia, cabe señalar que un río suele denominarse "río recto" si su índice de sinuosidad es inferior a 1.20.

b) Ríos de cauces trenzados

En los ríos trezados hay numerosos canales secundarios, o brazos, que se comunican entre sí y crean riberas o islas transitorias. Algunos han afirmado que son multicanalizados.

Estos canales se separan y vuelven a unirse. Este tipo de río fluye de forma serpenteante o "entrelazada". Los canales se entrelazan unos con otros. No hay una definición definida de las ramificaciones. Estos cambios se hacen evidentes tras crecidas importantes. Debido a la gran amplitud del río y a su inevitable diversidad significativa, se necesita una luz amplia cuando se construye un puente sobre un río entrelazado; Rocha (1998).

Se sabe que el inicio de un río trezado se produce cuando hay un importante transporte de líquidos y sólidos en una corriente y, a continuación, el flujo de líquidos desciende bruscamente, lo que provoca que los sólidos que no se están moviendo se depositen en el lecho en forma de barras o islas.

Un río entrelazado puede parecer rectilíneo visto desde arriba, pero sus brazos -o canales- suelen ser increíblemente curvos. Los arroyos con concentraciones significativas de sedimentos de fondo relativamente gruesos suelen presentar ríos entrelazados. En las orillas y en el lecho suelen escasear el limo y la arcilla. Los arroyos con trezados son notable y extremadamente inestables. Tienen grandes anchuras, calados modestos (trezados) y grandes pendientes cuando surgen. Pueden contener muchos sólidos de fondo.

Según Rocha (1998), un río trezado puede ser el resultado de dos factores que actúan conjuntamente o por separado.

exceso de sedimentos que el río no es capaz de transportar en su totalidad, lo que provoca que parte de ellos se depositen en el lecho del río y den lugar a la creación de bancos (islas). gran pendiente que provoca la aparición de pequeños tirantes.

La primera causa mencionada se produce cuando la capacidad de transporte de la corriente es inadecuada para mover las cantidades de sedimentos del fondo que contiene el río debido a la erosión de la cuenca. La cantidad máxima de material sólido del fondo, de una granulometría determinada, que una corriente puede mover con un caudal específico se conoce como su capacidad de transporte.

Los ríos anastomosados, que se forman cuando las ramas del cauce principal se separan y vuelven a unirse al cauce principal al cabo de cierta distancia, son una variante de los ríos entrelazados.

c) Ríos de cauces meandricos

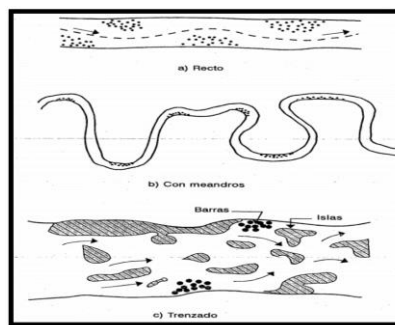
Los ríos aluviales se denominan meandriformes por su propensión a producir meandros. Esto significa que su incapacidad para seguir una trayectoria recta es una propensión natural y un signo de su inestabilidad. Cuando se producen meandros, el recorrido fluvial debe aumentar inevitablemente, lo que provoca una disminución de la velocidad media de la corriente y de la pendiente.

Una serie de curvas con un índice de sinuosidad superior a 1,5 (valor de referencia) se combinan para generar ríos meándricos. Cuando un río serpentea y se curva con la frecuencia suficiente como para provocar el desplazamiento de estas curvas, o tortuosidades, se dice que es aluvial.

Aunque un canal de roca puede ser meandriforme, Rocha señala que, como las tortuosidades son inmóviles, no tienen meandros. Al planificar un proyecto como una carretera o un puente, la ingeniería debe tener en cuenta la enorme movilidad de los meandros. Parece haber una semejanza significativa entre las asociaciones que diversos ríos tienen entre su anchura y su radio de curvatura.

Por ejemplo, un gran número de investigadores se ha centrado en el estudio de los meandros fluviales. Según Rocha (1998), "La alineación meandriforme parecería ser la forma más probable y eficaz de que el sistema tienda a minimizar gradualmente su pendiente para aproximarse a la condición de equilibrio dinámico de los ríos aluviales." Aunque algunos ríos presentan secciones cuasi-rectilíneas extendidas, la mayoría de los ríos de llanura forman meandros aproximadamente regulares.

Figura 2
Clasificación de los ríos por su forma.



Fuente: Rocha, 1998

2.2.3. Sinuosidad Hidráulica:

Mientras que una baja sinuosidad es indicativa de un cauce con una mayor pendiente y, por tanto, una mayor fuerza erosiva, la mayor sinuosidad suele darse en cauces con una pendiente baja. Según la definición de Schumm, la sinuosidad es el crecimiento de los meandros que ya existen en el cauce principal de un río.

Para calcular la sinuosidad se utiliza la longitud del cauce y la longitud máxima del valle que genera (Schumm, 1963).

Cuadro 1

Índices de sinuosidad para ríos

Tipo de canal	Índice de sinuosidad
Rectilíneo	1 - 1.2
Transicional	1.2 - 1.5
Regular	1.5 - 1.7
Irregular	1.7 - 2.1

Fuente: Schumm 1963

2.2.4. Cuenca hidrográfica:

Según Chereque (1989), una cuenca hidrográfica es toda la región que drena un arroyo o una red de cursos de agua interconectados, con el resultado de que toda la escorrentía que se origina en esa zona se libera a través de una única salida. Es el área del sistema, o área geográfica, donde tiene lugar el ciclo hidrológico, donde interactúan variables naturales, sociales, económicas, políticas e institucionales, y que está sujeta a cambios a lo largo del tiempo. Está definida por el *divortium aquarum* (divisoria de aguas).

Una cuenca hidrográfica es una zona de terreno, a veces denominada tramo de un río, punto del terreno o parte de una calle, en la que las precipitaciones que caen en ella drenan hacia ese lugar. También se conoce como una región de recogida natural de agua de lluvia que se combina para formar un único punto de salida de la escorrentía. Un conjunto de superficies que se inclinan hacia una red de drenaje creada por cursos de agua que convergen para formar un único lecho colector es esencialmente lo que constituye la cuenca hidrográfica (Farias, 2005).

➤ Funciones de una cuenca:

Las cuencas hidrográficas cumplen muchas funciones, entre las principales se mencionan.

Función hidrológica: Este papel lo desempeñan las cuencas hidrográficas, ya que recogen el agua de diversas fuentes de precipitaciones, la almacenan y luego la liberan en manantiales, arroyos y ríos en distintos momentos a lo largo del tiempo.

Función Ecológica: Ofrece una variedad de zonas en las que se completa el ciclo hidrológico, lo que permite que se produzcan interacciones entre las propiedades de las cualidades químicas y físicas del agua. Además, sirve de hábitat para las plantas y la fauna que interactúan directamente con el agua y constituyen los componentes biológicos del ecosistema.

Función Socioeconómica: Ofrece recursos para el crecimiento de empresas económicamente viables que sostienen a la población, así como una plataforma para el avance social y cultural de la sociedad. Una unidad espacial eco-geográfica importante para examinar los procesos medioambientales subsiguientes es la cuenca hidrográfica.

Función Ambiental: Además de albergar bancos de germoplasma, controlar la recarga de agua y los ciclos biogeoquímicos y favorecer la conservación de la biodiversidad, las cuencas hidrográficas son auténticos sumideros de dióxido de carbono (CO₂).

➤ **Parámetros morfométricos de la cuenca:**

Es el estudio cuantitativo de las características físicas (fisiográficas) de una cuenca hidrográfica, y se utiliza para evaluar la red de drenaje, las pendientes y la forma de una cuenca mediante el cálculo de valores numéricos. A este respecto, es importante recordar que las mediciones deben realizarse sobre

un mapa que contenga datos topográficos e hidrográficos adecuados (Bardales, 2008).

Por ello, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es muy útil en aplicaciones reales. A partir de estos parámetros, se puede transferir información de un sitio a otro en el que no exista o sea escasa la información de registros hidrológicos, dado que las zonas en cuestión comparten cierto grado de similitud geomorfológica y climática (Juera, 2011).

Analizar los recursos hídricos de una cuenca es una tarea ardua que exige conocer numerosas características, algunas de las cuales son difíciles de plasmar en parámetros o índices que resultan muy útiles en el análisis de cuencas y permiten establecer comparaciones con otras cuencas estableciendo condiciones análogas.

Los parámetros más importantes y de mayor influencia sobre una cuenca son:

➤ Parámetros de forma.

Dada la importancia de la configuración de las cuencas, El objetivo es cuantificar estas características mediante índices o coeficientes que relacionen el flujo de agua con las respuestas de la cuenca a ese flujo.

Los principales factores de forma son:

- a) Área: Es la región que se proyecta sobre un plano horizontal, tiene forma asimétrica y se descubre tras la delimitación de la cuenca. Su cálculo es crucial porque constituye la base para averiguar otros factores (parámetros, coeficientes, ratios, etc.). Además, los caudales de escorrentía suelen aumentar a medida que lo hace la superficie de una cuenca, y porque esa superficie puede vincularse a la producción de

sedimentos y a la tasa de degradación -que se define como la tasa de entrega del área de drenaje- por la relación entre la producción y la eliminación de sedimentos (Villon, 2011).

Debido a la forma tan irregular de la cuenca, no se pueden utilizar métodos geométricos para calcular el área de la cuenca; en su lugar, actualmente se utiliza un software independiente para calcular esta cantidad. Cuando la cuenca es pequeña, se mide en hectáreas y no en kilómetros cuadrados.

Cuenca Grande

- Es aquella cuenca en la que la superficie, la pendiente, la altura y el curso de agua son las principales características fisiográficas. En la práctica, se considera que una cuenca es importante si su superficie supera los 250 km².

Cuenca Pequeña

- Se trata de una cuenca en la que las características físicas (tipo de suelo, vegetación) tienen mayor importancia que las características del cauce y reacciona ante precipitaciones intensas y breves. Según Villon (2011), una cuenca hidrográfica menor se define como aquella cuya extensión oscila entre unas pocas hectáreas y un límite, que es aproximadamente de 250 km².

Cuadro 2

Denominación de la cuenca según su área

AREA DE LA CUENCA (A), KM²	
Cuenca Grande	$A > 250 \text{ km}^2$
Cuenca Pequeña	$A \leq 250 \text{ km}^2$

Fuente: Villon 2011

- b) **Perímetro:** Es el borde irregular de la forma de la cuenca proyectado sobre un plano horizontal, producido una vez definida la cuenca. Se calcula mediante diversas aplicaciones y se mide en kilómetros. Es importante porque, en relación con el terreno circundante, puede dar una idea de la morfología de la cuenca.
- c) **Longitud axial:** Esta medida se define como la longitud en línea recta que une la cabecera, el punto más alto de la cuenca, con la desembocadura, el punto más bajo de la cuenca.
- d) **Longitud del cauce:** La longitud del cauce de un río es la distancia entre la desembocadura y el nacimiento, (su recorrido de inicio a fin).
- e) **Ancho Promedio (Ap):** Corresponde al área de la cuenca, relacionada con su longitud axial, y se expresa como.

$$Ap = A / La$$

Donde:

Ap = Ancho promedio (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

La = Longitud Axial (Km)

- f) **Factor de Forma (Ff):** Villón (2011), expresa la relación entre el ancho promedio de la cuenca y la longitud mayor del cauce o río, es decir

$$Ff = \frac{\text{ancho promedio de la cuenca}}{\text{longitud mayor del cauce}}$$

$$Ff = \frac{B \times L}{L \times L} = \frac{A}{L^2}$$

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

Donde:

Ff = Factor de forma

B = Ancho promedio de la cuenca (Km)

A = Area de la cuenca (Km²)

L = Longitud mayor del cauce (Km)

Este factor relaciona la forma de la cuenca con la de un cuadrado, correspondiendo un $F_f = 1$ para regiones con esta forma, que es imaginaria.

El grado de aplanamiento de la cuenca, o el de un río principal corto, se indica mediante un valor de F_f superior a la unidad. Como consecuencia, pueden producirse rápidamente inundaciones masivas debido a la tendencia a la escorrentía concentrada de las precipitaciones intensas (Villon, 2011).

- g) Índice De Compacidad (K_c): Otro índice de forma, designado por K_c , Villón (2011) menciona que es el resultado de la relación entre el perímetro de la cuenca por el perímetro de un círculo de igual área que de la cuenca. Para su determinación se utiliza la siguiente relación:

$$K_c = \frac{\text{perimetro de la cuenca}}{\text{perimetro de un circulo de igual area}}$$

$$K_c = \frac{P}{P_0} = \frac{P}{2\pi r}$$

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

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

K = Índice de compacidad.

0.28 = Valor constante.

P = Perímetro de cuenca (Km).

A = Área de cuenca (Km²).

El tiempo que tarda una gota de lluvia en viajar desde la parte superior (más alejada) de la cuenca hasta su desembocadura se conoce como tiempo de concentración, y está relacionado con este coeficiente. Dado que durante este tiempo llegan gotas de lluvia desde todos los puntos de la cuenca, se produce la máxima concentración de agua en el cauce.

La probabilidad de que se produzcan ondas de crecida continuas aumenta a medida que el coeficiente (K_c) tiende a 1 cuando la cuenca se hace más redondeada. Esto se debe a que las distancias relativas de los puntos de la cuenca a un punto central no presentan diferencias significativas y el tiempo de concentración se acorta. (Vásquez 2000).

Cuadro 3

Tendencias de cuencas según K_c

INDICE DE COMPACIDAD	TENDENCIA DE CUENCA
$K_c \leq 1$	Redondeada
$K_c > 1$	Alargada

Fuente: villon 2011

➤ **Parámetros de relieve.**

La diferencia de altitud entre dos puntos de referencia se denomina relieve.

La diferencia de elevación entre el punto más alto de la divisoria de aguas y la salida de la cuenca se conoce como relieve máximo de la cuenca. La distancia recta horizontal más larga de la cuenca, medida en dirección paralela al curso de agua principal, dividida por el relieve máximo de la

cuenca se conoce como relación de relieve. El índice de relieve es un indicador de la intensidad del proceso erosivo que tiene lugar en la cuenca.

a) Pendiente media del cauce (S_c): Este parámetro tiene una gran importancia en el análisis de los recursos hídricos, ya que está vinculado a las propiedades hidráulicas de la escorrentía, es decir, a la velocidad de propagación de las ondas de crecida y a la capacidad de transferencia de sedimentos.

b) Pendiente media de la Cuenca: La pendiente media del terreno es una estadística crucial porque proporciona un indicador de la velocidad media de escorrentía, la capacidad de transporte y la erosión en la cuenca. También guarda relación con la infiltración, la escorrentía superficial, la contribución de las aguas subterráneas al flujo y con la duración de la escorrentía.

Según Villon (2011), la pendiente de una cuenca se determina dividiendo su longitud (el lado más largo) por su proyección horizontal, o la diferencia de elevación entre sus extremos, que son sus cotas más alta y más baja.

Donde:

Alta pendiente. - $> 30\%$ mayor velocidad de escorrentía, disminuye la capacidad de infiltración.

Baja pendiente. - $< 30\%$ menor velocidad de escorrentía, mayor capacidad de infiltración.

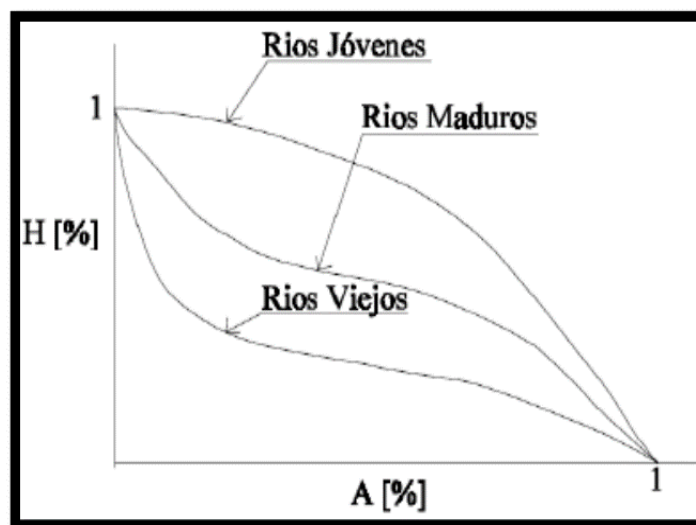
c) Curva Hipsométrica: La curva hipsométrica, ilustra la variación altitudinal de una cuenca hidrográfica, se crea a partir de un plano topográfico calculando el porcentaje de la superficie situado por debajo

de una altura determinada. Esta altura viene determinada inicialmente por el punto más bajo de la cuenca y aumenta en función de los valores de elevación de la curva de nivel que delimita las franjas de terreno definidas por la cuenca y el punto de salida, que suele ser el punto más bajo de la cuenca (Villon, 2011).

Se divide en tres zonas:

- Ríos Jóvenes, refleja una cuenca con gran potencial erosivo.
- Ríos Maduros, es una cuenca en equilibrio.
- Ríos Viejos, cuenca sedimentaria.

Figura 3
Tipos de curvas hipsométricas



Fuente: Villon, 2011

➤ Parámetros relativos a la red de drenaje:

Clasificación de cursos de agua

Dependiendo del tipo de escorrentía, en la que influyen los atributos físicos y el clima de la cuenca, todas las corrientes pueden clasificarse en tres tipos principales (Villon, 2011).

Así una corriente puede ser Efímera, Intermitente y Perenne.

- a) Corriente Efimera, es la que sólo trae agua durante y justo después de una tormenta.
- b) Corriente Intermitente, transporta agua la mayor parte del tiempo, pero sobre todo en época de lluvias; cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del canal, el suministro de agua se detiene.
- c) Corriente Perenne, retiene agua en todo momento, y como el nivel freático nunca desciende por debajo del fondo del cauce, siempre está abastecido, incluso en épocas de sequía.
- d) Orden de Corrientes: Es una clasificación que indica el grado de bifurcación dentro de la cuenca; para hacer esta clasificación es necesario un plano de la cuenca. Las corrientes de orden uno son los que no tienen afluentes, los de orden dos los que tienen un solo afluente, los de orden tres los que tienen dos o más afluentes de orden dos, etc. Este es el proceso que se sigue. Por lo tanto, el orden del arroyo principal revelará el tamaño de la red de arroyos de la cuenca (Villón, 2011).
- e) Densidad de Corriente (Dc): Villón (2011), este parámetro es la relación entre el número de corrientes y el área drenada de la cuenca (corr/km²), es decir:

$$Dc = \frac{Nc}{A}$$

Donde:

Dc = Densidad de drenaje (corr. / km²)

Nc = Numero de corrientes (corr.)

A = área total de la cuenca (km²)

- f) Densidad de Drenaje (Dd): Villón (2011), define la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de las corrientes de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca: En Km/km².

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

Donde:

Dd = Densidad de drenaje

L = Longitud total de las corrientes (km)

A = Área total de la cuenca (km²)

Una medida que sugiere la composición potencial de los suelos de la cuenca es la densidad de drenaje. Además, proporciona una idea del nivel de cobertura de la cuenca. Los valores altos indican regiones con suelos impermeables, cubierta vegetal limitada o fácil erosión. Por el contrario, los valores bajos denotan una extensa cubierta vegetal y suelos duros, poco erosionables o muy permeables. Las características de drenaje de la cuenca vienen determinadas por la densidad de drenaje.

Cuadro 4

Características de la cuenca en función de la densidad de drenaje

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA	DENSIDAD DEL DRENAJE
Regularmente drenada	0.0 < Dd > 1.0
Normalmente drenada	1.0 < Dd > 1.5
Bien drenada	Dd >

Fuente: Farias 2005

2.2.5. Hidrología:

Linsley (1978) hace mención que según el federal Council for Science and Technology: “La Hidrología versa sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas, y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa del agua sobre la tierra”. El área de la ingeniería que se ocupa de la planificación, ejecución y gestión de los recursos hídricos se conoce como ingeniería hidrológica. También es la ciencia que investiga las características del agua y sus interacciones naturales, así como su aparición en la atmósfera y por debajo y por encima de la superficie terrestre.

El ciclo hidrológico se caracteriza por ser un fenómeno sumamente intrincado debido a la multitud de variables que entran en juego. Los hidrólogos han desarrollado la idea de sistema para comprender el ciclo hidrológico y, como resultado, lograr su aplicación práctica en la solución de retos de ingeniería hidráulica, con el fin de simplificar y dar sentido al problema. Un enorme caudal que desborda ríos, arroyos y canales artificiales se denomina inundación. A los hidrólogos les interesa estudiar las crecidas y sus diseños para sistemas de transporte como canales, obras de desbordamiento, tomas, alcantarillas y otras estructuras, así como estructuras de regulación como embalses. Se define periodo de retorno T , como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud x puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a x , ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P es igual 1 en T casos (Villón, 2011).

➤ Análisis de frecuencia.

Interpretar los datos históricos de los fenómenos hidrológicos para determinar la probabilidad de que se produzcan en el futuro es uno de los retos más importantes de este campo. Esta cuestión incluye la estimación de la frecuencia de oleajes, precipitaciones, inundaciones y sequías, entre otros fenómenos. El análisis de frecuencias es el proceso en cuestión (Chow, 1994).

El tratamiento de los datos brutos es el primer paso en el análisis de frecuencia de los datos hidrológicos, que en última instancia establece la frecuencia o probabilidad de un valor de diseño.

Desde un punto de vista práctico, el análisis de frecuencias, según Chow (1994), no es más que un proceso para ajustar los datos hidrológicos a un modelo matemático de distribución de probabilidades. Al realizar un análisis de este tipo, se dan tres suposiciones:

- Los datos analizados describen eventos aleatorios.
- Los procesos naturales son estacionarios con respecto al tiempo.
- Los parámetros de la población pueden ser estimados desde la muestra.

Según Juola (2011), tratar los fenómenos hidrológicos extremos como procesos aleatorios sugiere que la fluctuación climática natural apenas influye en la frecuencia con la que se producen estos eventos.

Un proceso estacionario respecto al tiempo significa que presenta eventos independientes e idénticamente distribuidos por un modelo probabilístico que no cambia a través del tiempo.

➤ Modelos y procesos hidrológicos.

Un modelo matemático, según Molsalve (2000), es una versión simplificada de un escenario del mundo real que se expresa a través de una serie de hipótesis o supuestos, se traduce al lenguaje matemático y, tras la manipulación y aplicación adecuadas de las técnicas matemáticas apropiadas, da lugar a una serie de resultados cuyo análisis se prevé que revele aspectos del escenario original que no son inmediatamente visibles a simple vista.

Como señala Chow (1994), los modelos matemáticos se utilizan para imitar el fenómeno hidrológico en la naturaleza, que se considera un sistema o proceso.

Un proceso es cualquier fenómeno propenso al cambio, especialmente en relación con el tiempo. Pueden denominarse procesos hidrológicos porque casi todos los fenómenos hidrológicos experimentan cambios a lo largo del tiempo. El proceso y el modelo se denominan deterministas si no se tiene en cuenta la probabilidad de que se produzca alguna de las variables que intervienen en dicho proceso y se piensa que el modelo sigue una ley de certeza pero no una ley de probabilidad. De otra forma, si la oportunidad de ocurrencia de la variable es tomada en consideración y el concepto de probabilidad es introducido en la formulación del modelo, el proceso y el modelo son descritos como estocásticos o probabilísticos (Chow, 1994).

En sentido estricto, un proceso estocástico se distingue de uno probabilístico en que el primero se considera dependiente del tiempo, mientras que el segundo se considera independiente del tiempo. Por lo tanto, se puede argumentar que los modelos estocásticos crean pronósticos, mientras que los modelos probabilísticos hacen predicciones.

todos los procesos hidrológicos son de hecho en su mayoría estocásticos. Se asumen determinísticos o probabilísticos sólo para simplificar su análisis.

➤ Periodo de retorno.

Villón (2011), define al periodo de retorno, como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud X puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a X , ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P , es igual 1 en T casos, es decir.

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

Donde:

$P(X)$: Probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq x$

T : Periodo de retorno.

De esta manera, cuando la variable aleatoria representa un evento máximo anual, el período de retorno es el valor esperado del número de años que transcurren hasta que ocurra un evento de magnitud igual o superior que la de un evento predefinido como crítico o de diseño. El término es desafortunado, puesto que su uso conduce al profano a concluir que hay T años entre tales magnitudes de eventos, cuando en efecto la probabilidad de tal magnitud en cualquier período sigue siendo $1/T$, independiente que ocurra tal evento en el año anterior o en un año reciente (Rivano, 2004).

➤ Procedimiento de análisis.

Rivano (2004) señala que el procedimiento de análisis de frecuencia comprende las siguientes etapas:

- Verificar la confiabilidad de los datos hidrológicos.

- Suponer ciertos modelos probabilísticos.
 - Estimar los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidades de cada modelo elegido.
 - Realizar pruebas que permitan seleccionar el modelo probabilístico que mejor describe el fenómeno que se intenta representar.
 - Estimar él o los valores de diseño correspondientes al período de retorno de interés.
- **Análisis de confiabilidad de datos hidrológicos.**

Según Rivano (2004), la longitud, continuidad, precisión y representatividad de los registros disponibles son los principales factores que determinan la fiabilidad de las estimaciones en un análisis de frecuencias. En consecuencia, Monsalve (2011) hace hincapié en que los datos recopilados en una estación deben comprobarse para detectar posibles imprecisiones antes de ser utilizados. Antes de realizar el análisis de frecuencias, debe examinarse y corregirse cualquier error significativo.

2.2.6. Modelos de distribución de probabilidades.

Según Rivano (2004), la flexibilidad intrínseca de la forma de la función de distribución de probabilidad (pdf) determina lo bien que un modelo probabilístico se ajusta a los datos de precipitaciones. Un modelo puede ajustarse mejor a los datos y tiene una función de distribución de probabilidad más adaptable cuantos más parámetros tenga.

Chereque (1989) afirma que la hidrología carece de una base teórica sólida en la que apoyar una determinada función de distribución de probabilidad. Dado que no existe un proceso teórico para seleccionar el "mejor" modelo de probabilidad para un análisis de frecuencias determinado, la práctica habitual

consiste en evaluar y contrastar la conformidad o idoneidad de numerosas distribuciones candidatas y seleccionar una en función de factores como la coherencia con diferentes tamaños de muestra, la facilidad de cálculo y el ajuste a los datos disponibles.

Distribución Normal

Según Chow (1994), la distribución normal es una distribución simétrica, que se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Donde:

X: Variable independiente

μ : Parámetro de posición, igual a la media de la variable x.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de la variable x.

Tiene la particularidad característica de que la media, moda y mediana corresponden al mismo valor.

Si la variable x, se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$

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

- Estimación de parámetros de posición y escala, método de momento.

Donde:

X: Variable independiente.

μ : Parámetro de posición, igual a la media.

σ : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar.

Distribución Long-normal

Según este modelo probabilístico, que también se conoce como ley de Galton, establece que si los logaritmos neperianos, $\ln x$, de la variable aleatoria X se distribuyen normalmente, entonces la variable x se distribuye de forma logarítmico normal, es decir la variable aleatoria:

$y = \ln X$, es normalmente distribuida con media μ_y y varianza σ_y^2 , y su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

Si la variable, $y = \ln x$, se estandariza de la forma:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}$$

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

- Estimación de parámetros, método de momentos

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media y la varianza de la variable X y los parámetros μ_y y σ_y^2 , que se obtiene, son:

Media: $\bar{X} = E(x) = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}}$

Varianza: $S^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_y + \sigma_y^2} (e^{\sigma_y^2} - 1)$

Desviación Estándar: $S = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2}$

Coficiente de variación: $C_v = \frac{S}{\bar{X}} = (e^{\sigma_y^2} - 1)^{1/2}$

Luego dado un conjunto de valores x_1, x_2, \dots, x_n , con parámetros \bar{X}, S, S^2, C_v , los parámetros μ_y y σ^2 de las distribuciones log-normal de dos parámetros, obtenidos por el método de Momentos, se calculan con las siguientes

$$\sigma_y^2 = \ln(1 + C_v^2)$$

$$\mu_y = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{x^{-2}}{1 + C_v^2} \right)$$

ecuaciones:

Distribución Long Pearson tipo III

Villón (2011), una variable aleatoria X , tiene una distribución log Pearson tipo III, si su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(\ln x - x_0)^{y-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x \beta \gamma \tau(x)} dx$$

Donde:

X_0 = parámetro de posición.

β = parámetro de escala.

γ = parámetro de forma.

$\Gamma(x)$ = función gamma completa.

- Proceso de calculo

Para el cálculo de los parámetros de la serie de datos: x_1, x_2, \dots, x_n .

Se convierte a sus logaritmos, luego se calcula la media, desviación estándar y coeficiente de sesgo, con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Media: } \bar{X}_{\ln x} = \frac{\sum \ln x}{N}$$

$$\text{Desviación Estándar: } S_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^2}{N-1}}$$

$$\text{Sesgo: } C_{S \ln x} = \frac{N \sum (\ln x - \bar{X}_{\ln x})^3}{(N-1)(N-2)S_{\ln x}^3}$$

- Estimación de parámetros, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = \frac{4}{C_{S \ln x}^2}$$

$$\beta = \frac{C_{S \ln x}(S_{\ln x})}{2}$$

$$x_0 = \bar{X}_{\ln x} - \frac{2S_{\ln x}}{C_{S \ln x}}$$

Prueba de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste sólo abordan la cuestión de si los datos se apartan del modelo de predicción en una cantidad estadísticamente significativa. Como tal, este proceso permite rechazar un modelo por no ser adecuado, pero no permite demostrar la corrección de un modelo probabilístico (Villon, 2011).

Por lo tanto, para determinar si una distribución dada es aceptada o rechazada, Rivano (2004) sugiere emplear pruebas de bondad de ajuste.

Para definir la calidad del ajuste, se debe evaluar la bondad del ajuste, y para ello se aconsejan métodos con distintos grados de eficacia, como la prueba de Smirnov Kolmogorov (Villón, 2011).

Prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov

Según Villón (2011), la prueba de ajuste de Smirnov - Kolmogorov consiste en comparar las discrepancias reales entre las probabilidades teóricas y empíricas de los datos de la muestra. A continuación, tomando el valor absoluto máximo de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{Max}|F(x) - P(x)|$$

Donde:

Δ = estadístico de Smirnov - Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = probabilidad de la distribución teórica.

$P(x)$ = probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

El estadístico tiene su función de distribución de probabilidades.

SI Δ es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P[\text{max}|F(x) - P(x)| \geq \Delta_0] = \alpha$$

2.2.7. Método de determinación de eventos máximos de caudales

Métodos empíricos: Se trata de las fórmulas empíricas, que actualmente no se utilizan mucho porque hay otros métodos y se recurre a la informática. Con estos métodos se pretende calcular rápidamente el caudal máximo que cabe esperar a la vista de los escasos datos disponibles. A continuación, los resultados pueden compararse con los datos reales de cuencas cercanas o comparables.

Según Villón (2011), suelen obtenerse a partir de la técnica racional y son de uso común, pero pueden contener errores importantes, ya que el proceso de

escorrentía es demasiado complejo para resumirse en un cálculo sencillo que tenga en cuenta el área de la cuenca y el coeficiente de escorrentía., entre estos métodos encontramos: Método racional, Método Mac Math, Método Burkli – Zieger.

Métodos Históricos: Se componen de investigaciones y recopilaciones de información sobre inundaciones pasadas en ríos y embalses. En realidad, las aproximaciones históricas no permiten predecir la proporción de una crecida mayor que la máxima conocida, aunque haya muchas posibilidades de que se produzca, aunque sí permiten conocer las características de una crecida importante ocurrida hace muchos años. Para que esta estrategia arroje datos significativos, debe superar dos obstáculos principales.:

- La carencia e insuficiencia de datos (registros históricos), el cálculo de la avenida a partir de los datos recabados referidos generalmente a niveles y no a gastos.
- Para enfrentar la segunda dificultad, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos, que se describen más adelante (Chereque, 1989).

Métodos de correlación hidrológica: Cuando no se dispone de datos hidrométricos (caudales hidráulicos máximos) y pluviométricos, se recurre a la correlación con los datos de caudal máximo de una cuenca cercana o vecina cuya topografía, geología, suelos, tipos de cubierta y parámetros morfométricos sean similares a los de la cuenca en estudio (Chereque, 1989).

Métodos Hidráulicos: La utilización de estas técnicas, que se basan en fórmulas hidráulicas, no debe desdeñarse aunque carezcan de una metodología hidrológica. En la mayoría de los casos, permiten determinar con precisión los niveles de agua más altos alcanzados anteriormente y el caudal instantáneo

máximo. Este considera la observación y medición de las características de una sección estable del río, es decir donde no exista demasiados desplazamientos, caso de paredes laterales solidas o fijas conformadas por: roca, buena cobertura vegetal, rellenos de huaycos, etc. Para determinar la máxima descarga, la altura de esta se determina por la huellas o rastros dejados en las paredes de la caja del río. Para su cálculo se aplica generalmente la fórmula de Manning-Strichler.

Métodos Estadísticos Probabilísticos: Incluyen la extrapolación de la magnitud de la inundación máxima a través de su distribución probable a lo largo de varios periodos de retorno, basándose en un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos., siendo las más utilizadas las distribuciones Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III, Log normal.

Métodos hídricos: Tienen como objetivo la representación matemática del proceso o formación de la avenida. Se estiman precipitaciones pluviométricas de duración y periodo de retorno determinado, se calcula el escurrimiento que se genera en un punto de la corriente estudiada, hasta establecer o dibujar el probable hidrograma. Reproducen la forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen ventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las perdidas por infiltración, que pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:

- Método de hidrograma unitario, que comprende los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos.
- Metodo de isócronas (racional).

Curva intensidad – duración – frecuencia (I-D-F)

Es importante recordar que las curvas de intensidad - duración - frecuencia (IDF) son curvas que se crean conectando puntos representativos de intensidad media a lo largo de intervalos de distinta duración, correspondiendo todos ellos a la misma frecuencia o periodo de retorno (Villón, 2011).

Según, Chereque (1989) Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

A este respecto, cabe mencionar que la intensidad es definida por Chow (1994) como la altura del agua de precipitación por unidad de tiempo (mm/hr ó pulg/hr), o la tasa temporal de precipitación y ésta se expresa como:

$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde, P es la altura de agua de la precipitación en mm, y Td es la duración de la lluvia, dada usualmente en horas.

Otro elemento a estudiar en el diseño de las curvas IDF, es la frecuencia, la cual se expresa en función del período de retorno (T), que es el intervalo de tiempo promedio (expresado en años) entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño (Chow, 1994).

- Aplicación de las curvas IDF

El uso principal de las curvas IDF es estimar la intensidad, duración y frecuencia de las precipitaciones en una zona sin pluviómetro mediante la totalización de los pluviómetros que informan de la precipitación diaria.

Estas curvas se enmarcan en la estimación de inundaciones en cuencas con tiempos de concentración pequeños o de corta duración.

Además, es importante señalar que uno de los primeros pasos que deben seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como es el caso del diseño de un drenaje urbano, el aprovechamiento de recursos hídricos en la generación de energía eléctrica, o el diseño de obras de ingeniería de regadíos, es la determinación del evento o eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o períodos de retorno. Esta relación se denomina curvas IDF, que son determinadas para cada sitio en particular (Chow, 1994).

La metodología de Dick Peschke (Rivano, 2004) puede utilizarse para calcular las intensidades máximas de las tormentas de diseño en ausencia de registros pluviográficos. Esta metodología relaciona la duración de la tormenta con la mayor cantidad de precipitación que puede recibirse en un periodo de 24 horas. La expresión es la siguiente:

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

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación total (mm) entre la duración (min).

2.2.8. Tiempo de concentración

De las metodologías que se emplean para determinar el tiempo de concentración, Villón (2011) recomienda considerar el método de Kirpish (1940) y de California Culverts Practice (1942).

KIRPISH (1940)

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Donde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos.

L=Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

S=Pendiente media de la cuenca, m/m

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942).

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

Tc=Tiempo de concentración, minutos

L=Longitud del cauce de inicio hasta su desembocadura, m

H=Desnivel de altitud, m.

2.2.9. Modelos

Chow (1994), un modelo relaciona algo desconocido (producto o salida) con algo conocido (entrada). En nuestro caso los modelos que son incluidos en el software Iber, la entrada conocida son los caudales para distintos periodos de retorno y la desconocida sería el tirante hidráulico y el espejo de agua en cada sección de análisis. Palomino (1994) afirma que hay dos etapas preparatorias en el proceso de modelización que es necesario completar. La primera consiste en

caracterizar el sistema y encontrar y evaluar opciones de gestión viables que permitan alcanzar los objetivos fijados. Para ello, existen tres tipos diferentes de herramientas informáticas: los sistemas de información geográfica, los modelos de simulación y las bases de datos.

➤ Modelos Hidráulicos

En la actualidad, estos modelos matemáticos se emplean a menudo en muchas disciplinas de estudio relacionadas con la hidrología, por lo que conviene evaluarlos para comprender mejor su función, sus resultados y su finalidad.

La concepción de todos los modelos hidráulicos es parecida por lo que una breve explicación del software Iber puede ayudarnos a comprender mejor su aplicación.

Para simular el flujo errático de lámina libre se utiliza un modelo numérico denominado Iber. Iber tiene una amplia gama de aplicaciones, como el flujo de mareas en estuarios, la calidad del agua en ríos y zonas costeras no estratificadas, el cálculo del transporte de sedimentos, la evaluación de zonas inundables, la simulación de rotura de presas y la hidrodinámica fluvial.

El módulo hidrodinámico, el módulo de turbulencia, el módulo de transporte de sedimentos, el módulo de calidad del agua y el módulo hidrológico son los distintos módulos de cálculo que componen el modelo Iber. El módulo hidrodinámico, que constituye el núcleo de Iber, será el único utilizado en este estudio. Cada módulo utiliza una discretización del dominio formada por elementos cuadriláteros o triangulares.

Las ecuaciones bidimensionales de St. Venant, a menudo conocidas como ecuaciones de aguas poco profundas promediadas en profundidad, se

resuelven utilizando el módulo hidrodinámico. Estas fórmulas presuponen una distribución uniforme de la velocidad en profundidad y una distribución hidrostática de la presión. Tanto el caudal de los ríos como las corrientes de marea de los estuarios satisfacen plausiblemente la hipótesis de la presión hidrostática. De forma similar, en ríos poco profundos y estuarios no estratificados, la hipótesis de la distribución uniforme de la velocidad en profundidad suele cumplirse; pero, en ciertos lugares, los flujos tridimensionales localizados o las cuñas salinas pueden impedir que esta hipótesis se cumpla. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo.

Se necesita información sobre registros históricos, caudales de agua, especificaciones técnicas de simulación y la fisiografía del equipamiento fluvial para realizar un estudio típico centrado en el análisis de zonas inundables en el software Iber.

2.2.10. Simulación

Existen varios conceptos sobre simulación y de las cuales se mencionan a continuación las más aceptadas:

Según Chavarri (2013), la simulación es un método numérico para realizar experimentos informáticos. En estos estudios se utilizan determinados tipos de relaciones lógicas y matemáticas porque son esenciales para explicar el comportamiento a largo plazo y la estructura de intrincados sistemas del mundo real.

Sin embargo, según Bardales (2008), es el proceso de crear un modelo de un sistema o proceso real y llevar a cabo experimentos para analizar el comportamiento del sistema o evaluar diferentes enfoques (dentro de las

restricciones impuestas por un criterio o conjunto de criterios) para el funcionamiento del sistema.

Según esta definición, una simulación es una imitación de cómo funcionaría un proceso o sistema real a lo largo del tiempo, ya sea manualmente o mediante el uso de un ordenador. Una simulación crea una historia artificial de un sistema de observación, y esta historia ayuda a deducir las características operativas del sistema real.

➤ Uso del modelo Iber en el control de inundaciones

Iber resuelve las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU}{\partial x} + \frac{\partial hV}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial hU^2}{\partial x} + \frac{\partial hUV}{\partial y} &= -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} - \tau_{b,x} \\ \frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial hUV}{\partial x} + \frac{\partial hV^2}{\partial y} &= -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} - \tau_{b,y} \end{aligned}$$

En donde h es el calado, U y V son las dos componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la lámina libre, τ es la fricción debido al rozamiento del fondo y ρ es la densidad del agua. Adicionalmente el modelo puede considerar la fuerza de Coriolis, el rozamiento superficial por viento, las tensiones turbulentas, el aporte de caudal por lluvia y la detracción por infiltración en el subsuelo. Estas acciones no se considerarán en este modelamiento.

Para resolver las ecuaciones de St. Venant, los contornos del dominio de cálculo en el que debe estimarse el flujo deben ajustarse a los valores de variables específicas (caudal, calado, etc.). Los contornos pueden clasificarse

en cerrados o abiertos. El agua puede entrar y salir del dominio computacional cuando hay contornos abiertos. Las formas cerradas actúan como paredes verticales impermeables al flujo.

Cuadro 5

Condiciones de contorno implementadas en los contornos

Contorno	Régimen	Condiciones impuestas	
Entrada	Caudal total	Subcrítico / Crítico	Caudal total en dirección normal
		Supercrítico	Caudal total en dirección normal y velocidad media
	Caudal específico	Subcrítico / Crítico	Caudal específico en dirección normal
		Supercrítico	a) Caudal específico en dirección normal y calado b) Caudal específico en dirección normal y cota de agua
Salida	Subcrítico	a) Calado b) Cota de agua c) Vertedero d) Curva de gasto	
	Supercrítico / Crítico	Nada	

Fuente: Manual Calculo de curvas de remanso y fenómenos locales con Iber, Universidad de la Coruña, 2018

2.3. Definición de términos básicos

Hidrología:

Una de las ciencias de la tierra es la hidrología. Investiga el suministro de agua de la Tierra, incluida su aparición, circulación y distribución, así como sus características químicas y físicas y sus interacciones con diversas formas de vida. Tanto la hidrología de las aguas superficiales como la de las aguas subterráneas se incluyen en el campo de la hidrología; esta última se considera una disciplina aparte. El clima, la meteorología, la geología, la geomorfología, la

sedimentología, la geografía y la oceanografía son otras ciencias de la Tierra relacionadas entre sí.

Hidráulica:

Es la rama de la investigación que utiliza los avances de la mecánica de fluidos para resolver problemas del mundo real relacionados con la distribución, medición y manipulación del agua en instalaciones de almacenamiento y tuberías presurizadas y de flujo libre.

Precipitación:

Es el agua derivada de la humedad atmosférica que cae sobre la superficie de la tierra, principalmente en forma de lluvia y llovizna o de nieve y granizo. Uno de los fenómenos meteorológicos más significativos para la hidrología es la precipitación.

Pluviómetro:

Un equipo utilizado en las estaciones meteorológicas para recoger y medir las precipitaciones es el pluviómetro. La cantidad de agua caída se indica en milímetros de altura. La construcción básica de un pluviómetro es una entrada superior (de una superficie determinada) por la que el agua entra en el recipiente. A continuación, el agua se conduce por un embudo hasta un colector, donde se recoge y su nivel puede evaluarse visualmente con una regla graduada o determinarse pesando el agua que se ha depositado. Dejar caer un litro en un metro cuadrado haría que subiera un milímetro.

Cuenca hidrográfica:

Dado que toda la región está drenada por un arroyo o una red de canales conectados, toda la escorrentía que se origina en ella se libera a través de una

única salida. Se trata de un sistema abierto y complejo con componentes biofísicos, sociales y económicos interconectados.

Cauce:

La parte de un valle por la que el agua fluye de forma natural se conoce como cauce; las orillas sirven de bordes laterales de la corriente de agua.

Avenida:

Es el aumento repentino del nivel del agua que se produce en el curso de un río; durante una crecida, el caudal del curso de agua aumenta hasta tal punto que la capacidad del río para controlarlo puede verse comprometida, lo que provoca el desbordamiento de las aguas.

Periodo de retorno:

Como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud “x” puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. así, si un evento igual o mayor a “x”, ocurre una vez en t años, su probabilidad de ocurrencia p, es igual $1/t$ en t casos.

Iber:

Se trata de una aplicación que calcula los perfiles de la superficie del agua de los cursos de agua artificiales y naturales resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant Bidimensionales para sus cálculos.

Inundación:

Es la salida o evacuación de agua de un cauce natural o artificial como consecuencia del potencial de fallo del cauce o de un aumento de la cantidad de agua que normalmente puede almacenarse.

Senamhi:

Además de ofrecer datos sobre previsiones meteorológicas en Perú, el Servicio Nacional De Meteorología E Hidrología Del Perú (senamhi) también ofrece estudios científicos y recomendaciones sobre hidrología, meteorología, agro meteorología y asuntos medioambientales.

2.4. Formulación de hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

H1: El análisis del comportamiento hidráulico del río San Juan, mediante la simulación hidráulica con el software Iber, permitirá la identificación de zonas susceptibles a desbordes en ambos márgenes del río San Juan aledañas a las localidades de Rancas y Yurajhuanca.

2.4.2. Hipótesis específica

H1: El análisis hidráulico empleando el software Iber en la modelación de río San Juan a ambos márgenes de las localidades de Rancas y Yurajhuana, permitirá determinar las ubicaciones exactas de las zonas susceptibles a desbordes.

H2: El cálculo de los niveles máximos que alcanzara el río para caudales de diseño con periodos de retorno de 10, 25 y 50 años, permitirá determinar la sección más adecuada para la proyección de obras hidráulicas tales como puentes, defensas ribereñas, entre otros.

2.5. Identificación de variables

2.5.1. Variable independiente

- Comportamiento hidráulico del río San Juan.

2.5.2. Variable dependiente

- Áreas susceptibles a Inundaciones.

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

Cuadro 6

Operacionalización de la variable independiente

Variables	Indicadores
Comportamiento hidráulico del río San Juan.	- Precipitación (mm). - Caudal (m ³ /s). - Cota (msnm). - Coeficiente de rugosidad “n”.

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 7

Operacionalización de la variable dependiente

Variables	Indicadores
Áreas susceptibles a Inundaciones	- Tirante hidráulico en las secciones de análisis.

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO III

METODOLOGIA Y TECNICAS DE INVESTIGACION

3.1. Tipos de investigación

- **De acuerdo a la orientación es Aplicada**, porque avanza y mejora nuestra comprensión de las características hidrológicas e hidráulicas del río San Juan mediante la utilización el software Iber, teorías de hidrología e hidráulica fluvial para calcular el comportamiento hidráulico del río a lo largo de determinados periodos de retorno.
- **De acuerdo a su enfoque es Cuantitativo**, Dado que hay que realizar cálculos estadísticos, todos los datos variables se computan y se numeran.
- **De acuerdo al tipo es Descriptivo**, porque incluye los pasos necesarios para identificar, caracterizar y describir los parámetros morfométricos de forma, relieve y relación con el drenaje del río San Juan.

3.2. Nivel de Investigación.

El nivel de la investigación es de tipo **EXPLICATIVO**, puesto que en la medida de lo posible busca la explicación de la relación causa – efecto entre las variables identificadas, para las cuales se realizan experimentos controlados.

3.3. Metodos de investigación

La investigación se enmarca en el **MÉTODO CIENTÍFICO**, que establece un proceso metódico y lógico de procedimientos, instrumentos y técnicas que revelarán nuevas conexiones, rasgos y atributos para abordar el problema o la hipótesis de la investigación.

3.4. Diseño de investigación

- **El diseño de esta investigación No Experimental**, ya que no se utilizará ningún tipo de prueba mecánica para alterar intencionadamente la variable independiente, sino que sólo se desarrollarán cálculos estadísticos basados en las ideas antes mencionadas.
- **De acuerdo con la direccionalidad es Prospectiva**, se estudia la causa en el presente de las avenidas más críticas, los que están propenso al desborde del río San Juan. Para en el futuro su protección de la localidad de San Antonio de Rancas y Yurajhuanca así evitar los problemas de desbordes e inundaciones.
- **De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos Prolectiva**, Las fuentes primarias de información se recopilarán a través de libros, Internet o investigaciones pertinentes.
- **De acuerdo con la evolución del fenómeno estudiado es Transversal**, el análisis y/o estudio como: levantamiento topográfico, datos meteorológicos, los datos se realiza una sola vez en el momento más crítico.

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

Se ha considerado como población al área de influencia directa e indirecta, en la franja más susceptible a inundaciones del río San Juan.

3.5.2. Muestra

Para recopilar los datos se utilizó una técnica de muestreo no probabilística, teniendo en cuenta las regiones que podrían inundarse a causa del río San Juan.

3.5.3. Muestreo

Se aplicará el muestreo probabilístico

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Instrumentos de recolección de datos

- Fuentes Primarias: Datos recopilados de las salidas al campo a diferentes zonas del río San Juan, (parte alta, media y baja de la cuenca), que permitirán observar y registrar algunos parámetros morfométricos, estructuras hidráulicas y zonas vulnerables frente a inundaciones.
- Fuentes Secundarias: libros, revistas, manuales, tesis, material electrónico.
- Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos: Medición técnica de los tirantes hidráulicos del río San Juan.

3.6.2. Procedimiento

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Procesamiento de datos con herramientas digitales como el word, excel, etc.
- Modelamiento mediante el software de Hidráulica Iber.

3.7. Selección, validación y confiabilidad de los instrumentos de investigación

La selección y validación del instrumento de investigación utilizado para la elaboración del desarrollo del presente estudio de investigación es procedentes

principalmente de informe presentado por la Autoridad Nacional del Agua ANA denominado: “Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de Mantaro” del año 2015, avalado y aprobado por el INCLAN PERU, en la cual Anexa una gran variedad de registros de reportes de diversas estaciones Meteorológicas con datos de: Registros de Temperatura media mensual, Análisis de consistencia de la Temperatura media mensual histórica, Registros de Humedad relativa, Registros de velocidad del Viento, Registros de Evaporación y Evapotranspiración potencial por Subcuencas, Registros de Precipitación total mensual, Análisis de Consistencia de la Precipitación total mensual Histórica, Registros de Precipitación total mensual por Subcuencas y lo principal para el trabajo de investigación el estudio presenta Registros de caudales medios Mensuales y Caudales en Régimen natural por Subcuenca, datos claves para realizar nuestra posterior análisis estadístico y modelamiento Hidráulico.

3.8. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Los datos obtenidos se procesarán de las siguientes maneras:

- Procesamiento de datos con herramientas digitales como el word, excel, etc.
- Modelamiento mediante el software de Hidráulica Iber.

3.9. Tratamiento estadístico

Métodos Estadísticos Probabilísticos: Consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación, mediante su probable distribución en diversos periodos retorno, siendo las más utilizadas las distribuciones Gumbel o de valores extremos, log-Pearson tipo III, Log normal.

3.10. Orientación ética filosófica y epistémica.

La presente investigación lo realizamos con los procedimientos normados con sus generalidades y alcances de acuerdo a las disposiciones generales de Reglamento General de Grados Académicos y Títulos Profesionales de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión (UNDAC).

Los datos obtenidos serán verídicos que serán sustentadas mediante un software simulador, por lo que, no se cometerá faltas éticas: como plagio, fabricación de plagio, etc., está considerará hasta la sustentación de la Tesis.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo.

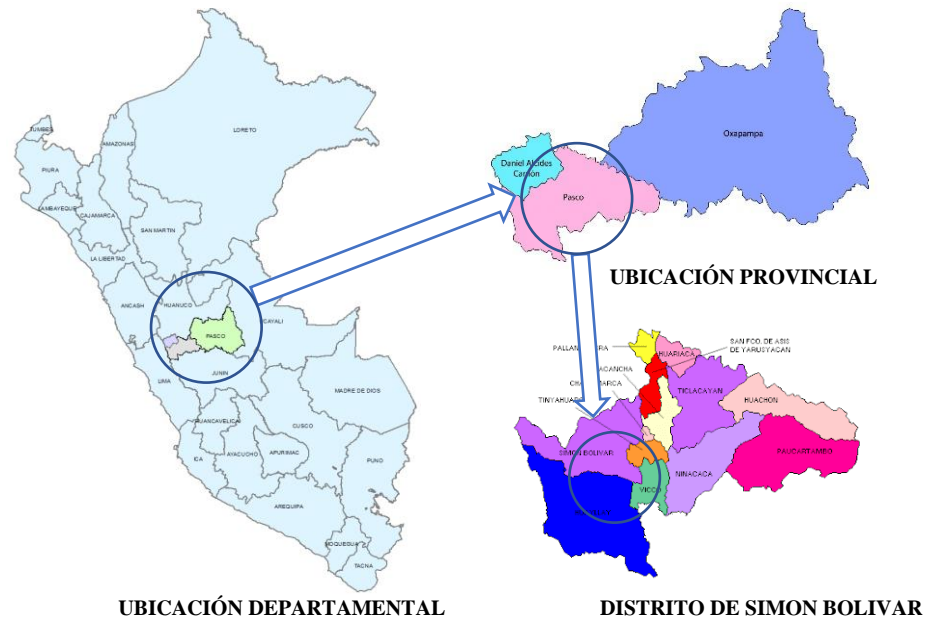
4.1.1. Características Generales de la Zona de Estudio

Los trazos abarcan el área que se encuentra comprendida en las coordenadas UTM 18 L 355620.94 m E 8817921.92 m N El cual se enmarca dentro de los límites de la Región de Pasco.

La sub cuenca del río San Juan, adyacente a la localidad de Rancas y Yurajhuanca se encuentra localizada en la parte central del Perú, sobre la vertiente del río San Juan en la región de Pasco.

Distrito	: Simón Bolívar.
Provincia	: Pasco
Departamento	: Pasco.
Localidad	: Rancas, Yurajhuanca.

Figura 4
Ubicación del río San Juan



Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Acceso a la zona de estudio:

El presente estudio se desarrolla a lo largo del río San Juan en La Subcuenca San Juan De La Cuenca Del Mantaro que engloba principalmente las localidades de Rancas y Yurajhuanca.

El área del proyecto además es accesible mediante las vías asfaltadas desde la ciudad de Pasco, en la ruta Pasco – Simón Bolívar que es una carretera afirmada lo cual se muestra en el cuadro N° 8.

Cuadro 8

Via de acceso al río San Juan, Localidad de Rancas y Yurajhuanca

Tramo	Tipo	Vehiculo	Distancia	Tiempo
Pasco - Yurajhuanca	Carretera Asfaltada	Camioneta	10.2 km	21 min
Yurajhuanca - Rancas	Carretera Asfaltada	Camioneta	2.6 km	5 min
TOTAL			12.8 km	26 min

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 9

Datos de localización de las Localidades

Localidades	Ubicación (Coordenadas UTM)	Distancia desde Cerro de Pasco a:	Altitud (m.s.n.m.)
Rancas	18 L 355813.32 m E 8817920.94 m S	12.1 KM	4199
Yurajhuanca	18 L 356579.75 m E 8816393.98 m S	10.2 KM	4198

Fuente: elaboración propia

4.1.3. Población afectada:

Dentro del área de influencia está asentada la población en la margen derecha del río San Juan con total de 12,663 habitantes en el distrito de Simón Bolívar de acuerdo al último censo nacional realizado el año 2017. Según el INEI la provincia tiene una tasa de crecimiento de alrededor del 0.8%.

Una de las principales actividades económicas del distrito es la ganadería, en las zonas baja, media y alta los campesinos del distrito de Simón Bolívar se dedican a la crianza de los animales domésticos, como ganado vacuno, ovino, porcino y aves. En las zonas altas las comunidades campesinas se dedican a la crianza y pastoreo de camélidos, ganado caprino y equino.

4.1.4. Calidad de agua:

El análisis de la calidad del agua no se ha considerado necesario para este estudio en este momento, ya que el río San Juan ha sido utilizado durante mucho tiempo para la agricultura y la cría de animales pequeños en ciertas áreas utilizando canales rústicos alimentados por motobombas.

4.1.5. Análisis hidrológico:

De la Laguna de Atacocha sale un afluente con el nombre de río San Juan y corre de oeste a este, hasta recibir las aguas que vienen de la laguna de Alcacocha; allí cambia de rumbo y se dirige hacia el sur para penetrar en la Meseta de Junín, donde desemboca en el Lago Junín o Chinchaycocha.

Así mismo de acuerdo a los estudios realizados durante el 2008 la ANA llevó a cabo la “Delimitación y Codificación de Cuencas Hidrográficas” aplicando el sistema internacional Pfafstetter y tecnología SIG.

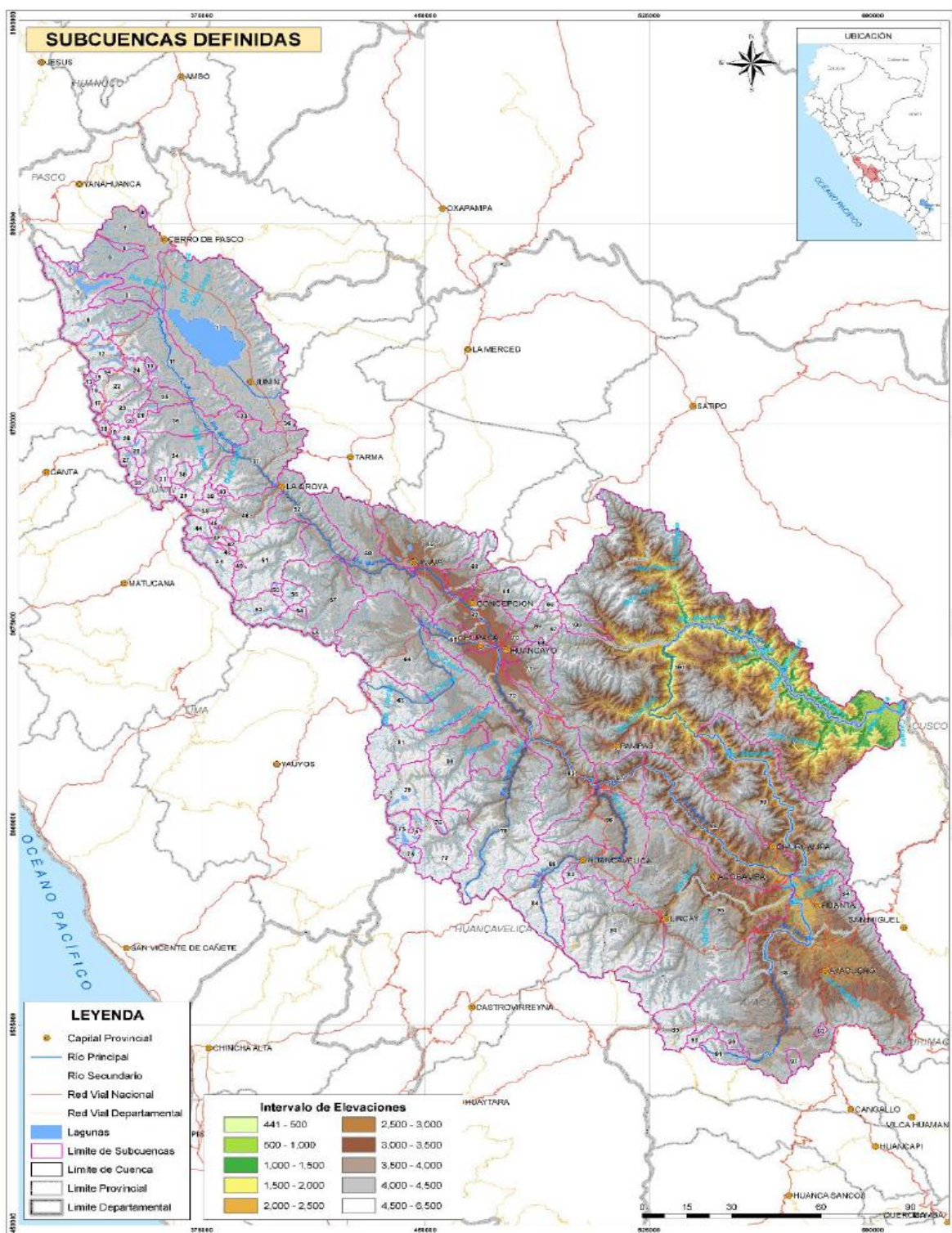
Según la delimitación y codificación Pfafstetter de unidades hidrográficas del Perú, la cuenca Mantaro corresponde al nivel 4 y se compone de 18 subcuencas, 9 de ellas de nivel 5 y las otras 9 de nivel 6, tal y como se detallan en la tabla y figura siguiente:

Cuadro 10
Unidades hidrográficas en la cuenca.

Unidad Hidrográfica	Subcuencas	Código	Superficie	
			km ²	%
Mantaro	Junín	499699	1 719,86	4,98
	Pachacayo	499692	821,46	2,38
	Unidad Hidrografica 499691	499691	2 113,26	6,12
	Yauli	499694	691,19	2,00
	Unidad Hidrografica 499693	499693	943,35	2,73
	Unidad Hidrografica 499695	499695	1719,26	4,98
	Conocancha	499696	717,75	2,08
	Unidad Hidrografica 499697	499697	995,15	2,88
	San Juan	499698	941,34	2,72
	Bajo Mantaro	49961	8 139,95	23,56
	Conas	49968	1718,36	4,97
	Huarpa	49962	6 804,95	19,70
	Ichu	49964	1 382,73	4,00
	Lag. Huarmicocha	49960	88,37	0,26
	Medio Alto Mantaro	49967	891,77	2,58
	Medio Bajo Mantaro	49963	1 289,14	3,73
	Medio Mantaro	49965	611,62	1,77
	Vilca	49966	2 957,00	8,56
TOTAL			34 546,51	100

Fuente: Informe de Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de Mantaro, Noviembre 2015.

Figura 5
Cuencas aportadoras a los puntos de control.



FUENTE: INFORME DE EVALUACION DE RECURSOS HÍDRICOS EN LA CUENCA DE MANTARO, Noviembre 2015

La cuenca integral del río San Juan, desde su nacimiento en el nudo de Pasco hasta su desembocadura en Lago Junín o Chinchaycocha, tiene una extensión aproximada de 54.224 KM

Cuadro 11
Principales ríos del ámbito de estudio.

				NACIENTE		DESEMBOCADURA				
RÍOS-QUEBRADAS	CUENCA	AAA	ALA	UTM NORTE (m)	UTM ESTE (m)	UTM NORTE (m)	UTM ESTE (m)	LONGITUD (m)	PENDIENTE MEDIA (m/m)	ORDEN
Río San Juan	Mantaro	Mantaro	Pasco	8799078	361458	8828159	345084	54224	0.00	4

Fuente: elaboración propia, a partir de SNIRH-ANA, 2014 y trabajos de campo 2015

- **Clima:**

La configuración geomorfológica, climática y cobertura vegetal del ámbito de incidencia de la cuenca de Mantaro permite distinguir 30 zonas de vida correspondientes a los siguientes 12 sistemas ecológicos. La tabla siguiente presenta los sistemas ecológicos de la cuenca de Mantaro, los cuales son descritos más adelante. La Figura 37 muestra las zonas de vida de la cuenca de Mantaro.

Cuadro 12

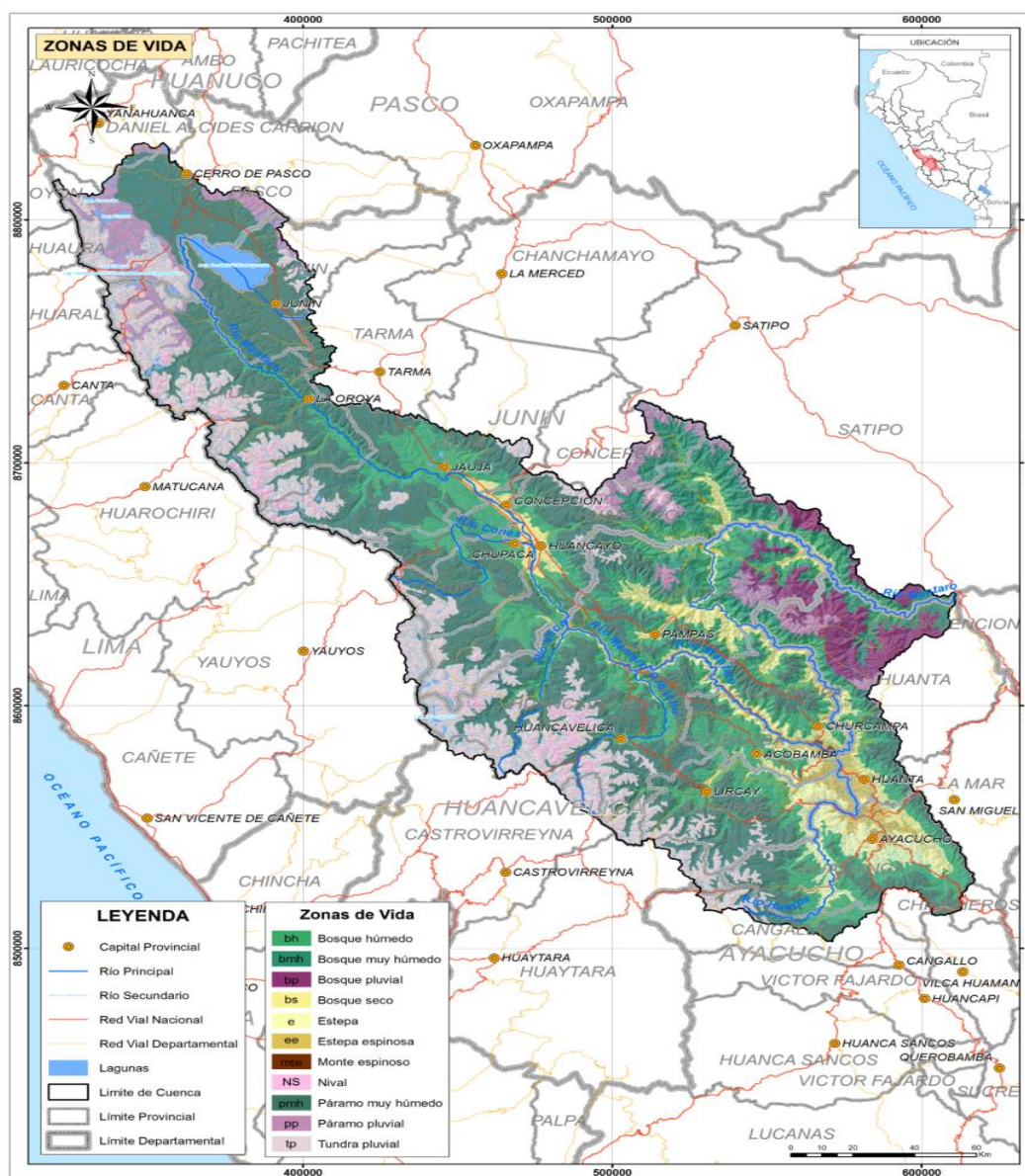
Zonas de vida de la cuenca del Mantaro.

Símbolo	Suelo	Área (km ²)	% total
bh	Bosque húmedo	7 565,39	21,90%
bmh	Bosque muy húmedo	1 866,28	5,40%
bp	Bosque pluvial	1 140,05	3,30%
bs	Bosque seco	2 012,17	5,82%
e	Estepa	913,39	2,64%
ee	Estepa espinosa	754,16	2,18%
mte	Monte espinoso	94,91	0,27%
NS	Nival	208,42	0,60%
NT	Nival	449,70	1,30%
pmh	Paramo muy húmedo	12 260,82	35,49%
pp	Paramo pluvial	1847,63	5,35%
tp	Tundra pluvial	5433,60	15,73%
	TOTAL	34 546,52	100%

Fuente: Informe de Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de
Mantaro, Noviembre 2015

Figura 6

Zonas de vida en la cuenca del río Mantaro. Fuente: SNIRH-ANA. 2014.



La figura anterior indica que la sub cuenca San Juan De La Cuenca Del Mantaro se encuentra dentro del páramo muy húmedo, que se sitúa entre los 3.900 y 4.200 msnm, como zona de vida. Su superficie es de 12 260,82 km², es decir, el 35,49% de la extensión total de la cuenca. Con una temperatura media anual de 4°C y una precipitación total anual que oscila entre 580 y 1.250 mm, el clima es fresco y húmedo. La sub cuenca de Vilca-Moya, que constituye el límite

topográfico de la cuenca del Mantaro, alberga las zonas de vida más extensas de la región: páramos tropicales y subtropicales muy húmedos.

Una pradera alto andina con pastos naturales, en su mayoría de la familia de las gramíneas, constituye la cubierta vegetal. También existen varios tipos de arbustos y árboles pertenecientes al género *Polylepis* "quinual", así como algunos cactus postrados del género *Opuntia*.

Las zonas de pastoreo de ganado ovino y bovino tienen un potencial ganadero importante; no obstante, también existe un buen potencial para establecer ganado autóctono a base de camélidos americanos.

- **Hidrografía:** La sub cuenca del río San Juan, formada por la confluencia de varios arroyos que bajan de las partes altas de la sub cuenca del San Juan y de otros ríos como el Antiosgo, Peña Blanca, Icacancha, Pacarpan y Marayniyoj, entre otros, se ve enriquecida en su geografía y ecología por su generosa y diversa configuración hidrográfica.

4.1.6. Características de Área de Estudio

La base del presente estudio es la elaboración del mapa de inundaciones para la identificación de zonas susceptibles a desbordes, En Las Localidades Aledañas Al Río San Juan, esto a partir de aforos para la correcta determinación del coeficiente de Manning y de los datos meteorológicos de caudales medios de las estaciones que se encuentran alrededor y dentro de la Sub cuenca San Juan.

se realizó los trabajos de levantamiento topográfico en un área específica intermedia del río San Juan, exactamente al margen izquierdo de la localidad de Vicco en un tramo aproximado de un kilómetro de longitud de río para realizar la evaluación y análisis de los resultados de los distintos aforos realizados.

Para identificar el lugar que tomaríamos como base para el levantamiento topográfico se basó en el método de Dalrymple la cual nos refiere que el flujo de agua debe de estar en condiciones de uniformidad por lo que la profundidad de la corriente, el área mojada, la velocidad y la pendiente en cada sección del tramo sean lo más constantes posibles, en ese sentido se escogimos el tramo cercano a la localidad de Vicco, debido principalmente a que no presenta demasiadas variaciones visibles.

4.1.7. Datos extraídos in situ.

➤ Levantamiento Topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico de un kilómetro del río San Juan en el margen Izquierdo a 2.91 Km del distrito de Vicco, por lo que para dicho fin se formó una brigada de topografía conformada por un Topógrafo y 2 Prismeros que han realizado los trabajos de levantamiento topográfico (batimetría) del lecho del río de acuerdo a las condiciones topográficas variables de la superficie del fondo del río San Juan.

Figura 7

Punto de Estación 04, al margen derecho del río San Juan (Fuente propia)



Figura 8

Trabajos de Levantamiento Topográfico, para obtener la batimetría de la superficie del cauce del río San Juan (Fuente Propia)



En el caso de que no exista un hito geodésico próximo a la zona de trabajo, los datos de partida se han obtenido integrando gráficamente los mapas nacionales del Instituto Geográfico Nacional con la referenciación del navegador GPS. En planimetría, los planos creados se referenciarán también al sistema básico nacional de coordenadas UTM modificado. En cuanto a la altimetría, se han fijado marcas de referencia con menor margen de error para determinados puntos que se referencian utilizando el mismo navegador GPS.

➤ **Levantamiento Topográfico Inicial**

A fin de determinar la muestra y la población para la tesis, en este punto se realizó un levantamiento topográfico del río San Juan en la margen izquierda del distrito de Vicco. Los resultados mostraron que una muestra de un kilómetro del total de la población corresponde a los 54,224 km de longitud del río San Juan.

Cuadro 13

Datos de la longitud total de río obtenidos del procesamiento de datos del levantamiento topográfico (Fuente propia el plano topográfico se presentará en los anexos)

Datos de Longitud de Río			
progresivas	cota	Coordenadas	
		Norte	Este
0+000.00	4110.98 m.s.n.m.	8801129.951	361647.176
0+777.57	4107.57 m.s.n.m.	8800381.734	361750.769

➤ **Replanteo Final y Levantamiento de Perfiles**

En el primer levantamiento topográfico se recogió un kilómetro de río, a partir del cual se realizó una evaluación para seleccionar la muestra y el muestreo de la investigación. Se optó por tomar una

muestra de 300 m de acuerdo con la técnica de Wolman, que aconseja un muestreo de entre 60 y 300 m.

Con el fin de obtener los resultados más precisos, se seleccionaron los 300 metros más uniformes y menos variables de todo el tramo de un kilómetro para realizar las correspondientes mediciones de aforo mediante el método área-pendiente una vez obtenida la longitud del río a analizar mediante su procesamiento en el software Autocad Civil 3D.

Figura 9

Sección escogida de río para la evaluación.



(Fuente Propia)

Figura N°09: Sección escogida de río para la evaluación. (Fuente Propia)

Por lo que se realizó el replanteo de los 300 ml aproximadamente de río en gabinete para poder ubicar las coordenadas de los perfiles los cuales se ubicaron a cada 80m aproximadamente.

Para determinar las características hidráulicas del río, también se utilizaron equipos topográficos para obtener los perfiles del río.

Se sacaron como se mencionó previamente ocho secciones del río a cada 100 m aproximadamente.

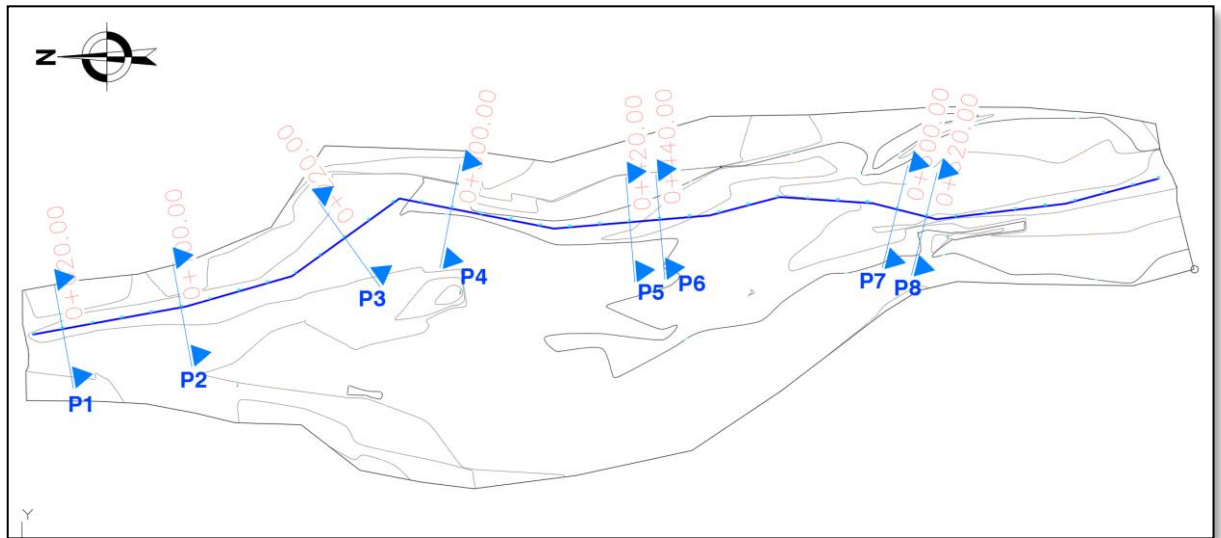
Cuadro 14

Datos de la longitud de río elegidos para la investigación (Fuente propia)

DATOS DE PERFILES DEL TRAMO DE RÍO EVALUADO				
ITEM	PROGRESIVAS	COTA	COORDENADAS	
			NORTE	ESTE
1	00+020.00	4110.82	8801110.278	361650.777
2	00+100.00	4110.41	8801031.586	361665.180
3	00+220.00	4110.24	8800922.655	361711.276
4	00+300.00	4109.75	8800851.781	361730.780
5	00+420.00	4109.31	8800733.242	361721.768
6	00+440.00	4108.71	8800713.313	361723.453
7	00+600.00	4108.44	8800555.652	361730.300
8	00+620.00	4108.08	8800536.250	361725.446

Figura 10

Ubicación de las ocho secciones en el plano (Fuente propia)



(Fuente propia)

Figura 11

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+000 (Fuente propia)

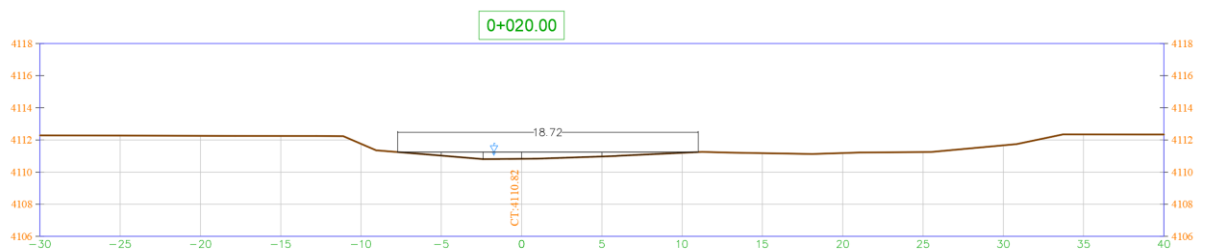


Figura 12

Figura N°12: Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+100 (Fuente propia)

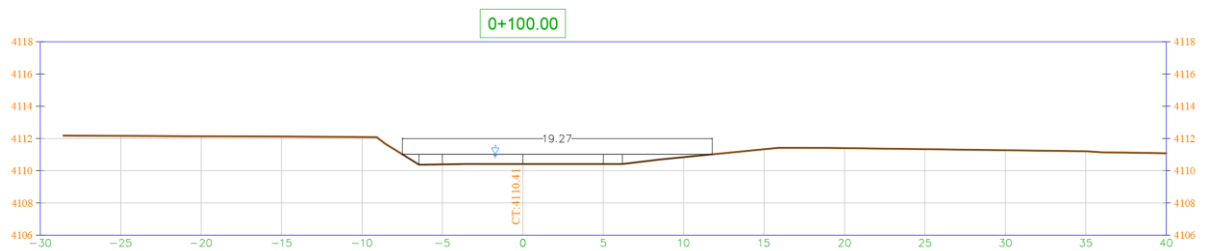


Figura 13

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+220 (Fuente propia)

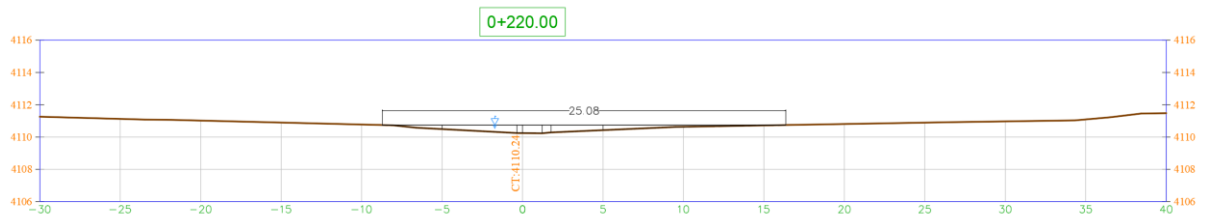


Figura 14

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+300 (Fuente propia)

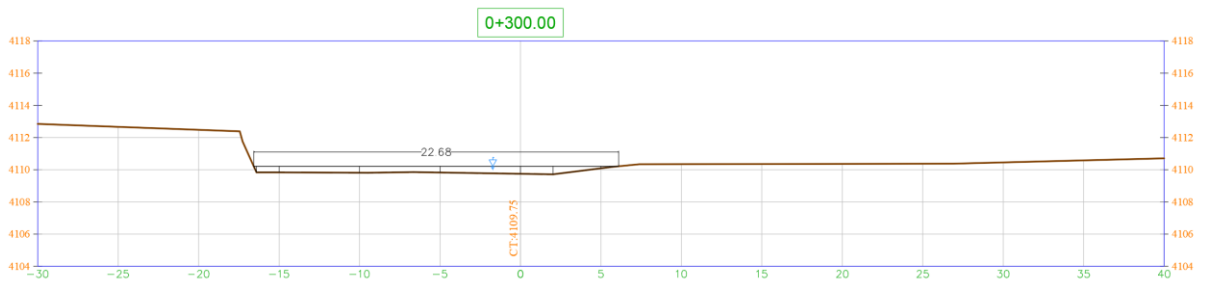


Figura 15

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+420 (Fuente propia)

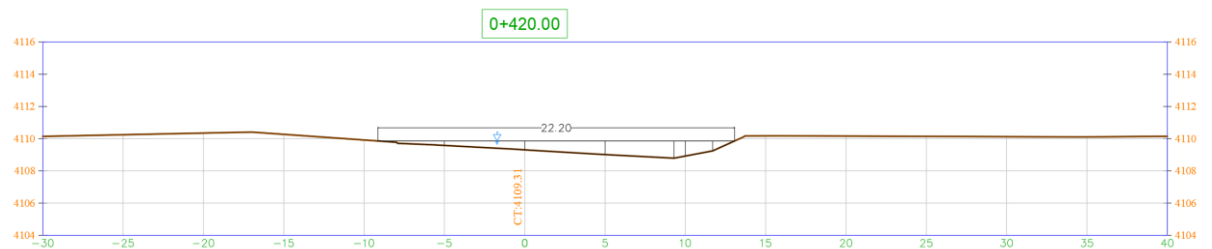


Figura 16

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+440 (Fuente propia)

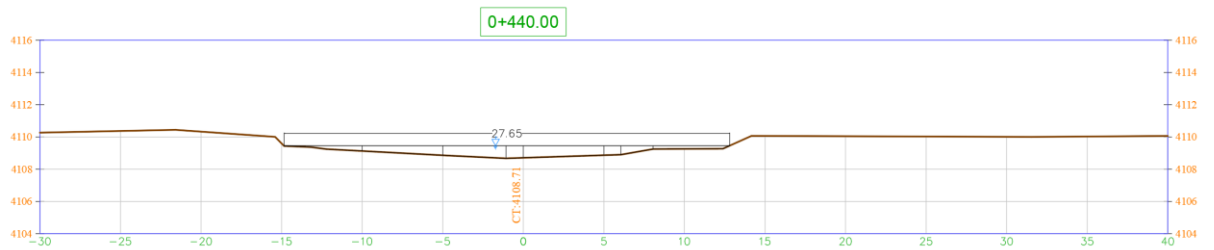


Figura 17

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+600 (Fuente propia)

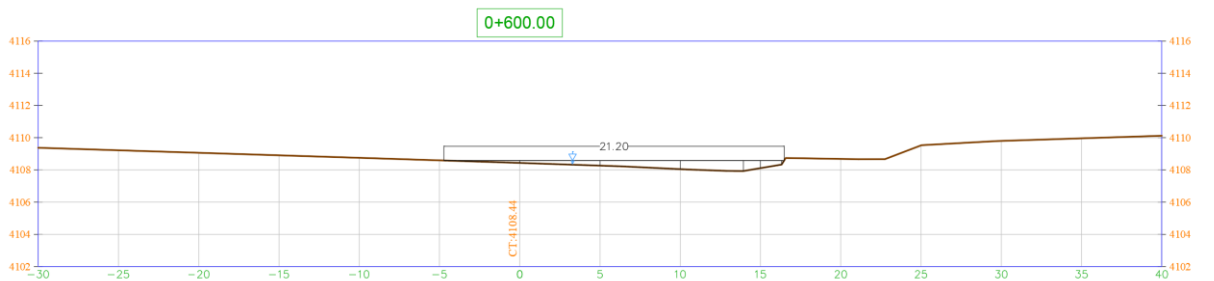
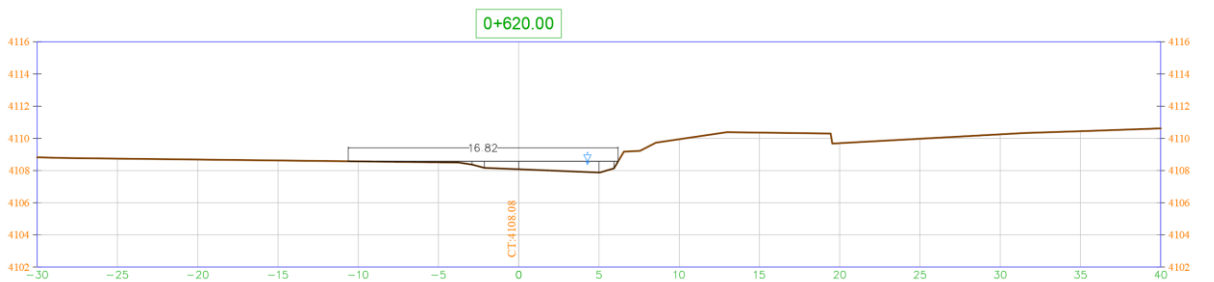


Figura 18

Perfil N° 1 ubicado en progresiva 0+620 (Fuente propia)



➤ **Medición Del Caudal Por Aforo Del Río**

Los aforos se realizaron en octubre, al inicio de la temporada invernal, cuando el nivel del espejo de agua permitía realizar adecuadamente los experimentos para determinar los caudales del río.

Para el aforo se utilizó el método de los flotadores, que se considera un método de campo y es fácil y rápido de estimar el caudal de agua

en una sección transversal del río. Esta técnica utiliza entradas fáciles de adquirir (flotadores) que se visualizan y no requieren recuperación para calcular las velocidades superficiales de la corriente fluvial.

Una vez obtenida los tiempos y las distancias mediante las mediciones realizadas en campo se procedió a calcular la velocidad y el área promedio respectivamente, para de esa manera obtener el caudal correspondiente a cada medición del aforo realizado, obteniendo para cada uno de ellas el Coeficiente de Rugosidad de Manning, repitiendo este procedimiento para cada una de las secciones indicadas previamente se obtuvo el coeficiente de Manning promedio correspondiente a cada sección tal como se establece en las siguientes tablas elaboradas propiamente mediante el software Excel y AutoCAD Civil 3D.

AFORO N° 01

Cuadro 15

Aforo N°01 – Sección 01 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Área (A - m ²)	Perímetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	26.65	20	0.75	4.819	37.476	0.129	0.77%	3.617	0.029788
2	22.22	20	0.90	4.819	37.476	0.129	0.77%	4.338	0.024837
3	24.39	20	0.82	4.819	37.476	0.129	0.77%	3.952	0.027262
4	23.67	20	0.84	4.819	37.476	0.129	0.77%	4.072	0.026458
5	25.34	20	0.79	4.819	37.476	0.129	0.77%	3.803	0.028324
6	22.79	20	0.88	4.819	37.476	0.129	0.77%	4.229	0.025474
7	23.52	20	0.85	4.819	37.476	0.129	0.77%	4.098	0.026290
8	24.00	20	0.83	4.819	37.476	0.129	0.77%	4.016	0.026826
9	23.68	20	0.84	4.819	37.476	0.129	0.77%	4.070	0.026469
10	25.10	20	0.80	4.819	37.476	0.129	0.77%	3.840	0.028056
nprom. Aforo 01								0.026978	

AFORO N° 02

Cuadro 16

Aforo N°02 – Sección 02 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	23.67	20	0.84	9.572	38.748	0.247	0.23%	8.088	0.022346
2	26.32	20	0.76	9.572	38.748	0.247	0.23%	7.274	0.024848
3	26.67	20	0.75	9.572	38.748	0.247	0.23%	7.178	0.025178
4	24.18	20	0.83	9.572	38.748	0.247	0.23%	7.917	0.022828
5	21.69	20	0.92	9.572	38.748	0.247	0.23%	8.826	0.020477
6	22.09	20	0.91	9.572	38.748	0.247	0.23%	8.666	0.020854
7	21.17	20	0.94	9.572	38.748	0.247	0.23%	9.043	0.019986
8	17.74	20	1.13	9.572	38.748	0.247	0.23%	10.791	0.016748
9	25.27	20	0.79	9.572	38.748	0.247	0.23%	7.576	0.023857
10	22.41	20	0.89	9.572	38.748	0.247	0.23%	8.543	0.021157
nprom. Aforo 02									0.021828

AFORO N° 03

Cuadro 17

Aforo N°03 – Sección 03 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	37.49	20	0.53	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.154	0.025081
2	33.93	20	0.59	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.485	0.022700
3	33.75	20	0.59	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.503	0.022579
4	35.15	20	0.57	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.364	0.023516
5	34.52	20	0.58	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.425	0.023094
6	35.93	20	0.56	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.291	0.024038
7	36.83	20	0.54	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.210	0.024640
8	35.73	20	0.56	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.309	0.023904
9	35.57	20	0.56	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.324	0.023797
10	35.1	20	0.57	5.912	50.183	0.118	0.31%	3.369	0.023482
nprom. Aforo 04									0.023683

AFORO N° 04

Cuadro 18

Aforo N°04 – Sección 04 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	25.69	20	0.78	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.646	0.040520
2	25.32	20	0.79	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.743	0.039936
3	25.62	20	0.78	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.664	0.040409
4	25.64	20	0.78	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.659	0.040441
5	25.61	20	0.78	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.667	0.040394
6	26.8	20	0.75	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.371	0.042270
7	26	20	0.77	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.567	0.041009
8	26.83	20	0.75	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.364	0.042318
9	27.31	20	0.73	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.252	0.043075
10	26.66	20	0.75	8.537	45.632	0.187	0.93%	6.404	0.042050
								nprom. Aforo 05	0.041242

AFORO N° 05

Cuadro 19

Aforo N°05 – Sección 05 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	24.75	20	0.81	12.75	44.635	0.286	1.16%	10.303	0.057809
2	25.48	20	0.78	12.75	44.635	0.286	1.16%	10.008	0.059514
3	23.88	20	0.84	12.75	44.635	0.286	1.16%	10.678	0.055777
4	30.03	20	0.67	12.75	44.635	0.286	1.16%	8.492	0.070142
5	27.11	20	0.74	12.75	44.635	0.286	1.16%	9.406	0.063322
6	22.84	20	0.88	12.75	44.635	0.286	1.16%	11.165	0.053348
7	32.09	20	0.62	12.75	44.635	0.286	1.16%	7.946	0.074953
8	23.13	20	0.86	12.75	44.635	0.286	1.16%	11.025	0.054025
9	24.15	20	0.83	12.75	44.635	0.286	1.16%	10.559	0.056408
10	27.94	20	0.72	12.75	44.635	0.286	1.16%	9.127	0.065260
								nprom. Aforo 06	0.061056

AFORO N° 06

Cuadro 20

Aforo N°06 – Sección 06 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	10.03	20	1.99	12.302	55.455	0.222	3.01%	24.530	0.031884
2	9.8	20	2.04	12.302	55.455	0.222	3.01%	25.106	0.031153
3	9.99	20	2.00	12.302	55.455	0.222	3.01%	24.629	0.031757
4	10.16	20	1.97	12.302	55.455	0.222	3.01%	24.217	0.032298
5	10.71	20	1.87	12.302	55.455	0.222	3.01%	22.973	0.034046
6	10.57	20	1.89	12.302	55.455	0.222	3.01%	23.277	0.033601
7	10.46	20	1.91	12.302	55.455	0.222	3.01%	23.522	0.033251
8	10.6	20	1.89	12.302	55.455	0.222	3.01%	23.211	0.033696
9	10.38	20	1.93	12.302	55.455	0.222	3.01%	23.703	0.032997
10	11.13	20	1.80	12.302	55.455	0.222	3.01%	22.106	0.035381
nprom. Aforo 07									0.033006

AFORO N° 07

Cuadro 21

Aforo N°07 – Sección 07 (Fuente propia)

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	22.92	20	0.87	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.209	0.027155
2	25.04	20	0.80	7.115	42.578	0.167	0.61%	5.683	0.029666
3	21.67	20	0.92	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.567	0.025674
4	22.44	20	0.89	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.341	0.026586
5	23.63	20	0.85	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.022	0.027996
6	21.9	20	0.91	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.498	0.025946
7	22.37	20	0.89	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.361	0.026503
8	22.88	20	0.87	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.219	0.027107
9	23.45	20	0.85	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.068	0.027782
10	21.36	20	0.94	7.115	42.578	0.167	0.61%	6.662	0.025306
nprom. Aforo 08									0.026972

Cuadro 22**Aforo N°08 – Sección 08 (Fuente propia)**

N° Medición	Tiempos	Distancia (m)	Velocidad (V - m/s)	Area (A - m ²)	Perimetro Mojado (P - m)	Radio Hidráulico (R - m)	Pendiente (S)	Caudal (Q - m ³ /s)	Coef. Manning (n)
1	16.49	20	1.21	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.277	0.031376
2	16.39	20	1.22	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.315	0.031186
3	16.73	20	1.20	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.186	0.031833
4	16.56	20	1.21	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.250	0.031510
5	15.79	20	1.27	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.555	0.030044
6	16.03	20	1.25	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.457	0.030501
7	15.82	20	1.26	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.542	0.030101
8	15.03	20	1.33	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.886	0.028598
9	16.41	20	1.22	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.307	0.031224
10	16.4	20	1.22	5.175	33.971	0.152	1.78%	6.311	0.031205
								nprom. Aforo 09	0.030758

➤ **Aplicación del Método De Los Dos Puntos para la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning.**

Como ya se ha mencionado, este método conocido como la "Ley Universal de Distribución de la Velocidad" de Prandtl-von Kármán establece que la velocidad en una zona turbulenta es una función logarítmica de la distancia "y". Se puede expresar de la siguiente manera:

$$v = 2.5V_f \ln \frac{y}{y_0}$$

(2)

La velocidad de fricción se denota con la palabra V_f , mientras que se utiliza el término como una constante y_0 . La constante y_0 depende de

la altura de la rugosidad en una superficie rugosa sobre la que se desplaza el agua, por lo tanto

$$y_0 = m \cdot k$$

(3)

La constante m es aproximadamente igual a $1/30$. Sustituyendo en la ecuación (2) se obtiene:

$$v = 5.75 \cdot V_f \cdot \log \frac{30 \cdot y}{k}$$

(4)

La distribución de velocidades en flujos turbulentos sobre superficies irregulares se muestra en la ecuación (4). El diámetro medio de los granos de arena que Nikuradse utilizó en los ensayos para hallar la constante m es la altura de rugosidad k .

Dado que la altura de la rugosidad afecta a la distribución de las velocidades logarítmicas, se considera que el coeficiente " n " de Manning influye en la distribución de las velocidades.

Si se tiene $v_{0.2}$ como la velocidad a $2/10$ de la profundidad, es decir, a una distancia $0.8y$ medida desde el fondo del canal rugoso, la velocidad se expresa como:

$$v_{0.2} = 5.75 \cdot V_f \cdot \log \frac{24 \cdot y}{k}$$

(5)

De la misma manera, si se tiene $v_{0.8}$ como la velocidad a $8/10$ de la profundidad, es decir, a una distancia $0.2y$, entonces:

$$v_{0.8} = 5.75 \cdot V_f \cdot \log \frac{6 \cdot y}{k} \tag{6}$$

Se busca el término x , como la relación entre la velocidad a $v_{0,2}$ y la velocidad a $v_{0,8}$:

$$x = \frac{v_{0,2}}{v_{0,8}}$$

(7)

Reemplazando (5) y (6) en la ecuación (7), queda:

$$x = \frac{1.381 + \log \frac{y}{k}}{0.778 + \log \frac{y}{k}} \quad (8)$$

Se procede despejando para $\log \frac{y}{k}$, y se obtiene:

$$\log \frac{y}{k} = \frac{0.778x - 1.381}{1-x} \quad (9)$$

La ecuación teórica del flujo uniforme para canales rugosos se puede escribir como:

$$\frac{V}{V_f} = (6.25 + 5.75 \cdot \log \frac{R}{K}) \quad (10)$$

Reemplazando la ecuación (9) en (10), con $R = y$ y al simplificar:

$$\frac{V}{V_f} = \frac{1.78 \cdot (x + 0.95)}{x - 1} \quad (11)$$

Al igualar las velocidades de la ecuación de Manning $V = \frac{1.49}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}$ y Chézy $V = C \cdot \sqrt{R \cdot S}$ ambas para un flujo uniforme y despejando C , puede verse que:

$$C = \frac{1.49}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (12)$$

Ahora, al relacionarse la ecuación de Chézy con la definición de $V_f = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$, se demuestra:

$$\frac{V}{V_f} = \frac{c}{\sqrt{g}} \quad (13)$$

Reemplazando la ecuación (12) en (13), con $R = y$, como resultado queda:

$$\frac{V}{V_f} = \frac{y^{\frac{1}{6}}}{3.81.n} \quad (14)$$

Igualando la ecuación (11) y (14) y resolviendo para n , finalmente obtenemos:

$$n = \frac{(x-1).y^{\frac{1}{6}}}{6.78.(x+0.95)} \quad (15)$$

Donde y es la altura de la lámina de agua expresada en pies. Obteniendo así el valor de la rugosidad n para un canal ancho y rugoso.

➤ **Método de la Medición de la Altura de Rugosidad**

Según Mónica G. Osío Yépez, se puede utilizar la siguiente conexión para determinar los valores, que corresponden a la media teórica del diámetro de las partículas del fondo, que expresa la altura de rugosidad del canal.:

$$k = \frac{12.2R}{\frac{1}{\frac{R^6}{10^{21.9.n}}}} \quad (16)$$

Donde R es el radio hidráulico de la sección aforada expresando en pies, n es el promedio del coeficiente de Manning, expresado en $s/pies^{\frac{1}{3}}$, obteniendo k en pies.

Para estudiar el n de Manning relacionándolo con la altura de rugosidad teórica del canal para canales rugosos, el coeficiente n puede expresarse como:

$$n = \varphi \left(\frac{R}{k} \right) \cdot k^{\frac{1}{6}} \quad (17)$$

En este método se supone que la función $\varphi \left(\frac{R}{k} \right)$ es aceptable. Luego el valor de n de Manning puede calcularse mediante la ecuación (16) cuando se conoce la altura de la rugosidad. Este método se recomienda usarlo en canales libre de vegetación y de residuos sólidos en las márgenes.

La ecuación que describe la función $\varphi \left(\frac{R}{k} \right)$ es:

$$\varphi \left(\frac{R}{k} \right) = \frac{(R/k)^{\frac{1}{6}}}{21.9 \cdot \log_{10}(12.2 \cdot R/k)} \quad (18)$$

Por lo descrito previamente en párrafos anteriores una vez obtenida de forma experimental los valores del coeficiente de rugosidad de Manning mediante aforos realizados en cada sección definida in – situ que se encuentran ubicados al margen derecho de la localidad de Vicco, se procedió realizar la estimación real del coeficiente de Manning mediante el **Método De Los Dos Puntos** en el Río San Juan (Sub cuenca San Juan de la Cuenca del Manataro) indicado en los cuadros siguientes:

AFORO N° 01

Cuadro 23

Aforo N°01 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.247	0.810	0.022	0.11	0.03	7.70	0.032523549	0.23%	0.074658	0.34	1.03	0.77	1.333988	0.018
0.247	0.810	0.025	0.17	0.05	4.88	0.033510122	0.23%	0.074658	0.61	1.06	0.80	1.323503	0.019
0.247	0.810	0.025	0.18	0.05	4.62	0.033653642	0.23%	0.074658	0.42	0.98	0.72	1.359188	0.020
0.247	0.810	0.023	0.12	0.04	7.00	0.03269791	0.23%	0.074658	0.38	1.03	0.78	1.333120	0.018
0.247	0.810	0.020	0.07	0.02	11.66	0.031935845	0.23%	0.074658	0.71	1.25	0.99	1.261058	0.016
0.247	0.810	0.021	0.08	0.02	10.66	0.032041757	0.23%	0.074658	0.54	1.18	0.92	1.280105	0.017
0.247	0.810	0.020	0.06	0.02	13.17	0.031809332	0.23%	0.074658	0.40	1.16	0.90	1.286113	0.016
0.247	0.810	0.017	0.02	0.01	35.18	0.031396248	0.23%	0.074658	0.39	1.34	1.08	1.238866	0.014
0.247	0.810	0.024	0.14	0.04	5.78	0.033096617	0.23%	0.074658	0.39	1.00	0.75	1.346805	0.019
0.247	0.810	0.021	0.08	0.02	9.95	0.032131492	0.23%	0.074658	0.39	1.10	0.85	1.305322	0.017

(Fuente propia)

AFORO N° 02

Cuadro 24

Aforo N°02 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.129	0.422	0.030	0.24	0.07	1.74	0.037731946	0.77%	0.098556	0.34	1.16	0.82	1.417917	0.022
0.129	0.422	0.025	0.13	0.04	3.20	0.034823073	0.77%	0.098556	0.61	1.45	1.11	1.306803	0.018
0.129	0.422	0.027	0.18	0.06	2.31	0.036201389	0.77%	0.098556	0.42	1.28	0.94	1.362882	0.020
0.129	0.422	0.026	0.16	0.05	2.56	0.035732666	0.77%	0.098556	0.38	1.28	0.94	1.363988	0.020
0.129	0.422	0.028	0.21	0.06	2.04	0.03683466	0.77%	0.098556	0.71	1.38	1.04	1.328504	0.020
0.129	0.422	0.025	0.14	0.04	2.92	0.035174698	0.77%	0.098556	0.54	1.40	1.06	1.321765	0.019
0.129	0.422	0.026	0.16	0.05	2.62	0.035636346	0.77%	0.098556	0.40	1.30	0.96	1.357111	0.020
0.129	0.422	0.027	0.17	0.05	2.44	0.035946215	0.77%	0.098556	0.39	1.27	0.93	1.365880	0.020
0.129	0.422	0.026	0.17	0.05	2.56	0.035739104	0.77%	0.098556	0.39	1.28	0.94	1.361504	0.020
0.129	0.422	0.028	0.20	0.06	2.10	0.036673191	0.77%	0.098556	0.39	1.24	0.90	1.380831	0.021

(Fuente propia)

AFORO N° 03

Cuadro 25

Aforo N°03 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.118	0.387	0.025	0.13	0.04	2.93	0.035161405	0.31%	0.059856	0.34	0.79	0.59	1.353126	0.019
0.118	0.387	0.023	0.09	0.03	4.27	0.033877091	0.31%	0.059856	0.61	0.94	0.73	1.283315	0.017
0.118	0.387	0.023	0.09	0.03	4.36	0.03381599	0.31%	0.059856	0.42	0.89	0.68	1.305210	0.017
0.118	0.387	0.024	0.10	0.03	3.72	0.034301737	0.31%	0.059856	0.38	0.85	0.64	1.324613	0.018
0.118	0.387	0.023	0.10	0.03	3.99	0.034080225	0.31%	0.059856	0.71	0.95	0.74	1.278459	0.017
0.118	0.387	0.024	0.11	0.03	3.43	0.034582137	0.31%	0.059856	0.54	0.89	0.68	1.304369	0.018
0.118	0.387	0.025	0.12	0.04	3.13	0.03491349	0.31%	0.059856	0.40	0.83	0.62	1.334213	0.019
0.118	0.387	0.024	0.11	0.03	3.50	0.034509618	0.31%	0.059856	0.39	0.84	0.63	1.327243	0.018
0.118	0.387	0.024	0.11	0.03	3.56	0.034451907	0.31%	0.059856	0.39	0.84	0.64	1.325944	0.018
0.118	0.387	0.023	0.10	0.03	3.74	0.03428399	0.31%	0.059856	0.39	0.85	0.64	1.322120	0.018

(Fuente propia)

AFORO N° 04

Cuadro 26

Aforo N°04 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.187	0.614	0.041	0.68	0.21	0.90	0.043159905	0.93%	0.130645	0.34	1.20	0.74	1.608669	0.029
0.187	0.614	0.040	0.66	0.20	0.93	0.042786842	0.93%	0.130645	0.61	1.40	0.95	1.477293	0.027
0.187	0.614	0.040	0.68	0.21	0.90	0.043089214	0.93%	0.130645	0.42	1.27	0.82	1.553639	0.028
0.187	0.614	0.040	0.68	0.21	0.90	0.043109406	0.93%	0.130645	0.38	1.23	0.78	1.580308	0.029
0.187	0.614	0.040	0.68	0.21	0.90	0.04307912	0.93%	0.130645	0.71	1.44	0.99	1.457538	0.027
0.187	0.614	0.042	0.76	0.23	0.81	0.04428737	0.93%	0.130645	0.54	1.32	0.87	1.522729	0.028
0.187	0.614	0.041	0.70	0.21	0.87	0.04347357	0.93%	0.130645	0.40	1.24	0.79	1.575918	0.029
0.187	0.614	0.042	0.76	0.23	0.81	0.044318003	0.93%	0.130645	0.39	1.21	0.75	1.600072	0.030
0.187	0.614	0.043	0.79	0.24	0.78	0.044809214	0.93%	0.130645	0.39	1.19	0.74	1.610714	0.030
0.187	0.614	0.042	0.75	0.23	0.82	0.044144522	0.93%	0.130645	0.39	1.21	0.76	1.596302	0.029

(Fuente propia)

AFORO N° 05

Cuadro 27

Aforo N°05 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.286	0.937	0.058	1.89	0.58	0.50	0.051983309	1.16%	0.180294	0.34	1.19	0.57	2.098939	0.044
0.286	0.937	0.060	1.99	0.61	0.47	0.053058756	1.16%	0.180294	0.61	1.44	0.81	1.769355	0.038
0.286	0.937	0.056	1.77	0.54	0.53	0.050706962	1.16%	0.180294	0.42	1.32	0.70	1.896188	0.040
0.286	0.937	0.070	2.60	0.79	0.36	0.059833786	1.16%	0.180294	0.38	1.10	0.47	2.318037	0.051
0.286	0.937	0.063	2.21	0.67	0.42	0.055472963	1.16%	0.180294	0.71	1.46	0.83	1.749467	0.039
0.286	0.937	0.053	1.63	0.50	0.58	0.049189829	1.16%	0.180294	0.54	1.47	0.85	1.735253	0.036
0.286	0.937	0.075	2.85	0.87	0.33	0.062931884	1.16%	0.180294	0.40	1.08	0.45	2.375305	0.052
0.286	0.937	0.054	1.67	0.51	0.56	0.04961186	1.16%	0.180294	0.39	1.31	0.69	1.910977	0.040
0.286	0.937	0.056	1.81	0.55	0.52	0.051102409	1.16%	0.180294	0.39	1.27	0.65	1.962402	0.042
0.286	0.937	0.065	2.32	0.71	0.40	0.056708264	1.16%	0.180294	0.39	1.16	0.54	2.164627	0.047

Cuadro N°26: Aforo N°05 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

(Fuente propia)

AFORO N° 06

Cuadro 28

Aforo N°06 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.222	0.728	0.032	0.39	0.12	1.87	0.037315584	3.01%	0.255938	0.34	2.70	1.82	1.487683	0.025
0.222	0.728	0.031	0.36	0.11	2.01	0.036908662	3.01%	0.255938	0.61	3.13	2.24	1.395184	0.023
0.222	0.728	0.032	0.38	0.12	1.89	0.03724442	3.01%	0.255938	0.42	2.85	1.97	1.450830	0.024
0.222	0.728	0.032	0.41	0.12	1.80	0.037547971	3.01%	0.255938	0.38	2.75	1.86	1.476514	0.025
0.222	0.728	0.034	0.47	0.14	1.53	0.038548342	3.01%	0.255938	0.71	3.05	2.17	1.409070	0.024
0.222	0.728	0.034	0.46	0.14	1.59	0.03829122	3.01%	0.255938	0.54	2.90	2.02	1.439206	0.025
0.222	0.728	0.033	0.44	0.13	1.64	0.038090345	3.01%	0.255938	0.40	2.72	1.84	1.482679	0.025
0.222	0.728	0.034	0.46	0.14	1.58	0.038346182	3.01%	0.255938	0.39	2.68	1.80	1.493570	0.025
0.222	0.728	0.033	0.43	0.13	1.68	0.037944913	3.01%	0.255938	0.39	2.72	1.84	1.482789	0.025
0.222	0.728	0.035	0.53	0.16	1.37	0.039328853	3.01%	0.255938	0.39	2.59	1.71	1.519642	0.027

(Fuente propia)

AFORO N° 07

Cuadro 29

Aforo N°07 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.167	0.548	0.027	0.20	0.06	2.72	0.035467737	0.61%	0.099999	0.34	1.22	0.87	1.395935	0.021
0.167	0.548	0.030	0.27	0.08	2.02	0.036879649	0.61%	0.099999	0.61	1.29	0.95	1.365132	0.021
0.167	0.548	0.026	0.16	0.05	3.33	0.034681926	0.61%	0.099999	0.42	1.33	0.98	1.353356	0.020
0.167	0.548	0.027	0.19	0.06	2.93	0.03516132	0.61%	0.099999	0.38	1.27	0.92	1.376415	0.020
0.167	0.548	0.028	0.22	0.07	2.45	0.035930593	0.61%	0.099999	0.71	1.38	1.03	1.334780	0.020
0.167	0.548	0.026	0.17	0.05	3.20	0.034823466	0.61%	0.099999	0.54	1.38	1.03	1.335017	0.020
0.167	0.548	0.027	0.18	0.06	2.97	0.035117102	0.61%	0.099999	0.40	1.28	0.94	1.370125	0.020
0.167	0.548	0.027	0.20	0.06	2.74	0.035441994	0.61%	0.099999	0.39	1.26	0.91	1.380672	0.021
0.167	0.548	0.028	0.22	0.07	2.51	0.035812219	0.61%	0.099999	0.39	1.23	0.89	1.389801	0.021
0.167	0.548	0.025	0.16	0.05	3.52	0.034493523	0.61%	0.099999	0.39	1.32	0.97	1.356245	0.019

(Fuente propia)

AFORO N° 08

Cuadro 30

Aforo N°08 – Determinación del Coeficiente de Rugosidad (Fuente propia)

Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
0.152	0.500	0.031	0.31	0.09	1.62	0.038178352	1.78%	0.163097	0.34	1.82	1.25	1.450662	0.023
0.152	0.500	0.031	0.30	0.09	1.65	0.038062192	1.78%	0.163097	0.61	2.07	1.50	1.376067	0.022
0.152	0.500	0.032	0.32	0.10	1.55	0.03845854	1.78%	0.163097	0.42	1.89	1.32	1.426138	0.023
0.152	0.500	0.032	0.31	0.10	1.60	0.038259871	1.78%	0.163097	0.38	1.86	1.29	1.437295	0.023
0.152	0.500	0.030	0.27	0.08	1.85	0.037372966	1.78%	0.163097	0.71	2.17	1.61	1.350666	0.021
0.152	0.500	0.031	0.28	0.09	1.77	0.037647012	1.78%	0.163097	0.54	2.05	1.48	1.381341	0.022
0.152	0.500	0.030	0.27	0.08	1.84	0.037407097	1.78%	0.163097	0.40	1.93	1.37	1.412514	0.022
0.152	0.500	0.029	0.23	0.07	2.17	0.036521165	1.78%	0.163097	0.39	1.99	1.43	1.396042	0.021
0.152	0.500	0.031	0.30	0.09	1.65	0.038085396	1.78%	0.163097	0.39	1.88	1.31	1.429865	0.023
0.152	0.500	0.031	0.30	0.09	1.65	0.038073792	1.78%	0.163097	0.39	1.88	1.31	1.429621	0.023

(Fuente propia)

Con los resultados de los cuadros anteriores se procedió a realizar un cuadro resumen con los datos obtenidos de cada medición de aforo en las ocho secciones establecidas, obteniendo los valores promedios del

coeficiente de rugosidad de Manning de cada sección, las mismas que fueron sometidas al Método de la Medición de la Altura de Rugosidad, dándonos los siguientes resultados.

Cuadro 31

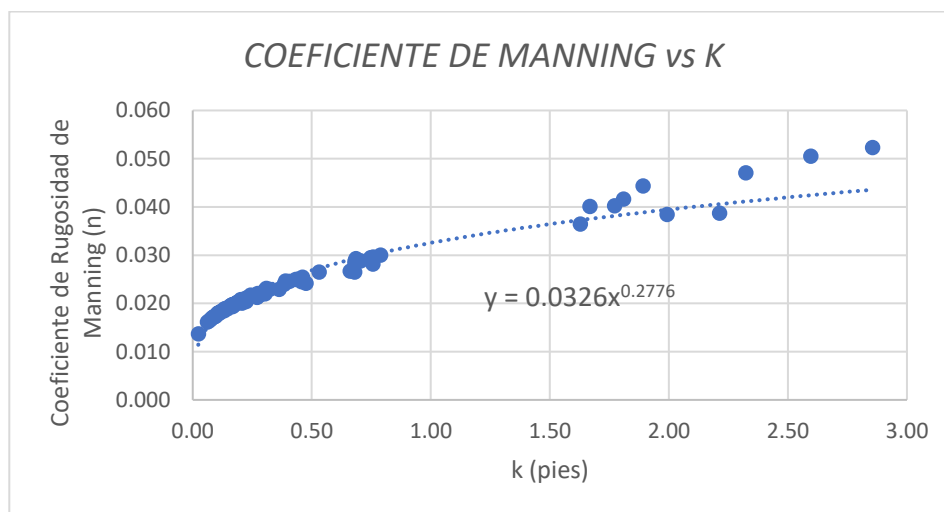
Valor total del Coeficiente de Rugosidad por el Método de la Altura de Rugosidad

N° Aforo	Radio Hidráulico (R - m)	Radio Hidráulico (R - pie)	Coef. Manning (n)	K (pies)	K (m)	$\frac{R}{K}$	$\varphi\left(\frac{R}{K}\right)$	S	V_f (m/s)	Prof. Media del flujo (y - m)	$V_{0.2}$ (m/s)	$V_{0.8}$ (m/s)	X	n
Aforo 01	0.129	0.422	0.027	0.18	0.05	2.40	0.036034863	0.77%	0.098556	0.34	1.24	0.89	1.381317	0.020
Aforo 02	0.247	0.810	0.022	0.09	0.03	8.58	0.032345557	0.23%	0.074658	0.61	1.16	0.90	1.285801	0.017
Aforo 03	0.118	0.387	0.024	0.11	0.03	3.62	0.034390891	0.31%	0.059856	0.42	0.86	0.65	1.318187	0.018
Aforo 04	0.187	0.614	0.041	0.71	0.22	0.86	0.043623661	0.93%	0.130645	0.38	1.22	0.76	1.591844	0.029
Aforo 05	0.286	0.937	0.061	2.08	0.63	0.45	0.054034271	1.16%	0.180294	0.71	1.48	0.86	1.725559	0.038
Aforo 06	0.222	0.728	0.033	0.43	0.13	1.68	0.037950357	3.01%	0.255938	0.54	2.94	2.05	1.431893	0.024
Aforo 07	0.167	0.548	0.027	0.20	0.06	2.79	0.035368831	0.61%	0.099999	0.40	1.27	0.92	1.376399	0.020
Aforo 08	0.152	0.500	0.031	0.29	0.09	1.72	0.037802142	1.78%	0.163097	0.39	1.90	1.33	1.423889	0.022
													\bar{n}	0.024

(Fuente propia)

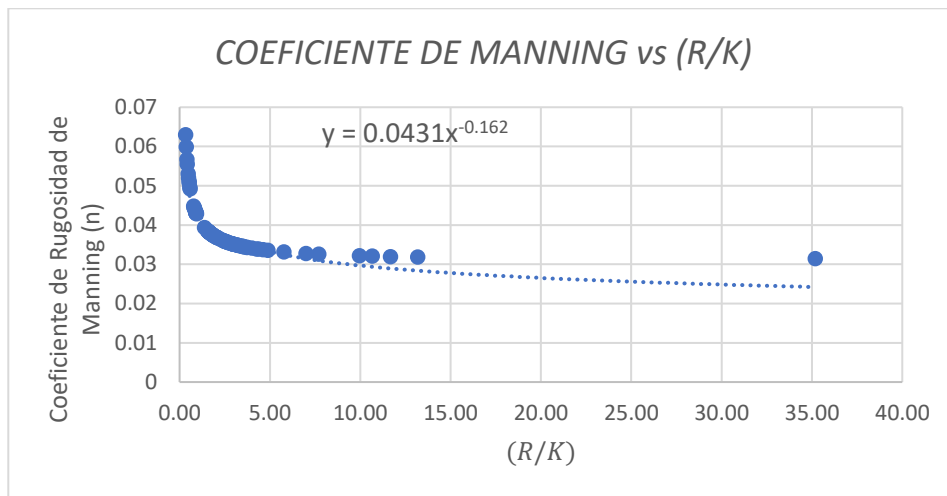
Figura 19

Gráfico Coeficiente de Manning vs K



(Fuente: Elaboración propia)

Figura 20
Gráfico Coeficiente de Manning vs R/K



(Fuente: Elaboración propia)

➤ **Método de las distribuciones asimétricas**

Aunque no todas las variables de la naturaleza siguen la distribución gaussiana o normal simétrica, muchas sí lo hacen. Puede darse una distribución asimétrica cuando la proporción de valores pequeños no es igual a la de los grandes. Muchas de estas distribuciones asimétricas tienen ecuaciones que han descubierto los matemáticos (Gumbel, Pearson Tipo III, etc.). En otros casos, los valores se denominan log-normales porque sus logaritmos se ajustan a la distribución gaussiana aunque los valores en sí no lo hagan.

En las distribuciones asimétricas el pico de la curva puede estar desviado hacia la izquierda (como la figura) o hacia la derecha. Se denominan respectivamente *positivas* y *negativas*, o se dice que tienen sesgo *positivo* o *negativo*.

Figura 21

Distribución asimétrica (esta curva corresponde a la ecuación de Gumel)



Fuente: Elaboración propia

En **Hidrología**, los valores **medios** (las precipitaciones o caudales anuales) suelen ajustarse a la distribución simétrica de Gauss, pero los valores **máximos**, no: si consideramos el día más caudaloso o el más lluvioso de cada año de una serie larga de años, no se ajustarán la *distribución normal*, sino probablemente a la campana asimétrica descrita por Gumbel o alguna similar.

➤ **Probabilidad y Periodo de retorno**

A lo largo de los apartados anteriores se ha estado utilizando indistintamente probabilidad.

Es evidente que si un caudal se iguala o supera (por término medio) cada 10 años por ejemplo, la probabilidad que eso suceda es de 0.10 (10%).

Análoga e inversamente, si la probabilidad de que algo suceda es de 0.04 (4%), ello quiere decir que, en promedio, sucederá 4 veces en 100 años, o sea: una vez cada 25 años.

Estos conceptos se relacionan mediante la expresión:

$$\text{Periodo de retorno} = \frac{1}{\text{Probabilidad}}$$

$$[\text{Probabilidad de que NO se supere}] = 1 -$$

$[\text{Probabilidad de que se supere}]$, también se cumple que:

$$\text{Probabilidad de que se supere} = \frac{1}{\text{Periodo de retorno}}$$

$$\text{Probabilidad de que NO se supere} = 1 - \frac{1}{\text{Periodo de retorno}}$$

En hidrología, se utiliza el periodo de retorno en lugar de la probabilidad para los valores con una probabilidad superior al 50%. Así, se dice "la precipitación con retorno de 100 años" en lugar de "la precipitación con probabilidad 0,01" o se hace referencia a "la inundación de 50 años" en lugar de "la inundación con probabilidad 0,02".

➤ **Distribuciones Probabilísticas**

- Valores Extremos Distribución de Gumbel
- Un ejemplo de serie de valores extremos sería si hubiéramos elegido, de una serie de años, el día más caudaloso de cada año. Para el estudio de series de valores extremos se utilizan diversas distribuciones: la de utilización más simple es la distribución de Gumbel:

La probabilidad de que se presente un valor inferior a x es:

$$F(x) = e^{-e^{-(x-u)/\alpha}} \quad (3)$$

Siendo:

$$\alpha = s_x / \sigma_y \quad (4)$$

$$u = \bar{x} - \mu_y \cdot \alpha \quad (5)$$

$F(x)$ = Probabilidad de que se presente un valor igual o menor que x .

e = base de los logaritmos neperianos.

\bar{x} = media aritmética de la muestra.

S_x = desviación estándar de la muestra.

σ_y, μ_y = consultar en la tabla adjunta, según el número de datos de la muestra.

Algunos autores utilizan $\mu_y = 0.5772$; $\sigma_y = 1.2825$ sin considerar el número de datos. Equivale a considerar no la muestra disponible, sino toda la población (nº de datos infinito). σ_y, μ_y son, respectivamente, la media y la desviación estándar de una serie de valores y , definida así:

$$y_i = -\ln\left(\ln\left(\frac{N+1}{i}\right)\right) \quad (i = 1 \text{ a } N; N = \text{n}^\circ \text{ de datos de la}$$

muestra)

Mediante las expresiones anteriores podremos calcular la frecuencia a partir del valor x , es decir: calcular con qué frecuencia (o periodo de retorno) se presentará un cierto caudal.

Para solucionar el caso inverso (qué caudal se producirán cada n años) debemos despejar x en la expresión (3), obteniendo:

$$(x - u) / \alpha = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (6)$$

$$x = -\ln(-\ln(F(x))) \cdot \alpha + u$$

El planteamiento, que ya se ha explicado en los párrafos anteriores, requiere que las Estaciones Meteorológicas de la zona de estudio dispongan de un registro histórico de los caudales máximos anuales. Lo ideal es que estos registros sean lo más largos posible para poder analizarlos mediante el método estadístico de los valores extremos de la distribución de Gumbel. Por lo que se ha recopilado toda la información disponible para la realización del estudio (estudios, proyectos, datos climáticos, entre otros) de la ANA, de sus organismos desconcentrados (ALAs y AAAs), SENAMHI, así como información a nivel local obtenida de otras instituciones (EPS, Juntas de Usuarios, Agencias Agrarias, Electroperú, Electrocentro, compañías mineras), todo esto dentro del Informe Final de Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de Mantaro - 2015.

En nuestro caso los valores de las descargas a emplearse para la determinación de los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno establecidos, fueron obtenidos por los registros adjuntados en los anexos que conforman el Informe Final de Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de Mantaro - 2015., elaborado por Autoridad Nacional del Agua (ANA), que son respectivamente:

Cuadro 32

Serie De Caudales Propios En Régimen Natural (M³/S) Periodo 1965 – 2013 / Sc-07

San Juan.

Item	Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Prom.	Max.
1	1965	1.25	3.7	6.46	5.47	2.13	0.8	0.64	0.61	1.02	1.37	2.54	3.59	2.47	6.46
2	1966	3.79	3.5	3.29	1.84	1.33	0.79	0.67	0.72	0.78	1.63	3.35	5.07	2.23	5.07
3	1967	4.84	4.76	4.9	2.04	1.34	0.99	1.93	1.38	1.43	1.56	1.19	2.4	2.40	4.90
4	1968	3.91	4.66	4.58	3.06	2.18	1.48	1.07	1.14	1.34	1.21	1.18	1.56	2.28	4.66
5	1969	2.01	4.62	5.26	3.2	1.46	1.05	0.95	1.04	1.7	2.4	2.28	3.71	2.47	5.26
6	1970	7.3	5.68	5.35	3.88	1.91	1.27	1.11	1	1.47	1.72	1.42	2.98	2.92	7.30
7	1971	5.28	5.35	4.03	1.83	1.66	1.21	1.07	1.13	1.15	3.15	2.75	6.9	2.96	6.90
8	1972	7.85	7.09	9.46	5.22	2.04	1.36	1.28	1.15	1.38	1.68	1.68	2.81	3.58	9.46
9	1973	7.2	9.93	14.05	4.35	2.07	1.64	1.44	1.49	1.49	2.07	1.55	2.35	4.14	14.05
10	1974	10.05	14.82	9.66	3.03	1.86	1.66	1.43	1.39	1.38	1.32	1.24	1.34	4.10	14.82
11	1975	2.3	8.37	6.37	3.68	3.65	1.75	1.48	1.47	1.62	1.64	1.78	3.54	3.14	8.37
12	1976	6.94	1.9	1.59	1.38	3.14	3.85	1.82	2.55	2.78	2.18	1.65	2.1	2.66	6.94
13	1977	4.97	9.77	9.26	3.8	2.37	1.54	1.35	1.68	1.54	1.59	2.81	1.86	3.55	9.77
14	1978	5.61	4.09	9.42	5.72	2.48	1.49	1.39	1.25	1.42	2.26	2.64	2.56	3.36	9.42
15	1979	2.28	2.99	9.97	4.65	2.56	1.49	1.41	1.5	1.75	1.86	4.03	4.21	3.23	9.97
16	1980	3.27	4.01	4.29	2.88	1.71	1.33	1.31	1.23	1.23	1.99	2.66	3.31	2.44	4.29
17	1981	8.15	22.84	9.28	5.81	2.11	1.64	1.38	1.94	1.97	3.4	10.29	7.33	6.35	22.84
18	1982	6.62	9.47	7.18	2.63	1.64	1.64	1.43	1.39	1.68	1.92	3.94	5.39	3.74	9.47
19	1983	8.49	8.22	12.44	6.88	3.12	2.41	1.65	1.7	1.83	2.66	4.2	4.68	4.86	12.44
20	1984	8.63	24.18	20.76	6.42	3.11	1.92	1.64	1.58	1.73	2.16	2.95	2.52	6.47	24.18
21	1985	4.83	8.7	9.85	4.79	1.99	1.8	2.07	1.99	1.9	2.09	2.83	4.33	3.93	9.85
22	1986	4.05	4.6	2.74	1.72	1.88	1.7	1.37	1.59	1.76	11.23	10.54	8.32	4.29	11.23
23	1987	27.43	20.44	7.96	2.38	1.98	2.15	1.86	1.63	1.56	1.58	1.54	1.78	6.02	27.43
24	1988	5.38	7.96	8.7	6.15	2.47	1.57	1.42	1.35	1.46	1.82	1.65	2.52	3.54	8.70
25	1989	6.79	13.53	13.46	3.83	1.99	1.57	1.4	1.44	1.34	1.85	1.71	6.72	4.64	13.53
26	1990	8.78	13.96	18.72	8.7	2.05	1.63	1.57	1.42	1.43	1.47	1.89	3.14	5.40	18.72
27	1991	4.99	6.83	10.21	3.82	1.73	1.48	1.33	1.39	1.45	1.71	1.66	3.52	3.34	10.21
28	1992	3.05	6.98	8.68	2.9	1.69	1.35	1.24	1.21	1.31	1.35	1.62	2.91	2.86	8.68
29	1993	8.56	15.64	3.8	2.04	1.29	1.24	1.14	1.1	1.12	1.41	4	5.49	3.90	15.64
30	1994	12.31	25.19	7.5	3.38	1.74	1.38	1.25	1.2	1.23	1.49	1.64	1.54	4.99	25.19
31	1995	2.23	3.56	7.14	3.63	1.98	1.43	1.32	1.12	1.19	1.14	1.85	2.46	2.42	7.14
32	1996	4.12	5.95	5.96	3.45	2.31	1.29	1.14	1.08	1.27	1.3	1.52	2.1	2.62	5.96
33	1997	2.82	3.89	3.32	1.92	1.64	1.14	1.01	1.06	1.39	2.3	2.22	2.65	2.11	3.89
34	1998	4.32	13.3	5.88	4.61	1.57	1.28	1.09	1.04	1.06	2.59	4.89	3.6	3.77	13.30
35	1999	5.98	11.29	9.73	4.91	2.51	1.75	1.32	1.22	1.77	1.51	1.54	3.65	3.93	11.29
36	2000	7.82	13.19	11.25	2.45	2.68	1.42	1.3	1.29	1.21	1.27	1.23	1.58	3.89	13.19
37	2001	3.13	2.75	4.8	3	2.02	1.86	1.62	1.26	1.37	1.37	1.61	4.35	2.43	4.80
38	2002	1.95	7.23	7.06	4.4	2.63	1.43	1.53	1.23	1.28	2.49	2.7	3.35	3.11	7.23

39	2003	4.19	4.49	8.94	3.6	1.78	1.3	1.17	1.31	1.46	1.2	2.45	3.78	2.97	8.94
40	2004	1.72	4.46	2.68	1.6	1.54	1.37	1.17	1.07	1.28	1.59	2.87	4.75	2.18	4.75
41	2005	2.51	3.3	3.54	1.71	1.56	1.11	1	0.98	1	1.36	1.66	2.6	1.86	3.54
42	2006	7.85	9.27	6.74	3.2	1.54	1.19	1.06	1.07	1.18	1.41	1.49	3.93	3.33	9.27
43	2007	6.99	5.24	6.56	3.5	1.36	1.18	1.1	1.03	1.1	1.14	1.21	1.47	2.66	6.99
44	2008	5.02	7.47	7.73	1.93	1.37	1.19	1.03	0.98	1.14	2.46	2.47	2.98	2.98	7.73
45	2009	4.86	6.06	7.99	3.35	2.28	1.27	1.15	1.13	1.15	1.39	2.64	6.32	3.30	7.99
46	2010	11.18	10.01	8.94	3.24	1.69	1.38	1.17	1.11	1.28	1.75	2.99	4.21	4.08	11.18
47	2011	6.84	11.11	9.98	5.27	2.82	1.45	1.31	1.27	1.37	1.45	1.92	2.78	3.96	11.11
48	2012	2.87	8.63	7.99	4.03	2.06	1.45	1.26	1.2	1.35	1.68	1.96	2.17	3.05	8.63
49	2013	2.5	2.84	4.64	2.01	1.62	1.43	1.26	1.23	1.45	1.82	1.57	2.09	2.04	4.64
PROMEDIO		5.83	8.53	7.76	3.66	2.03	1.49	1.31	1.29	1.42	1.98	2.57	3.50		

Fuente: Anexo 03 – Recursos Naturales y Modelo Hidrológico –
Informe Final Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de
Mantaro.

Cuadro 33
Registro Histórico De Caudal Medio Mensual (M³/S) Periodo 1965 – 2013 /
Electroperú.

Item	Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Prom.	Max.
1	1965	9.8	5.1	0	6.3	19.7	41.7	31.3	31.7	18.6	16.3	17.3	10.5	17.36	41.70
2	1966	1.8	4.5	0.3	10.5	14	25.3	46.1	49.1	35.2	18.5	16.1	5.3	18.89	49.10
3	1967	10.1	0	17.1	28.7	26.6	38.9	26.9	31.7	38.3	20.3	22.8	15.4	23.07	38.90
4	1968	7	12	0.2	4.1	11	21.8	37	39.7	17.1	6.8	1.6	4.6	13.58	39.70
5	1969	6.1	3.9	0.7	1	9.9	19.6	49.5	59.9	15.1	27.1	16.9	4.8	17.88	59.90
6	1970	0	0	15.2	34	29.5	27.9	44.6	45.5	16	12.2	25.3	20.1	22.53	45.50
7	1971	20.7	0	44.7	33.2	15	15.7	29.2	34.2	44.2	13.1	4.9	3.9	21.57	44.70
8	1972	0	10.9	48	89.8	12.5	25.4	36.2	49.4	27.7	13	10.6	2.3	27.15	89.80
9	1973	0	12.1	62.6	57.8	37.4	27.9	29.6	32.3	26.8	15.9	6.9	13.7	26.92	62.60
10	1974	63.9	97.5	91.4	62.2	17.5	9.5	22.3	34.3	34.3	27.1	18.4	7.9	40.53	97.50
11	1975	4.2	4	29.7	17.2	28.1	26.5	27.2	36.9	23.2	15.3	4.1	4.9	18.44	36.90
12	1976	6.4	60.1	89.9	19.8	27.8	35.4	41.2	35.9	14.8	8.6	7.7	13.7	30.11	89.90
13	1977	8.2	6.6	6.7	6.8	31.3	24	22.2	40	23.5	29	10.4	7.8	18.04	40.00
14	1978	5.4	56.5	47.9	10.8	12	22.2	25.4	15.5	17.9	23.3	12.2	14.6	21.98	56.50
15	1979	19.1	24.2	71.4	54	16.4	23.9	26.9	26	22.7	20.8	17.9	16	28.28	71.40
16	1980	14.6	7.6	14.8	9.6	25.3	21.8	32.9	26.7	22.6	11.1	10.1	8.6	17.14	32.90
17	1981	8.2	9.3	53.9	19.6	23.7	15.5	34.5	21.9	36.3	17.2	12	28.5	23.38	53.90
18	1982	14.9	81	34.8	33.4	31.9	25.3	49.7	47.7	33.6	23.2	8.7	11.9	33.01	81.00
19	1983	17.4	15	13.1	21.5	31.1	34.5	50.9	36.4	46.2	32.4	21.6	11.4	27.63	50.90
20	1984	4.3	2.2	22.4	30.2	19.9	38.4	24.3	34.4	32.5	32.2	31.2	24.2	24.68	38.40

21	1985	23.4	11.2	1.2	0.9	19	29.7	44.9	36.1	33.3	20.1	21.6	17.9	21.61	44.90
22	1986	0.9	1.5	78.5	62.4	31.3	64.2	40.5	17	29.7	39	29.1	22.5	34.72	78.50
23	1987	3.5	0.9	6.4	31	32.3	21.4	29.4	27.7	30.3	27	16.7	11.5	19.84	32.30
24	1988	10.5	21.7	28.7	35.5	16.9	42.2	43.8	32.3	23.8	15.9	16.2	25.7	26.10	43.80
25	1989	6.8	5.8	55.4	7.9	28.7	37.3	43.8	44.3	40.4	32.5	31.8	11	28.81	55.40
26	1990	8.3	8	9.4	4.9	8.3	4.5	17.6	28.7	21.7	10.4	2.6	10.8	11.27	28.70
27	1991	0.9	4.8	17	4.5	10.7	14	29.4	29.4	29.4	29.8	20.2	24.5	17.88	29.80
28	1992	10.3	0.9	0.7	0.7	4.4	9.7	15.4	11.6	10.9	1.1	5.4	4.7	6.32	15.40
29	1993	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	18.1	26.7	32.5	27.6	8.6	0.8	1	9.90	32.50
30	1994	47.4	134.6	84.5	52.8	25.8	45	38	46.8	46	30.5	24	22.9	49.86	134.60
31	1995	1.9	1	1	1	7.7	23.8	26.2	33.2	22.3	17.5	14.7	12.5	13.57	33.20
32	1996	0	0	0.1	0.1	0.1	17.7	23.2	26.6	30.9	24.7	18.8	6.9	12.43	30.90
33	1997	0.1	0	0.1	0.1	3	15.1	19.1	24.7	21.6	25.8	9.6	10.6	10.82	25.80
34	1998	0	0	0	25.3	2.7	24.8	30.4	39.8	33.7	20.1	23.1	20.6	18.38	39.80
35	1999	0.2	0.2	0.2	26.1	10.2	12.9	19.4	34.1	34.3	28.9	43.2	9.2	18.24	43.20
36	2000	0.1	0.1	38.8	34.7	9.5	14.8	24.6	31.5	36.6	21.6	37	6.3	21.30	38.80
37	2001	0	54.3	90.6	27.3	10.8	18.9	24.6	36.4	33.6	35	16.4	26.2	31.18	90.60
38	2002	7.4	0.7	12.8	23.6	17	21.2	29.9	43.1	39.3	26.3	5.7	8.4	19.62	43.10
39	2003	4.6	13.2	56.8	42.6	24.6	23.2	29.3	34.5	41	35.5	24.8	4.6	27.89	56.80
40	2004	0.4	0	0	0	5.8	6.3	6.5	29.9	15.8	12.2	20.1	8.6	8.80	29.90
41	2005	0	0	0	0	0	26.4	28.8	27.9	27.7	27.2	28.5	6.8	14.44	28.80
42	2006	0	0	0	0	6.3	13.4	19	21.5	31.5	26.4	7	15.3	11.70	31.50
43	2007	0	0	27.9	62.9	15.2	18.9	21	28.2	26.6	20.7	10.4	12.8	20.38	62.90
44	2008	0	0	0	0	5.8	15.1	13.9	22.1	23.7	15.9	18	7.6	10.18	23.70
45	2009	0	0	0	0	0	9.9	15.1	15.6	26.9	21.9	5.6	0	7.92	26.90
46	2010	10	62.9	67	45.2	5.5	4.9	16.3	26.2	24.9	18.5	23.4	3	25.65	67.00
47	2011	0	63.8	69.3	4.7	6.7	1.2	21.4	22.8	14.3	15.5	5.9	11.7	19.78	69.30
48	2012	0	45.6	67.4	62.8	14.9	2.3	22.6	26.7	15	12	10	25.3	25.38	67.40
49	2013	44.7	75.7	87.2	89	83.2	26.4	29.8	16.7	17.1	12.9	15.1	7	42.07	89.00
PROMEDIO		8.2	18.8	29.9	24.4	17.3	22.5	29.4	32.2	27.7	20.7	16	12		

Fuente: Anexo 03 – Recursos Naturales y Modelo Hidrológico – Informe

Final Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca de Mantaro.

Las tablas muestran los caudales medios mensuales en (m³/s) obtenidos de dos fuentes distintas, si bien en el SENAMHI se ha centralizado la atención de la gran mayoría de las estaciones instaladas en el territorio nacional, hay todavía algunas estaciones bajo control de otras instituciones. Como se muestra en la relación siguiente:

- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).
- Oficina Nacional de Evaluación de los Recursos Naturales (ONERN).
- Instituto Geográfico Nacional (IGN).
- Instituciones afines.

Particularmente nos interesa los registros de los caudales medios obtenidos de los registros de ELECTROPERU (1976). Derivación de aguas de la cuenca alta del río Mantaro a Lima.

Esta exhaustiva investigación se divide en varios volúmenes: el volumen 3 abarca las demandas de agua y el estudio de explotación; el volumen 4 examina la selección del trazado del túnel transandino; el volumen 5a,b aborda los aspectos geotécnicos; el volumen 6 trata la cuestión de las aguas subterráneas y un análisis financiero; y el volumen 7 ofrece una visión general del trasvase.

Cuadro 34

Cuadro de Función de distribución a acumulada Empírica

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA EMPÍRICA					
Item	AÑO	Qmax men	Qmax men	Prob. Emp.	Prob. Emp. Acum
		(m ³ /s)	ORDENADO	p(xi)	F(xi)
1	1965	41.70	134.60	0.011	0.989
2	1966	49.10	97.50	0.032	0.968
3	1967	38.90	90.60	0.052	0.948
4	1968	39.70	89.90	0.072	0.928
5	1969	59.90	89.80	0.093	0.907
6	1970	45.50	89.00	0.113	0.887
7	1971	44.70	81.00	0.134	0.866
8	1972	89.80	78.50	0.154	0.846
9	1973	62.60	71.40	0.174	0.826
10	1974	97.50	69.30	0.195	0.805

11	1975	36.90	67.40	0.215	0.785
12	1976	89.90	67.00	0.235	0.765
13	1977	40.00	62.90	0.256	0.744
14	1978	56.50	62.60	0.276	0.724
15	1979	71.40	59.90	0.296	0.704
16	1980	32.90	56.80	0.317	0.683
17	1981	53.90	56.50	0.337	0.663
18	1982	81.00	55.40	0.357	0.643
19	1983	50.90	53.90	0.378	0.622
20	1984	38.40	50.90	0.398	0.602
21	1985	44.90	49.10	0.419	0.581
22	1986	78.50	45.50	0.439	0.561
23	1987	32.30	44.90	0.459	0.541
24	1988	43.80	44.70	0.480	0.520
25	1989	55.40	43.80	0.500	0.500
26	1990	28.70	43.20	0.520	0.480
27	1991	29.80	43.10	0.541	0.459
28	1992	15.40	41.70	0.561	0.439
29	1993	32.50	40.00	0.581	0.419
30	1994	134.60	39.80	0.602	0.398
31	1995	33.20	39.70	0.622	0.378
32	1996	30.90	38.90	0.643	0.357
33	1997	25.80	38.80	0.663	0.337
34	1998	39.80	38.40	0.683	0.317
35	1999	43.20	36.90	0.704	0.296
36	2000	38.80	33.20	0.724	0.276
37	2001	90.60	32.90	0.744	0.256
38	2002	43.10	32.50	0.765	0.235
39	2003	56.80	32.30	0.785	0.215
40	2004	29.90	31.50	0.805	0.195
41	2005	28.80	30.90	0.826	0.174
42	2006	31.50	29.90	0.846	0.154
43	2007	62.90	29.80	0.866	0.134
44	2008	23.70	28.80	0.887	0.113
45	2009	26.90	28.70	0.907	0.093
46	2010	67.00	26.90	0.928	0.072
47	2011	69.30	25.80	0.948	0.052
48	2012	67.40	23.70	0.968	0.032
49	2013	89.00	15.40	0.989	0.011

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 35

Cuadro de desarrollo del metodo de Gumbel para la determinación de los valores de μ_y y σ_y

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N
8	0.4843	0.904	49	0.5481	1.159
9	0.4902	0.929	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.95	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.968	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.983	53	0.5497	1.1653
13	0.507	0.997	54	0.5501	1.1667
14	0.51	1.01	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.021	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.032	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.041	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.049	59	0.5518	1.1734
19	0.522	1.057	60	0.55208	1.17467
20	0.5238	1.06	62	0.5527	1.177
21	0.5252	1.07	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.075	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.081	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.086	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.091	72	0.5552	1.1873
26	0.532	1.096	74	0.5557	1.189
27	0.5332	1.1	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.105	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.109	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.112	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.116	84	0.5576	1.1967
32	0.538	1.119	86	0.558	1.198
33	0.5388	1.123	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.126	90	0.5586	1.20073
35	0.54034	1.128	92	0.5589	1.202
36	0.541	1.131	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.134	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.136	98	0.5598	1.2055
39	0.543	1.139	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.141	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.144	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.146	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.148	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.15	400	0.57144	1.2545
45	0.5463	1.152	500	0.5724	1.2588
46	0.5468	1.154	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.156	1000	0.5745	1.26851

48	0.5477	1.157		0.57722	1.28255
----	--------	-------	--	---------	---------

Fuente: Elaboración Propia.

Procedimiento de cálculo:

1. determinamos los valores de la media aritmética y desviación estándar de la muestra:

$$\bar{x} = 51.34 \quad s_x = 23.80$$

2. Ubicamos en la tabla adjunta los valores de μ_y y σ_y ; para $n= 49$ datos se tiene:

$$\mu_y=0.55 \quad \sigma_y=1.16$$

3. Calculamos los valores de α y u mediante las siguientes formulas:

$$\alpha = s_x/\sigma_y \quad u = \bar{x} - \mu_y \cdot \alpha$$

$$\alpha = 20.53 \quad u = 40.09$$

4. Cálculo de Caudales de diseño para diferentes periodos de retorno:

$$x = -\ln(-\ln(F_{(x)})) * \alpha + u$$

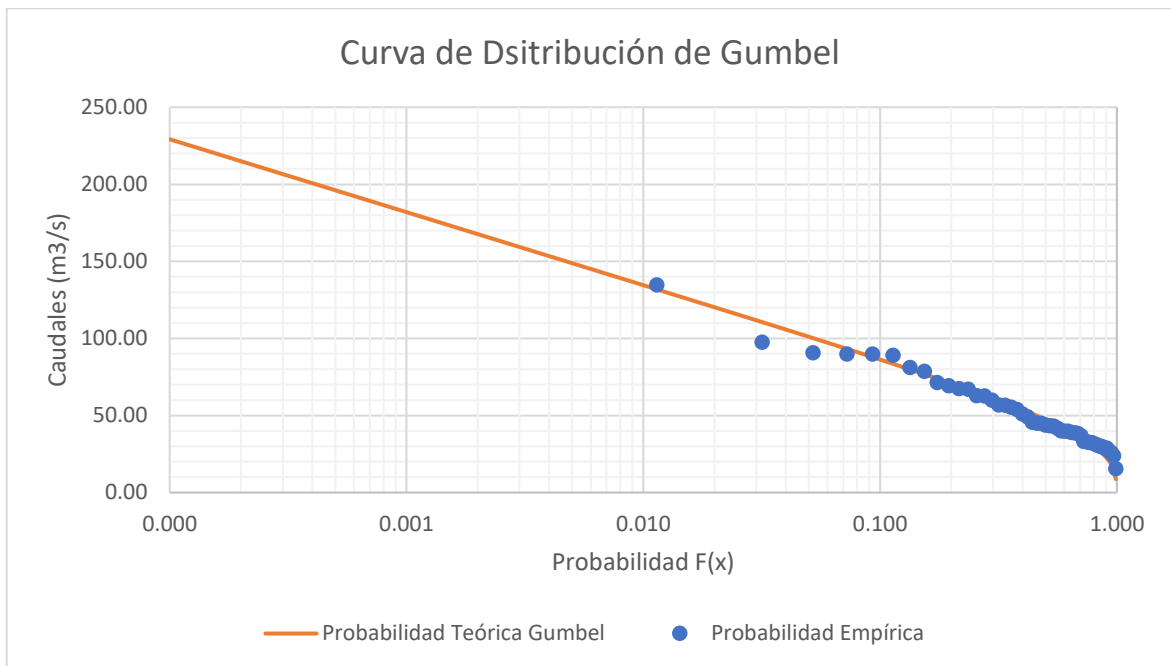
Cuadro 36

Resultado de los Caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno – Por el método de Gumbel

Tr (años)	P de ser inferior	P de superar %	Qdiseño (mm)
10000	0.9999	0.000	229.22
1000	0.9990	0.001	181.93
500	0.9980	0.002	167.68
300	0.9967	0.003	157.18
250	0.9960	0.004	153.43
200	0.9950	0.005	148.83
100	0.9900	0.010	134.55
80	0.9875	0.013	129.94
60	0.9833	0.017	123.99
50	0.9800	0.020	120.21
40	0.9750	0.025	115.58
30	0.9667	0.033	109.58
25	0.9600	0.040	105.77
20	0.9500	0.050	101.08
15	0.9333	0.067	94.99
10	0.9000	0.100	86.30
5	0.8000	0.200	70.89
4	0.7500	0.250	65.67
2	0.5000	0.500	47.61
1.5	0.3333	0.667	38.15
1.4	0.2857	0.714	35.46
1.3	0.2308	0.769	32.23
1.2	0.1667	0.833	28.11
1.1	0.0909	0.909	22.13
1.05	0.0476	0.952	17.22
1.01	0.0099	0.990	8.681

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 22
Gráfico Curva de Distribución de Gumbel



(Fuente: Elaboración propia)

Valores Extremos Distribución de Nash

$$X_i = \log \log \frac{T}{T-1} \quad Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N \quad X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$$

$$Q_m = 51.34 \quad X_m = -0.60$$

1. Calculamos los valores de a y b mediante las siguientes formulas:

$$a = Q_m - bX_m \quad b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - NX_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - NX_m^2}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = a + b \log \log \frac{T}{T-1}$$

$$a = 23.66$$

$$b = -46.12$$

2. Calculamos los valores de S_{xx} , S_{qq} y S_{xq} mediante las siguientes formulas:

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i x_i - (\sum Q_i) (\sum x_i)$$

$$S_{xx} = 608.33$$

$$S_{qq} = 1,332,254.06$$

$$S_{xq} = -28,057.67$$

$$X = \log \log \frac{T}{T-1}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)}$$

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

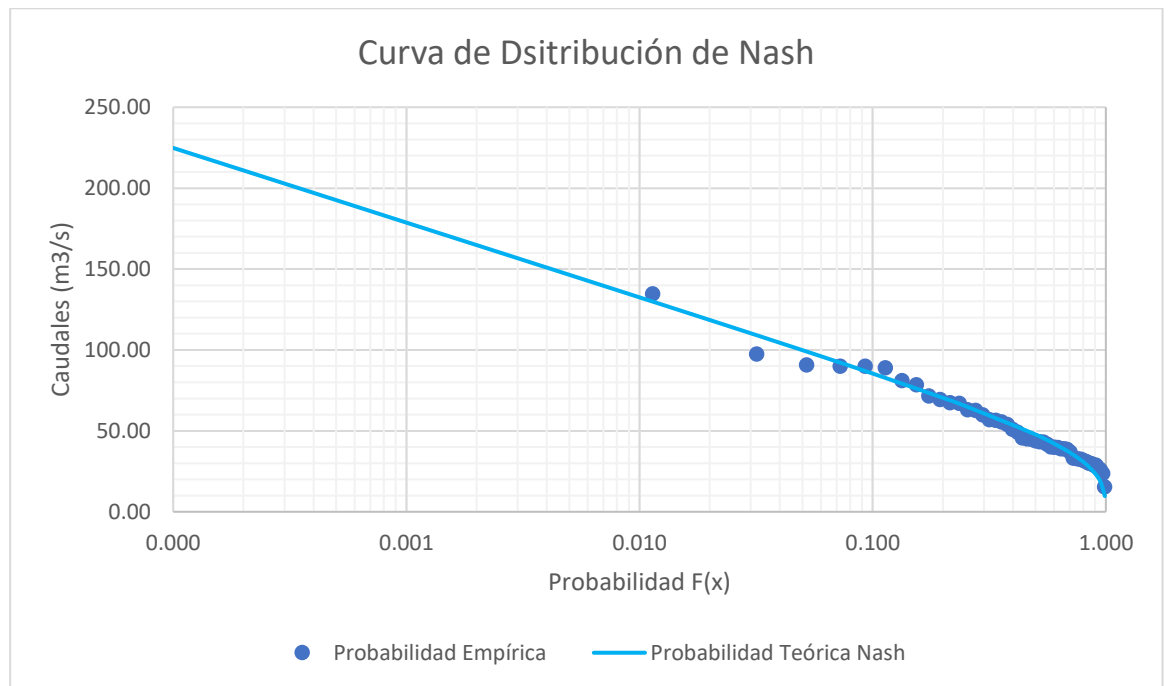
Cuadro 37

Resultado de los Caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno – Por el método de Nash

Tr (años)	P de ser inferior	P de superar %	Qmax (m3/s)	x	ΔQ	Qdiseño (m3/s)
10000	0.9999	0.000	224.85	-4.362	11.03591	235.89
1000	0.9990	0.001	178.72	-3.362	9.325106	188.04
500	0.9980	0.002	164.83	-3.061	8.863358	173.69
300	0.9967	0.003	154.58	-2.839	8.543229	163.12
250	0.9960	0.004	150.92	-2.759	8.433536	159.35
200	0.9950	0.005	146.44	-2.662	8.302764	154.74
100	0.9900	0.010	132.51	-2.360	7.922875	140.43
80	0.9875	0.013	128.01	-2.263	7.809705	135.82
60	0.9833	0.017	122.21	-2.137	7.670873	129.88
50	0.9800	0.020	118.52	-2.057	7.587185	126.11
40	0.9750	0.025	114.00	-1.959	7.489482	121.49
30	0.9667	0.033	108.15	-1.832	7.371500	115.52
25	0.9600	0.040	104.43	-1.751	7.30156	111.73
20	0.9500	0.050	99.86	-1.652	7.221256	107.08
15	0.9333	0.067	93.92	-1.523	7.126646	101.05
10	0.9000	0.100	85.44	-1.340	7.011221	92.45
5	0.8000	0.200	70.41	-1.014	6.866715	77.27
4	0.7500	0.250	65.32	-0.903	6.835921	72.15
2	0.5000	0.500	47.70	-0.521	6.802409	54.51
1.5	0.3333	0.667	38.48	-0.321	6.830431	45.31
1.4	0.2857	0.714	35.85	-0.264	6.844118	42.69
1.3	0.2308	0.769	32.69	-0.196	6.863826	39.56
1.2	0.1667	0.833	28.68	-0.109	6.894076	35.57
1.1	0.0909	0.909	22.84	0.018	6.948213	29.79
1.05	0.0476	0.952	18.06	0.121	7.001365	25.06
1.01	0.0099	0.990	9.73	0.302	7.11233	16.84

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 23
Gráfico Curva de Distribución de Nash



(Fuente: Elaboración propia)

Valores Extremos Distribución de Pearson Tipo III

Cuadro 38
Cuadro de Función de distribución a acumulada Empírica

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA EMPÍRICA					
itme	AÑO	Qmax men	Qmax men	Prob. Emp.	Prob. Emp.
		(m3/s)	ORDENADO	p(xi)	F(xi)
1	1965	41.70	134.60	0.011	0.989
2	1966	49.10	97.50	0.032	0.968
3	1967	38.90	90.60	0.052	0.948
4	1968	39.70	89.90	0.072	0.928
5	1969	59.90	89.80	0.093	0.907
6	1970	45.50	89.00	0.113	0.887
7	1971	44.70	81.00	0.134	0.866
8	1972	89.80	78.50	0.154	0.846
9	1973	62.60	71.40	0.174	0.826
10	1974	97.50	69.30	0.195	0.805
11	1975	36.90	67.40	0.215	0.785
12	1976	89.90	67.00	0.235	0.765
13	1977	40.00	62.90	0.256	0.744

14	1978	56.50	62.60	0.276	0.724
15	1979	71.40	59.90	0.296	0.704
16	1980	32.90	56.80	0.317	0.683
17	1981	53.90	56.50	0.337	0.663
18	1982	81.00	55.40	0.357	0.643
19	1983	50.90	53.90	0.378	0.622
20	1984	38.40	50.90	0.398	0.602
21	1985	44.90	49.10	0.419	0.581
22	1986	78.50	45.50	0.439	0.561
23	1987	32.30	44.90	0.459	0.541
24	1988	43.80	44.70	0.480	0.520
25	1989	55.40	43.80	0.500	0.500
26	1990	28.70	43.20	0.520	0.480
27	1991	29.80	43.10	0.541	0.459
28	1992	15.40	41.70	0.561	0.439
29	1993	32.50	40.00	0.581	0.419
30	1994	134.60	39.80	0.602	0.398
31	1995	33.20	39.70	0.622	0.378
32	1996	30.90	38.90	0.643	0.357
33	1997	25.80	38.80	0.663	0.337
34	1998	39.80	38.40	0.683	0.317
35	1999	43.20	36.90	0.704	0.296
36	2000	38.80	33.20	0.724	0.276
37	2001	90.60	32.90	0.744	0.256
38	2002	43.10	32.50	0.765	0.235
39	2003	56.80	32.30	0.785	0.215
40	2004	29.90	31.50	0.805	0.195
41	2005	28.80	30.90	0.826	0.174
42	2006	31.50	29.90	0.846	0.154
43	2007	62.90	29.80	0.866	0.134
44	2008	23.70	28.80	0.887	0.113
45	2009	26.90	28.70	0.907	0.093
46	2010	67.00	26.90	0.928	0.072
47	2011	69.30	25.80	0.948	0.052
48	2012	67.40	23.70	0.968	0.032
49	2013	89.00	15.40	0.989	0.011

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 39

Cuadro para la determinación del nivel de probabilidad para el método de Pearson

Tipo III

Coeficiente de Asimetría (Ag)	Periodo de Retorno, (Años)									
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Nivel de probabilidad, (Porcentaje)									
	99	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.97	7.25
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973		
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889		
2.5			-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.6
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.8		
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705	4.444	6.2
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.91
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.66
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99	5.39
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.11
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.82
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.54
0.9			-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.25
0.7			-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.15
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.96
0.5			-0.083	0.808	1.323	1.901	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949	3.67
0.3			-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.38
0.1			-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.4	2.67	3.235
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.09
-0.1			0.017	0.836	1.270	1.716	2	2.252	2.482	2.95
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388	2.81
-0.3			0.050	0.853	1.245	1.643	1.89	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.54
-0.5			0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.4
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.72	1.88	2.016	2.275
-0.7			0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.15
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9			0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749	1.91
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.8
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351	1.465
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.28
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.13

-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995	1
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907	0.91
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832		
-2.5			0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8	0.802
-2.6	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769		
-2.8	-3.973	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714		
-3.0	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Fuente: Elaboración Propia.

Para el uso de esta distribución se convierte los valores de la serie a sus logaritmos decimales y se hallan los siguientes parámetros:

- Media Aritmética:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n} = 1.6689$$

- Desviación Estándar:

$$\sigma \log x = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n - 1}} = 0.1905$$

- Coeficiente de Asimetría:

$$A_g = \frac{n \cdot \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n - 1) \cdot (n - 2) \cdot (\sigma_{\log x})^3} = 0.1387$$

Cuadro 40

Cuadro para la determinación del nivel de probabilidad Empírica para el método de Pearson Tipo III

ITEM	AÑO	Q	Qordenado	log(x)	(log x) ³	log x - log x̄	(log x - log x̄) ²	(log x - log x̄) ³	Probab. Emp. (%)
		(m3/s)	(m3/s)						
1	1965	41.70	134.60	2.129	9.651	0.460	0.211706	0.097409	2.00
2	1966	49.10	97.50	1.989	7.869	0.320	0.102448	0.032791	4.00
3	1967	38.90	90.60	1.957	7.496	0.288	0.083058	0.023937	6.00
4	1968	39.70	89.90	1.954	7.458	0.285	0.081128	0.023108	8.00
5	1969	59.90	89.80	1.953	7.452	0.284	0.080853	0.022990	10.00
6	1970	45.50	89.00	1.949	7.408	0.280	0.078658	0.022060	12.00
7	1971	44.70	81.00	1.908	6.951	0.240	0.057387	0.013747	14.00
8	1972	89.80	78.50	1.895	6.804	0.226	0.051049	0.011534	16.00
9	1973	62.60	71.40	1.854	6.370	0.185	0.034139	0.006308	18.00
10	1974	97.50	69.30	1.841	6.237	0.172	0.029516	0.005071	20.00
11	1975	36.90	67.40	1.829	6.115	0.160	0.025514	0.004075	22.00
12	1976	89.90	67.00	1.826	6.089	0.157	0.024694	0.003881	24.00
13	1977	40.00	62.90	1.799	5.819	0.130	0.016827	0.002183	26.00
14	1978	56.50	62.60	1.797	5.799	0.128	0.016293	0.002080	28.00
15	1979	71.40	59.90	1.777	5.615	0.108	0.011772	0.001277	30.00
16	1980	32.90	56.80	1.754	5.399	0.085	0.007296	0.000623	32.00
17	1981	53.90	56.50	1.752	5.378	0.083	0.006909	0.000574	34.00
18	1982	81.00	55.40	1.744	5.300	0.075	0.005562	0.000415	36.00
19	1983	50.90	53.90	1.732	5.192	0.063	0.003926	0.000246	38.00
20	1984	38.40	50.90	1.707	4.971	0.038	0.001428	0.000054	40.00
21	1985	44.90	49.10	1.691	4.836	0.022	0.000491	0.000011	42.00
22	1986	78.50	45.50	1.658	4.558	-0.011	0.000119	-0.000001	44.00
23	1987	32.30	44.90	1.652	4.510	-0.017	0.000278	-0.000005	46.00
24	1988	43.80	44.70	1.650	4.495	-0.019	0.000347	-0.000006	48.00
25	1989	55.40	43.80	1.641	4.423	-0.027	0.000754	-0.000021	50.00
26	1990	28.70	43.20	1.635	4.375	-0.033	0.001119	-0.000037	52.00
27	1991	29.80	43.10	1.634	4.367	-0.034	0.001187	-0.000041	54.00
28	1992	15.40	41.70	1.620	4.253	-0.049	0.002381	-0.000116	56.00
29	1993	32.50	40.00	1.602	4.112	-0.067	0.004472	-0.000299	58.00
30	1994	134.60	39.80	1.600	4.095	-0.069	0.004767	-0.000329	60.00
31	1995	33.20	39.70	1.599	4.087	-0.070	0.004920	-0.000345	62.00
32	1996	30.90	38.90	1.590	4.019	-0.079	0.006238	-0.000493	64.00
33	1997	25.80	38.80	1.589	4.011	-0.080	0.006416	-0.000514	66.00
34	1998	39.80	38.40	1.584	3.977	-0.085	0.007157	-0.000605	68.00
35	1999	43.20	36.90	1.567	3.848	-0.102	0.010384	-0.001058	70.00
36	2000	38.80	33.20	1.521	3.520	-0.148	0.021842	-0.003228	72.00
37	2001	90.60	32.90	1.517	3.492	-0.152	0.023023	-0.003493	74.00
38	2002	43.10	32.50	1.512	3.456	-0.157	0.024664	-0.003873	76.00
39	2003	56.80	32.30	1.509	3.437	-0.160	0.025513	-0.004075	78.00
40	2004	29.90	31.50	1.498	3.364	-0.171	0.029111	-0.004967	80.00
41	2005	28.80	30.90	1.490	3.308	-0.179	0.032031	-0.005733	82.00
42	2006	31.50	29.90	1.476	3.213	-0.193	0.037349	-0.007218	84.00
43	2007	62.90	29.80	1.474	3.204	-0.195	0.037913	-0.007382	86.00
44	2008	23.70	28.80	1.459	3.108	-0.210	0.043906	-0.009200	88.00
45	2009	26.90	28.70	1.458	3.099	-0.211	0.044541	-0.009400	90.00
46	2010	67.00	26.90	1.430	2.923	-0.239	0.057206	-0.013682	92.00
47	2011	69.30	25.80	1.412	2.813	-0.257	0.066209	-0.017036	94.00
48	2012	67.40	23.70	1.375	2.598	-0.294	0.086543	-0.025459	96.00
49	2013	89.00	15.40	1.188	1.675	-0.481	0.231755	-0.111569	98.00
		Valores Totales		81.78	236.55	0.00	1.74	0.04	

Fuente: Elaboración Propia.

1) El valor de x para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir

de:
$$\log x = \overline{\log x} + k \cdot \sigma \log x$$

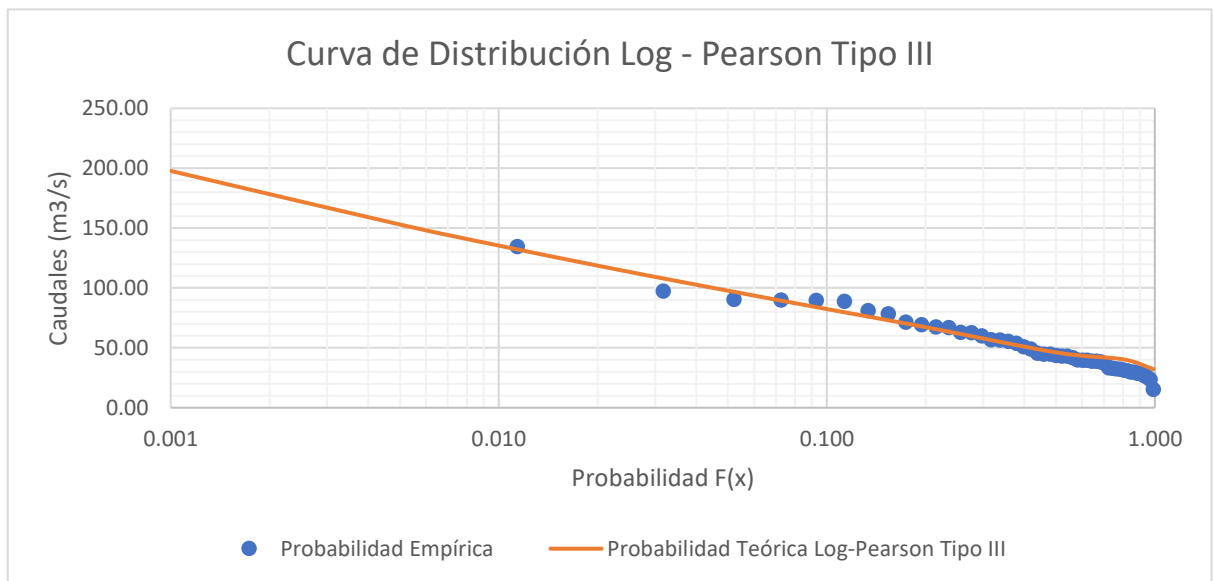
Cuadro 41

Resultado de los Caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno – Por el método de Pearson Tipo III

Prob.	Periodo de Retorno	Coef. De Asimetría (Ag)			Log(x)	Qdiseño (m3/s)
		0.100	0.139	0.200		
%	Tr (Años)	k1	k	k2		
0.1	1000	3.235	3.29	3.38	2.3	197.72
0.5	200	2.67	2.71	2.763	2.18	152.95
1	100	2.4	2.43	2.472	2.13	135.38
2	50	2.107	2.13	2.159	2.07	118.65
4	25	1.785	1.80	1.818	2.01	102.68
10	10	1.292	1.30	1.301	1.92	82.37
20	5	0.836	0.83	0.830	1.83	67.26
50	2	-0.017	-0.02	-0.033	1.66	46.19
80	1.25	0.000	-0.33	-0.850	1.61	40.38
99	1.01	0.000	-0.84	-2.178	1.51	32.23

Figura 24

Gráfico Curva de Distribución de Nash



(Fuente: Elaboración propia)

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Resultados del Coeficiente de rugosidad

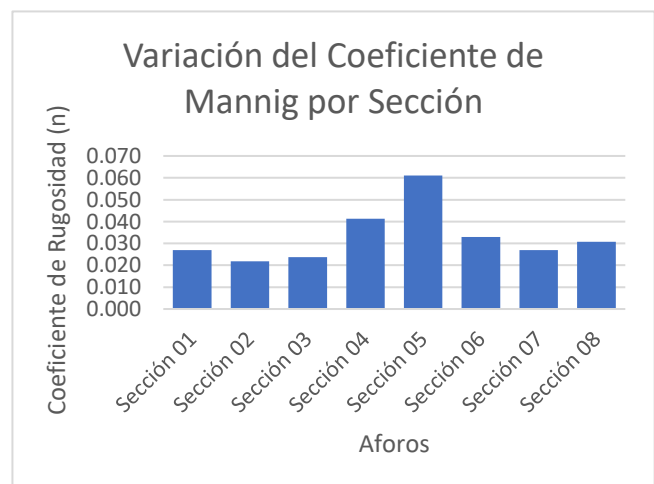
Metodo N° 1

Una vez calculados los factores de las variables involucradas en la determinación del coeficiente de rugosidad mediante la Ecuación de Manning, se obtuvieron 8 coeficientes distintos uno por cada sección considerado, esto principalmente por las diferencias que afectan a los factores del cauce de río en cada tramo, para la obtención final de los resultados del coeficiente de rugosidad “n” de Manning se promediaron los resultados preliminares de los 10 aforos realizados a cada uno de las 8 Secciones asignadas obteniendo como resultado para cada una de las Secciones:

Cuadro 42

Cuadro de Resultados de Coeficientes de rugosidad de Manning “n” por Sección empleando la formula de Manning (Fuente: propia)

N° Aforo	Coef. Manning (n)
Aforo 01	0.027
Aforo 02	0.022
Aforo 03	0.024
Aforo 04	0.041
Aforo 05	0.061
Aforo 06	0.033
Aforo 07	0.027
Aforo 08	0.031



Cuadro N°41: Cuadro de Resultados de Coeficientes de rugosidad de Manning “n” por Sección empleando la formula de Manning (Fuente: propia)

Como puede observarse la variación del coeficiente “n” en la mayoría de las secciones analizadas no es tan amplia

Metodo N° 2

Mediante el procedimiento del método N° 1 se obtuvieron los valores parciales de los coeficientes de Rugosidad de Manning, sin embargo para la determinación más exacta del método de velocidad de dos puntos visto previamente, utilizamos el Método de la Altura de Rugosidad, puesto que nuestra zona de estudio cumple con las especificaciones indicadas para su uso, contando con zonas libres de vegetación y residuos sólidos en ambas márgenes del río San Juan de la zona de estudio, para lo cual se calculó en este caso los valores de la variable “k”, que expresa la altura de rugosidad del cauce del río en cada una de las Secciones analizadas y en función a esta se determinó el valor de $\varphi \left(\frac{R}{k} \right)$ cuyo valor sirvió para el calculo final de los coeficiente de rugosidad para cada sección, luego para determinar el resultado final del valor del coeficiente de rugosidad “n” de Manning se promediaron los ocho valores obtenidos para cada sección como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 43

Cuadro de Resultados de Coeficientes de rugosidad de Manning “n” por Sección

N° Aforo	n
Sección 01	0.020
Sección 02	0.017
Sección 03	0.018
Sección 04	0.029
Sección 05	0.038
Sección 06	0.024
Sección 07	0.020
Sección 08	0.022
\bar{n}	0.024

(Fuente: propia)

Por lo tanto, el valor del coeficiente del río San Juan es de:

Coeficiente n = 0.024

4.2.2. Resultados de las distribuciones probabilísticas

Por lo descrito en el apartado 4.7.4 *Método de la Medición de la Altura de Rugosidad*. Fueron analizados tres diferentes distribuciones de frecuencias (Distribución Gumbel, Distribución Nash y Distribución Pearson Tipo III), las mismas que evalúan las condiciones de descargas a través de una serie de registros históricos de caudales, dándonos como resultado los Caudales de diseño para diferentes periodos de retorno como se muestra a continuación:

Cuadro 44

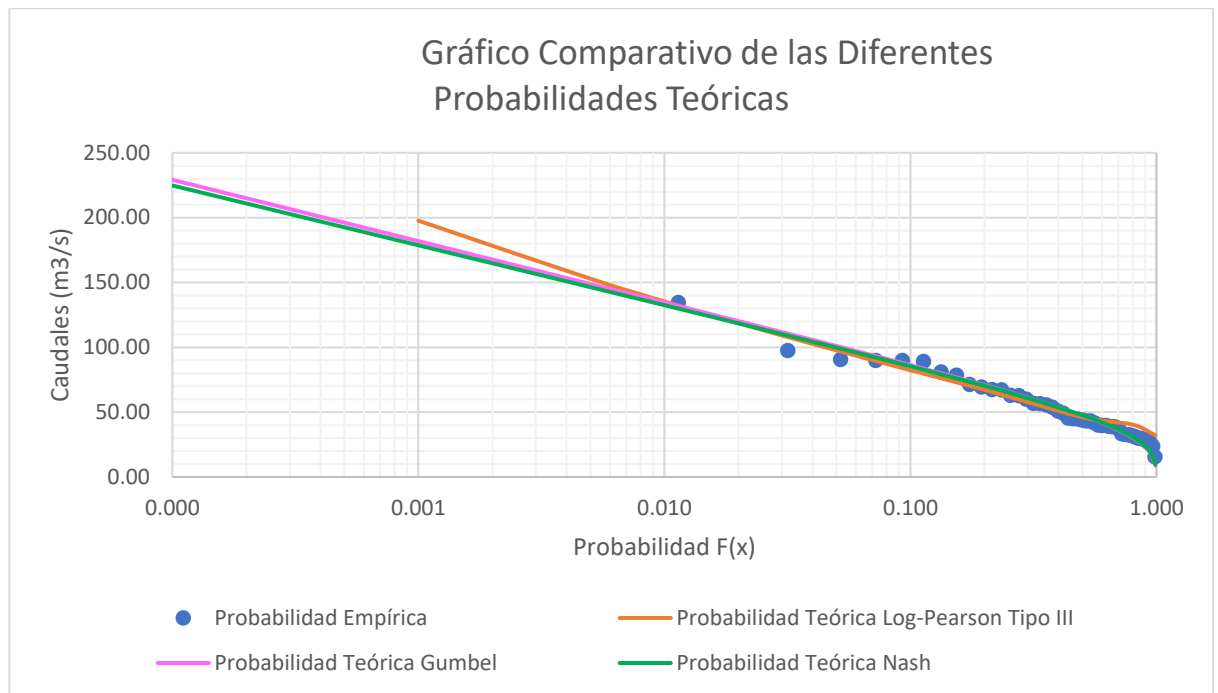
Resultado de caudales para diferentes periodos de retorno por los métodos de distribución de Gumbel, Nash y Pearson Tipo III

	Gumbel	Nash	Pearson III
Tr	Qdiseño	Qdiseño	Qdiseño
(años)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
10000	229.22	235.89	-
1000	181.93	188.04	197.72
500	167.68	173.69	-
300	157.18	163.12	-
250	153.43	159.35	-
200	148.83	154.74	152.95
100	134.55	140.43	135.38
80	129.94	135.82	-
60	123.99	129.88	-
50	120.21	126.11	118.65
40	115.58	121.49	-
30	109.58	115.52	-
25	105.77	111.73	102.68
20	101.08	107.08	-
15	94.99	101.05	-
10	86.30	92.45	82.37
5	70.89	77.27	67.26
4	65.67	72.15	-
2	47.61	54.51	46.19
1.5	38.15	45.31	-
1.4	35.46	42.69	-
1.3	32.23	39.56	-
1.2	28.11	35.57	40.38
1.1	22.13	29.79	-
1.05	17.22	25.06	-
1.01	8.68	16.84	32.23

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 25

Gráfico Comparativo de las Diferentes Probabilidades Teóricas



(Fuente: Elaboración propia)

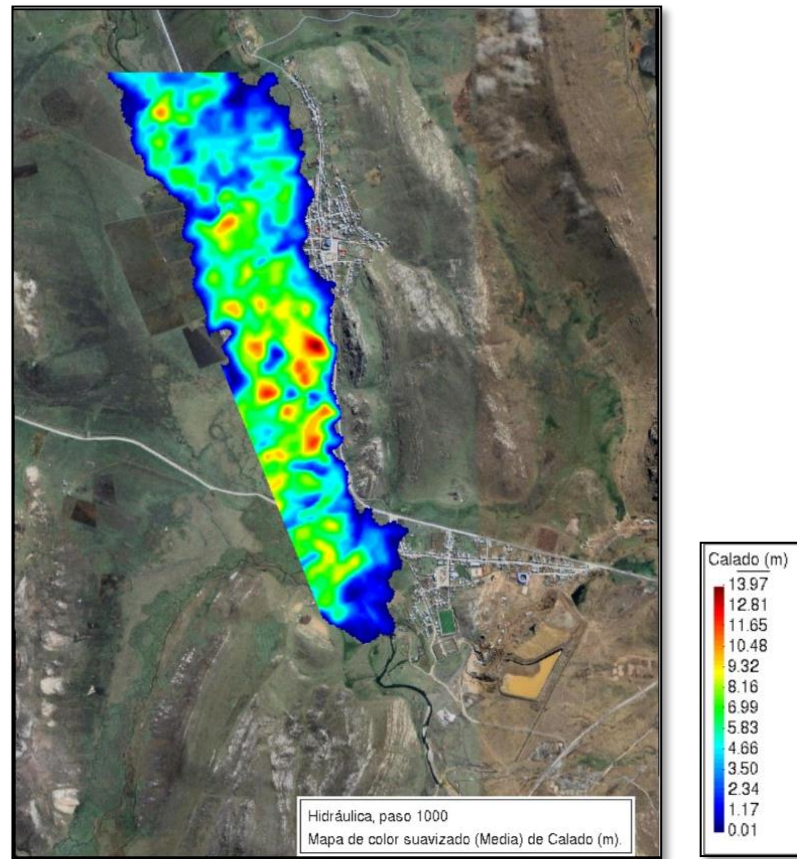
De los resultados obtenidos, se procede a seleccionar la distribución que más se ajusta a la probabilidad empírica de acuerdo a la prueba de bondad, siendo esta la Distribución de Frecuencia Teórica Pearson Tipo III, con la que se procederá a realizar el modelamiento de inundación mediante Software Iber.

4.2.3. Resultados del Modelamiento Hidráulico

se procedió a realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico mediante el Software Iber en su versión 2.5.2, simulando las condiciones de flujo y descargas previamente calculados, además de considerar el valor óptimo del coeficiente de rugosidad de Manning calculados previamente, obteniendo como resultado final las zonas susceptibles al desbordamiento del río San Juan en los márgenes colindantes a las localidades de Rancas y Yurajhuanca ante un eventual evento extraordinario.

Figura 26

Gráfico de Calado máximo para un periodo de retorno de T=50ños Resultante del Modelamiento mediante software Iber (las láminas finales se adjuntan a los anexos)



(Fuente: Elaboración propia)

4.3. Prueba de Hipótesis.

Se correctamente el coeficiente de rugosidad de Manning “n” en el lecho del rio San Juan entonces encontraríamos datos más exactos para la determinación de caudales, de ese modo no se sobredimensionaría las obras hidráulicas que finalmente son en beneficio de la población afectada en las Comunidades de Rancas y Yurajhuanca.

En tal sentido **la hipótesis principal se valida** puesto que los cálculos realizados para la determinación de las zonas susceptibles a desbordamientos e inundaciones fueron realizados con los datos obtenidos in situ del rio San Juan

tanto para la determinación del Coeficiente de Manning como en los aforos realizados para la obtención de los caudales, además que el resultado de la investigación pone en manifiesto áreas mucho mayores que las que brindaron el estudio realizado por el ALA en el río San Juan el año 2018 limitando una franja marginal mucho menor a la que resulto siendo las zonas inundables.

Lo que se puede observar en este estudio es que la determinación del caudal para el periodo de retorno crítico de 50 años fue realizado mediante la modelación del software Iber de uso libre, el cual nos estableció las áreas de inundación exactas para el periodo de retorno mencionado, siendo esta superior a los registros de huellas de desborde existente en la zona de estudio.

4.4. Discusión de resultados.

Las pruebas realizadas en un tramo representativo del río San Juan nos muestran que las propiedades hidráulicas del río influyen grandemente para la determinación del coeficiente de rugosidad y del caudal de diseño para las obras hidráulicas así como también es importante el tipo de suelo del lecho, por lo se puede señalar lo siguiente:

Para la presente investigación fueron necesarias el empleo de tres métodos principales para la determinación de las áreas susceptibles a inundarse en las localidades de Rancas y Yurajhuanca pertenecientes al distrito de Simón Bolívar.

- Al aplicar el método de la Altura de Rugosidad se obtuvo como resultado el valor de coeficiente de rugosidad para el lecho del río en evolución, que fue de 0.024, valor similar a los establecidos por los diferentes autores de estudios hidrológicos.
- El segundo método de evaluación fue la de distribuciones probabilísticas, de las cuales fueron evaluados tres diferentes

distribuciones de frecuencias siendo la más acertada de acuerdo a la prueba de bondad de ajuste el Método de distribución Teórica Pearson Tipo III, con la que se escogió el valor correspondiente al periodo de retorno de 50 año siendo esta el valor de 118.65 m³/s

Y finalmente como último método de evaluación y que nos sirvió de base para la elaboración del plano de inundación, fue mediante el empleo del software Iber, que con los datos previos de coeficiente de rugosidad y caudal nos arrojó las zonas susceptibles a inundación que posteriormente fueron plasmado en un plano mediante los softwares

CONCLUSIONES

- Se concluye que de los valores de Coeficiente de Rugosidad de Manning "n" que fueron obtenidos para cada una de las 8 secciones analizada en la zona de estudio mediante el Método De Los Dos Puntos y el Método de la Medición de la Altura de Rugosidad, fueron promediadas teniendo como resultado que el valor de "n" es de 0.024 , el cual se encuentra dentro del rango de valores establecidos por el doctor Ven Ta Chow (el valor de "n" obtenido es afín al establecido en las tablas del doctor Ven ta Chow para el tipo de material del lecho del Río San Juan).
- Dado que los ríos no suelen ser uniformes y pueden presentar variaciones en los parámetros que influyen en la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning, el valor del coeficiente de rugosidad puede variar a lo largo del río.
- El tramo evaluado se eligió para cumplir estas condiciones, es decir, un tramo lo más recto posible para garantizar estas condiciones y que la fórmula de Manning sea aplicable. El cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning se desarrolló para condiciones de caudal uniforme en las que la profundidad de la corriente, el área mojada, la velocidad y la pendiente en cada sección del tramo son constantes.
- Los resultados del estudio indican que existe una relación inversa entre el coeficiente de rugosidad ("n") y el caudal, es decir, cuanto mayor es el caudal, menor es el coeficiente de rugosidad.
- Los caudales obtenidos con el coeficiente de rugosidad de 0.024 evaluados para los diferentes periodos de retorno analizados mediante la Distribución Estadística Pearson Tipo III en el rio San Juan cerca al distrito de Vicco que son:

Prob.	Periodo de Retorno	Coef. De Asimetría (Ag)			Log(x)	Qdiseño (m3/s)
		0.100	0.139	0.200		
%	Tr (Años)	k1	k	k2		
0.1	1000	3.235	3.29	3.38	2.3	197.72
0.5	200	2.67	2.71	2.763	2.18	152.95
1	100	2.4	2.43	2.472	2.13	135.38
2	50	2.107	2.13	2.159	2.07	118.65
4	25	1.785	1.80	1.818	2.01	102.68
10	10	1.292	1.30	1.301	1.92	82.37
20	5	0.836	0.83	0.830	1.83	67.26
50	2	-0.017	-0.02	-0.033	1.66	46.19
80	1.25	0.000	-0.33	-0.850	1.61	40.38
99	1.01	0.000	-0.84	-2.178	1.51	32.23

- Se realizó el modelamiento hidrológico mediante el software Iber en el río San Juan en la localidad de Rancas y Yurajhuanca de la subcuenca San Juan de la cuenca del Mantaro, analizando para ello las descargas obtenidas mediante métodos estadísticos (Distribución Gumbel, Distribución Nash, Distribución Pearson Tipo III) evaluados para los diferentes periodos de retorno, obteniendo como resultado del procesamiento, las áreas de terreno afectados por las crecidas del río, siendo las localidades más perjudicadas Rancas y Yurajhuanca por el desborde de río producidas por las estimaciones de descargas y coeficiente de Manning, por lo que se muestra los resultados de la simulación obteniendo mediante el procesamiento las Areas de inundación:

CUADRO DE ÁREAS SUSCEPTIBLES A INUNDACIONES POR DESBORDE DEL RIO SAN JUAN			
Item	Descripción	Area (Km2)	Area (Ha)
Margen Derecho			
01	Zona Urbanizada - Rancas	0.197678	19.767801
02	Zona Urbanizada - Yurajhuanca	0.037395	3.73954
03	Terrenos Comunales	0.581957	58.195766
Margen Izquierdo			
04	Zona Urbanizada - Rancas	0.122204	12.220369
05	Terrenos Comunales	0.491571	49.157131
TOTAL		1.430805	143.080607

LONGITUD DEL LECHO SUSCEPTIBLES A INUNDACIONES POR DESBORDE DEL RIO SAN JUAN			
Item	Descripción	Long. (m)	Long. (km)
Margen Derecho			
01	Zona Urbanizada - Rancas	782.8911	0.7829
02	Zona Urbanizada - Yurajhuanca	390.9692	0.3910
03	Terrenos Comunales	2,756.9356	2.7569
Margen Izquierdo			
04	Zona Urbanizada - Rancas	418.8952	0.4189
05	Terrenos Comunales	3,113.8864	3.1139
TOTAL		7,463.5773	7.4636

RECOMENDACIONES

- Debido a la extensión longitudinal a defender de las inundaciones, se recomienda construir estructuras transversales, el espaciamiento de cada una de ellas y su ubicación corresponde al diseño de las obras a proyectar.
- Organizar un programa de educación y formación sobre gestión de riesgos de inundación, sistemas de alerta temprana, simulacros, etc. Los gobiernos municipales y regionales, así como las empresas, deberían apoyar esta iniciativa.
- ilustrar al público mediante resoluciones administrativas de la Autoridad Local del Agua que señalan los límites de la faja marginal desarrollada del río San Juan.
- Iniciar de inmediato la ejecución de obras de defensa ribereña en el sector indicado para detener la erosión adicional de las riberas afectadas, lo que podría dar lugar a importantes inundaciones en el futuro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MONSALVE, G. 2000. Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá-Colombia. 382 p.

PALOMINO, G. 2004. “Zonificación de áreas inundables utilizando sistema de información geográfica, Aplicación al tramo final del río Chillón”. Tesis UNI. Lima – Perú.

PÉREZ, A. 2012. “Simulación hidráulica del río San Francisco, Panajachel para la determinación de áreas en riesgo por inundación”. Tesis. Universidad de San Carlos. Guatemala.

RIVANO, F. 2004. “Análisis de eventos extremos de precipitación y su efecto en el diseño de drenaje superficial de tierras agrícolas del sur de Chile”. Tesis Universidad Austral de Chile. Valdivia – Chile.

ROCHA, A. 1998. “Hidráulica fluvial”. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima – Perú.

VILLÓN, M. 2009. “HEC-RAS”. Edición Villon. Lima – Perú

ANEXOS

Instrumentos de recolección de datos

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA CUENCA APORTANTE - CUENCA DEL RIO SAN JUAN

Se ha utilizado el Software ArcGis 10.2 para obtener las áreas parciales entre curvas de nivel. Para finalmente obtener las principales características de la Cuenca del Río San Juan, que a continuación de detalla:

1.- AREA DE LA CUENCA

1.1.- DATOS OBTENIDOS DE LA CUENCA DEL RIO:

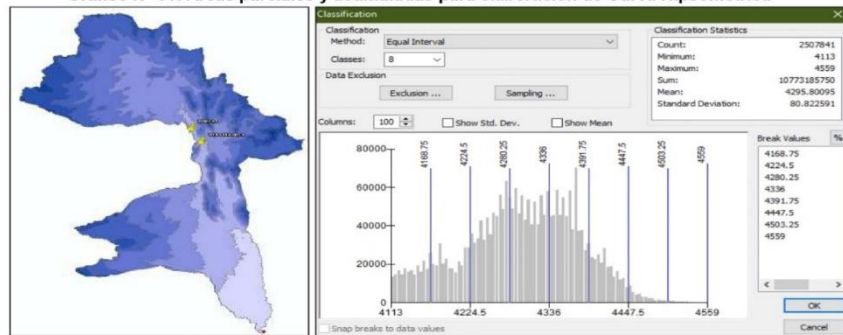
A través del programa ArcGis 10.2, obtenemos lo siguiente:

Área total de la cuenca 391.85 Km²
 Perímetro de la cuenca 168.07 Km

1.2.- CUADRO DE AREAS PARCIALES Y ACUMULADOS SEGÚN LA ALTITUD

Con el Software ArcGis 10.2 obtenemos el Areado entre curvas de nivel o cotas, obtenemos las Areas Parciales:

Gráfico N° 01: Areas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica



Fuente: ArcGis 10.2

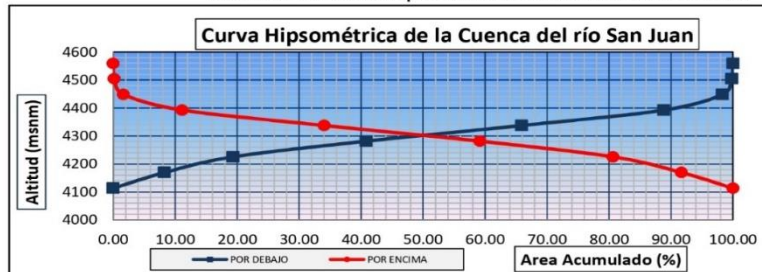
Cuadro N° 01: Areas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
	Km2	(%)	POR DEBAJO (KM2) (%)		POR ENCIMA KM2 (%)	
Punto más bajo						
4113	0.00	0.00	0.00	0.00	391.85	100.00
4169	32.45	8.28	32.45	8.28	359.40	91.72
4225	43.39	11.07	75.85	19.36	316.00	80.64
4281	84.16	21.48	160.01	40.83	231.84	59.17
4337	98.39	25.11	258.40	65.94	133.45	34.06
4392	89.84	22.93	348.24	88.87	43.61	11.13
4448	37.10	9.47	385.34	98.34	6.51	1.66
4504	5.91	1.51	391.25	99.85	0.60	0.15
4559	0.60	0.15	391.85	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	391.85	100.00				

2.- FACTOR DE RELIEVE

2.1.- Cálculo de la curva Hipsométrica

Gráfico N° 02: Curva Hipsométrica de la Cuenca del río San Juan



PRINCIPALES PARAMETROS DE LA CUENCA APORTANTE - CUENCA DEL RIO SAN JUAN

2.2.- Cálculo de la Altitud Mediana

Altitud Mediana = 4,300.00 msnm (Intersección de las curvas hipsométricas)

2.3.- Cálculo de la Altitud Media Ponderada

Altitud media Ponderada:
$$H = \frac{\sum a_i c_i}{A} \qquad c_i = \frac{(c_i + c_{i-1})}{2}$$

Donde :

- a_i = Área parcial de terreno entre curvas de nivel
- c_i = Altitud media de cada área parcial entre dos curvas de nivel.
- A = Área de la cuenca

Cuadro N° 02: Áreas parciales entre curvas de nivel

ai	ci(altitud media)	ai*ci
32.45	4141.0	134390.33
43.39	4197.0	182125.54
84.16	4253.0	357926.50
98.39	4309.0	423980.69
89.84	4364.5	392099.18
37.10	4420.0	163975.78
5.91	4476.0	26448.26
0.60	4531.5	2735.89
Σ 391.85	Σ	1683682.18

$H =$ 4,296.75 msnm

2.4.- Cálculo de la Altitud Media Simple:

Altitud Media Simple:

$$H_{ms} = \frac{(c_M + c_m)}{2}$$

Donde:

- C_M = Cota o altitud más alta de la cuenca
- C_m = Cota o altitud más baja de la cuenca

$C_M =$ 4,559.00
 $C_m =$ 4,113.00

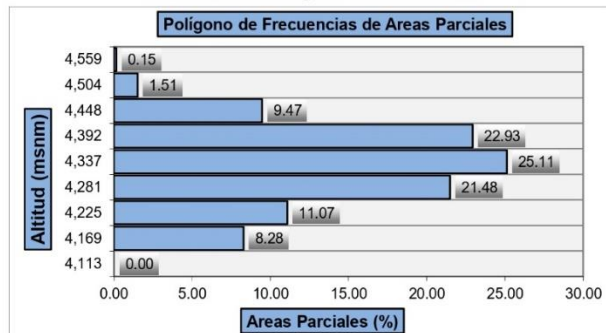
$H_{ms} =$ 4,336.00 msnm

2.5.- Cálculo del Polígono de Frecuencia de Áreas Parciales:

COTA (msnm)	A. PARCIAL (%)
4113.00	0.00
4169.00	8.28
4225.00	11.07
4281.00	21.48
4337.00	25.11
4392.00	22.93
4448.00	9.47
4504.00	1.51
4559.00	0.15

Altitud mas Frecuente:
Porcentaje de Incidencia:

Grafico N° 03: Polígono de Frecuencias



PRINCIPALES PARAMETROS DE LA CUENCA APORTANTE - CUENCA DEL RIO SAN JUAN

3.- PARAMETROS DE FORMA:

3.1.- Cálculo del Índice de Gravelius (K):

El Índice de Gravelius (K): $K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$

Donde :

P = Perímetro de la cuenca en Km
A = Area de la cuenca en Km²

168.07	Km
391.85	Km ²

Entonces:

K = 2.3951

Como el valor de K se encuentra entre los rangos de 1.00 - 1.25, la forma de la cuenca es REDONDA, en caso contrario Alargada

3.2.- Cálculo del Rectángulo Equivalente:

Rectángulo Equivalente:

Lado Mayor = $L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$

Lado Menor = $l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$

Donde:

K = Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelius
A = Area de la cuenca en Km²

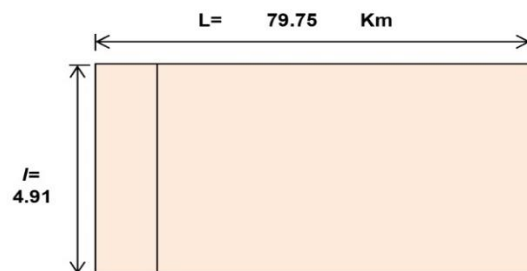
2.3951
391.85

$\frac{K \sqrt{A}}{1.12} = 42.333 \quad (1.12/K)^2 = 0.219 \quad \left(\sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right) = 0.884$

L = 79.752
l = 4.913

Cuadro N° 03: Rectangulo Equivalente

Cota (msnm)	Area Parcial (Km ²)	ai	Ancho, ci (Km)
4113.00	0.00		0.00
4169.00	32.45		6.61
4225.00	43.39		8.83
4281.00	84.16		17.13
4337.00	98.39		20.03
4392.00	89.84		18.28
4448.00	37.10		7.55
4504.00	5.91		1.20
4559.00	0.60		0.12
Suma ci= L=			79.75



3.3.- Cálculo del Factor Forma:

Factor Forma: $F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$

Donde:

l = Lado menor del rectángulo equivalente
L = Lado mayor del rectángulo equivalente
A = Area de la cuenca

4.91	Km
79.75	Km
391.85	Km ²

Ff = 0.0616
0.0616

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA CUENCA APORTANTE - CUENCA DEL RIO SAN JUAN

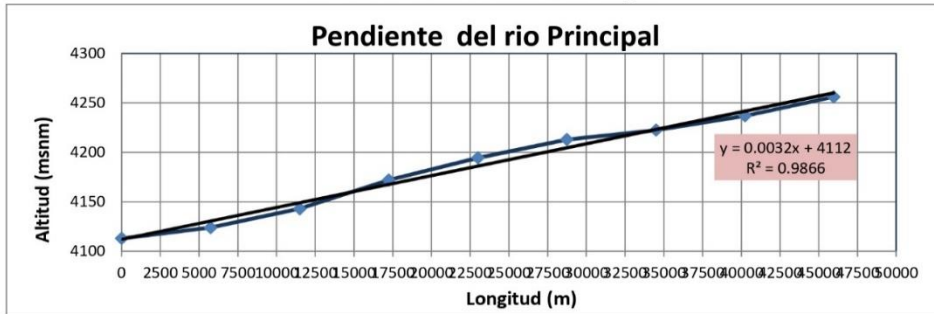
4.- PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO

	Progresiva	Long. (m)	Long Acum (m)	Cota	Desnivel	S	1/(S)^0.5
0	0+000	0.00	0.00	4113.00			
1	5+750	5750.00	5750.00	4124.00	11.00	0.0027	19.3626
2	11+500	5750.00	11500.00	4143.00	19.00	0.0046	14.7666
3	17+250	5750.00	17250.00	4172.00	29.00	0.0070	11.9943
4	23+000	5750.00	23000.00	4194.50	22.50	0.0054	13.6537
5	28+750	5750.00	28750.00	4213.00	18.50	0.0044	15.0907
6	34+500	5750.00	34500.00	4222.50	9.50	0.0022	21.0825
7	40+250	5750.00	40250.00	4237.00	14.50	0.0034	17.0941
8	45+960	5710.00	45960.00	4256.00	19.00	0.0045	14.9666
							128.0110

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

S = 0.0039
 S = 0.39 %
 (Según Taylor y Schwarz)
 Pendiente del río (%) = 0.39 %

Gráfico N° 04: Pendiente del río Principal



5.- PARAMETROS RELACIONADOS CON LA RED HIDROGRÁFICA

5.1.- Cálculo de la Densidad de Drenaje:

Densidad de Drenaje:

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

541.499426

Donde:

- L = Longitud del cauce principal
- Li = Longitud de cauces aportantes
- A = Área de la Cuenca

45.96	Km
495.54	Km
541.50	
391.85	Km2

Dd = 1.38 SI Dd < 1 la cuenca tiene una

5.2.- Cálculo de la Frecuencia de los Ríos:

Frecuencia de los Ríos:

Fr = N° cauces/A

N° Cauces = 34
 Fr = 0.087

5.3.- Cálculo de la Extensión media del Esguerrimiento Superficial (Es):

Extensión media del Esguerrimiento Superficial

Es = A/4Li
 Es =

0.181

**PRINCIPALES PARAMETROS DE LA CUENCA APORTANTE -
CUENCA DEL RIO SAN JUAN**

5.4.- Cálculo del Tiempo de Concentración (Tc), Según Kirpich

Tiempo de Concentración (Tc)

$$Tc = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Tc (Horas) =	14.231
Tc (Min) =	853.850

6.- OTROS PARAMETROS :

6.1 - Cálculo del Índice de Pendiente (Ip)

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

Índice de Pendiente (Ip):

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_i}$$

Cuadro N° 04: Cuadro para el calculo de Índice de pendiente

Ai 1	Bi = Ai/At 2	ai - ai-1 3	Bi* (ai - Ai-1) 4	Raíz (4) 5	5 * 1/(L)^0.5 6
0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
32.45	0.08	56.00	4.64	2.15	0.24
43.39	0.11	56.00	6.20	2.49	0.28
84.16	0.21	56.00	12.03	3.47	0.39
98.39	0.25	56.00	14.06	3.75	0.42
89.84	0.23	55.00	12.61	3.55	0.40
37.10	0.09	56.00	5.30	2.30	0.26
5.91	0.02	56.00	0.84	0.92	0.10
0.60	0.00	55.00	0.08	0.29	0.03
391.85				Ip =	2.11922

1/(L)^0.5 0.111977

6.2.- Cálculo de la Pendiente de la Cuenca

$$S = \frac{H}{L}$$

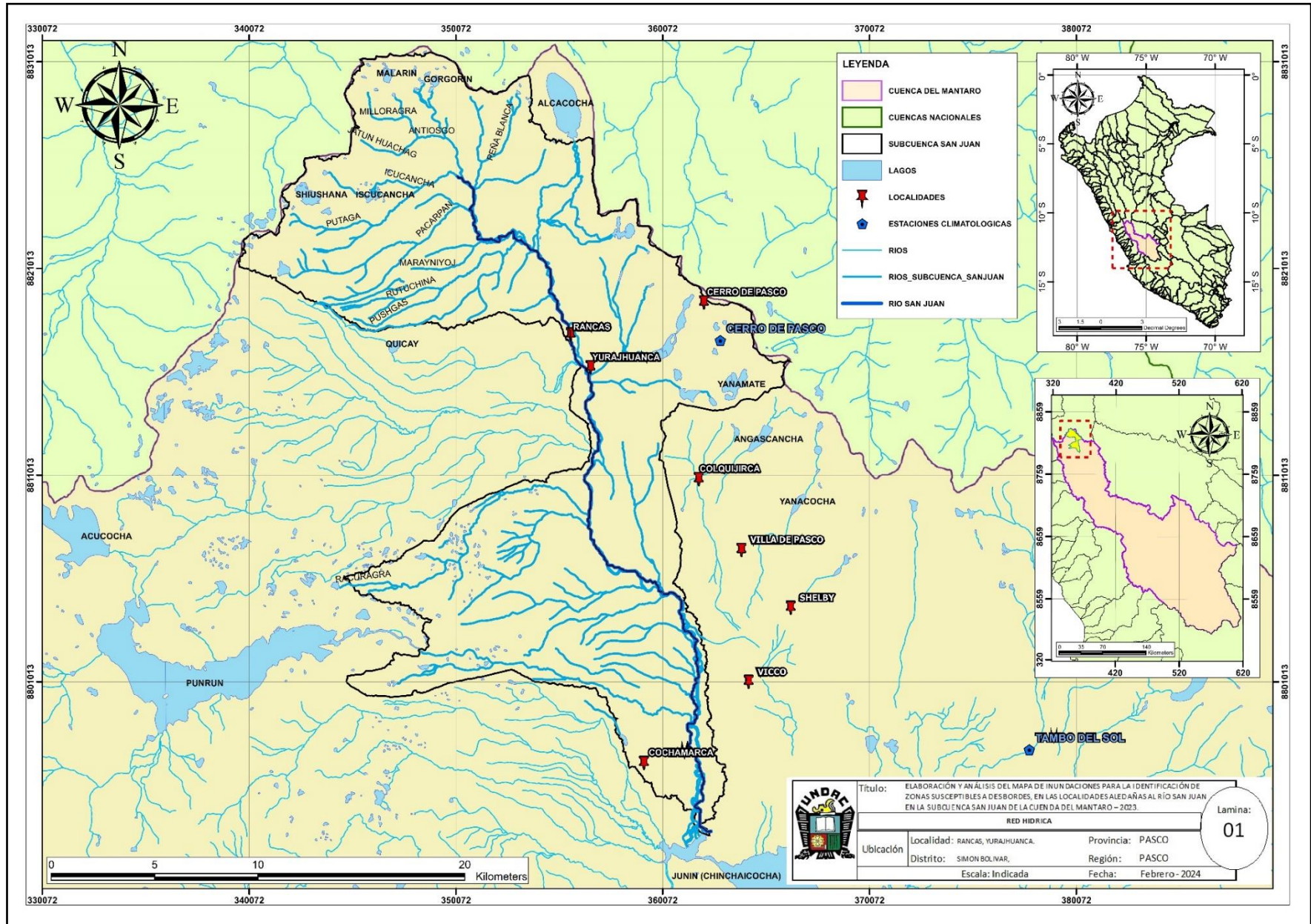
H =	446.00
L =	79,751.66

S =	0.0056
	0.559 %

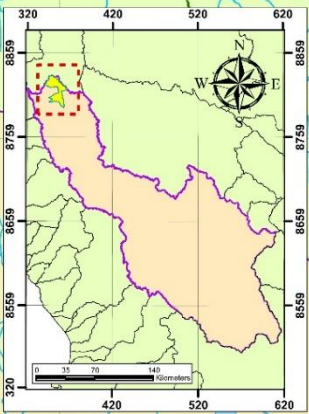
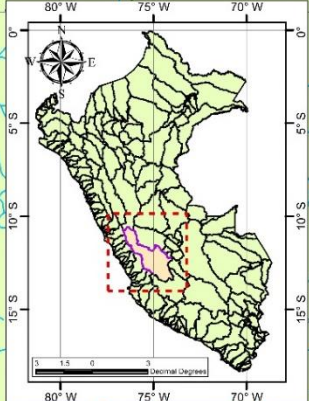
CUADRO PARA EL CÁLCULO DE PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Nº	RANGO PENDIENTE		PROMEDIO	NÚMERO DE OCURRENCIA	PROMEDIO x OCURRENCIA
	INFERIOR	SUPERIOR			
1	0	5	2.5	1934181	4835452.5
2	5	12	8.5	460937	3917964.5
3	12	18	15.0	85052	1275780
4	18	24	21.0	22097	464037
5	24	32	28.0	4570	127960
6	32	44	38.0	813	30894
7	44	100	72.0	191	13752
				2507841	10665840

Pendiente media de la Cuenca: **4.253** %



- LEYENDA**
- CUENCA DEL MANTARO
 - CUENCAS NACIONALES
 - SUBCUENCA SAN JUAN
 - LAGOS
 - LOCALIDADES
 - ESTACIONES CLIMATOLOGICAS
 - RIOS
 - RIOS SUBCUENCA SAN JUAN
 - RIO SAN JUAN

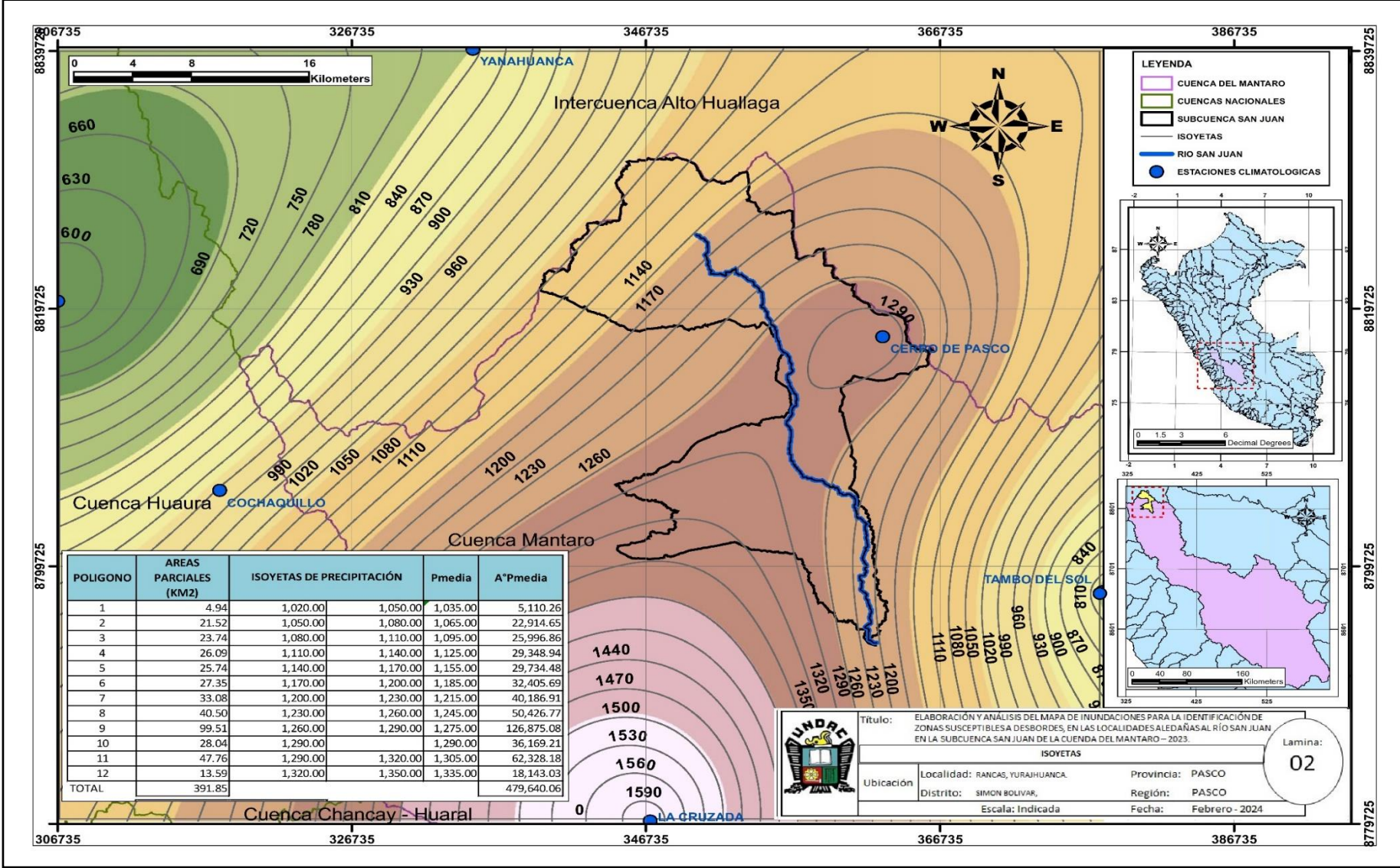


Título: ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIONES PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUSCEPTIBLES A DESBORDOS, EN LAS LOCALIDADES ALEÑAS AL RÍO SAN JUAN EN LA SUBCUENCA SAN JUAN DE LA CUENCA DEL MANTARO – 2023.

RED HIDRICA

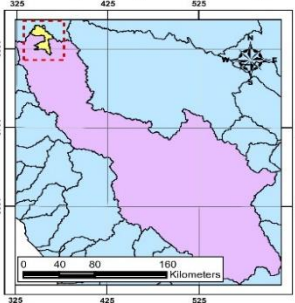
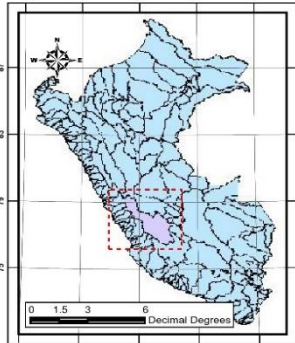
Ubicación: Localidad: RANCAS, YURAJHUANCA, Provincia: PASCO
 Distrito: SIMON BOLIVAR, Región: PASCO
 Escala: Indicada Fecha: Febrero- 2024

Lamina: 01



LEYENDA

- CUENCA DEL MANTARO
- CUENCAS NACIONALES
- SUBCUENCA SAN JUAN
- ISOYETAS
- RIO SAN JUAN
- ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS



POLIGONO	AREAS PARCIALES (KM2)	ISOYETAS DE PRECIPITACIÓN		Pmedia	A°Pmedia
1	4.94	1,020.00	1,050.00	1,035.00	5,110.26
2	21.52	1,050.00	1,080.00	1,065.00	22,914.65
3	23.74	1,080.00	1,110.00	1,095.00	25,996.86
4	26.09	1,110.00	1,140.00	1,125.00	29,348.94
5	25.74	1,140.00	1,170.00	1,155.00	29,734.48
6	27.35	1,170.00	1,200.00	1,185.00	32,405.69
7	33.08	1,200.00	1,230.00	1,215.00	40,186.91
8	40.50	1,230.00	1,260.00	1,245.00	50,426.77
9	99.51	1,260.00	1,290.00	1,275.00	126,875.08
10	28.04	1,290.00	1,320.00	1,305.00	36,169.21
11	47.76	1,290.00	1,320.00	1,305.00	62,328.18
12	13.59	1,320.00	1,350.00	1,335.00	18,143.03
TOTAL	391.85				479,640.06

Título: ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIONES PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUSCEPTIBLES A DESBORDES, EN LAS LOCALIDADES ALEDAÑAS AL RÍO SAN JUAN EN LA SUBCUENCA SAN JUAN DE LA CUENCA DEL MANTARO – 2023.

ISOYETAS

Ubicación

Localidad: RANCAS, YURAHUANCA. Provincia: PASCO

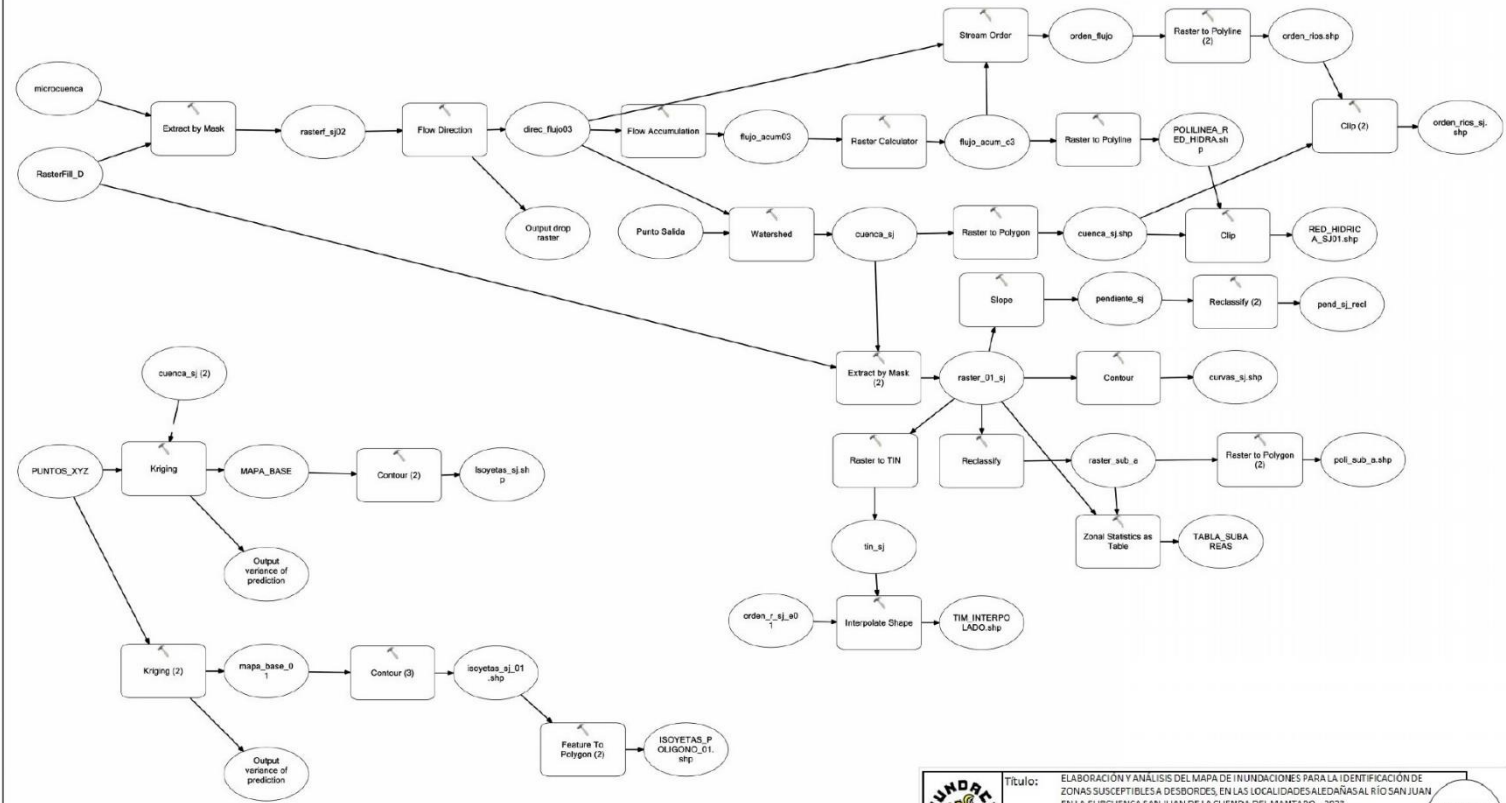
Distrito: SIMÓN BOLÍVAR, Región: PASCO

Escala: Indicada Fecha: Febrero - 2024

Lamina:

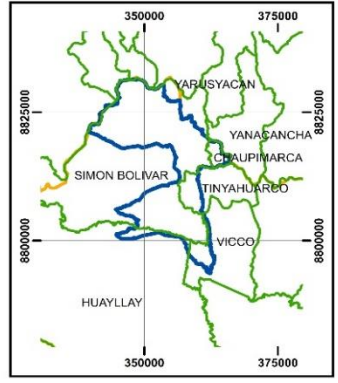
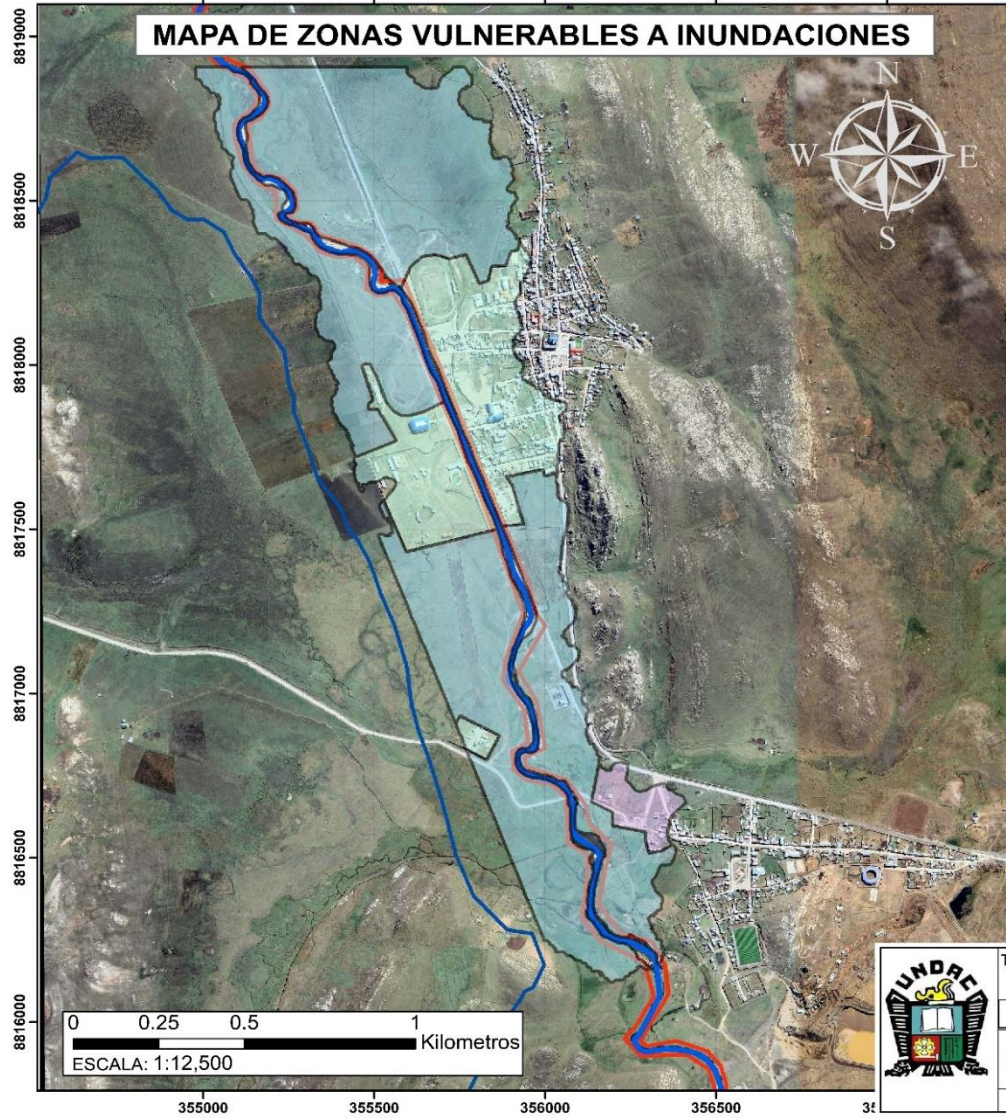
02

MODEL BUILDER
 (PARA ELABORACIÓN DE ISOYETAS Y PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA SUBCUENCA SAN JUAN)



	Título: ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIONES PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUSCEPTIBLES A DESBORDES EN LAS LOCALIDADES ALEDAÑAS AL RÍO SAN JUAN EN LA SUBCUENCA SAN JUAN DE LA CUENCA DEL MANTARO - 2023.		Lamina: 03
	MODEL BUILDER		
	Ubicación: Localidad: RANCAS, YURAHUANCA, Provincia: PASCO	Región: PASCO	
	Distrito: SIMON BOLIVAR, Escala: S/E Fecha: Febrero - 2024		

MAPA DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES



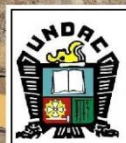
CUADRO DE ÁREAS SUSCEPTIBLES A INUNDACIONES POR DESBORDE DEL RIO SAN JUAN			
Item	Descripción	Area (Km2)	Area (Ha)
Margen Derecho			
01	Zona Urbanizada - Rancas	0.197678	19.767801
02	Zona Urbanizada - Yurajhuanca	0.037395	3.73954
03	Terrenos Comunales	0.581957	58.195766
Margen Izquierdo			
04	Zona Urbanizada - Rancas	0.122204	12.220369
05	Terrenos Comunales	0.491571	49.157131
TOTAL		1.430805	143.080607

LEYENDA - ZONAS DE INUNDACIÓN

MARGEN IZQUIERDA	
	TERRENOS COMUNALES
	ZONA URBANA - RANCAS
MARGEN DERECHA	
	TERRENOS COMUNALES
	ZONA URBANA - RANCAS
	ZONA URBANA YURAJHUANCA

LEYENDA

	EJE_DE RIO SAN JUAN
	FAJA MARGINAL
	SUBCUENCA SAN JUAN
	CUENCA DEL MANTARO



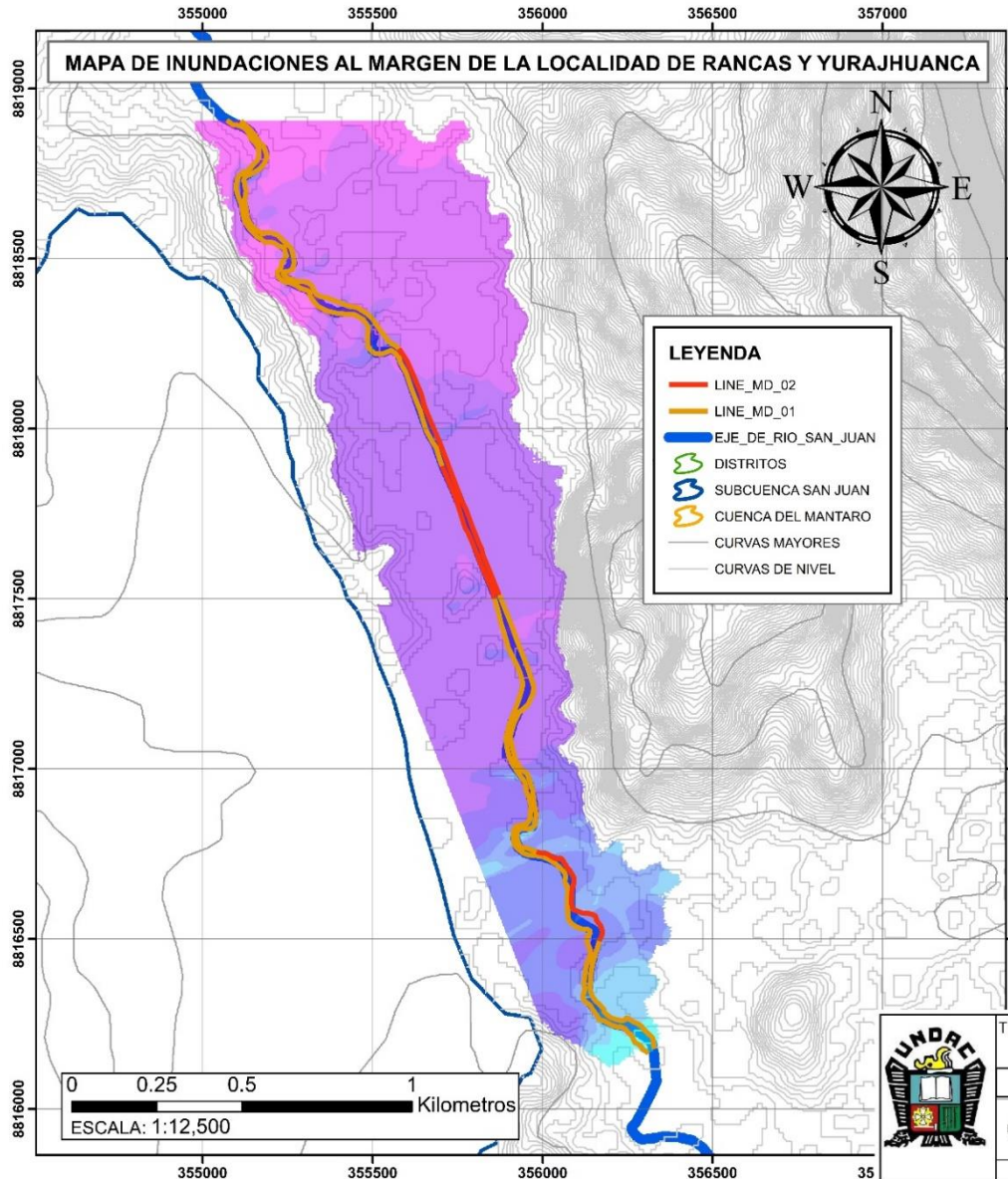
Título: ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIONES PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUSCEPTIBLES A DESBORDES, EN LAS LOCALIDADES ALEDAÑAS AL RÍO SAN JUAN EN LA SUBCUENCA SAN JUAN DE LA CUENCA DEL MANTARO – 2023.

MAPA DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES

Ubicación	Localidad: RANCAS, YURAJHUANCA.	Provincia: PASCO
	Distrito: SIMON BOLIVAR,	Región: PASCO
	Escala: Indicada	Fecha: Febrero- 2024

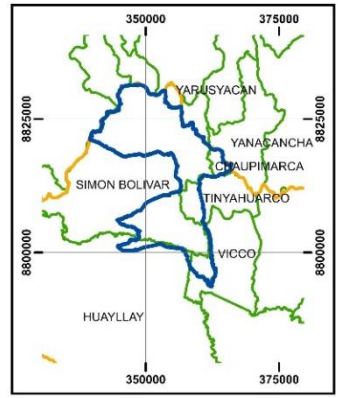
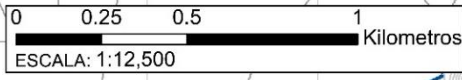
Lamina:
04

MAPA DE INUNDACIONES AL MARGEN DE LA LOCALIDAD DE RANCAS Y YURAJHUANCA



LEYENDA

- LINE_MD_02
- LINE_MD_01
- EJE_DE_RIO_SAN_JUAN
- DISTRITOS
- SUBCUENCA SAN JUAN
- CUENCA DEL MANTARO
- CURVAS MAYORES
- CURVAS DE NIVEL



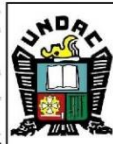
LONGITUD DEL LECHO SUSCEPTIBLES A INUNDACIONES POR DESBORDE DEL RIO SAN JUAN

Item	Descripción	Long. (m)	Long. (km)
Margen Derecho			
01	Zona Urbanizada - Rancas	782.8911	0.7829
02	Zona Urbanizada - Yurajhuanca	390.9692	0.3910
03	Terrenos Comunales	2,756.9356	2.7569
Margen Izquierdo			
04	Zona Urbanizada - Rancas	418.8952	0.4189
05	Terrenos Comunales	3,113.8864	3.1139
TOTAL		7,463.5773	7.4636

CALADO (m)

ALTURA DE AGUA

- 4,214.9629 - 4,218.435
- 4,218.4351 - 4,220.5378
- 4,220.5379 - 4,222.0049
- 4,222.005 - 4,223.2764
- 4,223.2765 - 4,224.45
- 4,224.4501 - 4,227.4331

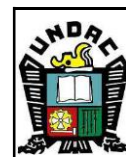
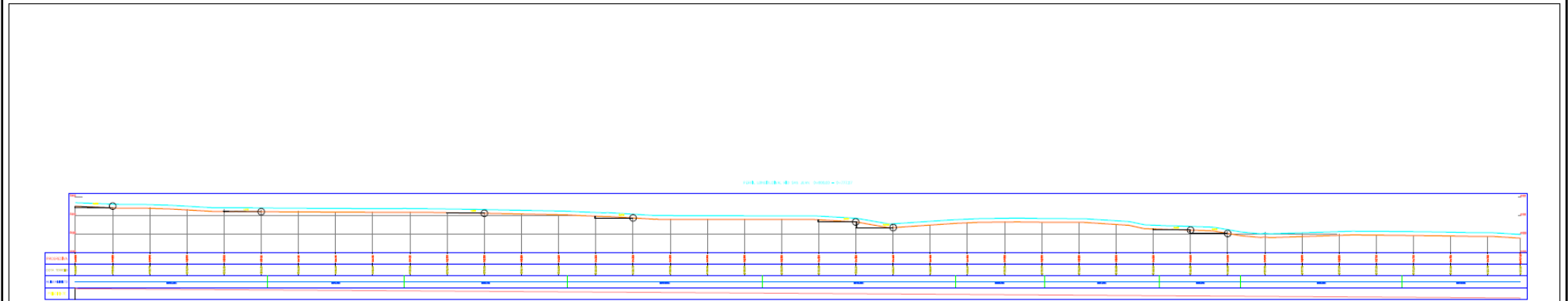
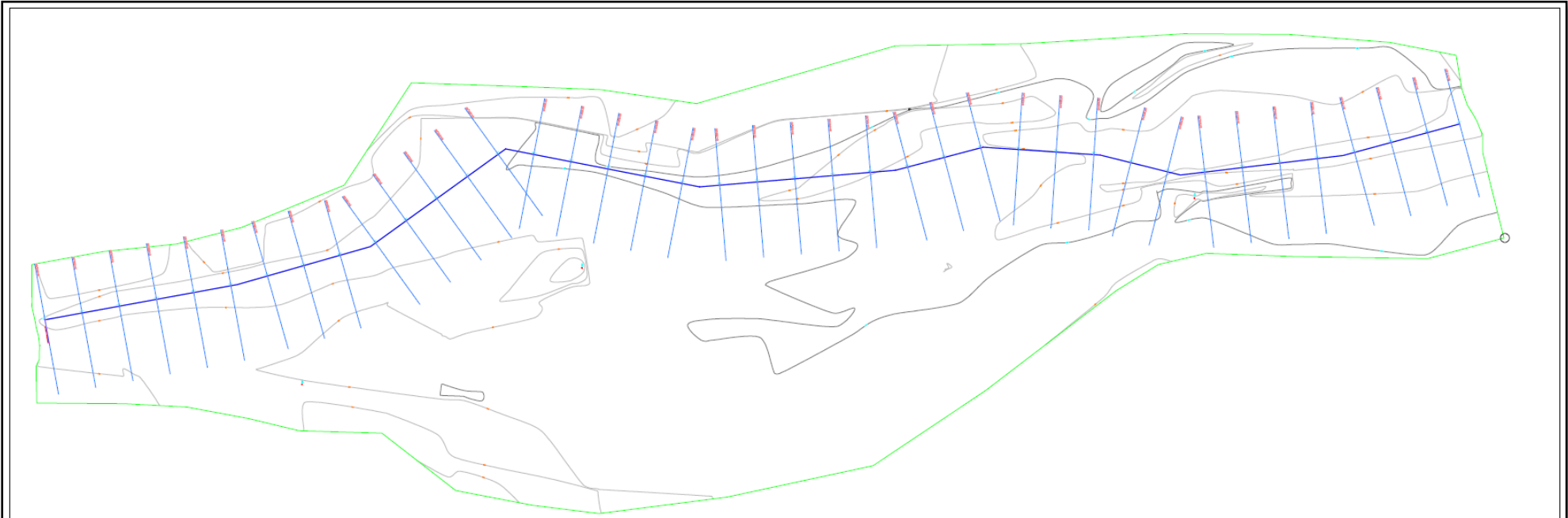


Título: ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIONES PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUSCEPTIBLES A DESBORDES, EN LAS LOCALIDADES ALEDAÑAS AL RÍO SAN JUAN EN LA SUBCUENCA SAN JUAN DE LA CUENCA DEL MANTARO – 2023.

MAPA DE INUNDACIONES AL MARGEN DE LAS LOCALIDADES DE RANCAS Y YURAJHUANCA

Ubicación: Localidad: RANCAS, YURAJHUANCA. Provincia: PASCO
 Distrito: SIMON BOLIVAR, Región: PASCO
 Escala: Indicada Fecha: Febrero - 2024

Lamina:
05



Título: ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIONES PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUSCEPTIBLES A DESBORDES, EN LAS LOCALIDADES ALEDAÑAS AL RÍO SAN JUAN EN LA SUBCUENCA SAN JUAN DE LA CUENCA DEL MANTARO – 2023.

PLANO TOPOGRAFICO

Ubicación

Localidad: RANCAS, YURAJHUANCA.

Provincia: PASCO

Distrito: SIMON BOLIVAR,

Región: PASCO

Escala: Indicada

Fecha: Febrero - 2024

Lamina:

06

Anexos II: Panel Fotográfico



1. En la imagen se muestra el nivel de agua días antes al desborde der rio San Juan colindante a la localidad de Rancas del distrito de Simón Bolívar.



2. El Nivel del agua luego del desborde der Rio San Juan en la localidad de Rancas del distrito de Simón Bolívar, alcanzo el cementerio que se encuentra ubicado a 400 m del lecho del rio.



3. La imagen muestra los procedimientos de bombeo de agua realizados con equipo y personal de Gobierno Regional en atención al desastre de inundación producido por el desborde del río San Juan en la localidad de Rancas.



4. Viviendas Ubicada a menos de 200 metros desde el borde del lecho de río, afectada por desbordamiento de río San Juan.



5. El nivel de agua alcanzo alrededor de 25cm de altura, en las viviendas cercanas a menos de 100 metros de lecho del rio San Juan.



6. Trabajos de Limpieza y descolmatación de las zonas afectadas por el desborde de rio San Juan en la localidad de Rancas de distrito de Simón Bolívar.



7. Trabajos de limpieza y bombeo del agua producto de las inundaciones en las localidades de Rancas y Yurajhuanca.



8. Múltiples viviendas afectadas con el desborde del río San Juan, con pérdidas materiales y económicas.



9. Zonas inundadas al margen izquierdo del rio San Juan en la localidad de Rancas, del distrito de Simón Bolívar.



10. Zonas inundadas al margen derecho del rio San Juan en la localidad de Rancas, del distrito de Simón Bolívar.



11. Vías principales de las localidades de Rancas y Yurajhuanca completamente inundadas por el desbordamiento del río San Juan.



12. Grandes hectáreas de zonas dedicadas a la ganadería afectadas por las inundaciones del río San Juan en las localidades de Rancas y Yurajhuanca

Anexos III: Hojas De Calculo



FDA

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA EMPÍRICA					
Item	AÑO	Qmax men (m3/s)	Qmax men ORDENADO	Prob. Emp. p(xi)	Prob. Emp. Acum F(xi)
1	1965	41.70	134.60	0.011	0.989
2	1966	49.10	97.50	0.032	0.968
3	1967	38.90	90.60	0.052	0.948
4	1968	39.70	89.90	0.072	0.928
5	1969	59.90	89.80	0.093	0.907
6	1970	45.50	89.00	0.113	0.887
7	1971	44.70	81.00	0.134	0.866
8	1972	89.80	78.50	0.154	0.846
9	1973	62.60	71.40	0.174	0.826
10	1974	97.50	69.30	0.195	0.805
11	1975	36.90	67.40	0.215	0.785
12	1976	89.90	67.00	0.235	0.765
13	1977	40.00	62.90	0.256	0.744
14	1978	56.50	62.60	0.276	0.724
15	1979	71.40	59.90	0.296	0.704
16	1980	32.90	56.80	0.317	0.683
17	1981	53.90	56.50	0.337	0.663
18	1982	81.00	55.40	0.357	0.643
19	1983	50.90	53.90	0.378	0.622
20	1984	38.40	50.90	0.398	0.602
21	1985	44.90	49.10	0.419	0.581
22	1986	78.50	45.50	0.439	0.561
23	1987	32.30	44.90	0.459	0.541
24	1988	43.80	44.70	0.480	0.520
25	1989	55.40	43.80	0.500	0.500
26	1990	28.70	43.20	0.520	0.480
27	1991	29.80	43.10	0.541	0.459
28	1992	15.40	41.70	0.561	0.439
29	1993	32.50	40.00	0.581	0.419
30	1994	134.60	39.80	0.602	0.398
31	1995	33.20	39.70	0.622	0.378
32	1996	30.90	38.90	0.643	0.357
33	1997	25.80	38.80	0.663	0.337
34	1998	39.80	38.40	0.683	0.317
35	1999	43.20	36.90	0.704	0.296
36	2000	38.80	33.20	0.724	0.276
37	2001	90.60	32.90	0.744	0.256
38	2002	43.10	32.50	0.765	0.235
39	2003	56.80	32.30	0.785	0.215
40	2004	29.90	31.50	0.805	0.195
41	2005	28.80	30.90	0.826	0.174
42	2006	31.50	29.90	0.846	0.154
43	2007	62.90	29.80	0.866	0.134
44	2008	23.70	28.80	0.887	0.113
45	2009	26.90	28.70	0.907	0.093
46	2010	67.00	26.90	0.928	0.072
47	2011	69.30	25.80	0.948	0.052
48	2012	67.40	23.70	0.968	0.032
49	2013	89.00	15.40	0.989	0.011

datos:

n = 49
a = 0.44

$$p(x_i) = \frac{i-a}{n+1-2a}, 0 \leq a \leq 1$$

p(xi) = probabilidad de que % de los datos estaran por debajo de ese valor

Name	Formula	a	Interpretation
weibull	$i/(n+1)$	0	mean of sampling distribution
Benard & Bos-Levenbach	$(i-0.3)/(n+0.4)$	0.3	approximate median of sampling distribution
Tukey	$(i-1/3)/(n+1/3)$	1/3	approximate median of sampling distribution
Cunname	$(i-2/5)/(n+1/5)$	2/5	subjective choice, commonly used in hydrology
Gringorten	$(i-0.44)/(n+0.12)$	0.44	consonance with the Gumbel distribution
Hazen	$(i-1/2)/n$	1/2	midpoints of n equal intervals on (0, 1)
Gumbel	$(i-1)/(n-1)$	1	mode of sampling distribution

*el histograma nos muestra que nuestros datos tienen un sesgo positivo con cola a la derecha, parecido a la distribución Gumbel





DISTRIBUCIÓN GUMBEL METODO DE PDF ESTADISTICA

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA EMPÍRICA					
Item	AÑO	Qmax men	Qmax men	Prob. Emp.	Prob. Emp. Acum
		(m ³ /s)	ORDENADO	p(xi)	F(xi)
1	1965	41.70	134.60	0.011	0.989
2	1966	49.10	97.50	0.032	0.968
3	1967	38.90	90.60	0.052	0.948
4	1968	39.70	89.90	0.072	0.928
5	1969	59.90	89.80	0.093	0.907
6	1970	45.50	89.00	0.113	0.887
7	1971	44.70	81.00	0.134	0.866
8	1972	89.80	78.50	0.154	0.846
9	1973	62.60	71.40	0.174	0.826
10	1974	97.50	69.30	0.195	0.805
11	1975	36.90	67.40	0.215	0.785
12	1976	89.90	67.00	0.235	0.765
13	1977	40.00	62.90	0.256	0.744
14	1978	56.50	62.60	0.276	0.724
15	1979	71.40	59.90	0.296	0.704
16	1980	32.90	56.80	0.317	0.683
17	1981	53.90	56.50	0.337	0.663
18	1982	81.00	55.40	0.357	0.643
19	1983	50.90	53.90	0.378	0.622
20	1984	38.40	50.90	0.398	0.602
21	1985	44.90	49.10	0.419	0.581
22	1986	78.50	45.50	0.439	0.561
23	1987	32.30	44.90	0.459	0.541
24	1988	43.80	44.70	0.480	0.520
25	1989	55.40	43.80	0.500	0.500
26	1990	28.70	43.20	0.520	0.480
27	1991	29.80	43.10	0.541	0.459
28	1992	15.40	41.70	0.561	0.439
29	1993	32.50	40.00	0.581	0.419
30	1994	134.60	39.80	0.602	0.398
31	1995	33.20	39.70	0.622	0.378
32	1996	30.90	38.90	0.643	0.357
33	1997	25.80	38.80	0.663	0.337
34	1998	39.80	38.40	0.683	0.317
35	1999	43.20	36.90	0.704	0.296
36	2000	38.80	33.20	0.724	0.276
37	2001	90.60	32.90	0.744	0.256
38	2002	43.10	32.50	0.765	0.235
39	2003	56.80	32.30	0.785	0.215
40	2004	29.90	31.50	0.805	0.195
41	2005	28.80	30.90	0.826	0.174
42	2006	31.50	29.90	0.846	0.154
43	2007	62.90	29.80	0.866	0.134
44	2008	23.70	28.80	0.887	0.113
45	2009	26.90	28.70	0.907	0.093
46	2010	67.00	26.90	0.928	0.072
47	2011	69.30	25.80	0.948	0.052
48	2012	67.40	23.70	0.968	0.032
49	2013	89.00	15.40	0.989	0.011

2,515.70

N	Y ₁₁	σ _N	N	Y ₁₁	σ _N
8	0.4843	0.904	49	0.5481	1.159
9	0.4902	0.929	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.95	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.968	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.983	53	0.5497	1.1653
13	0.507	0.997	54	0.5501	1.1667
14	0.51	1.01	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.021	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.032	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.041	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.049	59	0.5518	1.1734
19	0.522	1.057	60	0.55208	1.17467
20	0.5238	1.06	62	0.5527	1.177
21	0.5252	1.07	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.075	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.081	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.086	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.091	72	0.5552	1.1873
26	0.532	1.096	74	0.5557	1.189
27	0.5332	1.1	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.105	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.109	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.112	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.116	84	0.5576	1.1967
32	0.538	1.119	86	0.558	1.198
33	0.5388	1.123	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.126	90	0.5586	1.20073
35	0.54034	1.128	92	0.5589	1.202
36	0.541	1.131	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.134	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.136	98	0.5598	1.2055
39	0.543	1.139	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.141	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.144	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.146	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.148	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.15	400	0.57144	1.2545
45	0.5463	1.152	500	0.5724	1.2588
46	0.5468	1.154	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.156	1000	0.5745	1.26851
48	0.5477	1.157		0.57722	1.28255



DISTRIBUCIÓN GUMBEL METODO DE PDF ESTADISTICA

Aplicación de la Distribución de Gumbel

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

$$\bar{x} = 51.34$$

$$s_x = 23.80$$

1) Ubicamos en la tabla adjunta los valores de μ_y y σ_y para $n=49$ datos se tiene:

$$\mu_y = 0.55$$

$$\sigma_y = 1.16$$

2) Calculamos los valores de α y u mediante las siguientes formulas:

$$\alpha = s_x / \sigma_y \quad u = \bar{x} - \mu_y * \alpha$$

$$\alpha = 20.53$$

$$u = 40.09$$

1. Si $\phi = 1-1/T$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}}$$

2. Si $\phi > 0.90$, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N}$$

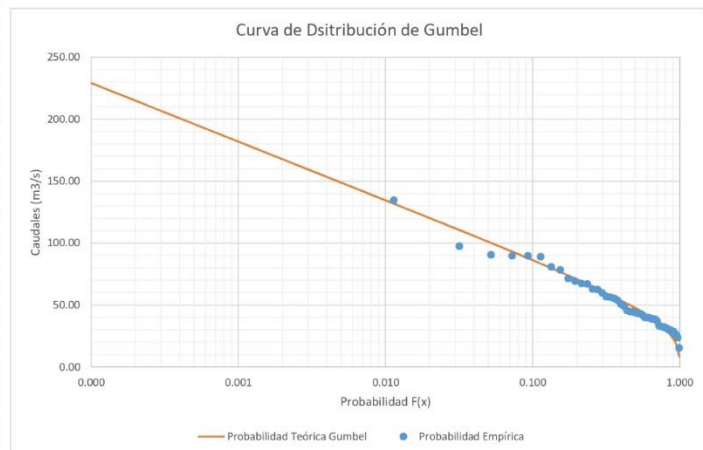
$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

3) Calculamos que caudales se producirán cada n años, mediante las siguientes expresión:

$$x = -\ln(-\ln(F(x))) * \alpha + u$$

ϕ	$\sqrt{(N\alpha\sigma_m)}$
0.01	2.1607
0.02	1.7894
0.05	1.455
0.1	1.3028
0.15	1.2548
0.2	1.2427
0.25	1.2494
0.3	1.2687
0.35	1.2981
0.4	1.3366
0.45	1.3845
0.5	1.4427
0.55	1.513
0.6	1.5984
0.65	1.7034
0.7	1.8355
0.75	2.0069
0.8	2.2408
0.85	2.5849
0.9	3.1639
0.95	4.4721
0.98	7.071
0.99	10

Tr (años)	P de ser inferior	P de superar %	Qdiseño (mm)
10000	0.9999	0.000	229.22
1000	0.9990	0.001	181.93
500	0.9980	0.002	167.68
300	0.9967	0.003	157.18
250	0.9960	0.004	153.43
200	0.9950	0.005	148.83
100	0.9900	0.010	134.55
80	0.9875	0.013	129.94
60	0.9833	0.017	123.99
50	0.9800	0.020	120.21
40	0.9750	0.025	115.58
30	0.9667	0.033	109.58
25	0.9600	0.040	105.77
20	0.9500	0.050	101.08
15	0.9333	0.067	94.99
10	0.9000	0.100	86.30
5	0.8000	0.200	70.89
4	0.7500	0.250	65.67
2	0.5000	0.500	47.61
1.5	0.3333	0.667	38.15
1.4	0.2857	0.714	35.46
1.3	0.2308	0.769	32.23
1.2	0.1667	0.833	28.11
1.1	0.0909	0.909	22.13
1.05	0.0476	0.952	17.22
1.01	0.0099	0.990	8.681





DISTRIBUCIÓN NASH 4546132

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA EMPÍRICA					
ítme	AÑO	Qmax men (m³/s)	Qmax men ORDENADO	Prob. Emp. p(xi)	Prob. Emp. Acum. F(xi)
1	1965	41.70	134.60	0.011	0.989
2	1966	49.10	97.50	0.032	0.968
3	1967	38.90	90.60	0.052	0.948
4	1968	39.70	89.90	0.072	0.928
5	1969	59.90	89.80	0.093	0.907
6	1970	45.50	89.00	0.113	0.887
7	1971	44.70	81.00	0.134	0.866
8	1972	89.80	78.50	0.154	0.846
9	1973	62.60	71.40	0.174	0.826
10	1974	97.50	69.30	0.195	0.805
11	1975	36.90	67.40	0.215	0.785
12	1976	89.90	67.00	0.235	0.765
13	1977	40.00	62.90	0.256	0.744
14	1978	56.50	62.60	0.276	0.724
15	1979	71.40	59.90	0.296	0.704
16	1980	32.90	56.80	0.317	0.683
17	1981	53.90	56.50	0.337	0.663
18	1982	81.00	55.40	0.357	0.643
19	1983	50.90	53.90	0.378	0.622
20	1984	38.40	50.90	0.398	0.602
21	1985	44.90	49.10	0.419	0.581
22	1986	78.50	45.50	0.439	0.561
23	1987	32.30	44.90	0.459	0.541
24	1988	43.80	44.70	0.480	0.520
25	1989	55.40	43.80	0.500	0.500
26	1990	28.70	43.20	0.520	0.480
27	1991	29.80	43.10	0.541	0.459
28	1992	15.40	41.70	0.561	0.439
29	1993	32.50	40.00	0.581	0.419
30	1994	134.60	39.80	0.602	0.398
31	1995	33.20	39.70	0.622	0.378
32	1996	30.90	38.90	0.643	0.357
33	1997	25.80	38.80	0.663	0.337
34	1998	39.80	38.40	0.683	0.317
35	1999	43.20	36.90	0.704	0.296
36	2000	38.80	33.20	0.724	0.276
37	2001	90.60	32.90	0.744	0.256
38	2002	43.10	32.50	0.765	0.235
39	2003	56.80	32.30	0.785	0.215
40	2004	29.90	31.50	0.805	0.195
41	2005	28.80	30.90	0.826	0.174
42	2006	31.50	29.90	0.846	0.154
43	2007	62.90	29.80	0.866	0.134
44	2008	23.70	28.80	0.887	0.113
45	2009	26.90	28.70	0.907	0.093
46	2010	67.00	26.90	0.928	0.072
47	2011	69.30	25.80	0.948	0.052
48	2012	67.40	23.70	0.968	0.032
49	2013	89.00	15.40	0.989	0.011

2,515.70

m	qi	T	Xi	Qi*Xi	Qi²	Xi²
1	134.60	50.00	-2.057	-276.85	18117.160	4.230
2	97.50	25.00	-1.751	-170.75	9506.250	3.067
3	90.60	16.67	-1.571	-142.31	8208.360	2.467
4	89.90	12.50	-1.441	-129.56	8082.010	2.077
5	89.80	10.00	-1.340	-120.29	8064.040	1.794
6	89.00	8.33	-1.256	-111.75	7921.000	1.576
7	81.00	7.14	-1.184	-95.88	6561.000	1.401
8	78.50	6.25	-1.121	-87.98	6162.250	1.256
9	71.40	5.56	-1.065	-76.01	5097.960	1.133
10	69.30	5.00	-1.014	-70.24	4802.490	1.027
11	67.40	4.55	-0.967	-65.17	4542.760	0.935
12	67.00	4.17	-0.924	-61.89	4489.000	0.853
13	62.90	3.85	-0.883	-55.57	3956.410	0.781
14	62.60	3.57	-0.846	-52.94	3918.760	0.715
15	59.90	3.33	-0.810	-48.52	3588.010	0.656
16	56.80	3.13	-0.776	-44.08	3226.240	0.602
17	56.50	2.94	-0.744	-42.02	3192.250	0.553
18	55.40	2.78	-0.713	-39.48	3069.160	0.508
19	53.90	2.63	-0.683	-36.80	2905.210	0.466
20	50.90	2.50	-0.654	-33.29	2590.810	0.428
21	49.10	2.38	-0.626	-30.74	2410.810	0.392
22	45.50	2.27	-0.599	-27.25	2070.250	0.359
23	44.90	2.17	-0.573	-25.71	2016.010	0.328
24	44.70	2.08	-0.547	-24.44	1998.090	0.299
25	43.80	2.00	-0.521	-22.84	1918.440	0.272
26	43.20	1.92	-0.497	-21.45	1866.240	0.247
27	43.10	1.85	-0.472	-20.35	1857.610	0.223
28	41.70	1.79	-0.448	-18.68	1738.890	0.201
29	40.00	1.72	-0.424	-16.96	1600.000	0.180
30	39.80	1.67	-0.400	-15.93	1584.040	0.160
31	39.70	1.61	-0.377	-14.95	1576.090	0.142
32	38.90	1.56	-0.353	-13.73	1513.210	0.125
33	38.80	1.52	-0.329	-12.78	1505.440	0.108
34	38.40	1.47	-0.306	-11.73	1474.560	0.093
35	36.90	1.43	-0.282	-10.39	1361.610	0.079
36	33.20	1.39	-0.257	-8.55	1102.240	0.066
37	32.90	1.35	-0.233	-7.66	1082.410	0.054
38	32.50	1.32	-0.208	-6.75	1056.250	0.043
39	32.30	1.28	-0.182	-5.88	1043.290	0.033
40	31.50	1.25	-0.156	-4.90	992.250	0.024
41	30.90	1.22	-0.128	-3.96	954.810	0.016
42	29.90	1.19	-0.099	-2.96	894.010	0.010
43	29.80	1.16	-0.069	-2.04	888.040	0.005
44	28.80	1.14	-0.036	-1.03	829.440	0.001
45	28.70	1.11	0.000	0.00	823.690	0.000
46	26.90	1.09	0.040	1.08	723.610	0.002
47	25.80	1.06	0.087	2.25	665.640	0.008
48	23.70	1.04	0.145	3.45	561.690	0.021
49	15.40	1.02	0.230	3.54	237.160	0.053
Total	2515.70	223.96	-29.41	-2082.69	156346.95	30.07

Aplicación de la Distribución de Nash

$$Xi = \log \log \frac{T}{T-1} \quad Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N \quad X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$$

$$Q_m = 51.34 \quad X_m = -0.60$$

1) Calculamos los valores de a y b mediante las siguientes formulas:

$$a = Q_m - bX_m \quad b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \quad Q_{max} = a + b \log \log \frac{T}{T-1}$$

$$a = 23.66 \quad b = -46.12$$



DISTRIBUCIÓN NASH 4546132

2) Calculamos los valores de S_{xx} , S_{qq} y S_{xq} mediante las siguientes formulas:

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 \quad S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 \quad S_{xq} = N \sum Q_i x_i - (\sum Q_i)(\sum x_i)$$

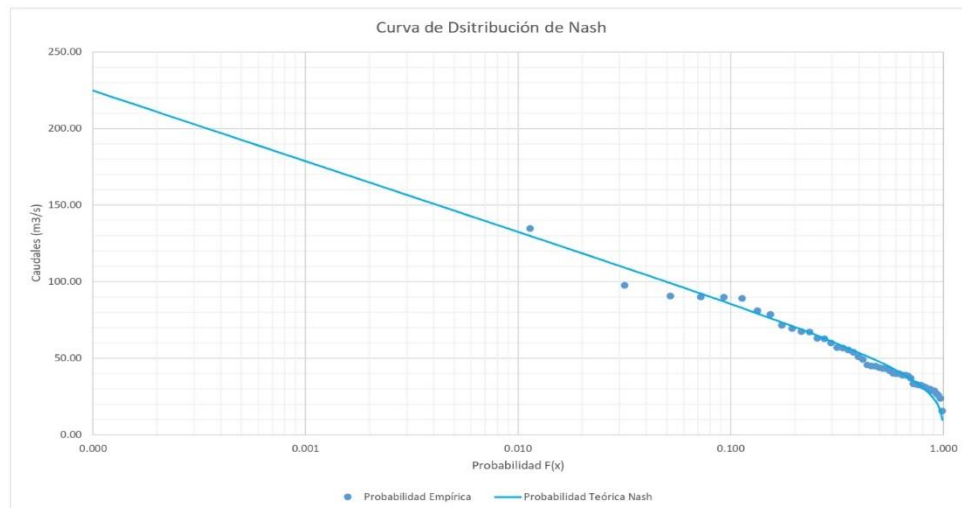
$$\begin{aligned} S_{xx} &= 608.33 \\ S_{qq} &= 1,332,254.06 \\ S_{xq} &= -28,057.67 \end{aligned}$$

$$X = \log \log \frac{T}{T-1}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} (S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}})}$$

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

Tr (años)	P de ser inferior	P de superar %	Qmax (m3/s)	x	ΔQ	Qdiseño (m3/s)
10000	0.9999	0.000	224.85	-4.362	11.03591	235.89
1000	0.9990	0.001	178.72	-3.362	9.325106	188.04
500	0.9980	0.002	164.83	-3.061	8.863358	173.69
300	0.9967	0.003	154.58	-2.839	8.543229	163.12
250	0.9960	0.004	150.92	-2.759	8.433536	159.35
200	0.9950	0.005	146.44	-2.662	8.302764	154.74
100	0.9900	0.010	132.51	-2.360	7.922875	140.43
80	0.9875	0.013	128.01	-2.263	7.809705	135.82
60	0.9833	0.017	122.21	-2.137	7.670873	129.88
50	0.9800	0.020	118.52	-2.057	7.587185	126.11
40	0.9750	0.025	114.00	-1.959	7.489482	121.49
30	0.9667	0.033	108.15	-1.832	7.371500	115.52
25	0.9600	0.040	104.43	-1.751	7.30156	111.73
20	0.9500	0.050	99.86	-1.652	7.221256	107.08
15	0.9333	0.067	93.92	-1.523	7.126646	101.05
10	0.9000	0.100	85.44	-1.340	7.011221	92.45
5	0.8000	0.200	70.41	-1.014	6.866715	77.27
4	0.7500	0.250	65.32	-0.903	6.835921	72.15
2	0.5000	0.500	47.70	-0.521	6.802409	54.51
1.5	0.3333	0.667	38.48	-0.321	6.830431	45.31
1.4	0.2857	0.714	35.85	-0.264	6.844118	42.69
1.3	0.2308	0.769	32.69	-0.196	6.863826	39.56
1.2	0.1667	0.833	28.68	-0.109	6.894076	35.57
1.1	0.0909	0.909	22.84	0.018	6.948213	29.79
1.05	0.0476	0.952	18.06	0.121	7.001365	25.06
1.01	0.0099	0.990	9.73	0.302	7.11233	16.84





DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA EMPÍRICA					
Ítem	AÑO	Qmax men (m3/s)	Qmax men ORDENADO	Prob. Emp. p(xi)	ob. Emp. Acum F(xi)
1	1965	41.70	134.60	0.011	0.989
2	1966	49.10	97.50	0.032	0.968
3	1967	38.90	90.60	0.052	0.948
4	1968	39.70	89.90	0.072	0.928
5	1969	59.90	89.80	0.093	0.907
6	1970	45.50	89.00	0.113	0.887
7	1971	44.70	81.00	0.134	0.866
8	1972	89.80	78.50	0.154	0.846
9	1973	62.60	71.40	0.174	0.826
10	1974	97.50	69.30	0.195	0.805
11	1975	36.90	67.40	0.215	0.785
12	1976	89.90	67.00	0.235	0.765
13	1977	40.00	62.90	0.256	0.744
14	1978	56.50	62.60	0.276	0.724
15	1979	71.40	59.90	0.296	0.704
16	1980	32.90	56.80	0.317	0.683
17	1981	53.90	56.50	0.337	0.663
18	1982	81.00	55.40	0.357	0.643
19	1983	50.90	53.90	0.378	0.622
20	1984	38.40	50.90	0.398	0.602
21	1985	44.90	49.10	0.419	0.581
22	1986	78.50	45.50	0.439	0.561
23	1987	32.30	44.90	0.459	0.541
24	1988	43.80	44.70	0.480	0.520
25	1989	55.40	43.80	0.500	0.500
26	1990	28.70	43.20	0.520	0.480
27	1991	29.80	43.10	0.541	0.459
28	1992	15.40	41.70	0.561	0.439
29	1993	32.50	40.00	0.581	0.419
30	1994	134.60	39.80	0.602	0.398
31	1995	33.20	39.70	0.622	0.378
32	1996	30.90	38.90	0.643	0.357
33	1997	25.80	38.80	0.663	0.337
34	1998	39.80	38.40	0.683	0.317
35	1999	43.20	36.90	0.704	0.296
36	2000	38.80	33.20	0.724	0.276
37	2001	90.60	32.90	0.744	0.256
38	2002	43.10	32.50	0.765	0.235
39	2003	56.80	32.30	0.785	0.215
40	2004	29.90	31.50	0.805	0.195
41	2005	28.80	30.90	0.826	0.174
42	2006	31.50	29.90	0.846	0.154
43	2007	62.90	29.80	0.866	0.134
44	2008	23.70	28.80	0.887	0.113
45	2009	26.90	28.70	0.907	0.093
46	2010	67.00	26.90	0.928	0.072
47	2011	69.30	25.80	0.948	0.052
48	2012	67.40	23.70	0.968	0.032
49	2013	89.00	15.40	0.989	0.011

2,515.70

Coeficiente de Asimetría (Ag)	Periodo de Retorno, (Años)									
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Nivel de probabilidad, (Porcentaje)									
	99	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.97	7.25
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973		
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889		
2.5			-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.6
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.8		
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705	4.444	6.2
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.91
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.66
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99	5.39
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.11
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.82
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.54
0.9			-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.25
0.7			-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.15
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.96
0.5			-0.083	0.808	1.323	1.901	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949	3.67
0.3			-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.38
0.1			-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.4	2.67	3.235
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.09
-0.1			0.017	0.836	1.270	1.716	2	2.252	2.482	2.95
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388	2.81
-0.3			0.050	0.853	1.245	1.643	1.89	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.54
-0.5			0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.4
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.72	1.88	2.016	2.275
-0.7			0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.15
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9			0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749	1.91
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.8
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351	1.465
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.28
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.13
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995	1
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907	0.91
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832		
-2.5			0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8	0.802
-2.6	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769		
-2.8	-3.973	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714		
-3.0	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Para el uso de esta distribución se convierte los valores de la serie a sus logaritmos decimales y se hallan los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} \text{Media} \quad \overline{\log x} &= \frac{\sum \log x}{n} = 1.6689 \\ \text{Desviación Estándar} \quad \sigma_{\log x} &= \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n - 1}} = 0.1905 \\ \text{Coeficiente de Asimetría} \quad A_g &= \frac{n \cdot \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n - 1) \cdot (n - 2) \cdot (\sigma_{\log x})^3} = 0.1387 \end{aligned}$$



DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

ITEM	AÑO	Q	Qordenado	log(x)	(log x) ³	log x - log x̄	(log x - log x̄) ²	(log x - log x̄) ³	Probab. Emp. (%)
		(m3/s)	(m3/s)						
1	1965	41.70	134.60	2.129	9.651	0.460	0.211706	0.097409	2.00
2	1966	49.10	97.50	1.989	7.869	0.320	0.102448	0.032791	4.00
3	1967	38.90	90.60	1.957	7.496	0.288	0.083058	0.023937	6.00
4	1968	39.70	89.90	1.954	7.458	0.285	0.081128	0.023108	8.00
5	1969	59.90	89.80	1.953	7.452	0.284	0.080853	0.022990	10.00
6	1970	45.50	89.00	1.949	7.408	0.280	0.078658	0.022060	12.00
7	1971	44.70	81.00	1.908	6.951	0.240	0.057387	0.013747	14.00
8	1972	89.80	78.50	1.895	6.804	0.226	0.051049	0.011534	16.00
9	1973	62.60	71.40	1.854	6.370	0.185	0.034139	0.006308	18.00
10	1974	97.50	69.30	1.841	6.237	0.172	0.029516	0.005071	20.00
11	1975	36.90	67.40	1.829	6.115	0.160	0.025514	0.004075	22.00
12	1976	89.90	67.00	1.826	6.089	0.157	0.024694	0.003881	24.00
13	1977	40.00	62.90	1.799	5.819	0.130	0.016827	0.002183	26.00
14	1978	56.50	62.60	1.797	5.799	0.128	0.016293	0.002080	28.00
15	1979	71.40	59.90	1.777	5.615	0.108	0.011772	0.001277	30.00
16	1980	32.90	56.80	1.754	5.399	0.085	0.007296	0.000623	32.00
17	1981	53.90	56.50	1.752	5.378	0.083	0.006909	0.000574	34.00
18	1982	81.00	55.40	1.744	5.300	0.075	0.005562	0.000415	36.00
19	1983	50.90	53.90	1.732	5.192	0.063	0.003926	0.000246	38.00
20	1984	38.40	50.90	1.707	4.971	0.038	0.001428	0.000054	40.00
21	1985	44.90	49.10	1.691	4.836	0.022	0.000491	0.000011	42.00
22	1986	78.50	45.50	1.658	4.558	-0.011	0.000119	-0.000001	44.00
23	1987	32.30	44.90	1.652	4.510	-0.017	0.000278	-0.000005	46.00
24	1988	43.80	44.70	1.650	4.495	-0.019	0.000347	-0.000006	48.00
25	1989	55.40	43.80	1.641	4.423	-0.027	0.000754	-0.000021	50.00
26	1990	28.70	43.20	1.635	4.375	-0.033	0.001119	-0.000037	52.00
27	1991	29.80	43.10	1.634	4.367	-0.034	0.001187	-0.000041	54.00
28	1992	15.40	41.70	1.620	4.253	-0.049	0.002381	-0.000116	56.00
29	1993	32.50	40.00	1.602	4.112	-0.067	0.004472	-0.000299	58.00
30	1994	134.60	39.80	1.600	4.095	-0.069	0.004767	-0.000329	60.00
31	1995	33.20	39.70	1.599	4.087	-0.070	0.004920	-0.000345	62.00
32	1996	30.90	38.90	1.590	4.019	-0.079	0.006238	-0.000493	64.00
33	1997	25.80	38.80	1.589	4.011	-0.080	0.006416	-0.000514	66.00
34	1998	39.80	38.40	1.584	3.977	-0.085	0.007157	-0.000605	68.00
35	1999	43.20	36.90	1.567	3.848	-0.102	0.010384	-0.001058	70.00
36	2000	38.80	33.20	1.521	3.520	-0.148	0.021842	-0.003228	72.00
37	2001	90.60	32.90	1.517	3.492	-0.152	0.023023	-0.003493	74.00
38	2002	43.10	32.50	1.512	3.456	-0.157	0.024664	-0.003873	76.00
39	2003	56.80	32.30	1.509	3.437	-0.160	0.025513	-0.004075	78.00
40	2004	29.90	31.50	1.498	3.364	-0.171	0.029111	-0.004967	80.00
41	2005	28.80	30.90	1.490	3.308	-0.179	0.032031	-0.005733	82.00
42	2006	31.50	29.90	1.476	3.213	-0.193	0.037349	-0.007218	84.00
43	2007	62.90	29.80	1.474	3.204	-0.195	0.037913	-0.007382	86.00
44	2008	23.70	28.80	1.459	3.108	-0.210	0.043906	-0.009200	88.00
45	2009	26.90	28.70	1.458	3.099	-0.211	0.044541	-0.009400	90.00
46	2010	67.00	26.90	1.430	2.923	-0.239	0.057206	-0.013682	92.00
47	2011	69.30	25.80	1.412	2.813	-0.257	0.066209	-0.017036	94.00
48	2012	67.40	23.70	1.375	2.598	-0.294	0.086543	-0.025459	96.00
49	2013	89.00	15.40	1.188	1.675	-0.481	0.231755	-0.111569	98.00
		Valores Totales		81.78	236.55	0.00	1.74	0.04	



DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

1) El valor de x para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir de:

$$\log x = \overline{\log x} + k \cdot \sigma \log x$$

Prob. %	Periodo de Retorno Tr (Años)	Coef. De Asimetría (Ag)			Log(x)	Qdiseño (m3/s)
		0.100 k1	0.139 k	0.200 k2		
0.1	1000	3.235	3.29	3.38	2.3	197.72
0.5	200	2.67	2.71	2.763	2.18	152.95
1	100	2.4	2.43	2.472	2.13	135.38
2	50	2.107	2.13	2.159	2.07	118.65
4	25	1.785	1.80	1.818	2.01	102.68
10	10	1.292	1.30	1.301	1.92	82.37
20	5	0.836	0.83	0.830	1.83	67.26
50	2	-0.017	-0.02	-0.033	1.66	46.19
80	1.25	0.000	-0.33	-0.850	1.61	40.38
99	1.01	0.000	-0.84	-2.178	1.51	32.23

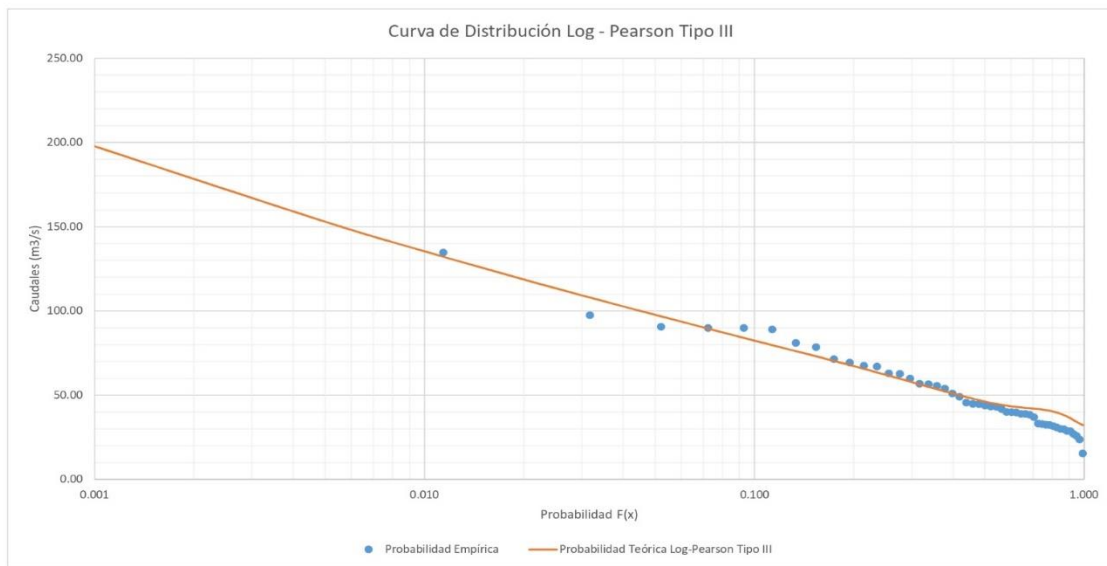


Gráfico Comparativo de las Diferentes Probabilidades Teóricas

