

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
AGRÍCOLA



“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”

TESIS

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Agrícola

Autor

Br. Reynaldo Chapoñan Suclupe

Tumbes, 2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
AGRÍCOLA



“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”

Tesis aprobada en forma y estilo por:

Dr. José Modesto Carrillo Sarango (Presidente)

ID 0000-0003-0841-3064

Dr. Eber Gines Tafur (secretario)

ID 0000-0003-0366-4438

Dr. Napoleón Puño Lecarnaque (Vocal)

ID 0000-0002-5008-8085

Tumbes, 2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
AGRÍCOLA



“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”

Los suscritos declaramos que la tesis es original en su contenido y forma.

Br. Reynaldo Chapoñan Suclupe (Autor)

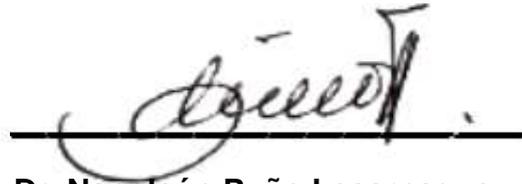
Dr. Napoleón Puño Lecarnaque (Asesor)

ID 0000-0002-5008-8085

Tumbes, 2024

CERTIFICACIÓN

El docente de la Universidad Nacional de Tumbes



Dr. Napoleón Puño Lecarnaque

Docente principal de la Universidad Nacional de Tumbes
Adscrito al Programa Académico de Ingeniería Agrícola

 **0000-0002-5008-8085**

CERTIFICA:

Que ha asesorado y revisado la tesis titulada
“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño
de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”
elaborado por el Bachiller Reynaldo Chapoñan Suclupe

Tumbes, 2024



UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUMBES
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
EX FUNDO FISCAL LA CRUZ-CAMPUS UNIVERSITARIO
SECRETARIA ACADÉMICA



ANEXO VIII

Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PRESENCIAL

En Tumbes, a los veinticinco días del mes de noviembre de dos mil veinticuatro, siendo las once horas, con veinte minutos (20), en el ambiente del Aula 01 del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto de la Facultad de Ciencias Agrarias, se reunieron el Jurado Calificador, designado mediante Resolución N°079-2024/UNTUMBES-VRACAD-FCA-D., **Dr. José Modesto Carrillo Sarango** (Presidente), **Dr. Eber Ginés Tafur** (Secretario), **Dr. Napoleón Puño Lecarnaque** (Vocal), **Mg. Deciderio Atoche Ortiz** (Accesitario) reconociendo en la misma resolución además, al **Dr. Napoleón Puño Lecarnaque**, como **Asesor**, se procedió a evaluar, calificar y deliberar la exposición de la tesis, titulado **"ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO EN CUENCAS SECAS PARA EL DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – CASO QUEBRADA FAICAL – TUMBES 2024"**, para optar el Título Profesional de INGENIERO AGRÍCOLA, presentado por el **Bach. Reynaldo Chapoñan Suclupe**, Concluida la sustentación y absueltas las preguntas, por parte del sustentante y después de la deliberación, el jurado en concordancia con el artículo N° 75 del Reglamento de Tesis, para Pregrado y Posgrado de la Universidad Nacional de Tumbes, declara aprobado al **Bach. REYNALDO CHAPOÑAN SUCLUPE**, por unanimidad, con el calificativo sobresaliente.

Se hace conocer al sustentante, que deberá levantar las observaciones finales, si los hubiere; al informe final de tesis, que el jurado le indica.

En consecuencia, queda apto para continuar con los trámites correspondientes a la obtención del título profesional de INGENIERO AGRÍCOLA, de conformidad con lo estipulado en la Ley Universitaria N° 30220, el Estatuto, Reglamento General, Reglamento General de Grados y Títulos y Reglamento de Tesis de la Universidad Nacional de Tumbes.

Siendo las doce horas y diez minutos del mismo día, se dio por concluida la ceremonia académica, procediendo a firmar el acta en presencia del público asistente.

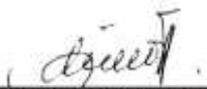
Tumbes, 25/11/2024

Dr. JOSÉ MODESTO CARRILLO SARANGO DNI N° <u>00223850</u> Código ORCID <u>0003-0941-3064</u> Presidente	Dr. EBER GINÉS TAFUR DNI N° <u>17542075</u> Código ORCID Secretario
Dr. NAPOLEÓN PUÑO LECARNAQUE DNI N° <u>06225-904</u> Código ORCID <u>0002-5008-8085</u> Vocal	

C.C. - JURADOS (03) -ASESOR -INTERESADO-ARCHIVO (Decanato)
S.acad.

“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”

por Chapoñan Suclupe Reynaldo


Dr. Napoleón Puño Lecarnaque
ASESOR DE TESIS
 0000-0002-5008-8085

Fecha de entrega: 28-oct-2024 08:14p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2499314371

Nombre del archivo: TESIS_REYNALDO_CHAPO_AN_SUCLUPE.docx (42.22M)

Total de palabras: 18657

Total de caracteres: 94914

“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”

INFORME DE ORIGINALIDAD

23%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

5%

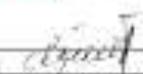
PUBLICACIONES

11%

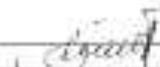
TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

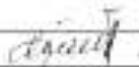
1	1library.co Fuente de Internet	6%
2	repositorio.unsm.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	Submitted to Universidad Nacional de Tumbes Trabajo del estudiante	2%
4	pdfcoffee.com Fuente de Internet	1%
5	repositorio.lamolina.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%


Dr. Napoleón Puño Lecarhaque
ASESOR DE TESIS
0986-6002-5038-8385

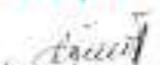
9	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	1 %
10	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	1 %
11	vsip.info Fuente de Internet	1 %
12	hdl.handle.net Fuente de Internet	1 %
13	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	1 %
14	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
15	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	cybertesis.unmsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
19	Submitted to Universidad de Piura Trabajo del estudiante	<1 %


 Dr. Napoleón Puño Lecamague
 ASESOR DE TESIS
 0300-0002-5000-8085

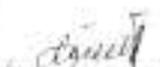
20	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	<1 %
21	issuu.com Fuente de Internet	<1 %
22	vdocumento.com Fuente de Internet	<1 %
23	apirepositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
24	distancia.udh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	repositoriotec.tec.ac.cr Fuente de Internet	<1 %
26	repositorio.umsa.bo Fuente de Internet	<1 %
27	repositorio.untrm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
28	vdocuments.mx Fuente de Internet	<1 %
29	Submitted to Universidad Nacional de Piura Trabajo del estudiante	<1 %
30	repositorio.ulvr.edu.ec Fuente de Internet	<1 %


 Dr. Napoleón Puño Lecarhaque
 ASESOR DE TESIS
 0000 0000 5000 0000

31	KLOHN CRIPPEN BERGER S.A.. "MEIA del Proyecto Minero Antamina por Incremento de Reservas y Optimización del Plan de Minado.- IGA0013037", R.D. N° 054-2011-MEM-AAM , 2021 Publicación	<1 %
32	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
33	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
34	repository.udistrital.edu.co Fuente de Internet	<1 %
35	repositorio.utn.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
36	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	<1 %
37	repositorio.uptc.edu.co Fuente de Internet	<1 %
38	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
39	dspace.ups.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
40	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %


 Dr. Napoleon Puno Lecarnaque
 ASESOR DE TESIS
 0980-0022-5030-8265

41	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
42	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
43	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
44	www.exa.unicen.edu.ar Fuente de Internet	<1 %
45	Submitted to Universidad de Huanuco Trabajo del estudiante	<1 %
46	pirhua.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
47	sigrid.cenepred.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
48	www.sidalc.net Fuente de Internet	<1 %
49	Submitted to Universidad Nacional Autonoma de Chota Trabajo del estudiante	<1 %
50	Submitted to Universidad Nacional Hermilio Valdizan Trabajo del estudiante	<1 %
51	ribuni.uni.edu.ni Fuente de Internet	<1 %


 Dr. Napoleón Puño Lecarnaque
 ASESOR DE TESIS
 2009-0002-5000-0005

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 15 words

Excluir bibliografía

Activo


Dr. Napoleón Pardo Lecanque
ASESOR DE TESIS
 0000-0002-5000-0005

DEDICATORIA

Con mucho amor a mis padres **Reynaldo** y **Olga**, a mis hermanos **Cristopher**, **Silvia** y **Jessica**, a mis Sobrinos **Álvaro**, **Fernanda**, **Ricardo**, **Sofia** y **Maryam**; quienes son mi motivación para ser un gran profesional.

Con amor
Reynaldo

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradecer a **Dios** todo Poderoso por estar siempre conmigo, por darme la vida y fuerza para seguir en este viaje de aprendizaje.

A mis padres **Reynaldo** y **Olga** por su esfuerzo del día a día para que no me faltará nada, por los valores inculcados y ser una persona de bien y por su apoyo incondicional durante toda mi vida.

A mi asesor el **Dr. Napoleón Puño Lecarnaque**, por guiarme en el desarrollo de esta investigación.

A la Escuela de Ingeniería Agrícola y a los Docentes que la conforman, por los aportes académicos brindados durante mi etapa de estudiante.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	XIII
AGRADECIMIENTO.....	XIV
INDICE DE TABLAS.....	XVIII
INDICE DE FIGURAS.....	XX
INDICE DE ANEXOS.....	XXIII
RESUMEN.....	24
ABSTRACT.....	25
CAPITULO I.....	26
1. MARCO INTRODUCTORIO.....	26
1.1. INTRODUCCIÓN.....	26
CAPITULO II.....	28
2. REVISIÓN DE LITERATURA.....	28
2.1. ANTECEDENTES.....	28
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	28
2.1.2 Antecedentes Nacionales.....	29
2.1.3 Antecedentes Regionales.....	30
2.2 MARCO TEORICO.....	31
2.2.1 Delimitación de una cuenca.....	31
2.2.2 Perímetro de la Cuenca (P).....	32
2.2.3 Pendiente media de una Cuenca (S).....	32
2.2.4 Pendiente media del cauce principal (S).....	32
2.2.5 Índice de Compacidad o Coeficiente de gravelius (kc).....	33
2.2.6 Orden de la Cuenca.....	33
2.2.7 Densidad de Drenaje.....	34
2.2.8 Curva Hipsométrica.....	35
2.2.9 Perfil Longitudinal.....	35
2.2.10 Máximas Avenidas.....	36
2.2.11 Métodos de determinación de Máximas Avenidas.....	36
2.2.12 Métodos Estadísticos o Probabilísticos.....	40
2.2.13 Métodos Históricos.....	42

2.2.14	Métodos Hidrológicos	43
2.2.15	Defensa Ribereña.....	44
2.2.16	Diques enrocados.....	45
2.2.17	Enrocados con roca al volteo	45
2.2.18	Con roca colocada.....	45
2.2.19	Gaviones	46
2.2.20	Espigones	46
2.2.21	Erosión	47
2.2.22	Inundaciones	47
2.2.23	Riesgo	48
2.2.24	Vulnerabilidad.....	48
2.3	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	49
2.3.1	Problemática Internacional.....	49
2.3.2	Problemática Nacional	49
2.3.3	Problemática Regional.....	50
2.3.4	Problemática Local	50
2.3.5	Formulación del Problema	50
2.4	JUSTIFICACIÓN	51
2.5	OBJETIVOS.....	51
2.5.1	Objetivo general.....	51
2.5.2	Objetivos específicos	51
2.6	FORMULACIÓN DE HIPOTESIS.....	52
2.6.1	Hipótesis General	52
2.6.2	Hipótesis Específicas:	52
2.7	VARIABLES	52
2.7.1	Variable dependiente:	52
2.7.2	Variable independiente:	52
CAPITULO III.....		53
3.	MATERIALES Y MÉTODOS	53
3.1	UBICACIÓN	53
3.1.1	Mapa de ubicación	53
3.1.2	Ubicación geopolítica.	54

3.2	MATERIALES Y MÉTODOS	54
3.2.1	Materiales	54
3.2.2	Equipos	54
3.2.3	Software o programas.....	54
3.3	MÉTODOS, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	55
3.3.1	Técnicas	55
3.3.2	Instrumentos de recolección de datos	55
3.3.3	Métodos.....	56
	CAPITULO IV	57
4.	RESULTADOS	57
4.1	Delimitación de la Sub cuenca faical	57
4.2	Características geomorfológicas de la Sub cuenca faical	72
4.3	Método de Creager	87
4.4	Método racional modificado.....	89
4.5	Método de iszkowski.....	100
4.6	Distribución Gumbel.....	103
4.7	Distribución log Pearson III.....	108
4.8	Diseño de las Características Hidráulicas de Una Defensa Ribereña	112
	CAPITULO V	125
5.	DISCUSIONES	125
	CAPITULO VI	127
6.	CONCLUSIONES	127
	CAPITULO VII	129
7.	RECOMENDACIONES	129
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	130
	ANEXOS.....	132
	PANEL FOTOGRAFICO.....	142

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas.	37
Tabla 2: Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores..	39
Tabla 3: Valores de γ_n , σ_n en función de n (número de datos)	40
Tabla 4: Valores de W, en función del periodo de retorno	41
Tabla 5: Valores de Skew	42
Tabla 6: Ubicación de Sub cuenca Faical	54
Tabla 7: Clases de valores de longitud de cauce principal	73
Tabla 8: Clases de valores de orden de jerarquización	75
Tabla 9: Clase de valores escurrimientos.....	76
Tabla 10: Cotas de la Sub cuenca faical	77
Tabla 11: Clase de valores de elevación media (m).....	77
Tabla 12: Clase de valores de pendiente de cauce	78
Tabla 13: Cuadro para el cálculo de la pendiente media de la cuenca.....	79
Tabla 14: Clase de valores de pendiente media de la cuenca.....	79
Tabla 15: Áreas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica	80
Tabla 16: Datos para el perfil longitudinal	81
Tabla 17: Resultado de pendientes por tramos	82
Tabla 18: Rectángulo Equivalente.....	84
Tabla 19: Clase de valores de densidad de drenaje.....	85
Tabla 20: Clases de valores de compacidad.....	86
Tabla 21: Clases de valores de forma.....	86
Tabla 22: Datos obtenidos para el método de Creager	88
Tabla 23: Datos estimados de caudales por método de Creager	88
Tabla 24: Datos estimados de precipitaciones (según Hydrognomon) de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 años.....	96
Tabla 25: Coeficientes de duración	97
Tabla 26: Datos estimados de caudales por método de Racional Modificado	98
Tabla 27: Caudal Máximo de Métodos Empíricos	99
Tabla 28: Precipitación máxima de 39 años (Estación de Matapalo).....	101
Tabla 29: Caudal estimado por método de Iszkowski.....	102
Tabla 30: Caudales máximos de 39 años de mayor a menor	103

Tabla 31: Periodo de frecuencia por cada caudal	105
Tabla 32: Caudal máximo según Gumbel.	107
Tabla 33: Parámetros hallados mediante método Log Pearson III.	109
Tabla 34: Caudal respecto al tiempo de retorno según Log Pearson III.	110
Tabla 35: Caudal Máximo de Métodos estadísticos	110
Tabla 36: Caudal de Diseño.....	111
Tabla 37: Ancho estable directo al Caudal	112
Tabla 38: Valores de k_i de acuerdo al tipo de Cauce	113
Tabla 39: Valores de F_b y F_s en función del material	114
Tabla 40: Cuadro comparativo del ancho estable	114
Tabla 41: Valores de x y $1/(x + 1)$ exponente para material no cohesivo en función al diámetro	116
Tabla 42: Coeficiente B para Socavación.....	117
Tabla 43: Valores para k_s	118
Tabla 44: Coeficiente recomendado para calcular el borde libre del muro de encauzamiento.....	120

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de Regiones Hidráulicas del Perú de Creager	37
Figura 2: Defensa Ribereña Permanente tipo Dique enrocado.	45
Figura 3: Defensa Ribereña Permanente tipo Gaviones	46
Figura 4: Defensa Ribereña Temporales tipo Espigones.	46
Figura 5: Mecanismo de la erosión por agua	47
Figura 6: Mapa de ubicación de la Sub cuenca Faical.....	53
Figura 7: Portal Geo GPS Perú	57
Figura 8: Ventanas para descargar las cartas nacionales, en este caso será la ventana 8C	57
Figura 9: Programa ArcGIS 10.8.2 donde se insertó las curvas de nivel	58
Figura 10: Convirtiendo la topografía de las curvas de nivel a un formato DEM...58	
Figura 11: Resultado de la conversión del Formato DEM	59
Figura 12: Se insertó Arc Hydro Tools (herramientas hidráulicas de arco)	59
Figura 13: Herramienta Fill (llenar), para llenar los espacios vacíos del DEM.	60
Figura 14: Resultado de la herramienta Fill.....	60
Figura 15: Herramienta Flow Direction (Dirección del flujo) para identificar la dirección del flujo de agua a base de la pendiente.	61
Figura 16: Resultado de la herramienta Flow Direction (Dirección del flujo)	61
Figura 17: Herramienta Flow Accumulation (Acumulación de flujo) para identificar los principales cauces de agua.	62
Figura 18: Resultado de la herramienta Flow Accumulation (Acumulación del flujo)	62
Figura 19: uso de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)	63
Figura 20: Resultado de la herramienta Stream definition (Definición de flujo).....	63
Figura 21: Usó de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo).	64
Figura 22: Resultado de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo)	64
Figura 23: Usó de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación)	65
Figura 24: Resultado de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación).....	65

Figura 25: Se insertaron los ríos de la carta nacional.....	66
Figura 26: Convertimos de ráster a polígono.....	66
Figura 27: Resultado de Raster to Polygon.....	67
Figura 28: Conocemos la zona de estudio Sub cuenca Faical.	67
Figura 29: Exportamos la Sub cuenca faical	68
Figura 30: Polígono de la Sub cuenca faical	68
Figura 31: Recortes de los ríos	69
Figura 32: Ríos de la Sub cuenca faical.....	69
Figura 33: Recortes de las curvas de nivel para la Sub cuenca faical	70
Figura 34: Curvas de nivel de la Sub cuenca faical	70
Figura 35: resultado del Área en Km ² y el Perímetro en Km.....	71
Figura 36: Ubicación de la Sub cuenca faical en el Google Earth	71
Figura 37: Determinación del área y perímetro	72
Figura 38: Determinación de la longitud total del cauce	72
Figura 39: Determinación de la longitud del cauce principal.....	73
Figura 40: Determinación de la longitud de las curvas de nivel	74
Figura 41: Determinación del orden de jerarquización	75
Figura 42: Determinación del número de escurrimientos	76
Figura 43: Determinación desnivel altitudinal	77
Figura 44: Determinación de la pendiente media de la cuenca	78
Figura 45: Clasificación de la pendiente.....	79
Figura 46: Determinación de la Curva Hipsométrica	80
Figura 47: Curva Hipsométrica de la Quebrada Faical	81
Figura 48: Determinación del perfil longitudinal.....	81
Figura 49: Pendiente por tramos	82
Figura 50: Rectángulo Equivalente	84
Figura 51: Mapa de método de creager	87
Figura 52: Ventana de Hydrognomon	91
Figura 53: Insertamos los datos de la precipitación de la estación de matapalo ..	91
Figura 54: Vamos a la herramienta de Hydrology	92
Figura 55: Curva de las precipitaciones	92
Figura 56: Curva de precipitación Log Normal y Log Pearson III.....	93
Figura 57: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 2 años.....	93
Figura 58: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 5 años.....	94

Figura 59: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 10 años.....	94
Figura 60: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 25 años.....	95
Figura 61: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 50 años.....	95

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Clasificación de Cuencas Hidrográficas	132
Anexo 2: Valores referenciales para Áreas de Cuencas	132
Anexo 3: Coeficientes de escorrentía método racional.....	132
Anexo 4: Frecuencias de áreas parciales de la Sub cuenca Faical	133
Anexo 5: Pendiente del Cauce Principal de la Sub Cuenca Faical	133
Anexo 6: Histograma de funciones de densidad de probabilidad (Log Normal) ..	134
Anexo 7: Gráfico de precipitación máxima diaria (mm)	134
Anexo 8: Datos de Precipitación de la Estación Matapalo.....	135
Anexo 9: Grafico de la Precipitación media Matapalo	136
Anexo 10: Parámetros estadísticos de la Estación Matapalo	136
Anexo 11: Datos dudosos de la Estación Matapalo Corregidos	137
Anexo 12: Valores para la prueba de datos dudosos	137
Anexo 13: Precipitaciones Máximas Anuales	138
Anexo 14: Gráfico de Precipitaciones Máximas Anuales.....	139
Anexo 15: Precipitación Corregida sobre la Cuenca	139
Anexo 16: Intensidad Máxima para diferentes periodos de retorno	139
Anexo 17: Matriz de Consistencia	140
Anexo 18: Sector el Caucho.....	142
Anexo 19: Recorrido en la Sub cuenca Faical.....	142
Anexo 20: Poza onda de la Sub cuenca Faical	143
Anexo 21: Intersección de la quebradilla el Guabo y la Sub Cuenca Faical	143
Anexo 22: Intersección de la quebradilla el Palomo y la Sub Cuenca Faical	144
Anexo 23: Parte baja de la Sub cuenca Faical	144
Anexo 24: Parte baja de la Sub cuenca Faical	145
Anexo 25: Puesto de vigilancia Fronteriza “El Caucho”	145
Anexo 26: Valor del coeficiente de escorrentía de 0.2, ya que la Sub cuenca cuenta con montañas y vegetación extensa.....	146
Anexo 27: Reconocimiento de la Sub cuenca Faical.....	146
Anexo 28: Reconocimiento de la Sub cuenca Faical.....	147
Anexo 29: Reconocimiento de la Sub cuenca Faical.....	147
Anexo 30: Zonas de posible Inundación.....	148
Anexo 31: MAPA DE LA SUB CUENCA FAICAL	149

RESUMEN

El propósito de la presente investigación fue Estimar el Caudal Máximo de Diseño con Métodos Empíricos y Métodos Estadísticos, para diseñar las características Hidráulicas de una obra de protección contra inundaciones (encauzamiento) en la Sub Cuenca Faical; para lo cual se usó un tipo de Estudio que corresponde a una Investigación Aplicada, ya que se llegó al cálculo del Caudal Máximo de Diseño a través de dichos métodos, con la finalidad de dar solución al problema de inundaciones y erosión en la Sub Cuenca Faical; bajo un diseño no experimental de corte Transversal-Descriptivo-correlacional, ya que no se necesitó un grupo de control y tampoco un grupo Experimental; pues la información analizada correspondió a un periodo de tiempo y esto conllevó a la descripción de sus variables. Usando una población constituida por el número infinito de cuencas secas presentes en la Región de Tumbes; y la muestra está constituida por la Sub Cuenca hidrográfica Faical con un Área de $139,989 \text{ km}^2$. Los Métodos para el cálculo del Caudal Máximo (m^3/s) para periodo de retorno en años de (2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500) en cuencas Secas fueron: El Método de Creager, el Método Racional Modificado, el Método de Iszkowski, el Método de Gumbel y el Método Log Pearson III, Concluyéndose que: Los caudales máximos obtenidos a partir de los Métodos empíricos en la Sub Cuenca Quebrada Faical resultan del promedio de los resultados entre los métodos: método de Creager y Racional Modificado definido para cada periodo de retorno, así como lo demuestra la tabla de resultados (Tabla 26), y también los caudales máximos obtenidos a partir de los Métodos estadísticos resultan del promedio del Método Gumbel y del Método Log Pearson III, para cada tiempo de retorno, así como lo demuestra la tabla de resultados (Tabla 34), y para el caudal de diseño se obtiene a partir del promedio de los Métodos Empíricos y Métodos Estadísticos, para cada tiempo de retorno, así como lo muestra la (Tabla 35) y mediante las cuales se pudo calcular la velocidad erosiva del cauce que resulta de 2,86 m/s generando una profundidad de socavación de 3,00 m.

Palabras Claves: Sub Cuenca Faical, Caudal Máximo, Método de Creager, Método Racional Modificado, Método de Iszkowski, Método de Gumbel, Método Log Pearson III.

ABSTRACT

The purpose of this research was to estimate the maximum design flow rate using empirical and statistical methods to design the hydraulic characteristics of a flood protection project (channeling) in the Quebrada Faical sub-basin; for which a type of study that corresponds to an applied research was used, since the maximum design flow rate was calculated through these methods, in order to solve the problem of flooding and erosion in the Quebrada Faical sub-basin; under a non-experimental design of transversal-descriptive-correlational section, since a control group and neither an experimental group were needed; since the information analyzed corresponded to a period of time and this led to the description of its variables. Using a population consisting of the infinite number of dry basins present in the Tumbes Region; and the sample consists of the Quebrada Faical Hydrographic Sub-Basin with an Area of 139,989 km². The Methods for calculating the Maximum Flow (m³/s) for return period in years of (2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 500) in Dry basins were: The Creager Method, the Modified Rational Method, the Iszkowski Method, the Gumbel Method and the Log Pearson III Method, concluding that: The maximum flows obtained from the empirical Methods in the Quebrada Faical Sub-Basin result from the average of the results between the methods: Creager method and Modified Rational defined for each return period, as shown in the results table (Table 26), and also the maximum flows obtained from the statistical Methods result from the average of the Gumbel Method and the Log Pearson III Method, for each return time, as shown in the results table (Table 34), and for the design flow it is obtained from the average of the Empirical Methods and Statistical Methods, for each return time, as shown in (Table 35) and through which the erosive speed of the channel could be calculated, which is 2,86 m/s, generating a scour depth of 3,00 m.

Keywords: Faical Sub-Basin, Maximum Flow, Creager Method, Modified Rational Method, Iszkowski Method, Gumbel Method, Log Pearson III Method.

CAPITULO I

1. MARCO INTRODUCTORIO

1.1. INTRODUCCIÓN

Este proyecto de tesis se realizó porque no cuenta con el recurso hídrico de manera frecuente ya que es una Sub cuenca seca que no tiene registros meteorológicos, solamente estas Sub cuencas secas se activan cuando hay intensas lluvias en el mes de marzo en la Región de Tumbes, por eso es importante hacer una estimación de caudal máximo en la Sub cuenca seca Faical para poder estimar el caudal aproximado y se pueda hacer el diseño de defensas ribereñas para mitigar el impacto de inundaciones y proteger a miles de familias y campos de cultivos.

También se determinó las características geomorfológicas de la Sub cuenca seca mencionada anteriormente, también el perfil longitudinal que fue obtenido por el Software ARCGIS 10.8.2 con la finalidad de ver las diferentes alturas desde su nacimiento a su desembocadura. La utilidad de este perfil longitudinal es conocer las pendientes en diferentes tramos del cauce, para poder realizar trabajos como control de aguas, puntos de captación o la ubicación de posibles centrales hidroeléctricas gracias a las fuertes pendientes.

Se estimó el Caudal Máximo de Diseño con Métodos Empíricos y Estadísticos, para diseñar las características Hidráulicas de una obra de protección contra inundaciones (encauzamiento) en la Sub Cuenca Faical; para lo cual se va usar un tipo de estudio que corresponde a una Investigación Aplicada, ya que se va llegar al cálculo del Caudal Máximo de Diseño a través de dichos métodos.

Los Métodos para el cálculo del Caudal Máximo (m^3/s) para periodo de retorno en años de (2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 500) en cuencas Secas van hacer: El Método Racional Modificado, El Método de Creager, el Método de Iszkowski, el Método de Gumbel y el Método de Log Pearson III

Se dio a conocer los conceptos básicos, procedimientos, cálculos y resultados respectivos a la presente investigación como producto el caudal máximo de

diseño en la Sub cuenca Faical. Por esa razón al momento de diseñar infraestructuras fluviales como Defensas ribereñas siempre se tendrá que considerar un caudal de diseño del lugar donde se plantea construir.

CAPITULO II

2. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Gonzales Espinoza F. Miller & Ortegón Carreno J. David (2016). Tesis: Cálculo del Caudal de la Cuenca Hidrológica de la quebrada Guaguaqui, del Departamento de Boyacá, por el Método Racional. Concluyo: La cuenca hidrográfica de la quebrada seca tiene una longitud de 12,86 Km, en su cauce principal; El tiempo de concentración es 118 minutos, este tiempo determina la intensidad a partir de las curvas IDF suministradas por el proyecto de grado: construcción y análisis de curvas Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF) para las estaciones de Otanche y Villa Luisa en el departamento de Boyacá. elaborado por cesar Oswaldo Bohórquez Salgado. En función de los periodos de retorno, 5 años corresponde a una intensidad de 49 mm/h, 10 años una intensidad de 55 mm/h, 25 años una intensidad de 67 mm/h, para 50 años una intensidad de 73 mm/h y para 100 años una intensidad de 82 mm/h.

La cuenca del rio Chirche, es una microcuenca alargada oval oblonga, lo cual influye de manera directa en la eficiencia que presenta la red de drenaje con alta tendencia a crecientes por su coeficiente de forma y de compacidad. Lo que indica que, al momento de presentarse una lluvia, el agua escurrirá por los tributarios, el tiempo que tardara en viajarla crecida es bajo. En relación con el tiempo que tardaría en una cuenca que contenga ríos predominantemente largos, gracias a esto se puede decir que es una densidad de drenaje pobre.

Debido a que en el momento de calcular la elevación media de la hoya y la mediana a partir de la curva hipsométrica los valores son diferentes, se puede inferir que la hoya no se ajusta a una distribución normal de probabilidad.

Con la creación gráfica de la distribución entre área del rectángulo equivalente se puede apreciar la densidad de pendientes intensificadas entre los 500 a 650 msnm y los 1450 a los 1900 msnm.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Palmer Murga, Gianmarco (2020). Tesis: Estudio comparativo de los métodos L-moments y Creager en la optimización de obras hidráulicas en tributarios no aforados del río Tumbes. Concluyo: Se determinó que la calidad predictiva, a nivel de cuenca, favorece al método Creager, método que obtuvo un error cuadrático medio de 1517.4 y un coeficiente de determinación de 0.9935, frente a 1605.4 y 0.9692, respectivamente, del método L-moments. Sin embargo, ambas muestran valores muy lejanos de la prueba “gold estándar” con diferencias ente 1000 a 3000 m³/s (diferencia inaceptable). Mientras Creager muestra valores sumamente elevados L-moments muestra valores muy por debajo. En ambas situaciones su utilización generaría sub y sobre dimensionamientos, por lo que se concluye que la aplicación de cualquiera de los dos métodos en cuencas de áreas extensas resulta inadecuada en la zona de estudio.

Canllahui, (2013). Tesis: “Análisis Comparativo de métodos de estimación de Avenidas de Diseño del Rio Verde-Cabañilla-Puno” Concluyó que: “Del análisis comparativo efectuado se establece que las avenidas de diseño estimado con métodos empíricos, Mac Math y los métodos probabilísticos Distribución Log-Pearson tipo III y distribución log Gumbel existe mucha diferencia en los resultados obtenidos, no dan resultados muy próximos a los obtenidos con el método empírico Racional, Hidrograma Unitario y los métodos probabilístico distribución Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3, distribución, Gumbel, de resultados muy próximos pero de valores diferentes para igual periodos de retorno, quedando a criterio la selección del valor más probable el mismo que debe tener una relación con la importancia de la obra hidráulica”.

2.1.3 Antecedentes Regionales

Garabito Infante, A. Stefany (2020) Tesis: “Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensa ribereña - caso quebrada Casitas - Bocapán Tumbes-2020”. Concluyo: El caudal máximo de diseño para un periodo de retorno de 50 años en la cuenca seca caso quebrada Casitas Bocapán es de: 635.84 m³/s.

Se aplicó el método Creager para determinar el caudal máximo, donde se obtuvieron 1843.82 m³/s para un tiempo de retorno de 50 años, es necesario mencionar que Creager es un método general con parámetros a utilizar a nivel nacional, el único dato que requiere es el área de cuenca y no considera datos de precipitación ni las características fisiográficas de la cuenca; por lo tanto, los resultados difieren considerablemente respecto a los métodos estadísticos de frecuencia y la validación de los mismos; teniendo en cuenta además que son métodos empíricos, siendo prácticos para cuencas pequeñas.

Con el método empírico de Iszkowski a través de información de precipitación se logró elaborar una data histórica de 30 años, teniendo un caudal máximo de 661.08 m³/s en el año de 1998 y un caudal mínimo 29.10 m³/s en el año de 1996.

Mediante el método de Manning se validó la información obtenida por Gumbel y Log Pearson III obteniendo un caudal de 615.95m³/s y 635.84 m³/s respectivamente.

Atoche Balladares, M. Gabriel & alemán Marchan, W. Jozimar (2019). Tesis: Estimación de caudales máximos en Cuencas secas y aplicación en diseños obras de defensas ribereñas: caso Quebrada Angostura, Tumbes, 2019. Concluyo: Los caudales máximos obtenidos a partir de los modelos hidrológicos en la Cuenca Angostura cabuyal resultan del promedio de los resultados entre los métodos racional modificado y el método de Creager definido para cada periodo de retorno obteniendo caudales en un rango desde los 227.41 m³/s hasta alcanzar 1213.33 m³/s entre 2 y 500 años

de periodo de retorno respectivamente, así como lo demuestra la tabla de resultados (Tabla N°43).

La Cuenca hidrográfica Angostura Cabuyal posee una superficie de 187.81 km² y un perímetro de 79.16 km estos valores definen que la cuenca en mención es pequeña sustentado en la Figura 44 de los Anexos de esta investigación. La cuenca tiene una forma muy poco Achatada según Figura 45 de anexos, ya que su factor de forma corresponde a 0.16. Así mismo posee un Índice de compacidad o Coeficiente de gravilius de 1.62, lo que nos indica que es una cuenca Oblonga Rectangular alargada según Figura 46 de los Anexos.

Se consideró el caudal máximo de la Cuenca Angostura para un periodo de retorno de 50 años que es de 802. 17 m³/s según Tabla 43 y una pendiente de la parte Baja de La cuenca de 0.5 % según la Tabla 18 como datos base para calcular los parámetros hidráulicos de una Defensa Ribereña, obteniendo: Un ancho Estable (B) de 106 m, una Superficie libre de (T) 114.02m, Un talud (Z) de 2, Un Área Húmeda de 220.57 m². Un perímetro Húmedo de 114.97 m, Un Bordo libre (Bl) de 0.8 m, una velocidad de 3.639 m/s y una profundidad de socavación es de 2.5 m que al sumarle el tirante hidráulico de 2 m nos general el tirante de socavación de 4.5 m

2.2 MARCO TEORICO

2.2.1 Delimitación de una cuenca

Es la parte más importante de la caracterización de una cuenca. Esta delimitación se obtiene, al trazar una línea imaginaria sobre las divisorias de aguas en las llanuras de un cauce, la misma permite observar con claridades cual es el límite que separa a las cuencas vecinas, permitiendo así distribuir el escurrimiento a consecuencia de las precipitaciones producidas en la parte alta de dichas llanuras **(Campomanes, 2015)**.

2.2.2 Perímetro de la Cuenca (P)

Es la longitud total de los límites de la cuenca; El perímetro (P) es la longitud del límite externo de la cuenca y depende del área y la forma que tenga cuenca (Campomanes, 2015).

2.2.3 Pendiente media de una Cuenca (S)

Es el promedio ponderado entre todas las pendientes que corresponden a las áreas fundamentales en las que se pueda considerar constante a la pendiente Máxima. Esta pendiente se calcula desde tiempos antiguos al dividir el desnivel de cotas con la longitud del cauce (Campomanes, 2015). Su fórmula matemática es:

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

2.2.4 Pendiente media del cauce principal (S)

Tenazoa, (2018) sostiene:

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales, escurre con una velocidad que depende directamente del declive de estos, así a mayor declividad abra mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media de la quebrada, es un parámetro empleado para determinar la declividad del curso del agua entre dos puntos, que generalmente lo constituye la naciente y su desembocadura en otro río.

$$S = \frac{HM - Hm}{L}$$

Donde:

S = Pendiente media de la quebrada

L = Longitud del cauce principal en m

HM = Altitud maxima msnm

Hm = Altitud minima msnm

2.2.5 Índice de Compacidad o Coeficiente de gravelius (kc)

Campomanes (2015) afirma que este índice, es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo de la misma área.

Villón, (2002) manifiesta que este índice de compacidad, trata de expresar la influencia del perímetro y el área de la cuenca en la escorrentía, particularmente las características del hidrograma. También se le conoce como factor de forma de la cuenca, pues si $K_c=1$, la cuenca será de forma redonda, pero si K_c esta será una cuenca alargada. Haciendo un análisis matemático obtenemos lo siguiente:

$$K_c = \frac{\text{Perímetro de la cuenca (P)}}{\text{Perímetro de un Círculo de igual área al de la cuenca (P_0)}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi r} \dots\dots\dots(1)$$

Hallando radio:

$$A = \pi r^2 \dots\dots\dots(2)$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \dots\dots\dots(3)$$

Sustituimos 3 en 1:

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

2.2.6 Orden de la Cuenca

Villon, (2002) manifiesta,

Que antes de enfocarnos en el orden de las corrientes que pertenecen a la cuenca, debemos conocer la clasificación de cada una de ellas, que dependen exclusivamente del escurrimiento y condiciones climáticas de la conocida Cuenca Hidrográfica.

Estas corrientes pueden ser:

✓ **Corriente Efímera:** Esta corriente solo conduce agua cuando hay precipitaciones, luego se seca

✓ **Corriente Intermitente:** Lleva agua la mayor parte del año, principalmente en épocas de precipitaciones fuertes, este aporte desciende cuando el Nivel Freático o la también conocida Tabla de Agua desciende por debajo del lecho del cauce

✓ **Corriente Perenne:** Contiene agua todo el año, ya que aun en épocas de sequía en abastecida por el Nivel Freático que se encuentra por encima del lecho del Cauce.

Por lo que llega a la conclusión, de que el orden de la cuenca, es una clasificación que nos da como resultado el grado de ramificación dentro de la cuenta. Para hacer esto debemos contar con unos planos donde estén bien definidos cada corriente o afluente ya sean Efímeras, Intermitentes o perennes.

2.2.7 Densidad de Drenaje

Villón, (2002) nos expresa que esta característica nos da como resultado una información real y concisa de la longitud de los afluentes por unidad de área, es decir: $D_d = \frac{L}{A}$

Donde:

D_d : Densidad de drenaje

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

A: Área de la cuenca en Km²

Campomanes (2015) afirma: “Una densidad alta refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la

precipitación; una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta.

2.2.8 Curva Hipsométrica

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud y la superficie de la cuenca que queda por debajo de dicha altitud

El investigador **Villón, (2002,)**. Para realizar esta curva se siguen los siguientes pasos:

- ✓ Se marcan sub áreas de la cuenca siguiendo las curvas o también llamadas ondas de nivel, por ejemplo, de 100 en 100 m.
- ✓ Con el planímetro o balanza analítica, se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- ✓ Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.
- ✓ Se determina el área acumulada que queda sobre la altitud del contorno.
- ✓ Se plotean las altitudes, versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre las altitudes.

2.2.9 Perfil Longitudinal

Los perfiles longitudinales, son los planos en los que se reflejan las diferencias altimétricas de un itinerario o de dos puntos en concreto, reflejando en dichos planos las distintas pendientes y distancias parciales y a origen de la traza (trayecto). Dichos perfiles nos servirán como reflejo del comportamiento del terreno tanto en (proyectos de viviendas, terrazas y bancales) como en ingeniería (proyectos de trazados de vías públicas, canalizaciones etc)

2.2.10 Máximas Avenidas

(Villon, 2002) Indica que los “Caudales máximos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistema de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades plantaciones, alcantarillas, vertederos de demasía, luz de puentes, debe estimar el caudal de diseño, que, para esos casos, son los caudales máximos.”

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de la misma.

2.2.11 Métodos de determinación de Máximas Avenidas

➤ Método de Creager

García M., (2011)

“Este método, originalmente desarrollado por Creager, fue adaptado para el territorio peruano por Wolfgang Trau y Raúl Gutiérrez Yrigoyen.” Así mismo indica que “La aplicación de este método permite la estimación de los caudales máximos diarios en cuencas sin información, para diferentes periodos de retorno, tomando el área de la cuenca como el parámetro de mayor incidencia en la ocurrencia de caudales máximos.”

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

Donde:

Q_{max}: caudal máximo para un periodo de retorno *Tr*, en m³/s

A: área de la cuenca aportante, en km²

T: periodo de retorno, en años

C₁, C₂: coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas **m**,

n: exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas.



Figura 1: Mapa de Regiones Hidráulicas del Perú de Creager

Para cada una de las zonas que se identifican, se establecerá el conjunto de coeficientes y exponentes indicados en el cuadro siguiente:

Tabla 1: Coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas.

Región	C_1	C_2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: García M., (2011)

➤ **Método de Iszkowski**

$$Q = m * C * P (A * 10^{-3})$$

Donde:

Q: descarga máxima (m³/s)

A: área de la Sub cuenca (Km²)

P: precipitación total anual promedio (mm)

m: factor por el tamaño de la cuenca

C: coeficiente de la morfología de la cuenca

➤ **Fórmula racional modificada**

García M., (2011)

Normalmente la fórmula racional tiene aplicación para cuencas pequeñas, de hasta 10 ó 20 km² según señalan algunos autores. Ello hace de este método un procedimiento ideal para la determinación del caudal Q_{max} en el diseño de sistemas de drenaje pluvial o en el proyecto de las obras de drenaje de carreteras. Cuando se aplica la fórmula racional a cuencas mayor tamaño, usualmente se obtiene valores del caudal bastante elevados.

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

Donde:

Q máx: caudal de diseño, correspondiente al periodo de retorno seleccionado, en m³/s

A: Superficie de la cuenca (en Km²)

K: Coeficiente de uniformidad.

I: Intensidad de lluvia, en mm/h, correspondiente a la duración y período de retorno considerados.

C: Coeficiente de escorrentía.

➤ **Periodo de Retorno**

Villon, (2002),

Refiere al periodo de retorno como el intervalo de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud Q puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio, si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \text{ o } T = \frac{1}{P}$$

Donde:

P= Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q.

T= Periodo de Retorno

Tabla 2: Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente, alcantarillas sobre carretera menos importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje latera l de los pavimentos.	1 – 2
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 –50
Puente sobre carretera importante	50 – 100

Fuente: (Villon, M, 2002)

Chávez, (2005),

La selección de la avenida de diseño debe considerarse los beneficios que se espera obtener con la construcción de la obra, los problemas constructivos que influyen particularmente en la protección de zonas agrícolas y/o urbanas, los beneficios por la disminución en las pérdidas materiales y humanas, entre otros.

2.2.12 Métodos Estadísticos o Probabilísticos

(basados en la existencia de información hidrométrica o de aforos)

Tenazoa, (2018)

Estos métodos permiten a través de un registro histórico de máximas avenidas, estimar la avenida de diseño mediante su probable distribución en diversos periodos de retorno.

Cuanto mayor sea el tamaño del registro o extensión de la información, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño.

Existen varios métodos estadísticos para realizar el estudio de caudales máximos y poder determinar el caudal de diseño, entre ellos y los usados tenemos:

➤ **Distribución Gumbel**

Las distribuciones de valores extremos del fenómeno de las máximas avenidas, pueden expresarse en la forma:

Tabla 3: Valores de y_n , σ_n en función de n (número de datos)

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	26	0.532	1.0961	44	0.5458	1.1499
9	0.4902	0.9288	27	0.5332	1.1004	45	0.5463	1.1519
10	0.4952	0.9497	28	0.5343	1.1047	46	0.5468	1.1538
11	0.4996	0.9676	29	0.5353	1.1086	47	0.5473	1.1557
12	0.5053	0.9833	30	0.5362	1.1124	48	0.5477	1.1574
13	0.507	0.9972	31	0.5371	1.1159	49	0.5481	1.159
14	0.51	1.0095	32	0.538	1.1193	50	0.5485	1.1607
15	0.5128	1.0206	33	0.5388	1.1226	100	0.56	1.2065
16	0.5157	1.0316	34	0.5396	1.1255	150	0.5646	1.2253
17	0.5181	1.0411	35	0.5403	1.1285	200	0.5672	1.236
18	0.5202	1.0493	36	0.541	1.1313	250	0.5688	1.2429
19	0.522	1.0566	37	0.5418	1.1339	300	0.5699	1.2479
20	0.5236	1.0628	38	0.5424	1.1363	400	0.5714	1.2545
21	0.5252	1.0696	39	0.543	1.1388	500	0.5724	1.2588
22	0.5268	1.0754	40	0.5436	1.1413	750	0.5738	1.2651
23	0.5283	1.0811	41	0.5442	1.1436	1000	0.5745	1.2685
24	0.5296	1.0864	42	0.5448	1.1458			
25	0.5309	1.0915	43	0.5453	1.148			

Fuente: Tenazoa, (2018)

Tabla 4: Valores de W, en función del periodo de retorno

Tr (Años)	W
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2504
25	3,1986
50	3,9019
100	4,6002

Fuente: Tenazoa, (2018)

➤ **Distribución Log Pearson Tipo III**

Monsalve, (1995)

Existen métodos que simplifican todo el procedimiento de cálculo de los parámetros de Log Pearson, por la complejidad de desarrollar estas ecuaciones; una manera rápida es utilizando una forma simplificada, y utilizando tablas especialmente elaboradas, la cual relaciona el coeficiente de asimetría con la probabilidad y periodo de retorno, estableciéndose la siguiente ecuación:

$$\text{Log}Q_{tr} = \overline{\text{Log}Q} + K_{tr} * \sigma \text{Log}Q$$

Donde:

a) Logaritmo de la media

$$\overline{\text{Log}Q} = \frac{\sum \text{Log}Q_i}{n}$$

b) Factor de Skiw

$$K_{tr} = \frac{n \sum (\log Q_1 - \log \bar{Q})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log Q)^3}$$

c) Logaritmo de la desviación estándar

$$\sigma \text{Log}Q = \sqrt{\frac{\sum (\log Q - \log \bar{Q})^2}{n-1}}$$

Tabla 5: Valores de Skew

T_r	$P = \left(\frac{1}{T_r}\right) * 100$	K_{T_r}
2	50	0,0136
5	20	0,8372
10	10	1,2724
25	4	1,7230
50	2	2,0108
100	1	2,2668
200	0,5	2,5008
1000	0,1	2,9780

Fuente: Tenazoa, (2018)

2.2.13 Métodos Históricos

Tenazoa, (2018) Este método está basado en que el cálculo de la avenida, está referida a los máximos niveles alcanzados por el agua y que quedan señalizados en algún punto del cauce del río o fuera de él.

Para ello será necesario recopilar los datos acerca de las avenidas ocurridas, pero presenta dificultades respecto la carencia de datos, así como la calidad de la información que se pueda percibir.

Métodos directos o hidráulicos

Tenazoa, (2018) Para determinar el caudal máximo, es necesario conocer ciertos parámetros, los mismos que se obtendrán directamente en el campo, es decir en el lugar de emplazamiento de la estructura proyectada o llamado también punto de interés, para lo cual será necesario disponer de: Levantamiento topográfico a curvas de nivel y se presenta en los Planos en Planta. Perfil longitudinal del cauce del río en una longitud mínima de 500 m agua arriba y 500 m aguas abajo del punto de interés. Plano de sección transversal del río, donde se debe indicar el nivel de aguas máximas extraordinarias. Luego se determinan los siguientes parámetros:

- ✓ Área hidráulica máxima (A)
- ✓ Rugosidad del cauce en el punto de interés (n)

- ✓ Pendiente (s) del cauce en la sección de interés.
- ✓ Radio Hidráulico máximo (R)

Luego, estos valores se remplazarán en la ecuación de Manning, obteniéndose así el caudal máximo en m³/seg.

2.2.14 Métodos Hidrológicos

Tenazoa, (2018) Tienen como objetivo:

La representación matemática del proceso o fenómeno de la 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 en forma aceptable el fenómeno, en base a parámetros como precipitaciones máximas y características físicas de la cuenca. Existen desventajas al extrapolar algunas de sus variables, por la irregularidad de las lluvias en la cuenca, y determinar las pérdidas por infiltración, que pueden distorsionar al estimar las avenidas a partir de las lluvias. Entre los métodos hidrológicos sobresalen:

- ✓ Método de Hidrograma Unitario, triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos, etc.
- ✓ Método de Isócronas(racional)
- ✓ Método de Isoyetas

Con la definición de la información hidrométrica de los cursos de agua que drenan en una cuenca, considerando las características fisiográficas, geomorfológicas y de la cobertura vegetal, se podrá aplicar metodologías o relaciones matemáticas existentes, que más se ajustan a la realidad geográfica de la zona.

2.2.15 Defensa Ribereña

Teran, (1998) Conceptualiza:

Son estructuras que protegen de las crecidas de los ríos las áreas aledañas a estos cursos de agua. La protección contra inundaciones incluye tanto los medios estructurales como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación.

✓ **Medidas de prevención**

Teran, (1998) indica

son el conjunto de medidas tendientes a solucionar o prevenir problemas generados por la energía erosiva del agua. Entre las medidas de prevención y control se tiene.

✓ **Medidas agronómicas**

Teran, (1998) indica que:

Estas son las mejores defensas contra la inundación y la erosión del río, y viene a ser el conjunto de variedades de árboles y arbustos de buena densidad, que existe en ambos márgenes del lecho de río, manteniendo espesores de 30 - 40 m, que es la garantía de su protección.

- Defensas vivas-forestadas
- Defensas vivas-naturales

✓ **Medidas estructurales.**

Teran, (1998)

Son todas aquellas medidas que consisten en estructuras diseñadas en base a los principios de la ingeniería, para controlar la erosión producto de la escorrentía superficial.

En la hidrología, es necesario tener en cuenta los 'registros hidrológicos, es decir las descargas de los ríos y la frecuencia con las que estas se producen; por lo general se recomienda 50 años de registro anteriores al año de ejecución, para determinar el periodo de retorno y la descarga máxima de diseño.

2.2.16 Diques enrocados

Teran, (1998),

Son estructuras conformadas en base a material de río dispuesto en forma trapezoidal y revestido con roca pesada en su cara húmeda; pueden ser continuos o tramos priorizados donde se presenten flujos de agua que actúan con gran poder erosivo.

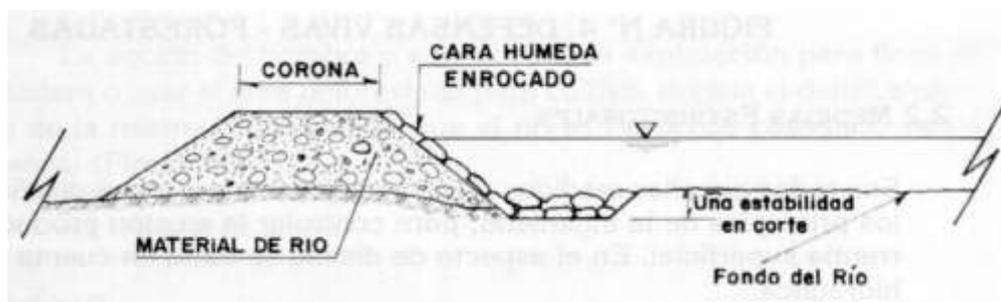


Figura 2: Defensa Ribereña Permanente tipo Dique enrocado.

2.2.17 Enrocados con roca al volteo

Teran, (1998) “Son los revestidos con roca pesada al volteo o colocado en forma directa por los volquetes, puede ser en forma parcial, solo la cara húmeda o en forma total, uña y cara húmeda”.

2.2.18 Con roca colocada

Teran, (1998) “Cuando la roca es colocada con empleo de cargador frontal, excavadora o pala mecánica, en la uña y cara húmeda de terraplén. El volumen de roca empleado es menor y el talud que se logra es estable y guarda las especificaciones de diseño”

2.2.19 Gaviones

Teran, (1998) afirma:

Son estructuras flexibles construidas por una red de mallas hexagonal tejidas a doble torsión. Se compone de alambre galvanizado con un recubrimiento plastificado, que debe garantizar una vida útil adecuada del alambre.



Figura 3: Defensa Ribereña Permanente tipo Gaviones

2.2.20 Espigones

Teran, (1998) Dentro de las obras de carácter temporal,

son las que demuestran mayor eficiencia de trabajo de control. En si vienen a ser acumulaciones de material de río dispuestos en forma trapezoidal, revestidas con roca pesada. Construidos con empleo de maquinaria, los espigones van dispuestos en forma perpendicular o paralelos al flujo del río, con longitudes variables de 50 a 100 m y espaciamientos entre sí de 50 a 200 m, en este caso se denominan deflectores disipadores.

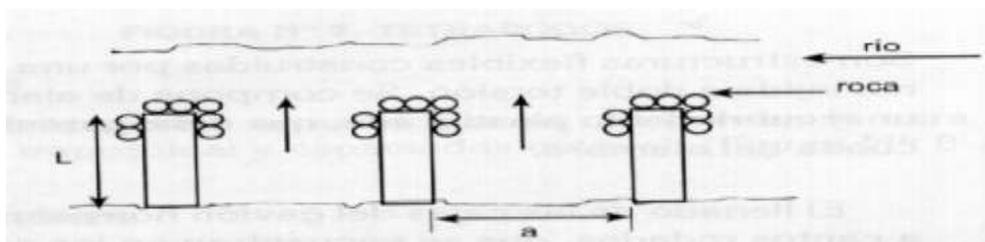


Figura 4: Defensa Ribereña Temporales tipo Espigones.

2.2.21 Erosión

Teran, (1998) describe que:

Proceso destructivo de los materiales de la corteza terrestre por acción de los procesos geológicos, que implica fractura miento, fisura miento. alteración física y/o química hasta el momento de arranque de los materiales, sin considerar el transporte. Los agentes erosivos son: agua, viento y el hombre mismo.

La erosión es una fase del proceso de degradación, el cual tiene 3 fases: erosión, transporte y sedimentación.

La erosión fluvial es un trabajo continuo que realizan las aguas corrientes sobre la superficie terrestre. La erosión fluvial considerando el drenaje socava el valle en forma de V (perfil transversal), causando la profundización del cauce, el ensanchamiento y el alargamiento; según el estado de desarrollo hará más o menos intenso el proceso.



Figura 5: Mecanismo de la erosión por agua

2.2.22 Inundaciones

Según (INDECI, 2008) “Las inundaciones se producen cuando las lluvias intensas o continuas sobrepasan la capacidad de campo del suelo, el volumen máximo de transporte del río es superado y el cauce principal se desborda e inunda los terrenos circundantes”.

Las inundaciones generan daños para la vida de las personas, sus bienes e infraestructura, pero además causan daños sobre el medio ambiente y el suelo

de las terrazas de los ríos. Las inundaciones son causas de la erosión y sedimentación de las fuentes de agua.

2.2.23 Riesgo

(INDECI, 2008) “es la estimación o evaluación matemática de pérdidas de vidas, daños a bienes materiales, a la propiedad económica, para un período específico y áreas conocidos, de un evento específico de emergencia. Se calcula en función del peligro y la vulnerabilidad”

2.2.24 Vulnerabilidad

(INDECI, 2008) Refiere como el grado de resistencia y exposición física social de un elemento o conjunto de elementos (vidas humanas, patrimonio, servicios vitales, infraestructura, áreas agrícolas y otros), como resultado de la ocurrencia de un peligro de origen natural o inducido por el hombre. Se expresa en términos de probabilidad en porcentaje de 0 a 100. Es el grado de facilidad con que estos elementos sufren daños por exposición al peligro.

2.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.3.1 Problemática Internacional

En Colombia, en los últimos años, la quebrada el Diamante ha sufrido una serie de desbordes en su cauce que han afectado a la población aledaña, ocasionando una serie de pérdidas en predios, cultivos de pancoger (cultivos que satisfacen una parte de las necesidades alimentarias de una población), viviendas y animales domésticos, teniendo que realizar la reubicación temporal de las personas afectadas, por lo que se hace necesario el diseño de algún tipo de obra o proyecto para el control de crecidas. **(Díaz, Guacaneme y Alonso, 2017, p. 12)**

2.3.2 Problemática Nacional

En el Perú, partimos de un escenario real, en el que afrontamos la necesidad de monitorear continuamente las corrientes de agua que están provistas en las cuencas, sin embargo La realidad nos muestra que poco o nada se ha venido trabajando en ese punto, durante muchos años las obras que se han venido ejecutando en las cuencas hidrográficas, se han llevado a cabo por la imponente necesidad de mitigar y regular el comportamiento del recurso hídrico presente en la zona en mención que atentaba contra la vida y la economía de las sociedades acentuadas en las partes bajas de la cuenca, obligando a los técnicos a tomar modelos hidrológico empíricos, basados en las características geomorfológicas de la cuenca, que se basan en simples estimaciones, lo que en algunos casos ha conllevado al colapso de algunas estructuras las cuales demandaban una gran cantidad de inversión, y la razón principal radicaba en la escasa información hidrométrica y meteorológica que no había sido tomada en consideración para el diseño y construcción de estas obras hidráulicas. **Gutiérrez (1979)**. Afirma: “Ya Para emprender la realización de un estudio que ofrezca la posibilidad de estimar los caudales máximos, en cualquier tramo de un curso de un río, es obvio que lo deseable es contar con una amplia cantidad de registros hidrometeorológicos, de los que no se dispone en el Perú. La situación real y la que mayor se afronta es la de abordar el tipo de estudio y la carencia de datos de descargar máximas y en los casos más favorables solo se dispone de registros cortos y poco confiables”.

2.3.3 Problemática Regional

Cuando se producen las crecidas en el Río Tumbes, el incremento del tirante del río desborda la capacidad de contención de sus márgenes y vence la resistencia de las mismas (Autoridad Nacional del Agua, 2013). El agua ocupa áreas de cultivo, sin embargo, estos desbordes permanecen por prolongado tiempo, debido a la poca capacidad de evacuación del sistema de drenaje superficial existente.

Solamente estas cuencas secas como lo es la quebrada faical se activa cuando hay intensas lluvias en el mes de marzo en la Región de Tumbes, por eso es importante hacer una estimación de caudal máximo en la cuenca quebrada Faical para poder estimar el caudal aproximado y se pueda hacer el diseño de defensas ribereñas para mitigar el impacto de inundaciones y proteger a miles de familias y campos de cultivos.

2.3.4 Problemática Local

Se tiene que la Sub cuenca seca hidrográfica faical no cuenta con el valor de caudal máximo, dato fundamental para el desarrollo de proyectos de ingeniería civil e hidráulica. El cálculo del caudal máximo en cuencas secas es útil para la construcción de diferentes proyectos de infraestructura, no solo a nivel municipal sino también nivel nacional, tales como sistemas de desagüe, sistemas de riego, entre otros proyectos de tipo civil, hidráulico y agrícola.

2.3.5 Formulación del Problema

¿Será posible estimar el caudal máximo en la Sub cuenca faical usando métodos Empíricos y estadísticos validados?

2.4 JUSTIFICACIÓN

En el presente proyecto de investigación es planteado porque existe escasa información de caudales máximos en la Sub cuenca Faical que permitan optimizar y racionalizar un buen diseño de infraestructura hidráulica fluvial.

Esta investigación permitirá realizar un aporte científico para nuestra región para futuros estudios, para proyectistas, diseñadores o instituciones públicas o privadas que diseñan, proyectan y construyen este tipo de obras estructurales en dichas cuencas, tengas un referente técnico de caudal máximo apropiado y técnicamente obtenido a fin de no sub dimensionar ni sobre dimensionar las obras de infraestructura de hidráulica fluvial lo que conllevaría a obtener costos no apropiados que pondrían inclusive en riesgo la propia obra.

2.5 OBJETIVOS

2.5.1 Objetivo general

Estimar el caudal máximo en cuencas secas con métodos estadísticos y empíricos para diseño de defensas ribereñas en la Sub cuenca Faical.

2.5.2 Objetivos específicos

1. Determinar las características geomorfológicas de la Sub cuenca Faical.
2. Estimar el caudal máximo de diseño con el uso de métodos estadísticos y empíricos
3. Diseñar las Características hidráulicas de una Defensa Ribereña Utilizando el Caudal Máximo estimado por los métodos preestablecidos.

2.6 FORMULACIÓN DE HIPOTESIS

2.6.1 Hipótesis General

- ✓ La Estimación de Caudal Máximo con métodos estadísticos, empíricos, permitirá un eficiente diseño técnico de las defensas ribereñas, en la Sub cuenca Faical.

2.6.2 Hipótesis Específicas:

- ✓ La Sub cuenca Faical tendrá características geomorfológicas propias de una cuenca de costa.
- ✓ Sera Probable la Estimación del Caudal Máximo de diseño en la Sub cuenca Faical, mediante el uso de métodos Estadísticos y Empíricos.
- ✓ El Caudal de diseño conseguido, de los modelos Estadísticos y Empíricos, permitirá el diseño de las características Hidráulicas de las Obras de protección (encauzamiento) contra inundaciones (Defensas Ribereñas), adecuadas en la Sub cuenca Faical.

2.7 VARIABLES

2.7.1 Variable dependiente:

Diseño de las Características Hidráulicas de una defensa Ribereña

2.7.2 Variable independiente:

Caudales Máximos de Diseño

CAPITULO III

3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 UBICACIÓN

3.1.1 Mapa de ubicación

Esta investigación se realizó en la Sub Cuenca Faical (**WGS 84 – 17 M, 584559,05 E 9581462,03 N**), perteneciente al distrito de Matapalo de la provincia de Zarumilla de la Región de Tumbes

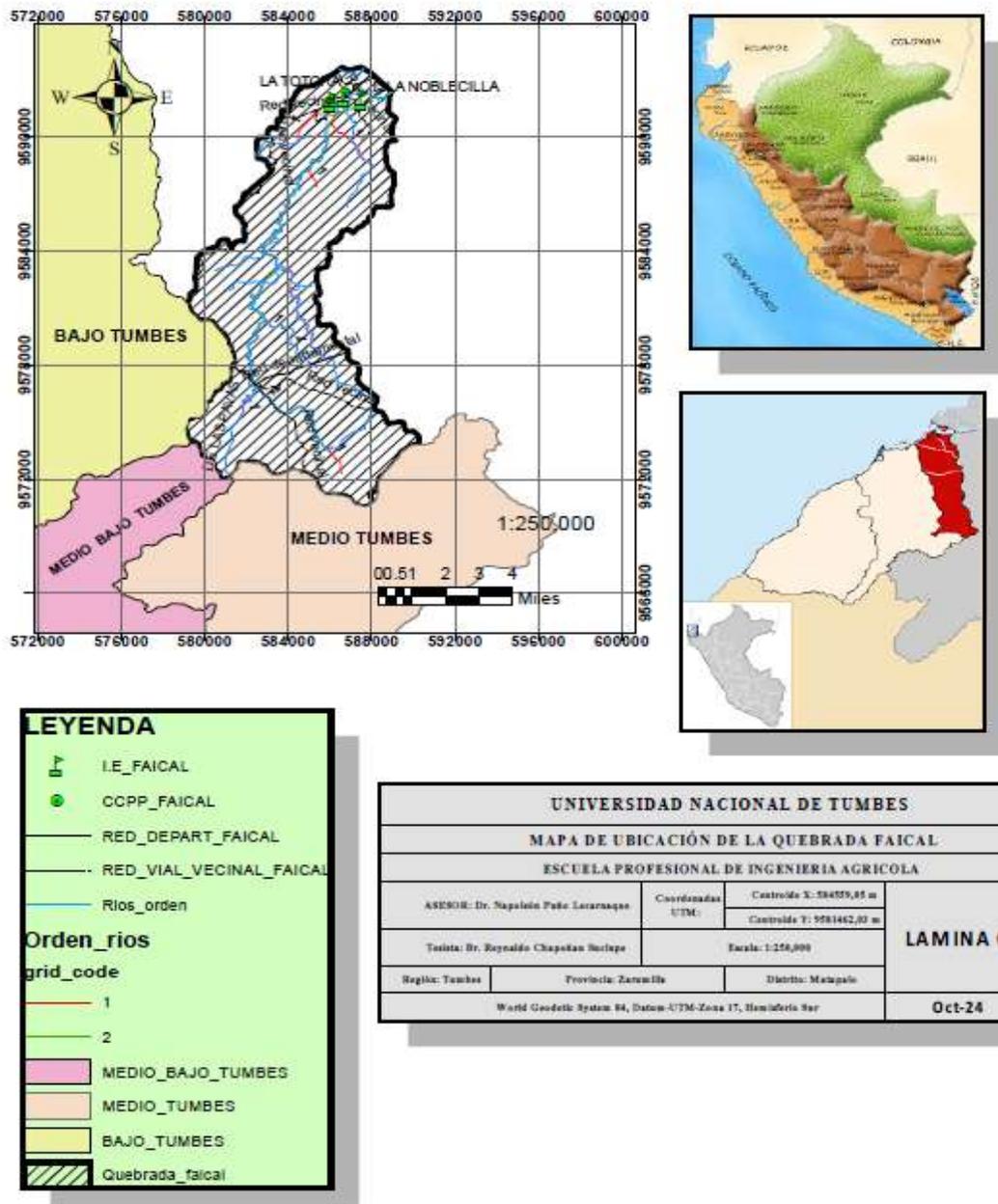


Figura 6: Mapa de ubicación de la Sub cuenca Faical

3.1.2 Ubicación geopolítica.

Tabla 6: Ubicación de Sub cuenca Faical

UBICACIÓN DE LA SUB CUENCA FAICAL	
Distrito	Matapalo
Provincia	Zarumilla
Región	Tumbes
Ubigeo	240303
Altitud	54 m.s.n.m

3.2 MATERIALES Y MÉTODOS

3.2.1 Materiales

- ✓ Data de precipitación (mediante esta información se procederá a calcular caudales máximos.)
- ✓ Cartas nacionales (para la parte Hidrológica)
- ✓ Imágenes satelitales (para georreferenciar)

3.2.2 Equipos

- ✓ Laptop (para procesar la información recolectada en el campo, realizar el informe, y uso de software, ArcGIS, Word, entre otros)
- ✓ Calculadora. (para sacar cálculos)
- ✓ Cámara fotográfica. (para capturar evidencias del trabajo realizado)

3.2.3 Software o programas

- ✓ Microsoft Word (para redactar el informe de tesis)
- ✓ Microsoft Excel (para realizar tablas y cálculos que se requiere)
- ✓ Power Point (para realizar las diapositivas de la tesis)
- ✓ River (para diseñar las defensas ribereñas)
- ✓ ArcGis 10.8.2 (para hallar los parámetros geomorfológicos de la cuenca)
- ✓ Google Earth (Para ubicar satelitalmente la cuenca a estudiar)
- ✓ Hydrognomon (Para calcular las precipitaciones máximas diarias)

3.3 MÉTODOS, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1 Técnicas

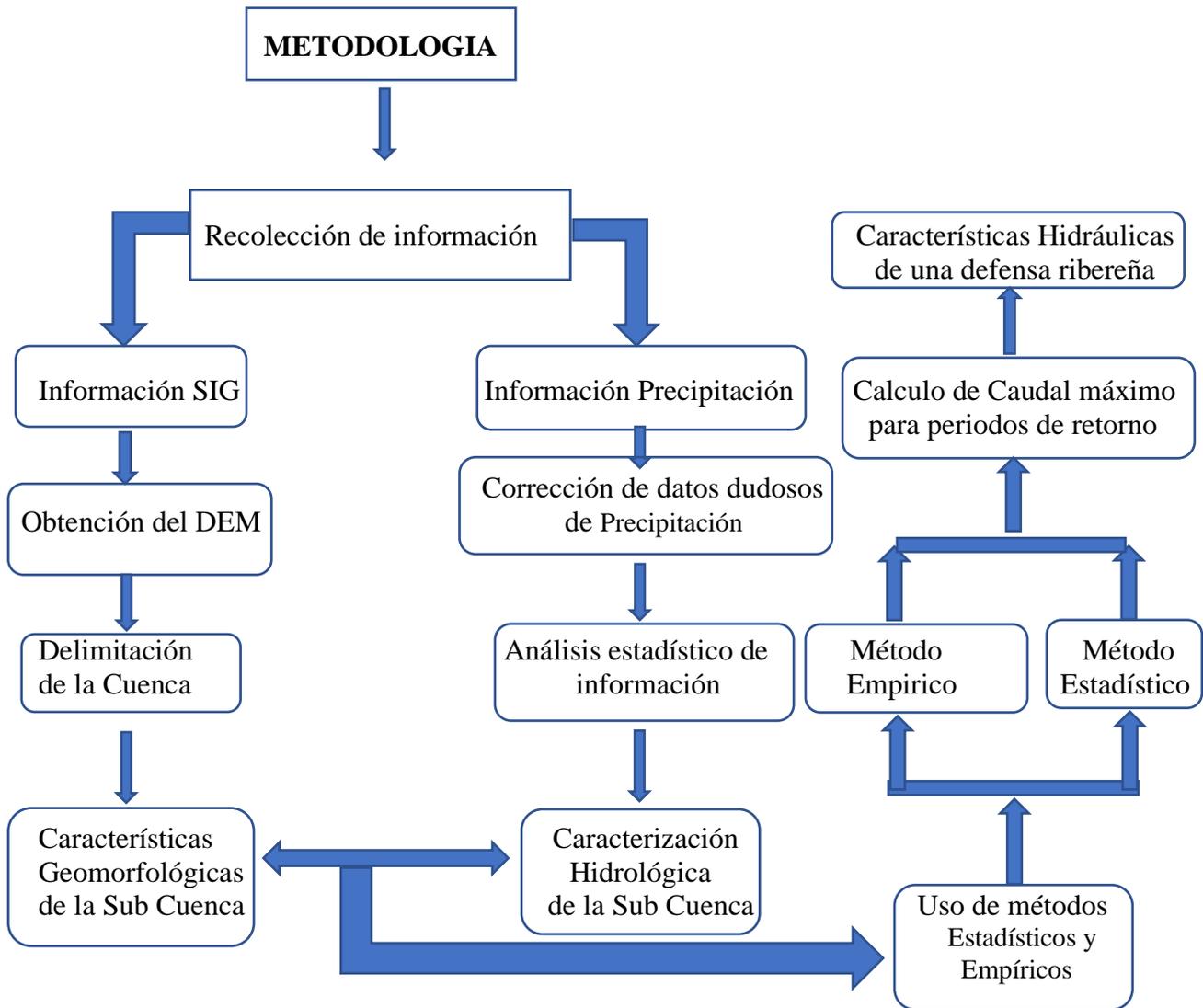
Las técnicas que se emplearon fueron los sistemas de información geográfica, hidrológica, ArcGIS 10.8.2, métodos empíricos como modelo de Creager, Racional Modificado e Iszkowski, además de métodos estadísticos, matemáticos como es el método de Gumbel y Log Pearson tipo III.

3.3.2 Instrumentos de recolección de datos

- a. **Cartas nacionales:** Se utilizaron en la parte hidrológica, para la determinación de parámetros de la Sub cuenca, se descargaron de la siguiente página: <https://www.geogpsperu.com/2013/09/cuadro-de-empalme-de-la-cartografia.html> una vez descargado el cuadrante 8C, zona 17M donde se encuentra ubicada la Sub cuenca Faical, se procesó la información en el software “ArcGIS 10.8.2” en donde se obtuvieron los parámetros de cuenca, principalmente se necesitó el área de la quebrada, dato indispensable para continuar con los métodos de estimación de caudal como Creager, Racional Modificado e Iszkowski y posteriormente calcular un caudal de diseño mediante Gumbel y Log Pearson tipo III.
- b. **Data de precipitación:** El ámbito de la Sub cuenca Faical, presentada que tenemos es el registro que brinda la estación meteorológica de Matapalo y Papayal, el cual ha sido descargado de la página de SENAMHI (<https://www.senamhi.gob.pe/?&p=estaciones>) e información que brinda el Proyecto Especial Binacional Puyango Tumbes – PEBPT, La precipitación se encuentra registrada por hora, la cual se procesó en el software Excel para obtener una data de precipitación anual con esta información se pudo trabajar los métodos como lo es Racional Modificado e Iszkowski y por medio de este obtener una data de caudales máximos.
- c. **Data de caudales:** Se obtuvo mediante los métodos de Creager, Racional Modificado e Iszkowski a base de la data de precipitación, esta información nos fue útil para determinar el caudal máximo de diseño para defensas ribereñas en la quebrada Faical mediante los métodos de Gumbel y Pearson Tipo III.

3.3.3 Métodos

A continuación, se plasma la siguiente Metodología a través del siguiente esquema



CAPITULO IV

4. RESULTADOS

4.1 Delimitación de la Sub cuenca faical

Parámetros Geomorfológicos

Para obtener los parámetros geomorfológicos de la Sub cuenca se utilizaron cartas nacionales y el software ArcGIS 10.8.2, conforme a la siguiente metodología:

OBTENCIÓN DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES DEM

El primer paso para obtener el DEM es obtener las cartas nacionales que contienen las Curvas de nivel de la zona en estudio del portal del GEO GPS PERÚ “Zona 17 M”. Luego descargamos la carta 08c, donde está ubicada la zona de estudio.



Figura 7: Portal Geo GPS Perú



Figura 8: Ventanas para descargar las cartas nacionales, en este caso será la ventana 8C

Pasos para la delimitación de la quebrada faical

1. Insertar las curvas de nivel al programa ArcGIS 10.8.2 para comenzar hacer la delimitación.

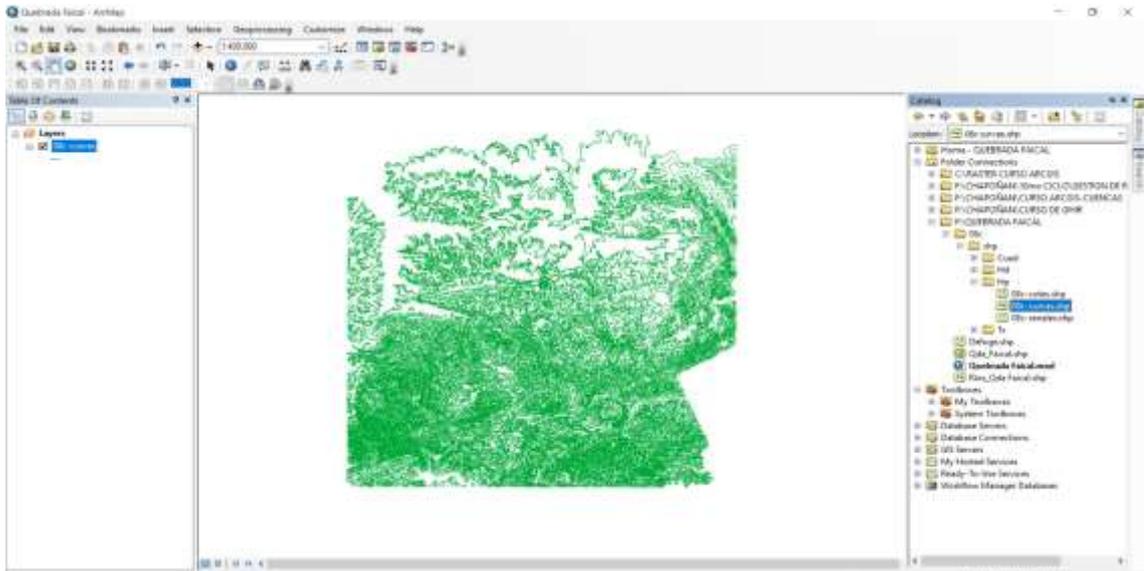


Figura 9: Programa ArcGIS 10.8.2 donde se insertó las curvas de nivel

2. Como se tienen las curvas de nivel se trabaja con la topografía de las curvas de nivel transformándolas a un formato DEM, usando la herramienta Topo to Raster.

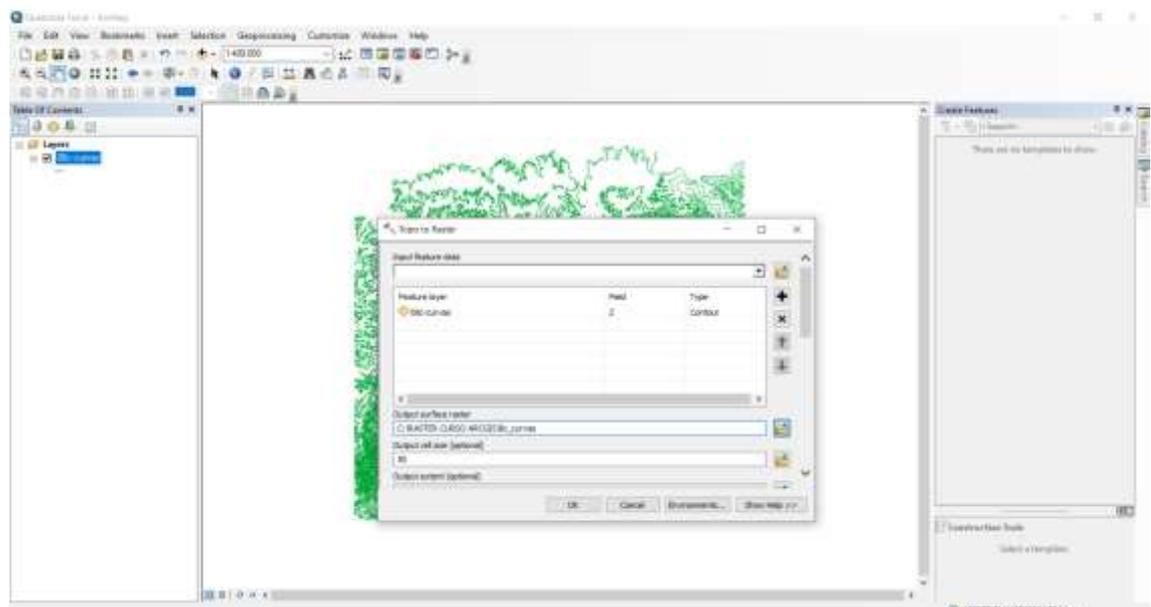


Figura 10: Convirtiendo la topografía de las curvas de nivel a un formato DEM

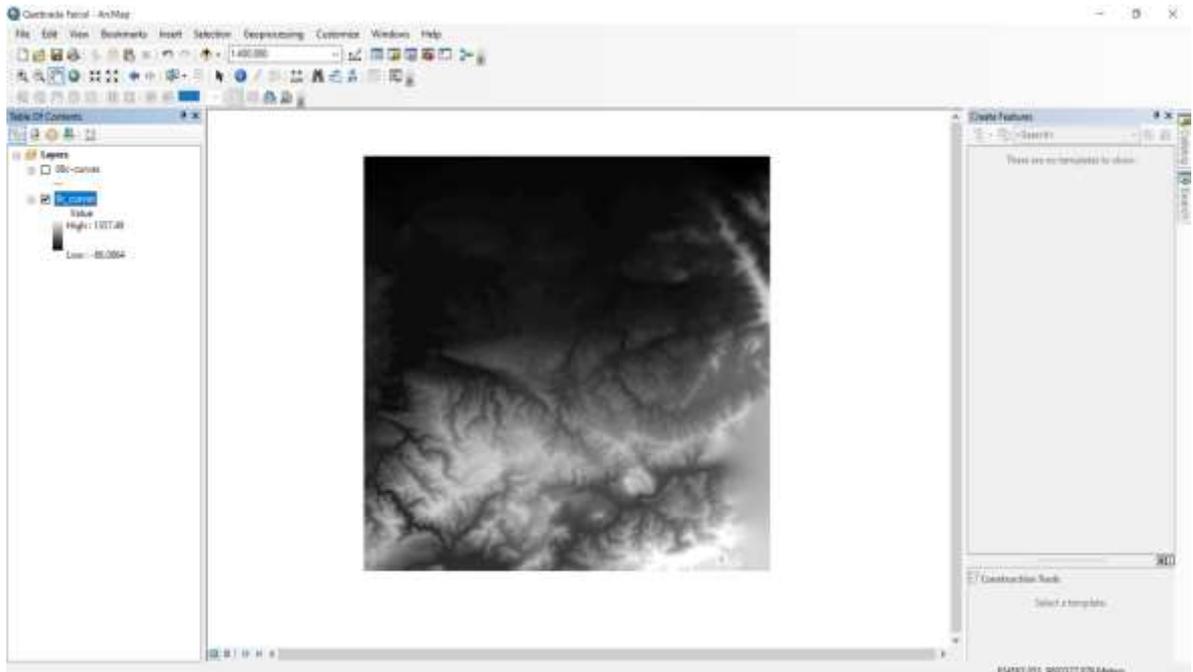


Figura 11: Resultado de la conversión del Formato DEM

3. Luego se insertó Arc Hydro Tools (herramientas hidráulicas de arco), la cual va permitir hacer una delimitación más técnica.

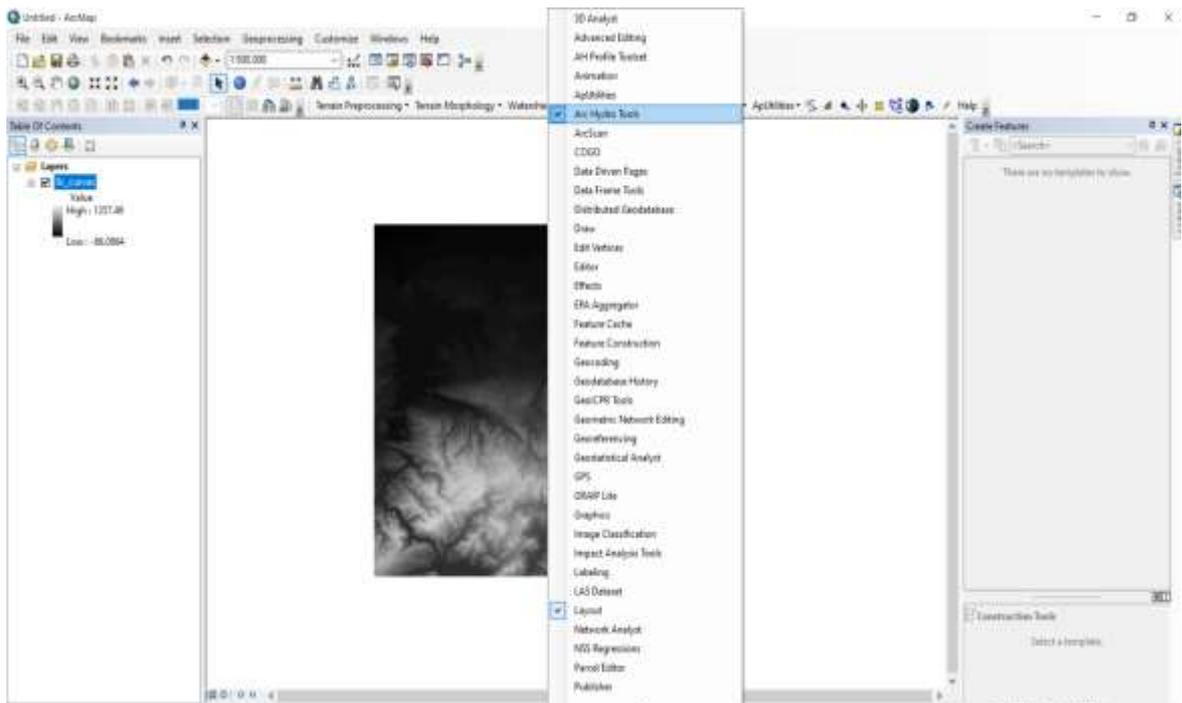


Figura 12: Se insertó Arc Hydro Tools (herramientas hidráulicas de arco)

4. Se usó la herramienta Fill (llenar), la cual nos va a permitir llenar todos los espacios vacíos o huecos que contenga el DEM.

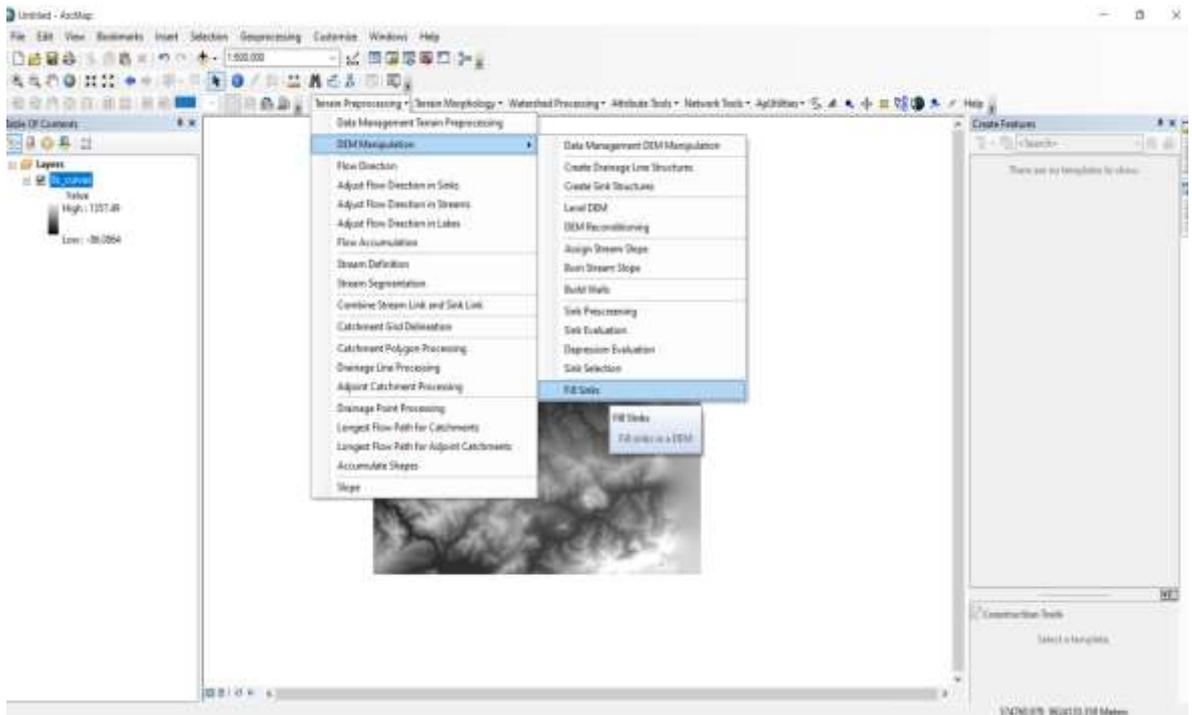


Figura 13: Herramienta Fill (llenar), para llenar los espacios vacíos del DEM.

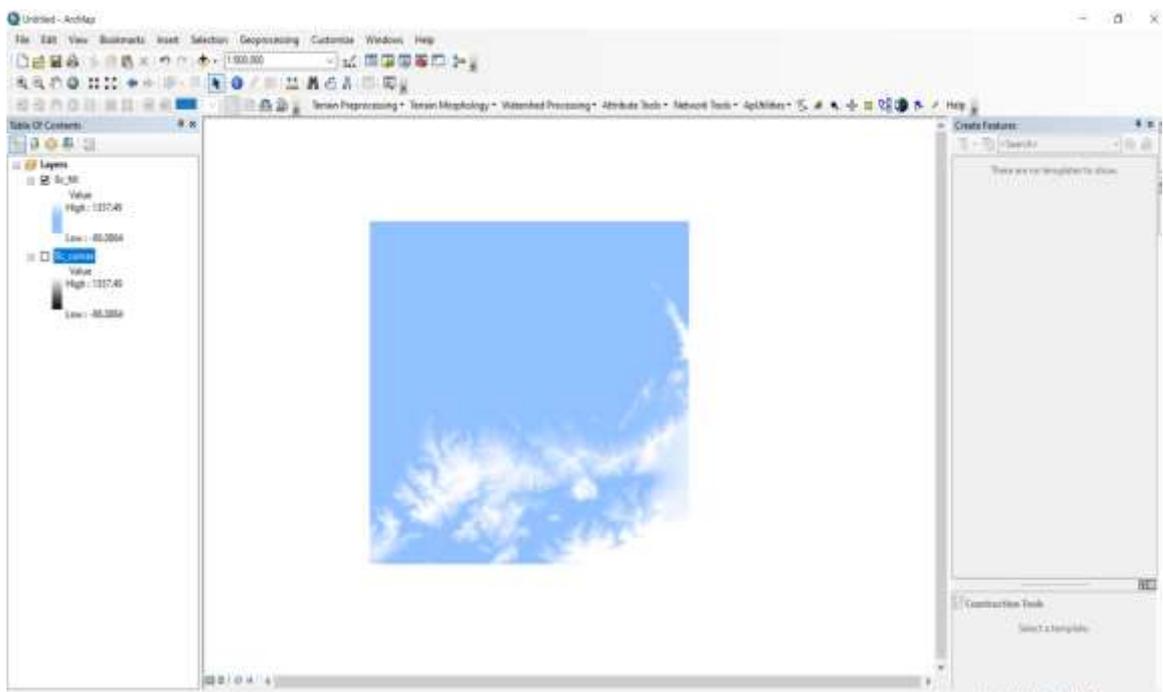


Figura 14: Resultado de la herramienta Fill

5. Usamos la herramienta Flow Direction (Dirección del flujo), esta herramienta va a permitir identificar la dirección del flujo de agua que va tener en base a la pendiente.

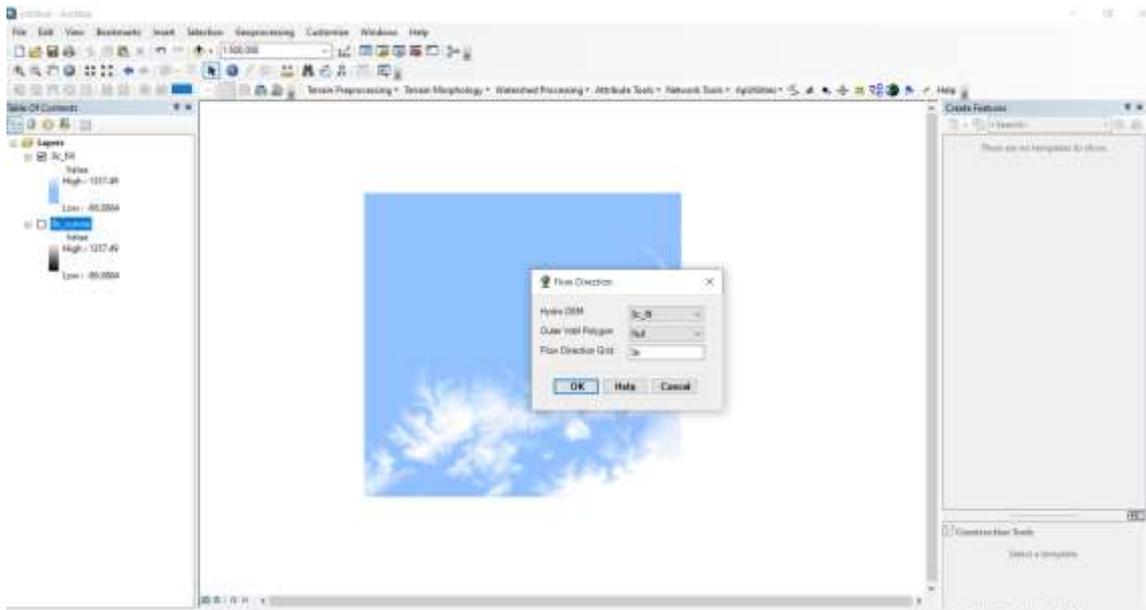


Figura 15: Herramienta Flow Direction (Dirección del flujo) para identificar la dirección del flujo de agua a base de la pendiente.

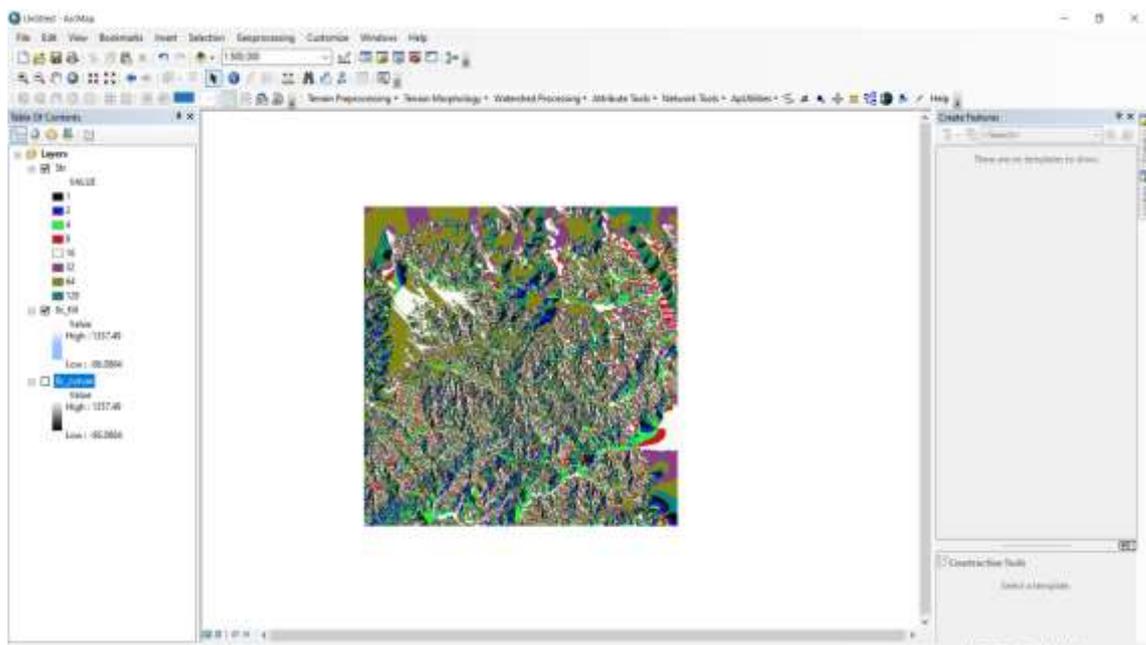


Figura 16: Resultado de la herramienta Flow Direction (Dirección del flujo)

6. Usamos la herramienta Flow Accumulation (Acumulación del flujo), esta herramienta va identificar los principales cauces de agua.

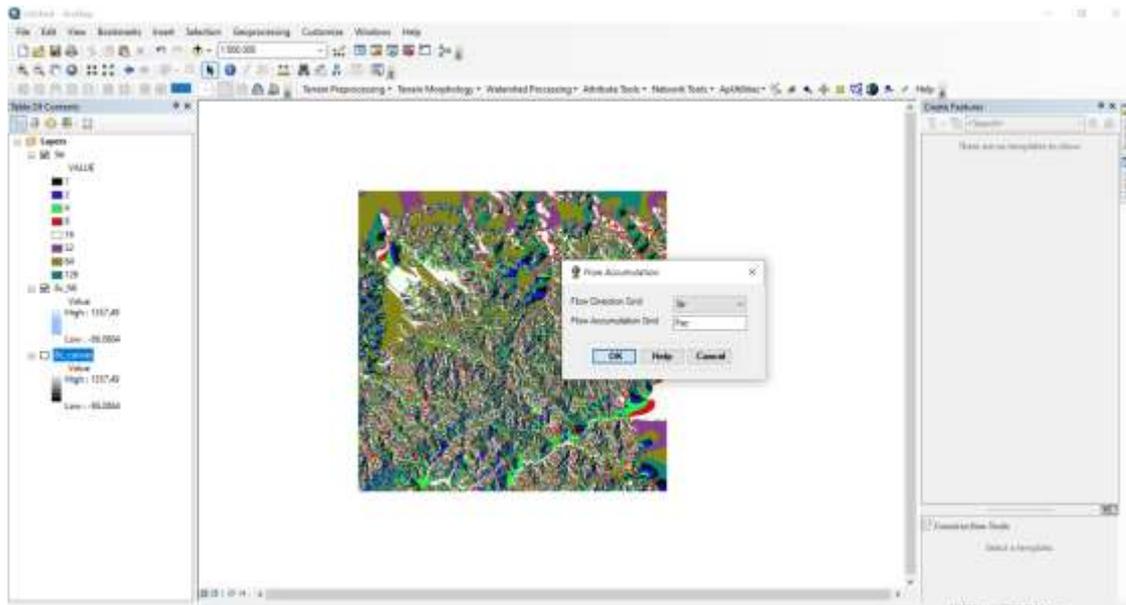


Figura 17: Herramienta Flow Accumulation (Acumulación de flujo) para identificar los principales cauces de agua.

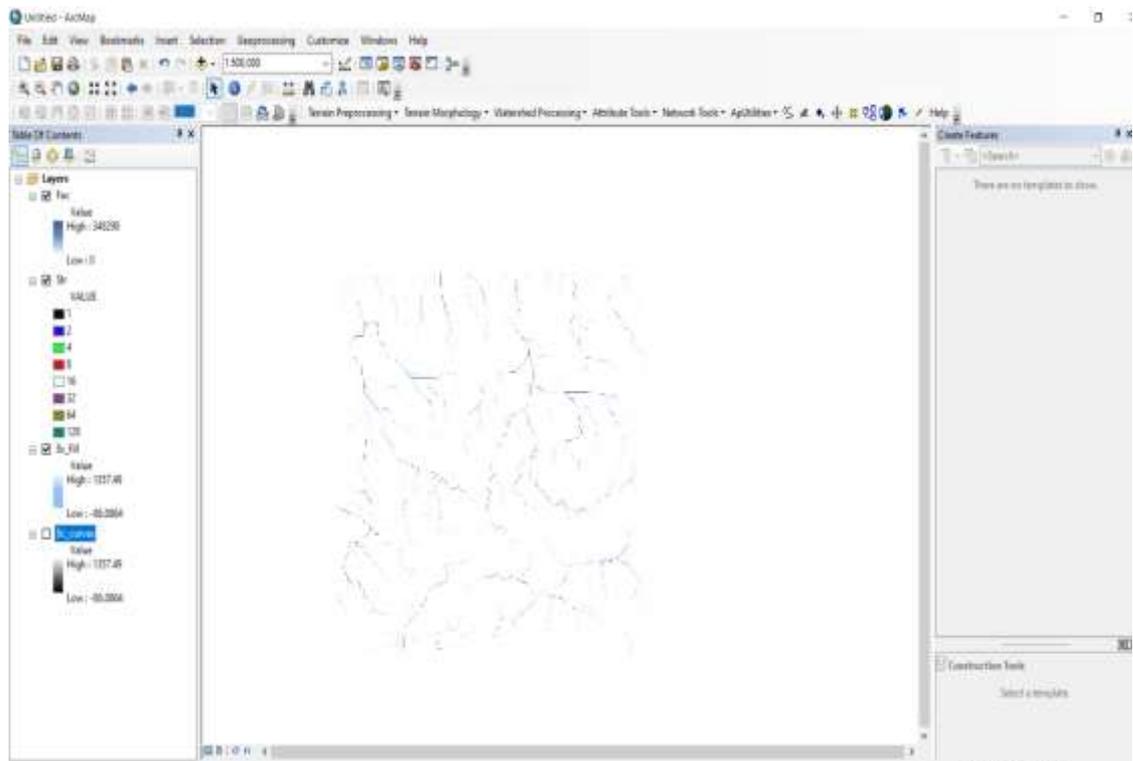


Figura 18: Resultado de la herramienta Flow Accumulation (Acumulación del flujo)

7. Definición cuales se consideran ríos con la herramienta Stream Definition (Definición de flujo)

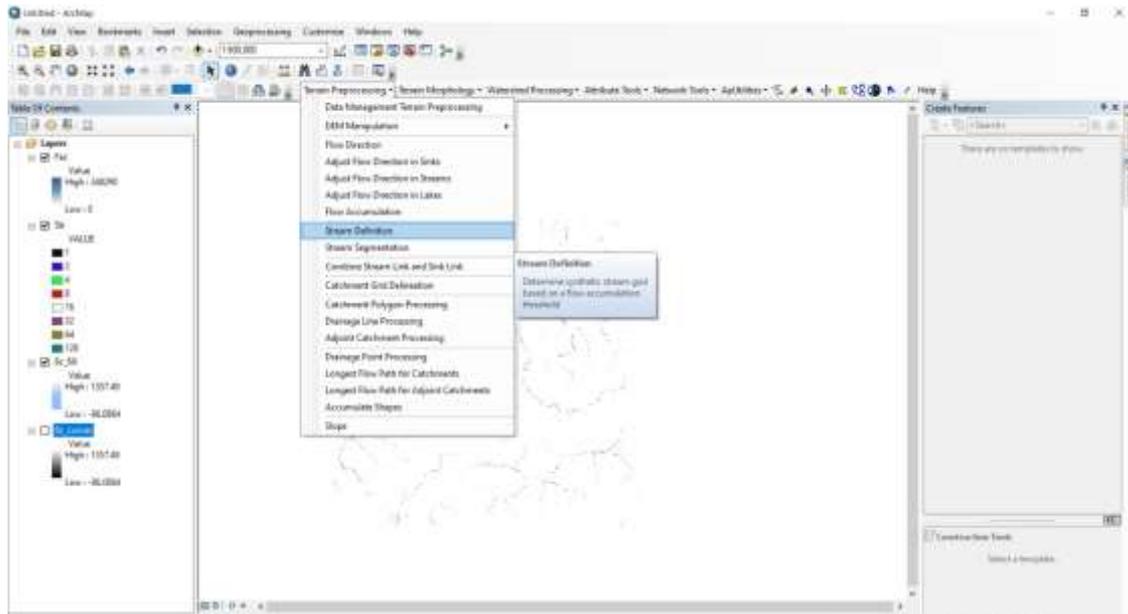


Figura 19: uso de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)

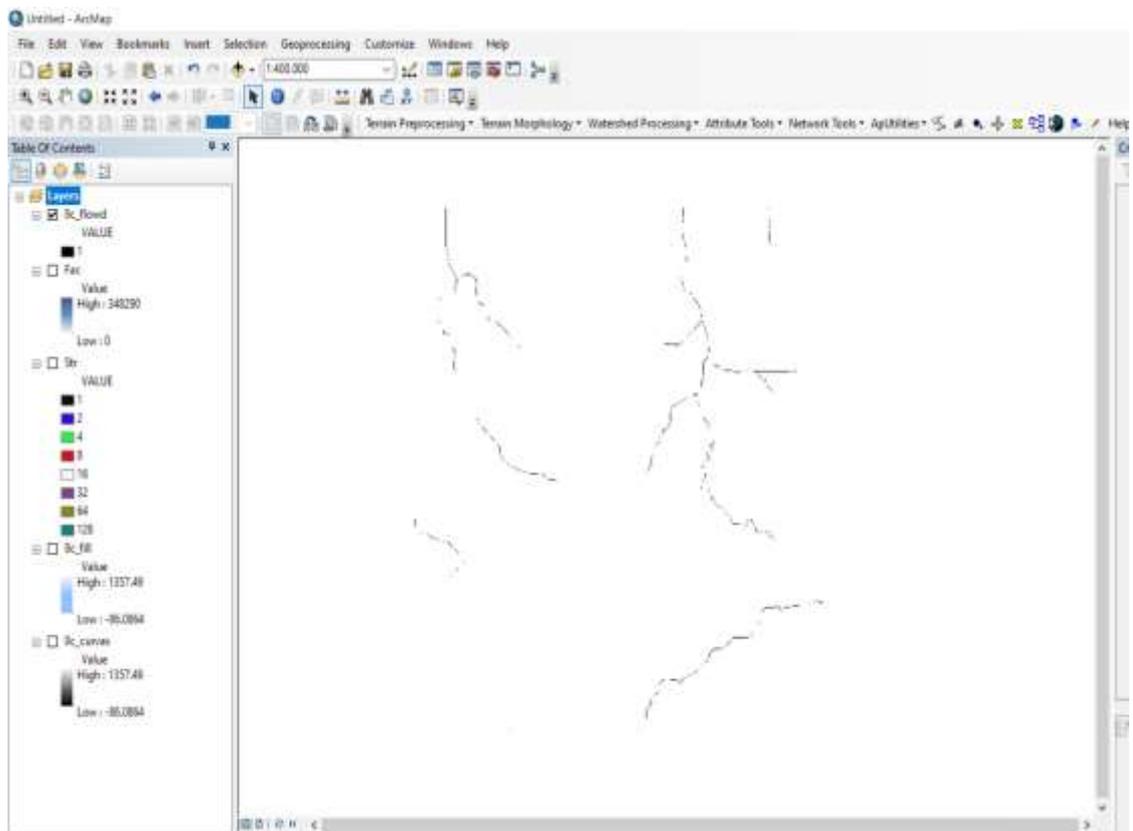


Figura 20: Resultado de la herramienta Stream definition (Definición de flujo)

8. Usamos la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo). Esta herramienta va partir las intersecciones de las cuencas, sub cuencas o quebradas y nos va decir cuántos ríos hay.

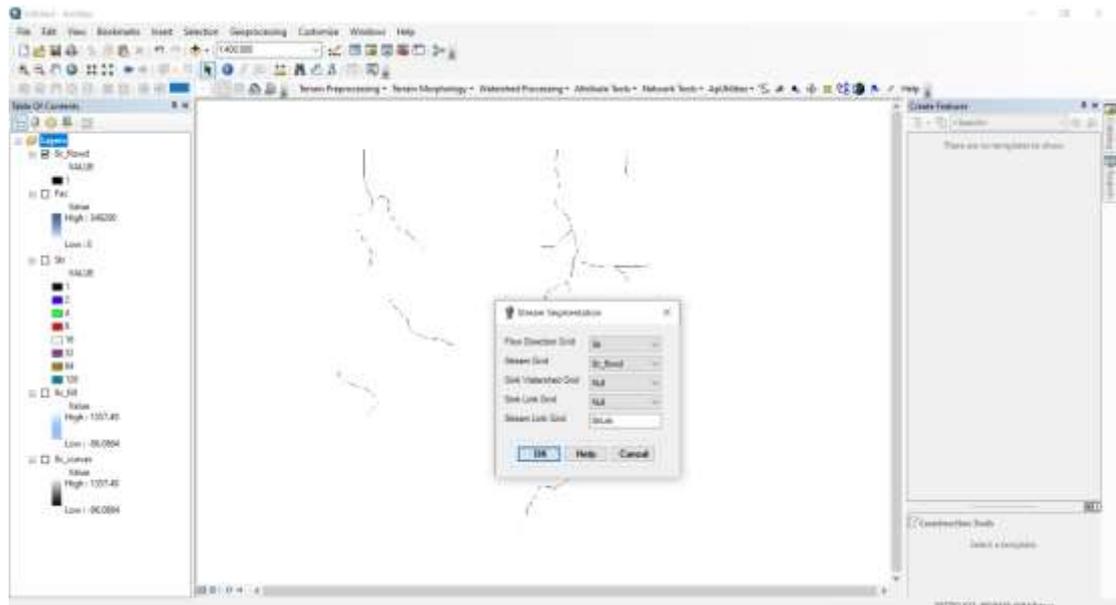


Figura 21: Usó de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo).

9. Resultado de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo), nos da como resultado que hay 18 ríos, entonces tienen que ver 18 Sub Cuencas.

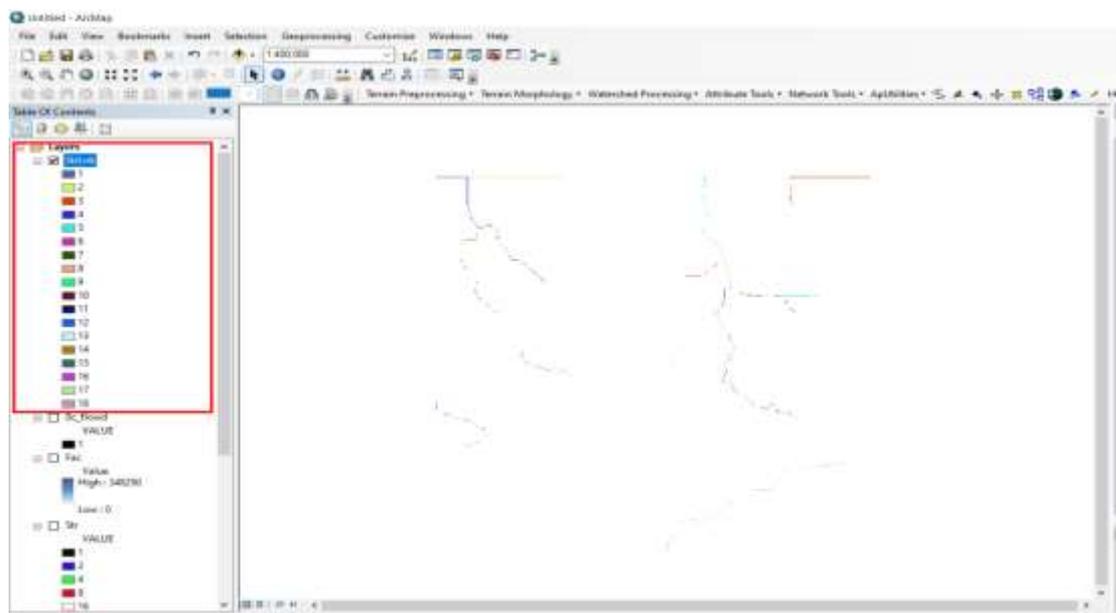


Figura 22: Resultado de la herramienta Stream Segmentation (Segmentación de flujo)

10. Se usó la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación), esta herramienta nos generara las quebradas que hay en los ríos.

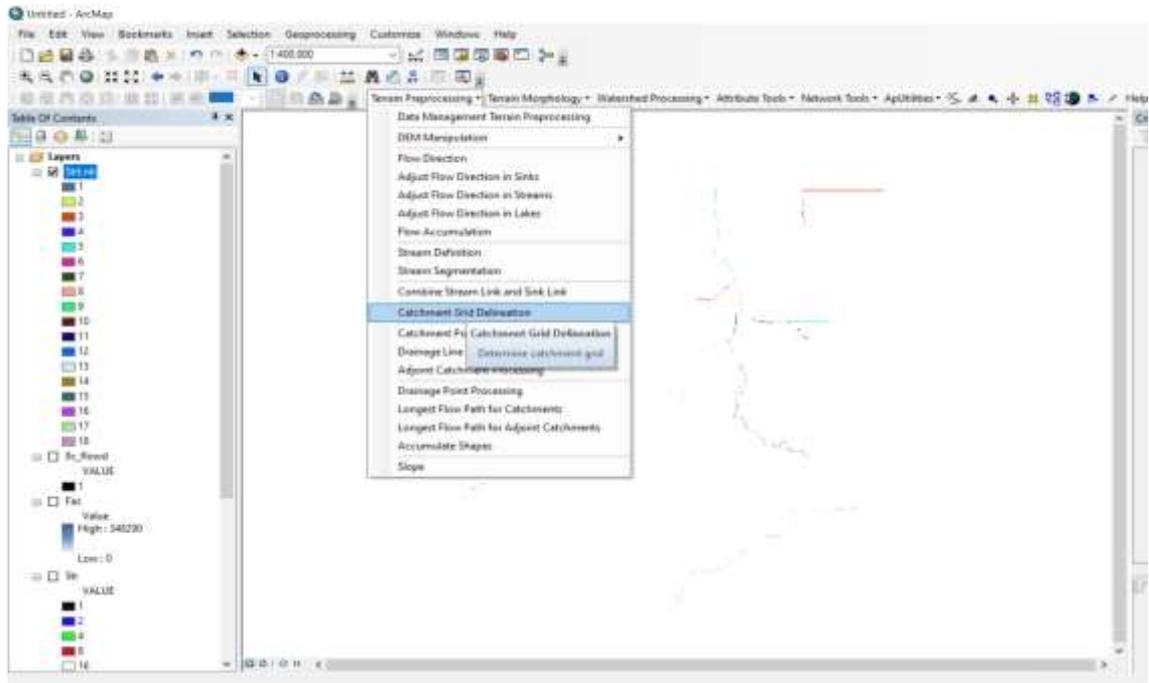


Figura 23: Usó de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación)

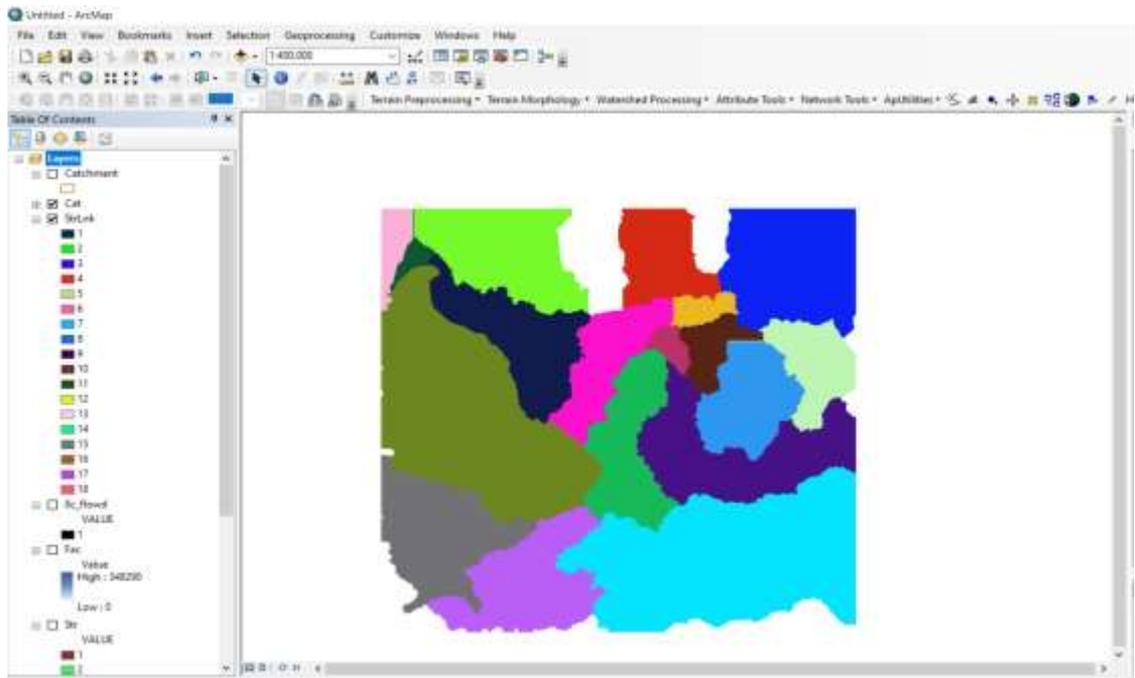


Figura 24: Resultado de la herramienta Catchment Grid Delineation (Delineación de la red de captación)

11. Se insertó los ríos de la carta nacional, para poder verificar la zona de estudio.

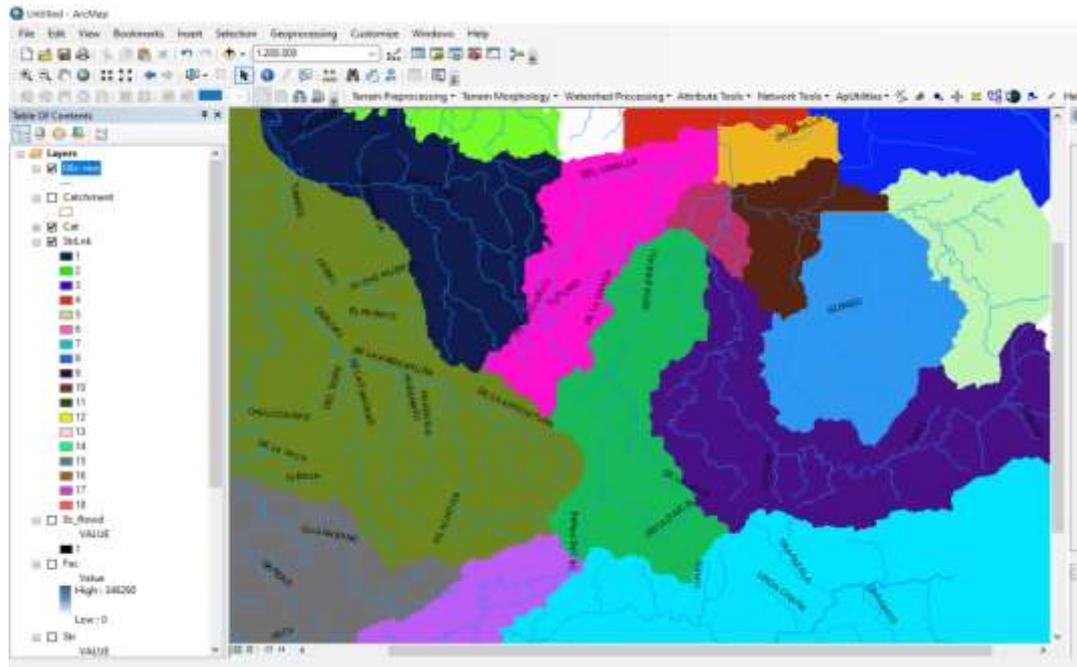


Figura 25: Se insertaron los ríos de la carta nacional.

12. Usamos la herramienta Raster to polygon, para hacer la conversión de raster a polígono.

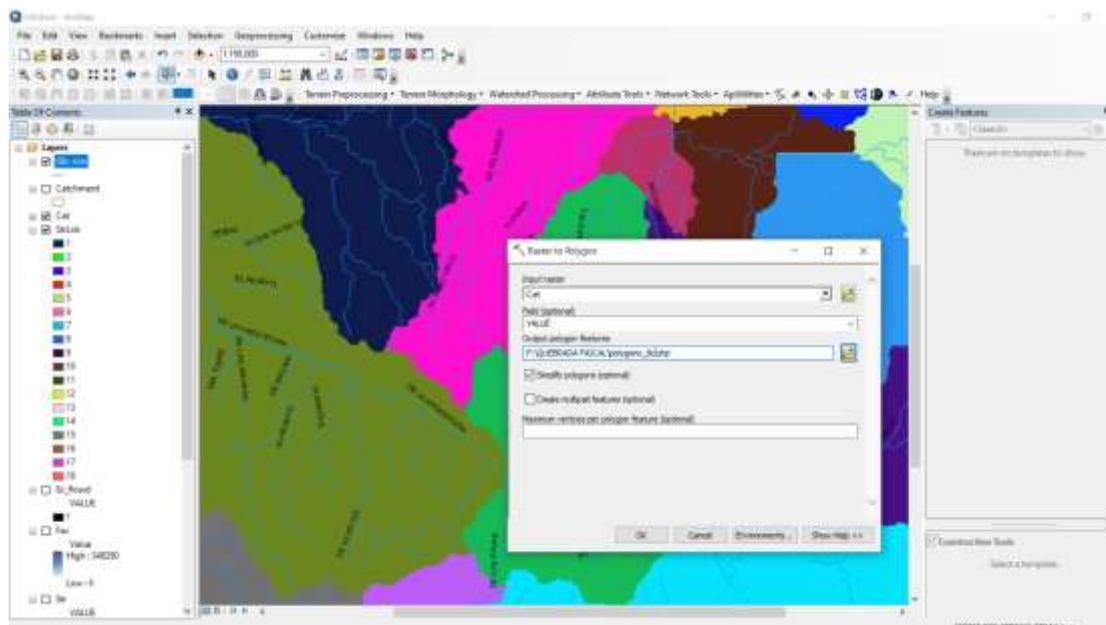


Figura 26: Convertimos de ráster a polígono

13. Resultado de Raster to Polygon

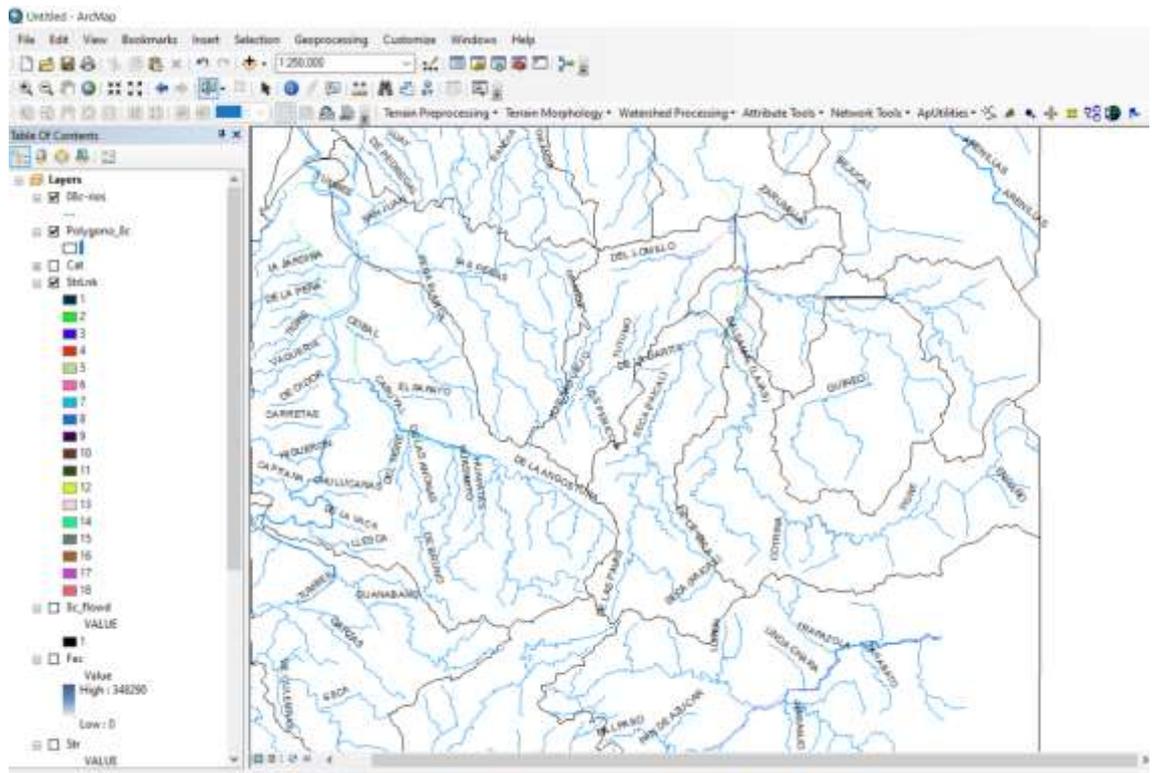


Figura 27: Resultado de Raster to Polygon

14. Identificamos la zona de estudio, este caso la Sub cuenca Faical.

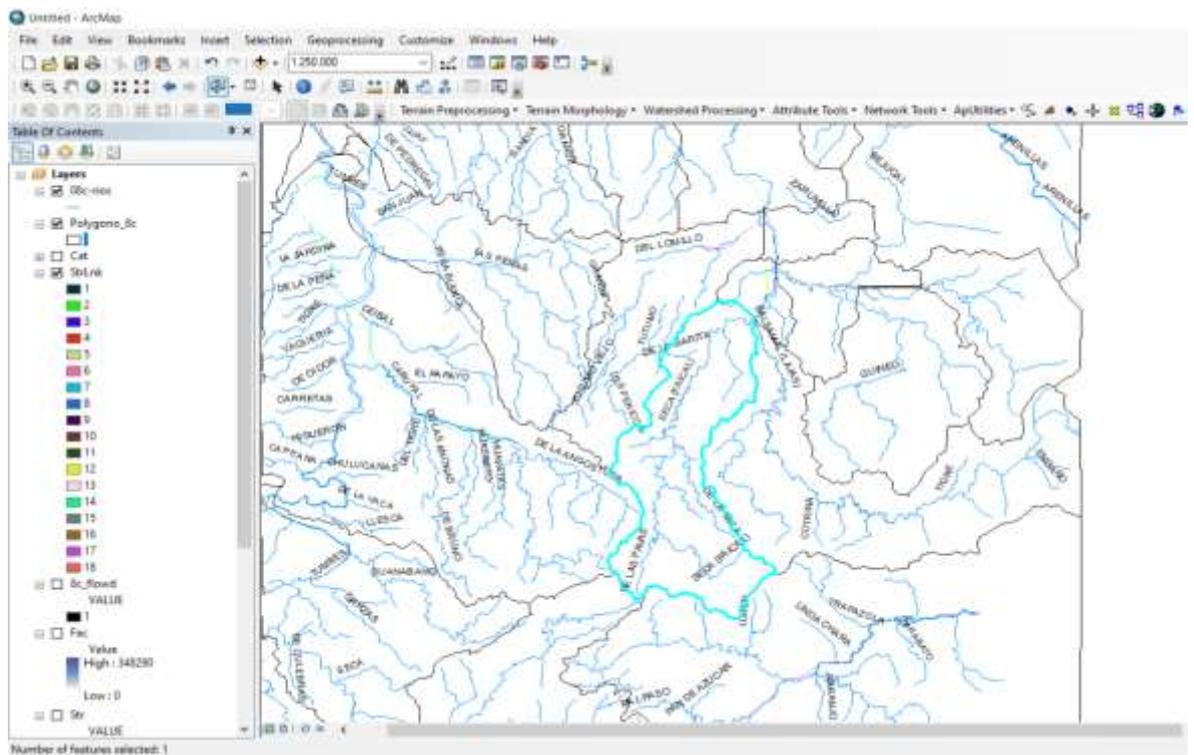


Figura 28: Conocemos la zona de estudio Sub cuenca Faical.

15. Hacemos Export Data (Exportar datos), para exportar la zona de estudio que queremos que es la Sub cuenca Faical

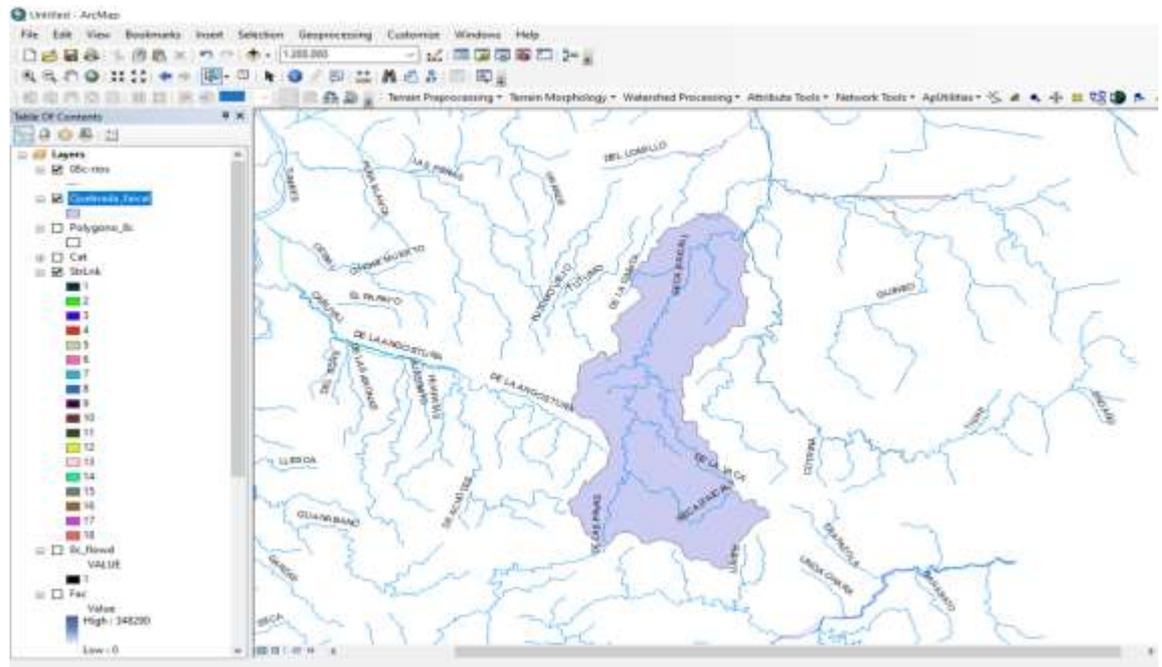


Figura 29: Exportamos la Sub cuenca faical

16. Polígono de la Sub cuenca faical

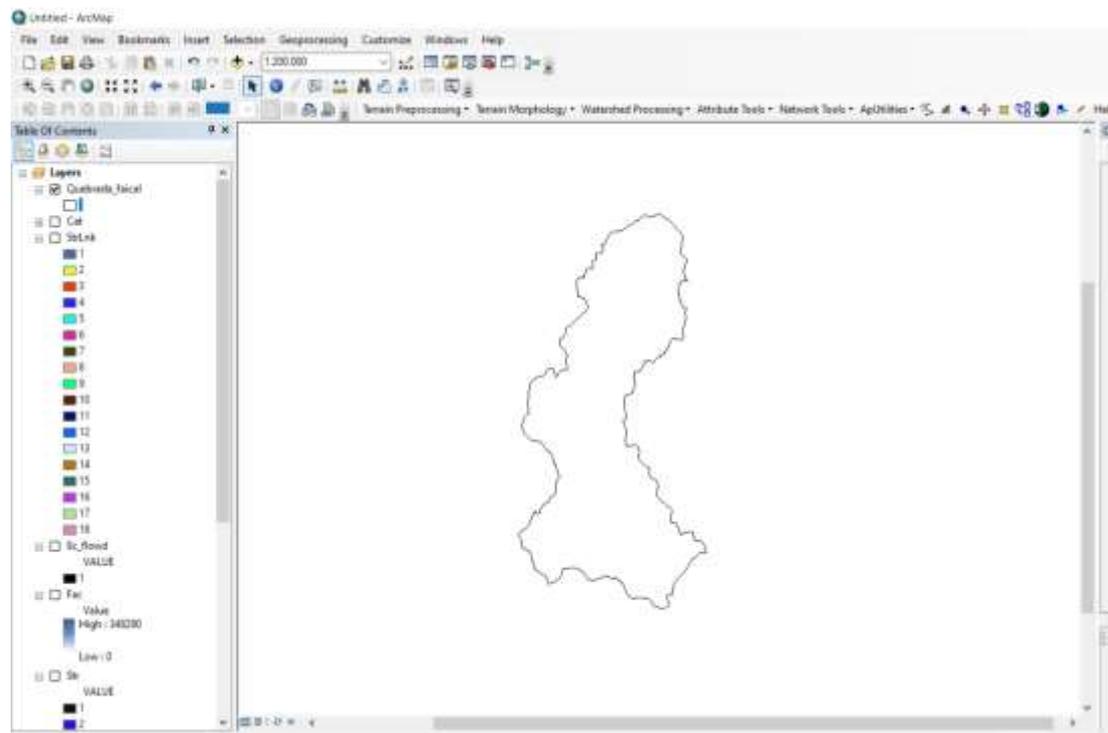


Figura 30: Polígono de la Sub cuenca faical

17. Se hacen los recortes de los ríos para la Sub cuenca faical

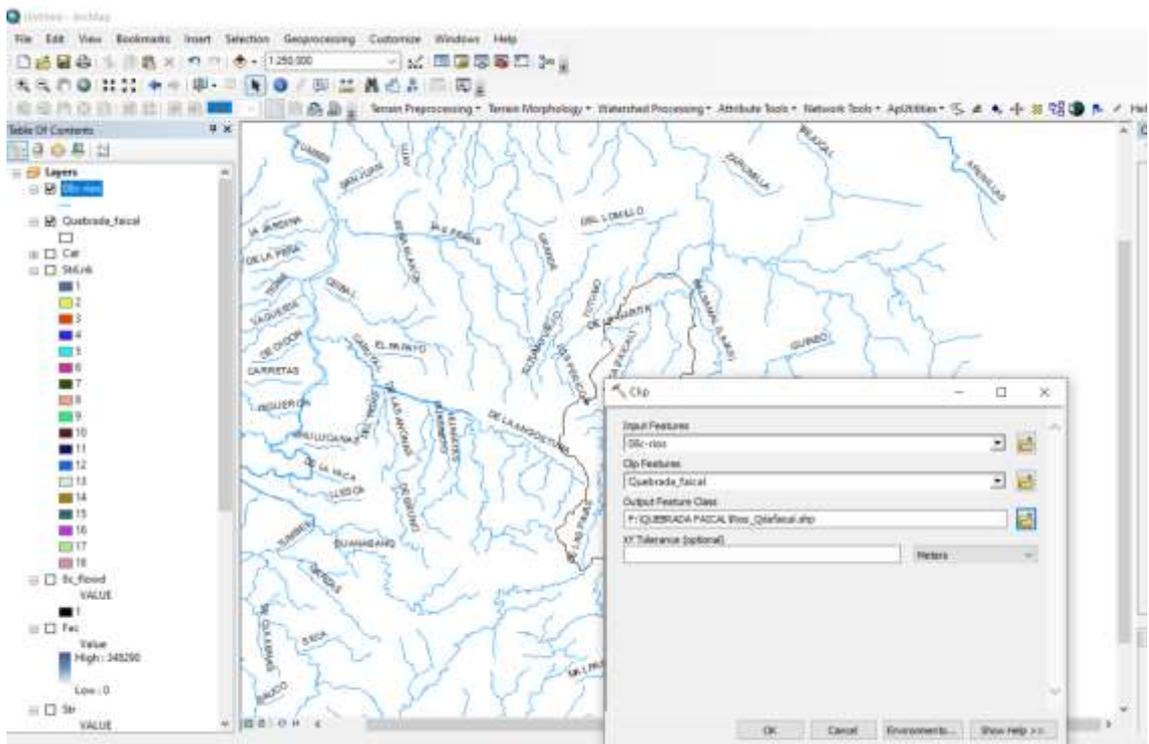


Figura 31: Recortes de los ríos

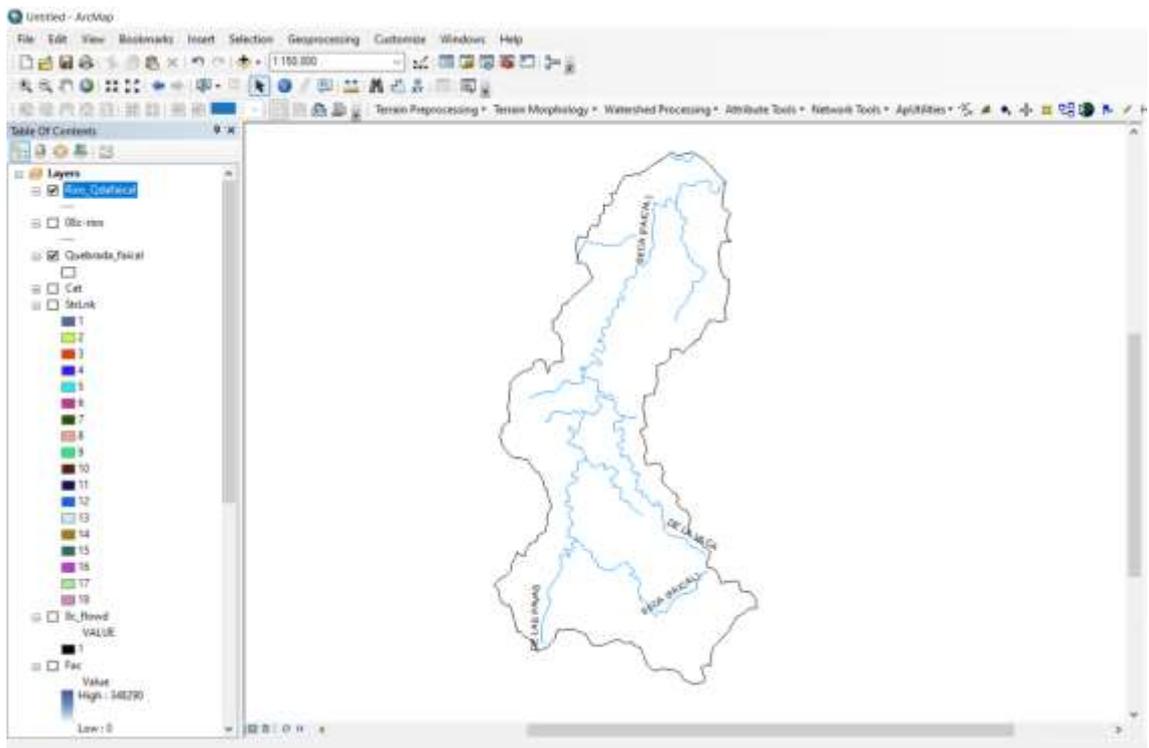


Figura 32: Ríos de la Sub cuenca faical

18. Se recortan las curvas de nivel para la Sub cuenca faical.

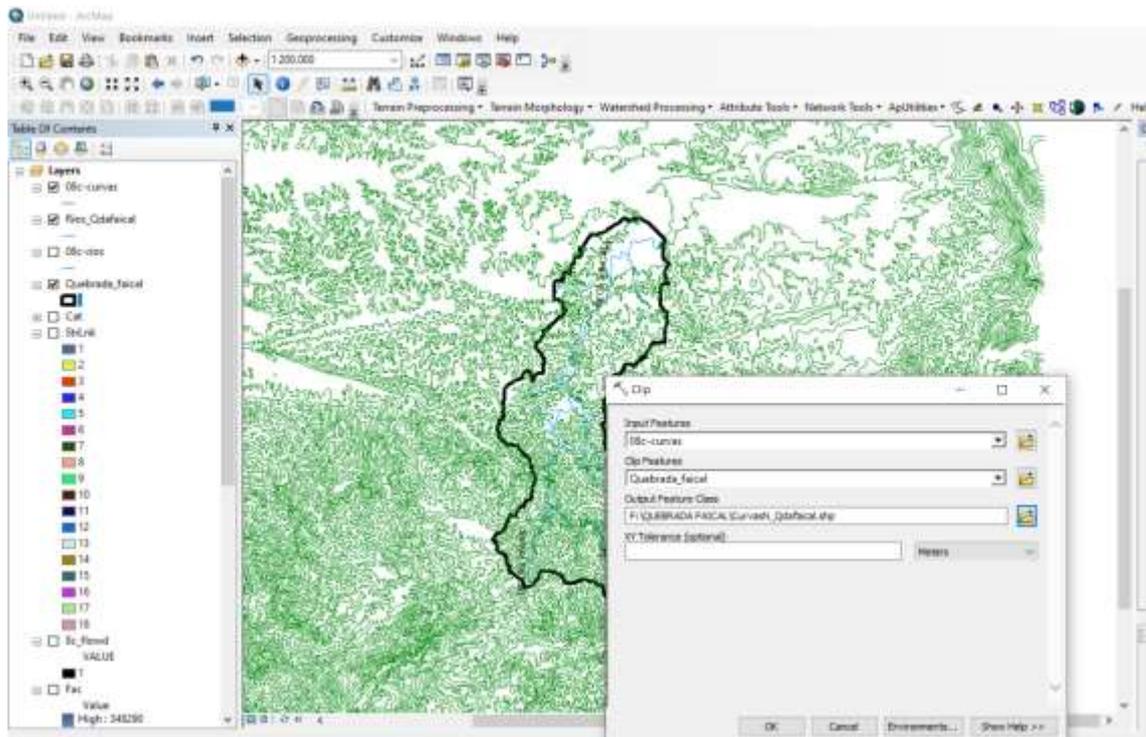


Figura 33: Recortes de las curvas de nivel para la Sub cuenca faical

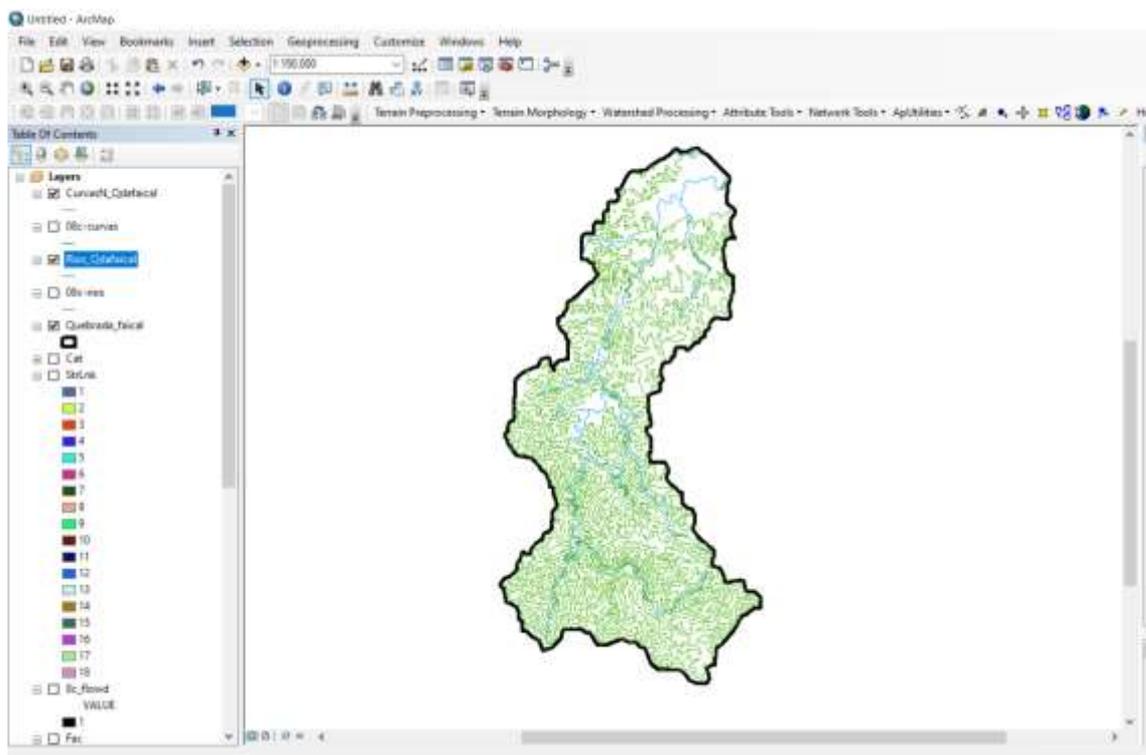


Figura 34: Curvas de nivel de la Sub cuenca faical

19. Calculamos el Área en Km2 y el Perímetro en Km, que es lo principal.

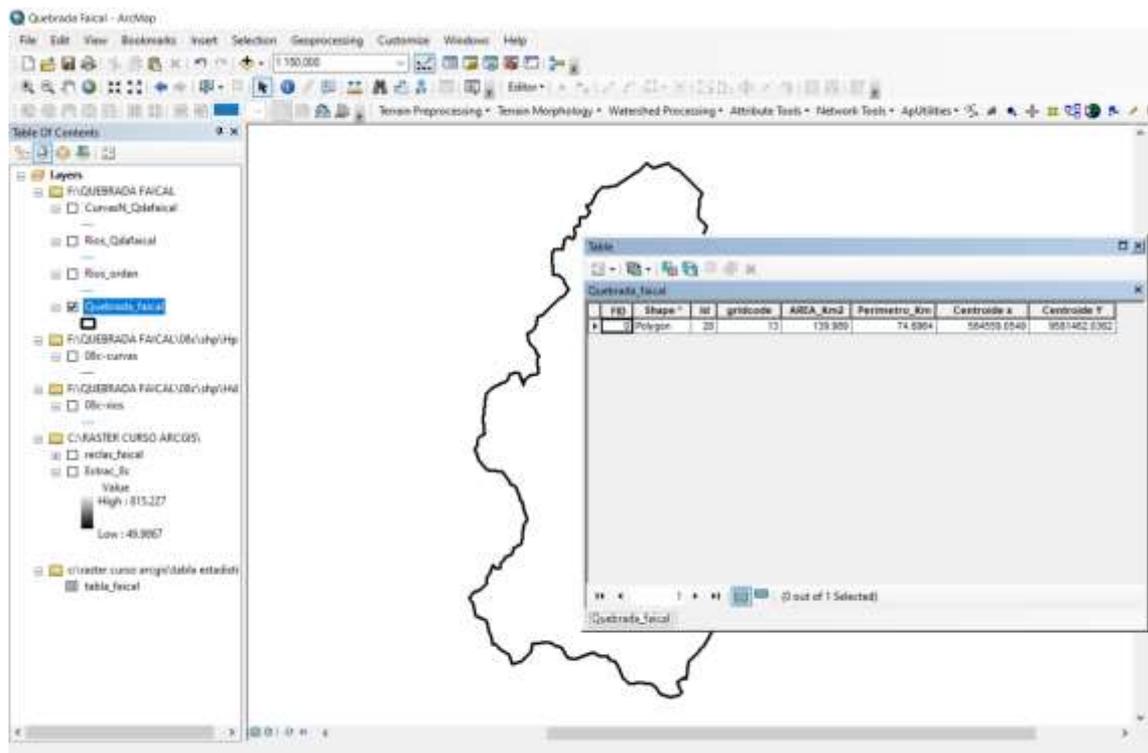


Figura 35: resultado del Área en Km2 y el Perímetro en Km.

20. Verificamos la ubicación de la Sub cuenca faical a través del Google Earth.

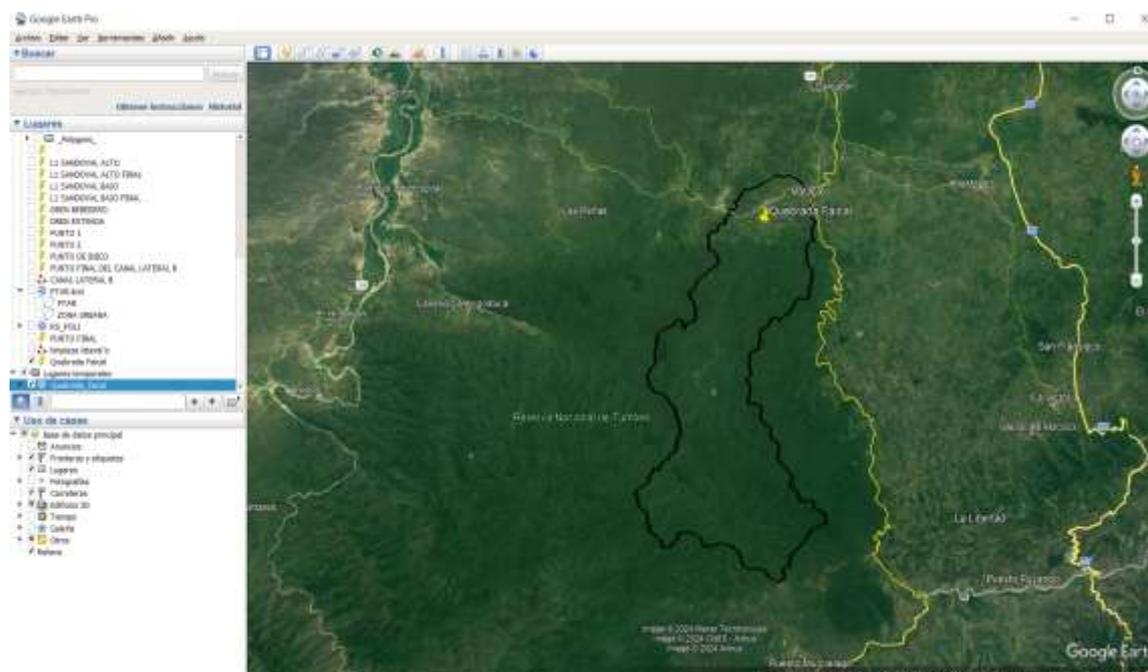


Figura 36: Ubicación de la Sub cuenca faical en el Google Earth

4.2 Características geomorfológicas de la Sub cuenca faical

I.Variable superficial

1.1 Área de la Quebrada (A)

Área de la Sub cuenca: 139,989 Km²

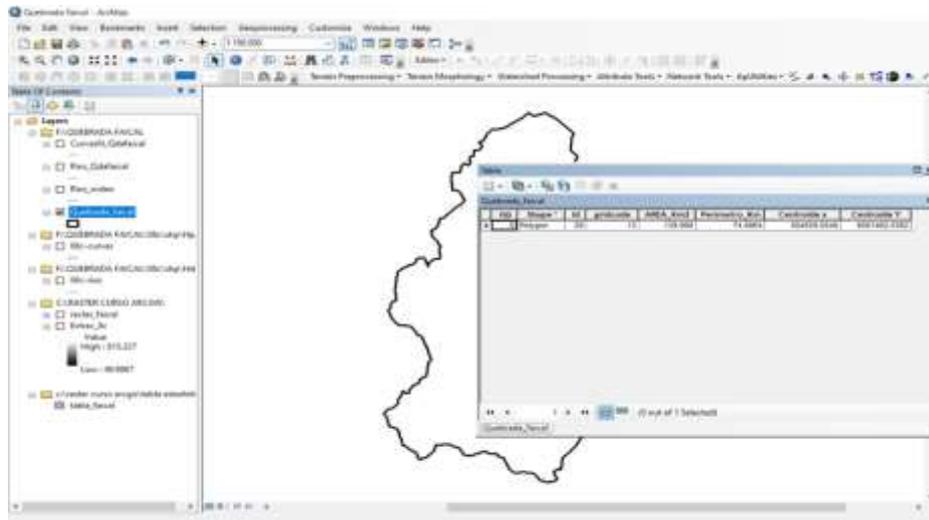


Figura 37: Determinación del área y perímetro

II.Variables lineales

2.1 Perímetro(P): 74 896,4 m o 74,8964 Km

2.2.- Longitud total del cauce (Ltc): Es la sumatoria total de las longitudes de los ríos, la unidad de medida es en Km

Ltc = 46,06 Km

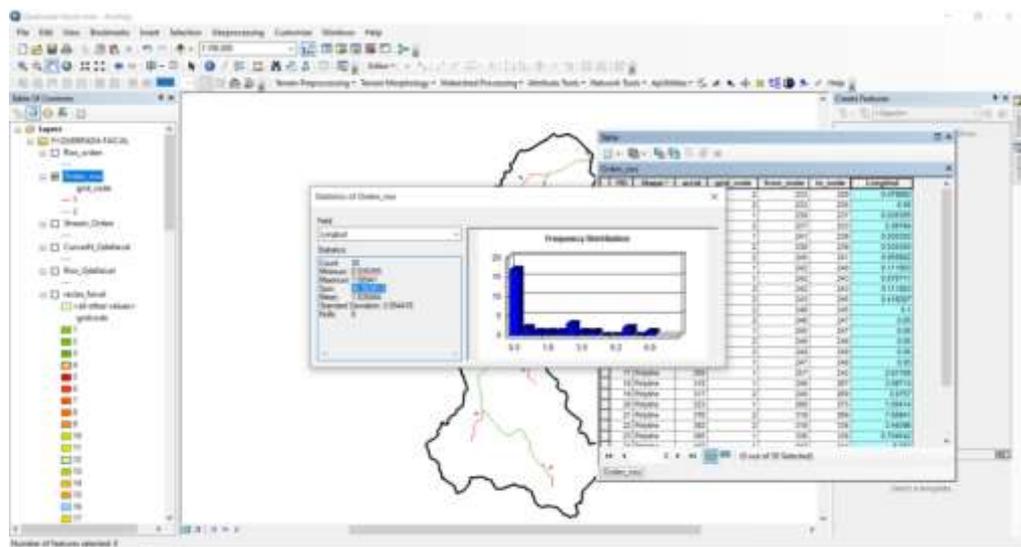


Figura 38: Determinación de la longitud total del cauce

2.3.- Longitud de cauce principal (Lcp): Es la distancia del cauce principal desde el río receptor hasta su nacimiento cerca de la divisoria.

$$Lcp = 27,51 \text{ Km}$$

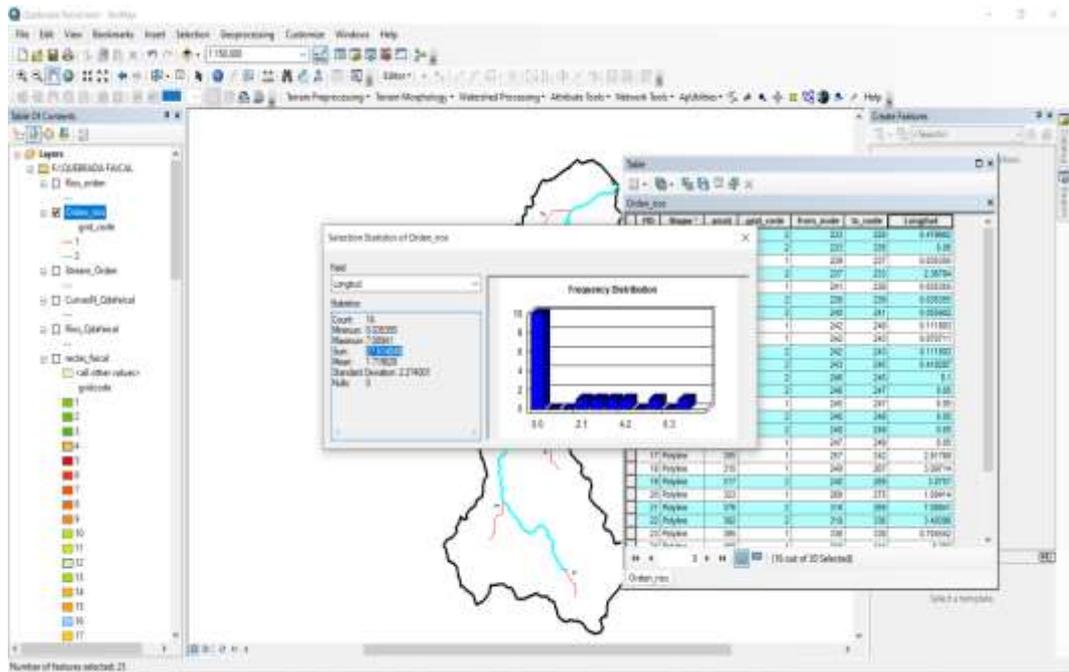


Figura 39: Determinación de la longitud del cauce principal

Tabla 7: Clases de valores de longitud de cauce principal

Rangos de longitud (km)	Clases de longitud del cauce
< 11	Corto
11-15	Mediano
>15	Largo

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la longitud del cauce principal de la Sub cuenca faical es largo.

2.4.- Longitud de cauces secundarios (Lcs): Es la diferencia de la longitud total del cauce con la longitud del cauce principal de los ríos.

$$Lcs = Ltc - lcp$$

$$Lcs = 46,06 \text{ km} - 27,51 \text{ km}$$

$$Lcs = 18,55 \text{ km}$$

2.5.- Ancho medio (A_m): Es el promedio del ancho medido en varias secciones de la cuenca. También se ha definido como el cociente entre el área y la longitud principal del cauce.

$$A_m = \frac{A}{L_{cp}}$$

$$A_m = \frac{139,989 \text{ Km}^2}{27,51 \text{ km}}$$

$$A_m = 5,09 \text{ Km}$$

2.6.- Longitud total de curvas a nivel (L_{tcn}): Es la suma de las longitudes de todas las curvas de nivel dentro de la cuenca.

$$L_{tcn} = 822417,63 \text{ m}$$

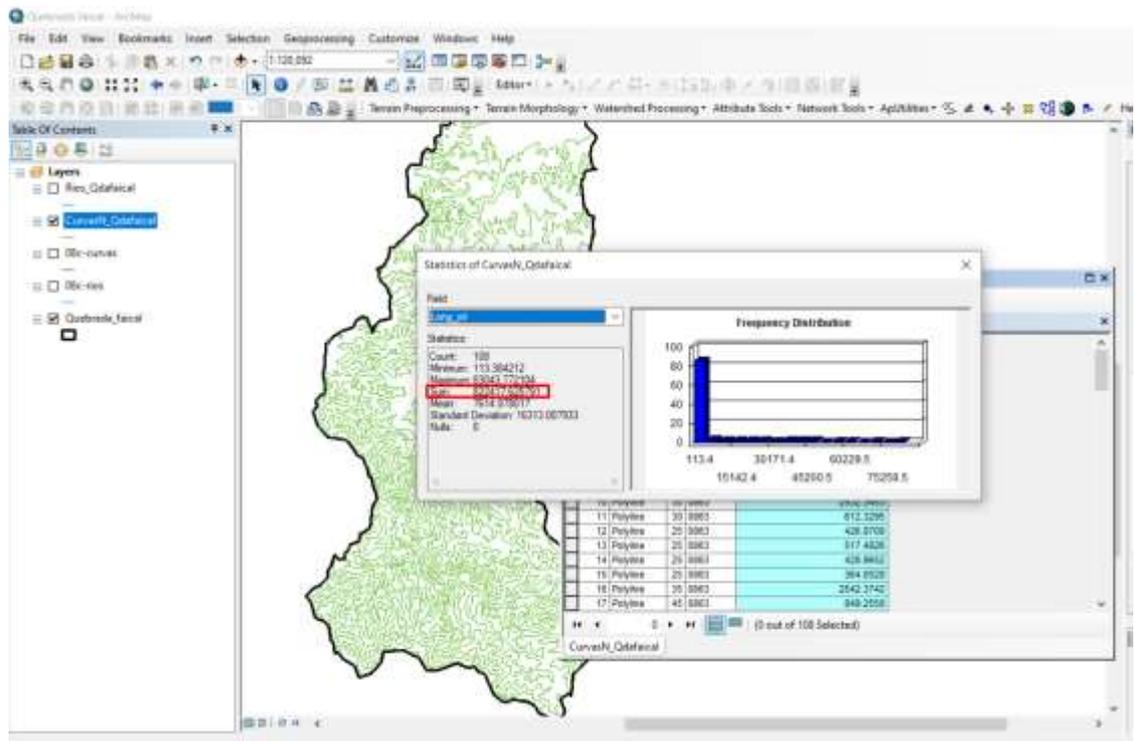


Figura 40: Determinación de la longitud de las curvas de nivel

2.7.- Orden de Jerarquización (OJ): Este índice indica el grado de estructura de la red de drenaje.

$$OJ = 2$$

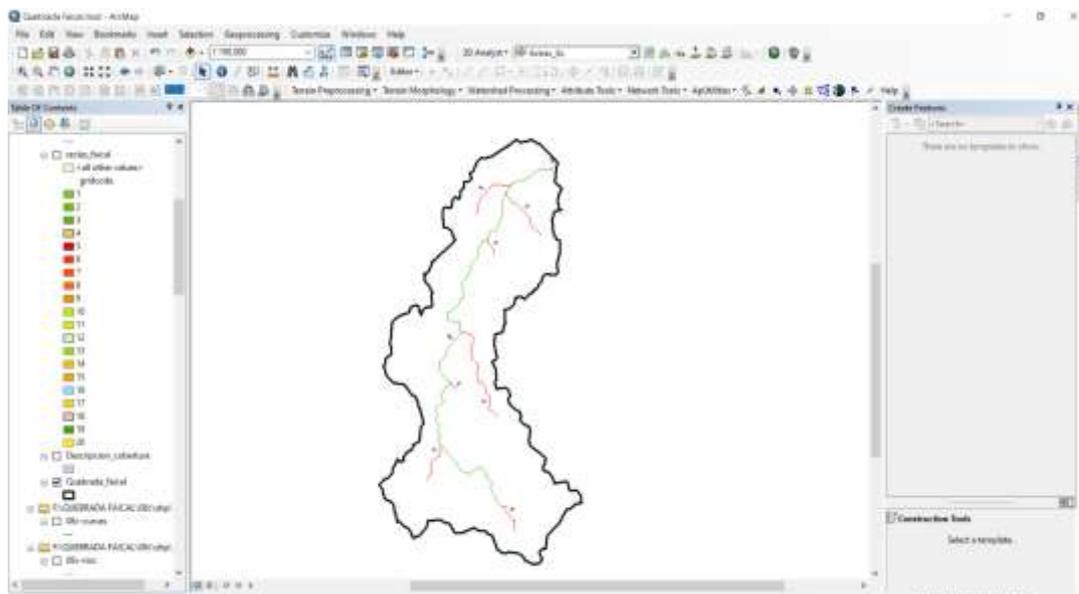


Figura 41: Determinación del orden de jerarquización

Tabla 8: Clases de valores de orden de jerarquización

Rangos de ordenes	Clases de orden
< 3	Bajo
3 - 6	Medio
> 6	Alto

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro el orden de jerarquización de la Sub cuenca faical es bajo.

2.8.- Numero de escurrimientos (Nesc): Es la cantidad de afluentes naturales de la cuenca. Se contabiliza mediante SIG a través del número de segmentos marcados en el mapa digitalizado

$$Nesc = 29$$

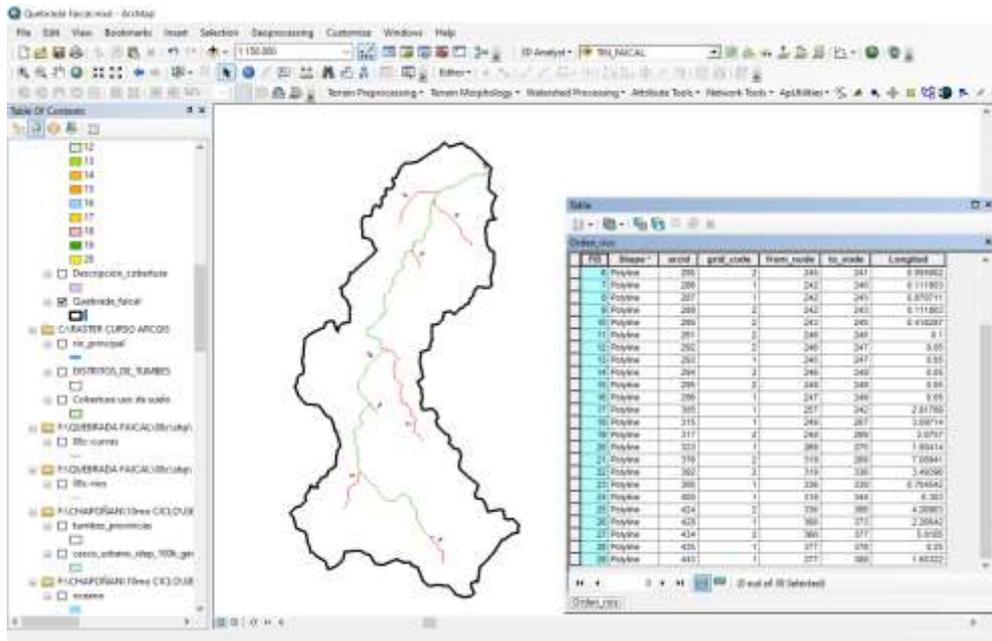


Figura 42: Determinación del número de escurrimientos

Tabla 9: Clase de valores escurrimientos

Rangos de escurrimiento	Clases
0-170	Bajo
170-340	Medio
>340	Alto

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de escurrimiento de la Sub cuenca faical es bajo.

III. Variables de desnivel

3.1 Desnivel altitudinal: Es la diferencia entre la altitud del punto más alto y más bajo del cauce.

Punto más alto= 815,23 m.s.n.m

Punto más bajo= 49,99 m.s.n.m

DA = 765,24 m.s.n.m

Tabla 10: Cotas de la Sub cuenca faical

Rowid	VALUE	COUNT	AREA	MIN	MAX	RANGE	MEAN	STD	SUM
1	1	5400	13500000	49.986656	88.244415	38.257759	71.321081	7.410339	385133.835415
2	2	4955	12387500	88.256699	126.478882	38.222183	103.993364	9.565806	515287.116989
3	3	3057	7642500	126.580376	164.750473	38.170097	147.584444	7.310568	451165.6464
4	4	3215	8037500	164.85321	203.014557	38.161346	194.330063	9.39027	624771.152603
5	5	1545	3862500	203.034698	241.294449	38.25975	221.086557	12.189791	341578.731323
6	6	6192	15480000	241.306061	279.551086	38.245026	252.754091	7.92191	1565053.328888
7	7	4789	11972500	279.613403	317.818298	38.204895	299.292175	7.035215	1433310.226624
8	8	2461	6152500	317.837891	356.038452	38.200562	343.071364	10.353355	844298.625946
9	9	1192	2980000	356.102051	394.343567	38.241516	375.002022	11.977319	447002.410797
10	10	1778	4445000	394.363129	432.603943	38.240814	409.655385	11.034608	728367.275055
11	11	2475	6187500	432.619659	470.86261	38.24295	451.356497	8.849491	1117107.329529
12	12	3243	8107500	470.881409	509.081665	38.200256	495.579059	9.228859	1607162.888519
13	13	1971	4927500	509.169098	547.385315	38.216217	531.195976	11.937355	1046987.268219
14	14	3658	9145000	547.394165	585.654297	38.260132	558.78356	10.874957	2044030.261536
15	15	3456	8640000	585.671082	623.884277	38.213196	602.087891	8.422694	2080815.749817
16	16	2182	5455000	623.918457	662.11377	38.195313	645.430485	10.111039	1408329.318848
17	17	1571	3927500	662.229492	700.436157	38.206665	684.569895	12.169259	1075459.305481
18	18	1234	3085000	700.456909	738.595825	38.138916	715.356286	11.571997	882749.657166
19	19	946	2365000	738.748047	776.639038	37.890991	753.871481	8.982559	713162.421265
20	20	682	1705000	777.086548	815.226685	38.140137	796.474097	8.199379	543195.334167

Figura 43: Determinación desnivel altitudinal

Tabla 11: Clase de valores de elevación media (m)

Rangos de elevación	Clases de elevación
< 200	Baja
200- 500	Media
>500	Alta

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de elevación es alta.

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

$$Sc = \frac{H_{m\acute{a}x} - H_{m\grave{i}n}}{L} \times 100$$

H máx: cota máxima de la cuenca

H min: cota mínima de la cuenca

L: Longitud de cauce principal en m

$$Sc = \frac{815,23 - 49,99}{27,51(1000)} \times 100$$

$$Sc = 2,78 \%$$

Tabla 12: Clase de valores de pendiente de cauce

Rangos de pendiente (%)	Clases
<10	Suave
10-30	Moderada
>30	Fuerte

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de pendiente del cauce principal de la Sub cuenca faical es suave.

3.3.- Pendiente media de la cuenca (S): La pendiente media constituye un elemento importante en el efecto del agua al caer a la superficie, por la velocidad que adquiere y la erosión que produce

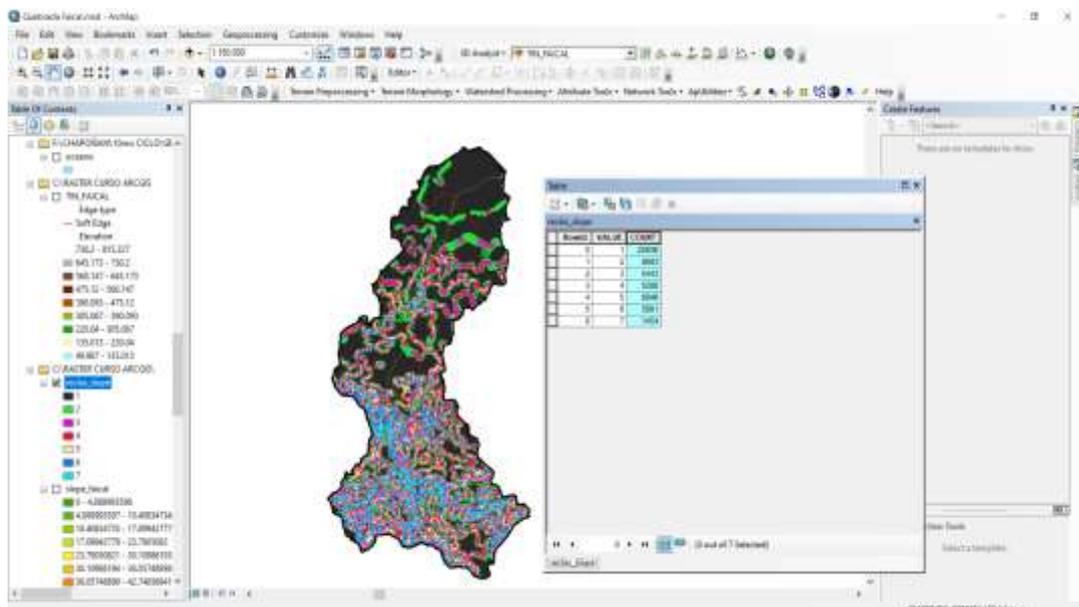


Figura 44: Determinación de la pendiente media de la cuenca

Clasificación de la Pendiente

Porcentaje %	Tipo
< 5	Plano
5 – 12	Ligeramente ondulado
12 – 18	Ondulado
18 – 24	Fuertemente ondulado
24 – 32	Escarpado
32 – 44	Fuertemente escarpado
> 44	Montañoso

Figura 45: Clasificación de la pendiente

Tabla 13: Cuadro para el cálculo de la pendiente media de la cuenca

CUADRO PARA EL CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA					
Nº	RANGO PENDIENTE		PROMEDIO	NÚMERO DE OCURRENCIA	PROMEDIO * OCURRENCIA
	INFERIOR	SUPERIOR			
1	0	5	2.5	20936	52340
2	5	12	8.5	8683	73805.5
3	12	18	15.0	5443	81645
4	18	24	21.0	5286	111006
5	24	32	28.0	6846	191688
6	32	44	38.0	5991	227658
7	44	100	72.0	1454	104688
Suma				54639	842830.5
Pendiente media de la Cuenca					15.43 %

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14: Clase de valores de pendiente media de la cuenca

Rangos de pendiente (%)	Clases
<10	Suave
10-30	Moderada
>30	Fuerte

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de pendiente media de la Sub cuenca faical es moderada.

3.4.- Curva hipsométrica: La curva hipsométrica permite estimar la etapa de la cuenca en su desarrollo geomorfológico y analizar la cuenca según niveles altitudinales.

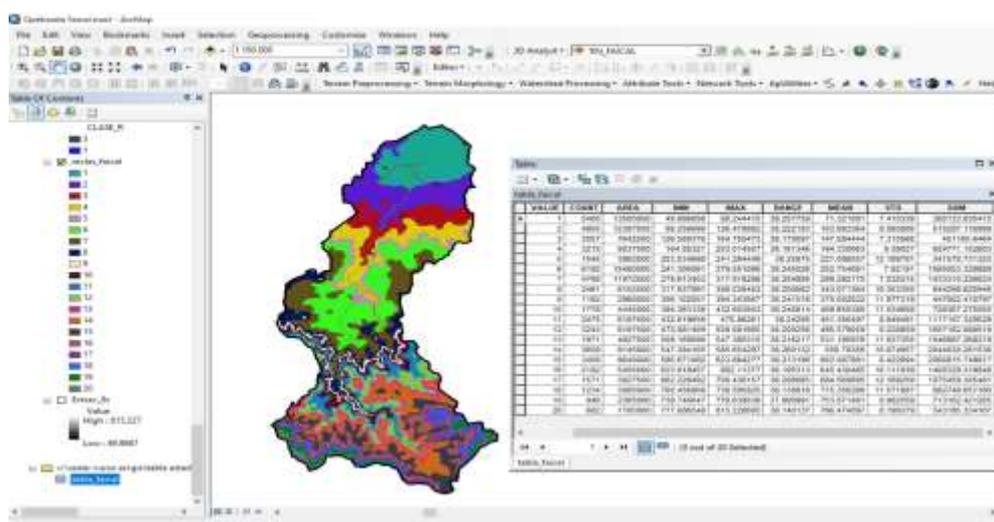
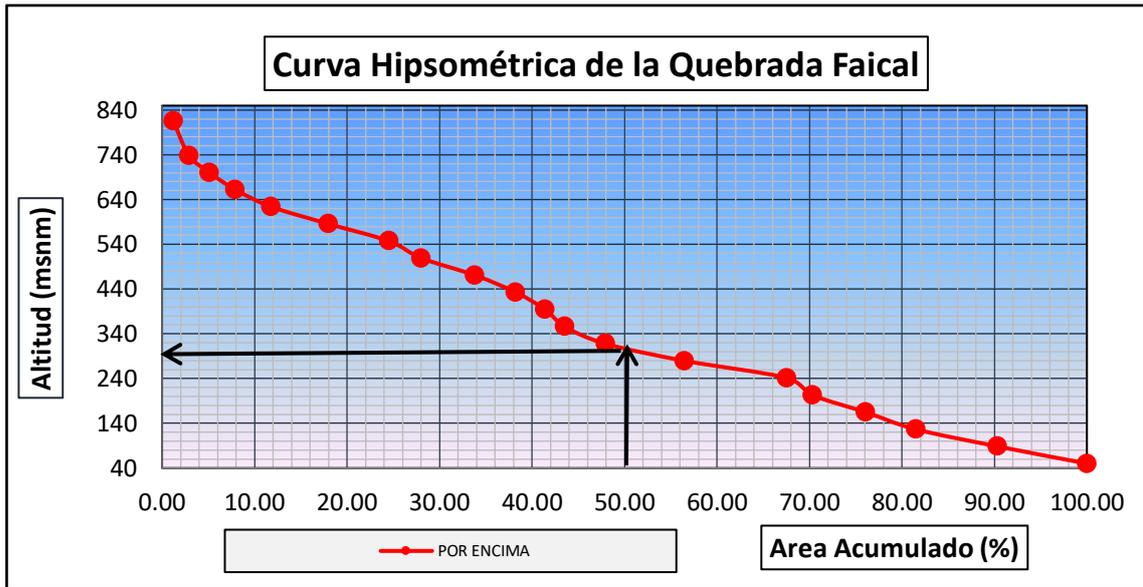


Figura 46: Determinación de la Curva Hipsométrica

Tabla 15: Áreas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
	Km2	(%)	POR DEBAJO		POR ENCIMA	
			(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo	0	0	0	0	140.01	100.00
49.99	13.50	9.64	13.50	9.64	126.51	90.36
88.26	12.39	8.85	25.89	18.49	114.12	81.51
126.58	7.64	5.46	33.53	23.95	106.48	76.05
164.85	8.04	5.74	41.57	29.69	98.44	70.31
203.03	3.86	2.76	45.43	32.45	94.58	67.55
241.31	15.48	11.06	60.91	43.51	79.10	56.49
279.61	11.97	8.55	72.88	52.06	67.12	47.94
317.84	6.15	4.39	79.04	56.45	60.97	43.55
356.10	2.98	2.13	82.02	58.58	57.99	41.42
394.36	4.45	3.17	86.46	61.75	53.55	38.25
432.62	6.19	4.42	92.65	66.17	47.36	33.83
470.88	8.11	5.79	100.76	71.97	39.25	28.03
509.17	4.93	3.52	105.68	75.48	34.32	24.52
547.39	9.15	6.53	114.83	82.02	25.18	17.98
585.67	8.64	6.17	123.47	88.19	16.54	11.81
623.92	5.46	3.90	128.92	92.08	11.08	7.92
662.23	3.93	2.81	132.85	94.89	7.16	5.11
700.46	3.09	2.20	135.94	97.09	4.07	2.91
738.75	2.37	1.69	138.30	98.78	1.71	1.22
815.23	1.71	1.22	140.01	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	140.01	100.00				

Figura 47: Curva Hipsométrica de la Quebrada Faical



Cálculo de la Altitud de la mediana

Altitud de la mediana = 300 msnm (Intersección de las curvas hipsoométricas)

3.5.- Perfil longitudinal: El perfil longitudinal, nos servirá como reflejo del comportamiento del terreno tanto en (proyectos de viviendas, terrazas y bancales) como en ingeniería (proyectos de trazados de vías públicas, canalizaciones etc.)

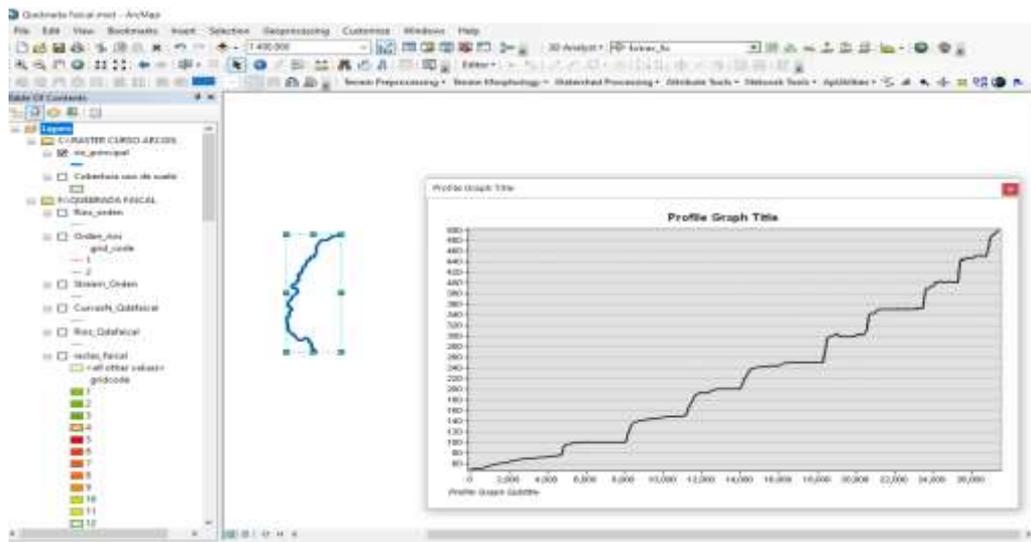


Figura 48: Determinación del perfil longitudinal

Tabla 16: Datos para el perfil longitudinal

	Progresiva	Long. (m)	Long Acumulada (m)	Cota	Desnivel	S	1/(S)^0.5
0	0+000	0.00	0.00	50.00			
1	3+500	3500.00	3500.00	70.84	20.84	0.2942	1.8437
2	7+000	3500.00	7000.00	99.96	29.12	0.2913	1.8528
3	10+500	3500.00	10500.00	149.35	49.39	0.3307	1.7389
4	14+000	3500.00	14000.00	203.90	54.55	0.2675	1.9334
5	17+500	3500.00	17500.00	249.72	45.82	0.1835	2.3345
6	21+000	3500.00	21000.00	344.10	94.38	0.2743	1.9094
7	24+500	3500.00	24500.00	401.82	57.72	0.1436	2.6385
8	27+500	3000.00	27500.00	500.00	98.18	0.1964	2.2567
Suma							16.5079

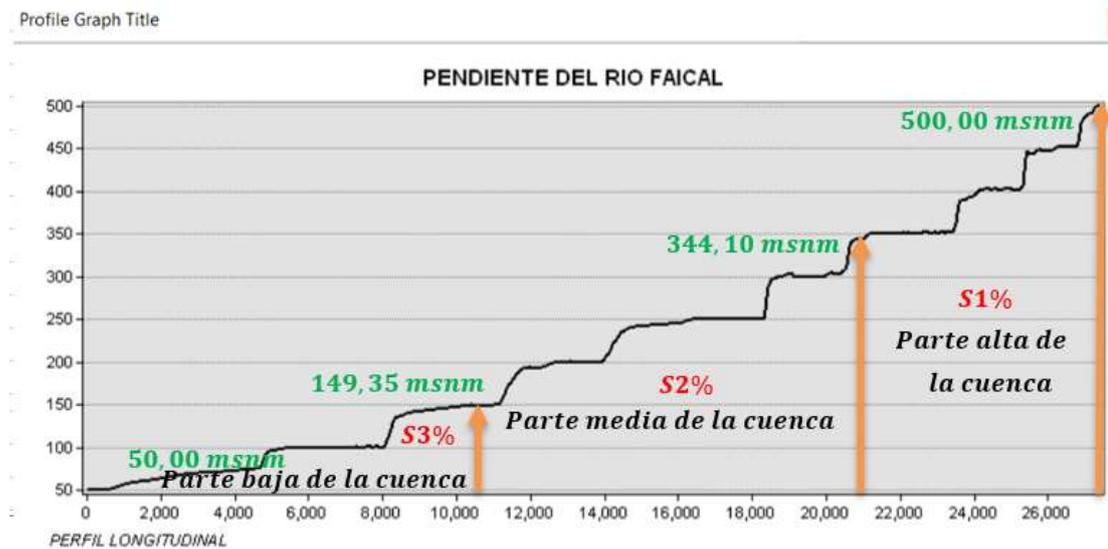


Figura 49: Pendiente por tramos

Tabla 17: Resultado de pendientes por tramos

S3% PARTE BAJA	0.95
S2% PARTE MEDIA	1.85
S1% PARTE ALTA	2.4

3.6.- Rectángulo Equivalente

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

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

Donde:

A = area de la cuenca (km^2)

k = coeficiente de compacidad o indice de gravelius

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

$$L = \frac{1,75\sqrt{139,989}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,75} \right)^2} \right]$$

$$L = 32,69 \text{ km}$$

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

$$l = \frac{1,75\sqrt{139,989}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,75} \right)^2} \right]$$

$$l = 4,28 \text{ km}$$

Tabla 18: Rectángulo Equivalente

Cota (msnm)	Área Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
49.99	13.50	3.15
88.26	12.39	2.89
126.58	7.64	1.78
164.85	8.04	1.88
203.03	3.86	0.90
241.31	15.48	3.62
279.61	11.97	2.80
317.84	6.15	1.44
356.10	2.98	0.70
394.36	4.45	1.04
432.62	6.19	1.44
470.88	8.11	1.89
509.17	4.93	1.15
547.39	9.15	2.14
585.67	8.64	2.02
623.92	5.46	1.27
662.23	3.93	0.92
700.46	3.09	0.72
738.75	2.37	0.55
815.23	1.71	0.40
Suma		32.69

Fuente: Elaboración propia

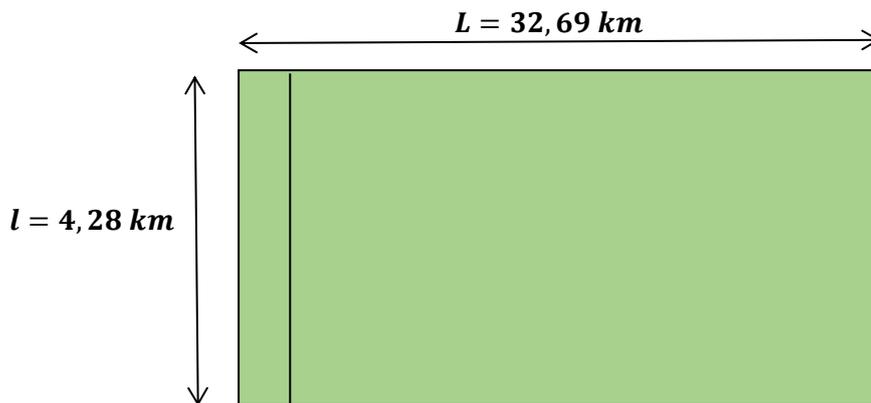


Figura 50: Rectángulo Equivalente

IV. Variable de densidad

4.1.- Densidad de drenaje (Dd):

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \dots \dots \frac{Km}{Km^2}$$

Li: Longitud total de los ríos

A: Área de la cuenca

$$D_d = \frac{46,06 Km}{139,989 Km^2}$$

$$D_d = 0,33 Km/Km^2$$

Tabla 19: Clase de valores de densidad de drenaje

Rangos de densidad	Clases
<5	Baja
5-10	Moderada
>10	Alta

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de densidad de drenaje de la Sub cuenca faical es baja.

4.2 Coeficiente de compacidad (Kc) o de Gravelius

$$K_{cg} = 0.28 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

Kcg: Coeficiente de compacidad o de gravelius

P: Perímetro de la cuenca en Km

A: Área de la cuenca en Km²

$$K_{cg} = 0.28 \left(\frac{74,8964 Km}{\sqrt{139,989 Km^2}} \right)$$

$$K_{cg} = 1,75$$

Tabla 20: Clases de valores de compacidad

Rangos de K_c	Clases de compacidad
< 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la clase de densidad de compacidad de la Sub cuenca faical es De oval oblonga a rectangular oblonga.

4.3 Coeficiente de forma (Kf):

$$K_f = \frac{A}{L_{cp}^2}$$

Kf: Coeficiente de forma

A: Área de la cuenca en Km²

Lcp: Longitud cauce principal km

$$K_f = \frac{139,989 \text{ Km}^2}{(27,51 \text{ Km})^2}$$

$$K_f = 0,1849$$

Tabla 21: Clases de valores de forma

Rangos de K_f	Clases de forma
<0,2	Muy poco achatada
0,2 – 0,5	Ligeramente achatada
>0,5	Moderadamente achatada

Fuente: Delgado, 2011

Según el cálculo que resultó y en comparación con el cuadro la Sub cuenca faical es muy poco achatada.

4.3 Método de Creager

Estima el caudal máximo anual aplicando la siguiente fórmula.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

Dónde:

$Q_{m\acute{a}x.}$ = para un periodo de retorno T seleccionado, en m^3/s .

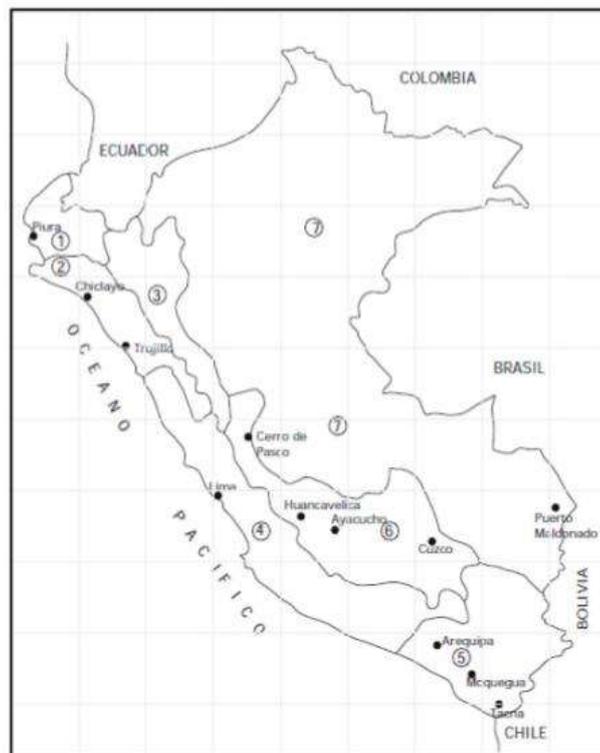
A = área de la Sub cuenca aportante, en km^2 .

T = periodo de retorno, en años.

C_1, C_2 = coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas.

m, n = exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas.

En la siguiente imagen se aprecia las determinadas regiones y los coeficientes que corresponde para cada una de ellas.



REGION	C1	C2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.1	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: (GARCIA M . 2011)
 Figura 51: Mapa de método de creager

Caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) * \log T * A^{m*A^{-n}}$$

$$Q_{max} = (1,01 + 4,37) * \log 50 * 139,989^{1,02*139,989^{-0,04}}$$

$$Q_{max} = 571,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se realizó el mismo procedimiento para los coeficientes y caudales que muestran a continuación haciendo uso de Excel.

Tabla 22: Datos obtenidos para el método de Creager

<i>C1</i>	1,01
<i>C2</i>	4,37
<i>m</i>	1,02
<i>n</i>	0,04
Área	139,989
<i>m * A⁻ⁿ</i>	0,84

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23: Datos estimados de caudales por método de Creager

<i>Tr</i>	(<i>C1 + C2</i>)	<i>log</i>	Área	<i>m * A⁻ⁿ</i>	<i>Q máx (m³/s)</i>
2	5.38	0.30	139.989	0.84	101.34
5	5.38	0.70	139.989	0.84	235.31
10	5.38	1.00	139.989	0.84	336.66
25	5.38	1.40	139.989	0.84	470.63
50	5.38	1.70	139.989	0.84	571.97
100	5.38	2.00	139.989	0.84	673.32
200	5.38	2.30	139.989	0.84	774.66
500	5.38	2.70	139.989	0.84	908.63

Interpretación: Según el Método de Creager en la Sub cuenca faical se espera un caudal aproximado de **571,97 m³/s** dentro de 50 años.

4.4 Método racional modificado

Estima el caudal máximo anual aplicando la siguiente fórmula.

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

A). Tiempo de concentración

Se obtuvo mediante la fórmula de Temez (para cuencas mayores a 13 km)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{s^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Donde:

L = longitud de cauce principal

S = pendiente media del cauce

T_c = tiempo de concentración

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{s^{0,25}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 0,3 \left(\frac{27,51}{2,78^{0,25}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 3,0674 \text{ horas}$$

B). Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración (horas)

K = coeficiente de uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

$$K = 1 + \frac{3,0673^{1,25}}{3,0673^{1,25} + 14}$$

$$K = 1,22$$

C) Coeficiente de similitud o Factor reductor (K_A)

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} * A}{15}$$

Donde:

A: área de la cuenca (Km²)

K_A : coeficiente de similitud o factor reductor

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} * A}{15}$$

$$K_A = 1 - \frac{\log (139,989 \text{ km}^2)}{15}$$

$$K_A = 0,86$$

D) Precipitación máxima corregida sobre la cuenca

$$P = K_A * P_d$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida

K_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

Para calcular la precipitación máxima corregida sobre la Sub cuenca se usó el software Hydrognomon el cual nos ayudó con los datos estadísticos requeridos.

Pasos para determinar la precipitación máxima diaria (mm)

1) Abrimos el Software Hydrognomon

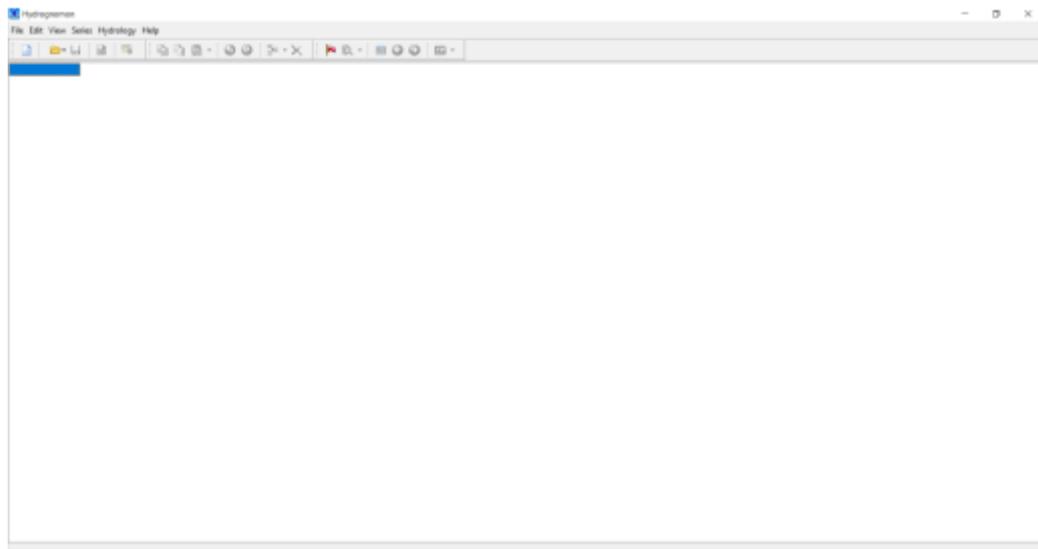
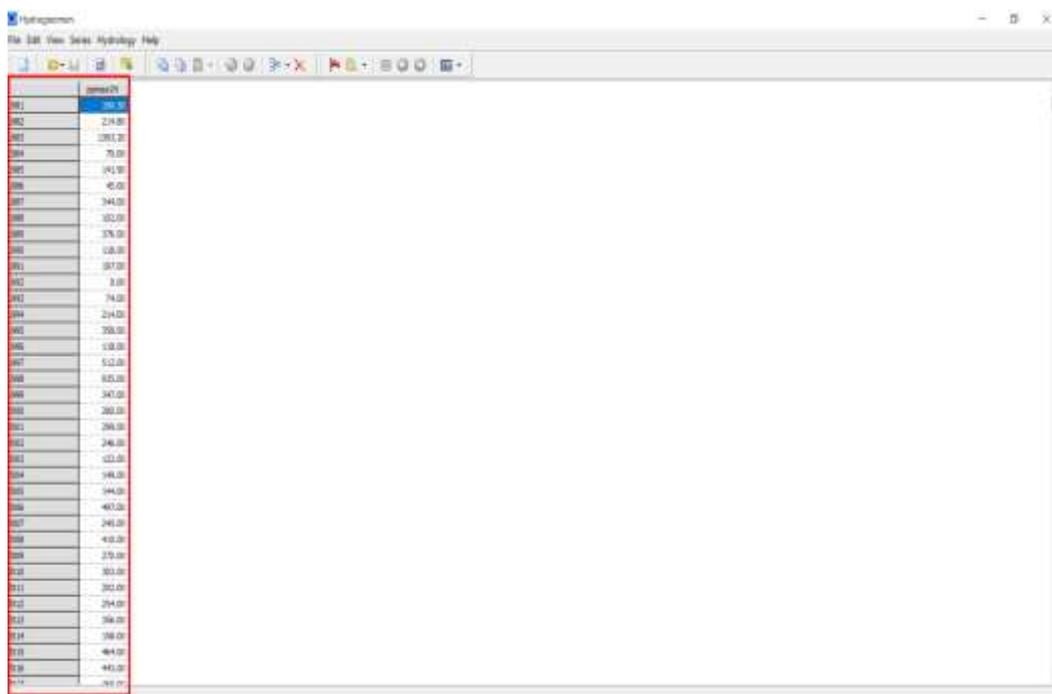


Figura 52: Ventana de Hydrognomon

2) Insertamos los datos de precipitación de la estación de matapalo



Year	Precipitation (mm)
2011	388.00
2012	219.00
2013	388.00
2014	78.00
2015	142.97
2016	45.00
2017	344.00
2018	182.00
2019	376.00
2020	138.00
2021	187.00
2022	8.00
2023	74.00
2024	214.00
2025	358.00
2026	138.00
2027	532.00
2028	620.00
2029	340.00
2030	289.00
2031	286.00
2032	246.00
2033	123.00
2034	148.00
2035	194.00
2036	460.00
2037	246.00
2038	418.00
2039	279.00
2040	383.00
2041	280.00
2042	214.00
2043	368.00
2044	368.00
2045	484.00
2046	443.00
2047	191.00

Figura 53: Insertamos los datos de la precipitación de la estación de matapalo

3) Nos vamos donde dice Hydrology, luego a Pythia – Statistical analysis

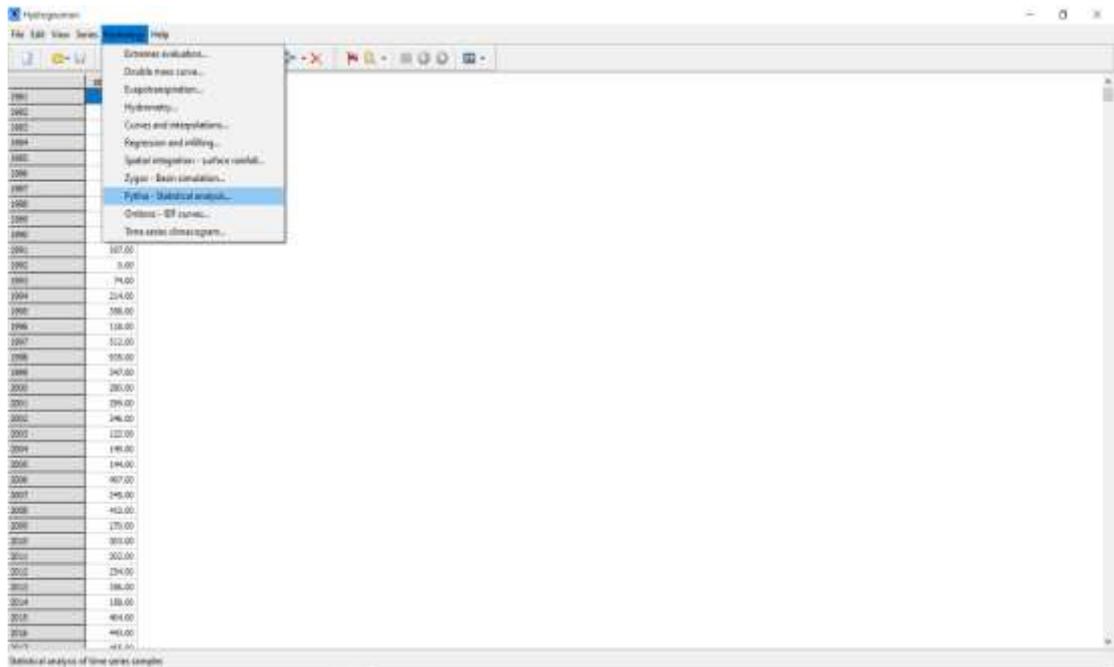


Figura 54: Vamos a la herramienta de Hydrology

4) Gráfico de las precipitaciones

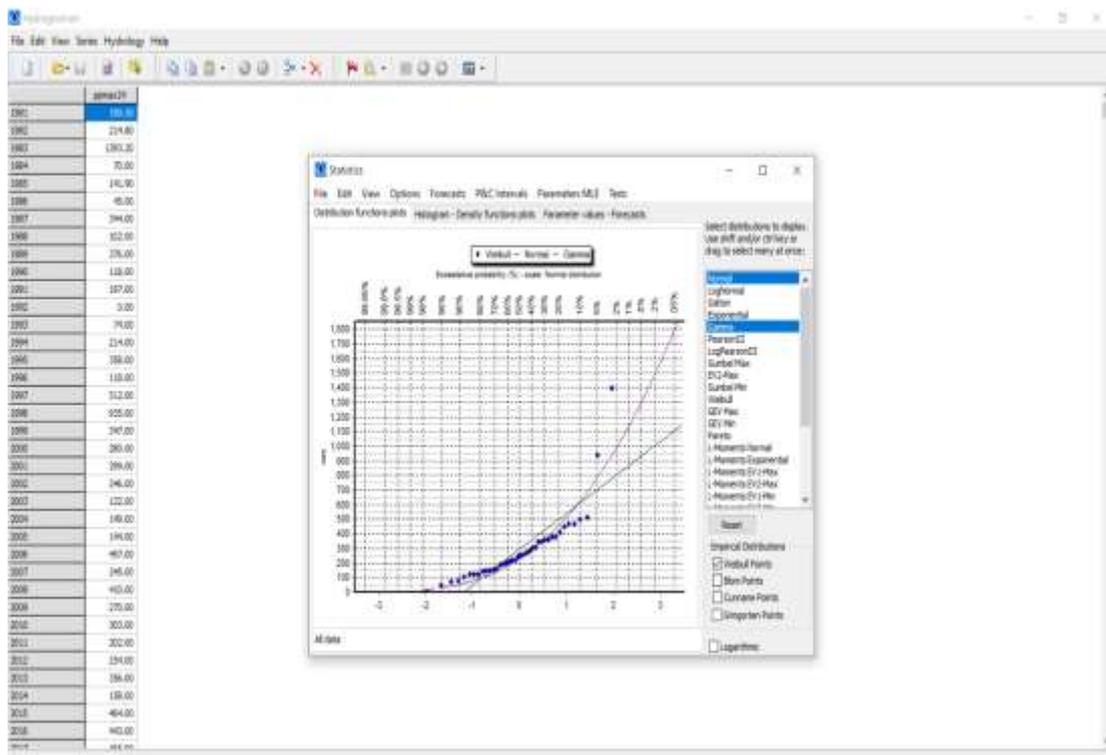


Figura 55: Curva de las precipitaciones

5) Vemos que los métodos estadísticos que más se asemejan a las precipitaciones son los métodos Log Normal y Log Pearson III, pero la que más se asemeja a la curva de precipitaciones es el método estadístico Log Normal, el cual trabajaremos con los datos de precipitación máxima de dicho método.

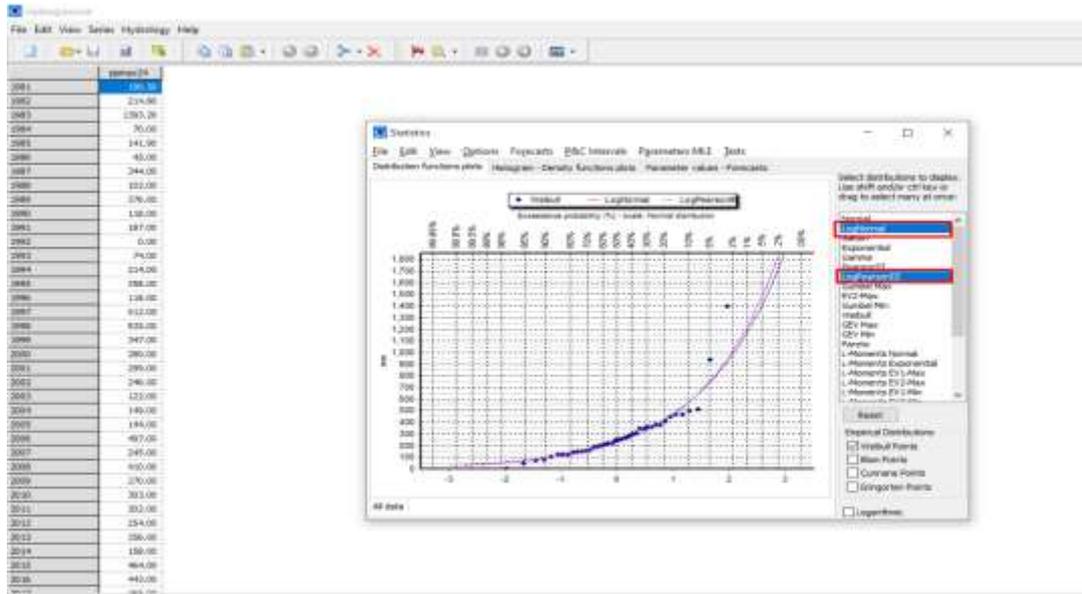


Figura 56: Curva de precipitación Log Normal y Log Pearson III

6) Calculamos la precipitación máxima (mm) con un periodo de retorno de 2 años

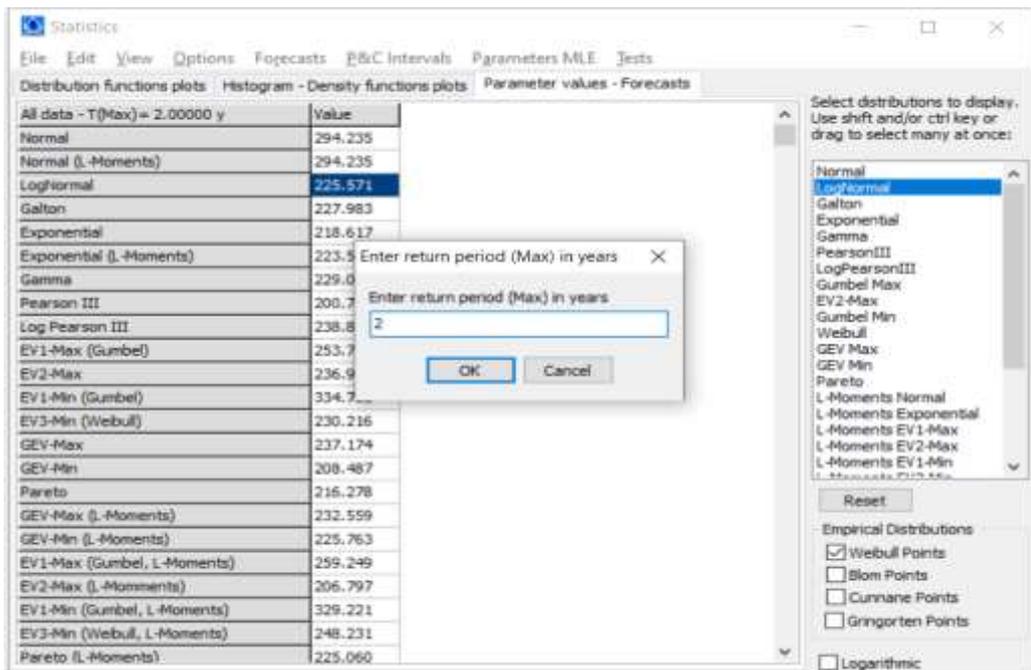


Figura 57: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 2 años

- 7) Calculamos la precipitación máxima (mm) con un periodo de retorno de 5 años

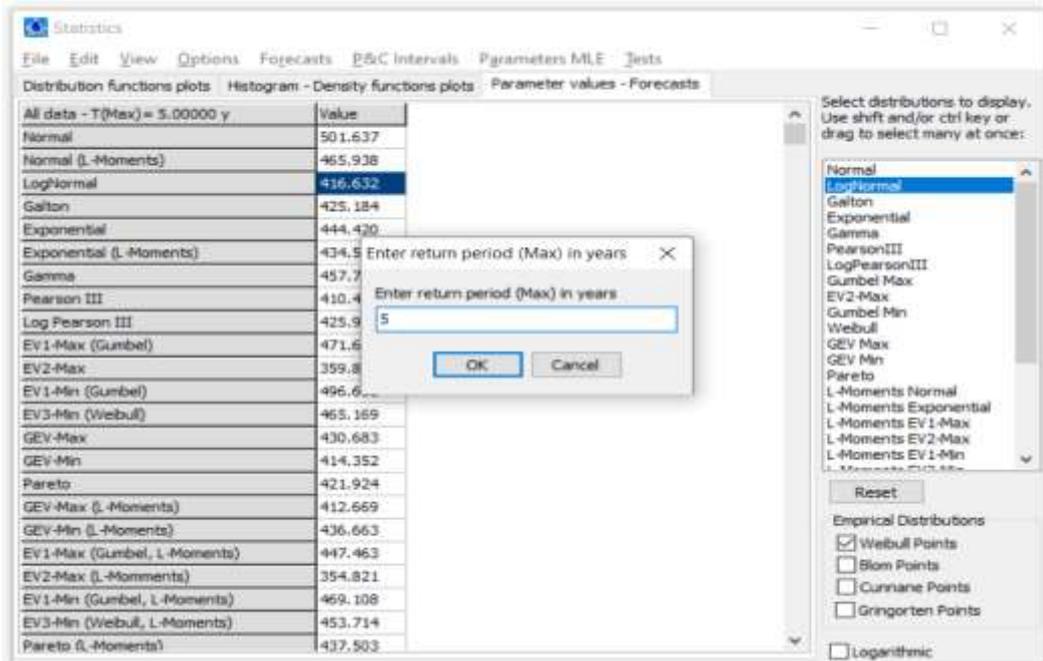


Figura 58: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 5 años

- 8) Calculamos la precipitación máxima (mm) con un periodo de retorno de 10 años

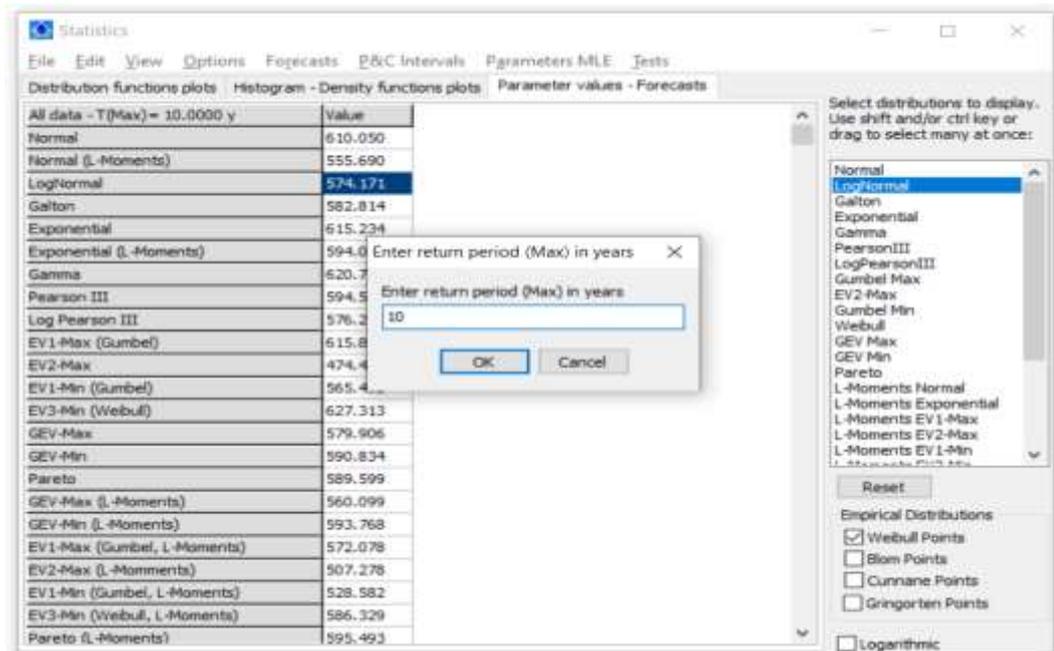


Figura 59: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 10 años

- 9) Calculamos la precipitación máxima (mm) con un periodo de retorno de 25 años

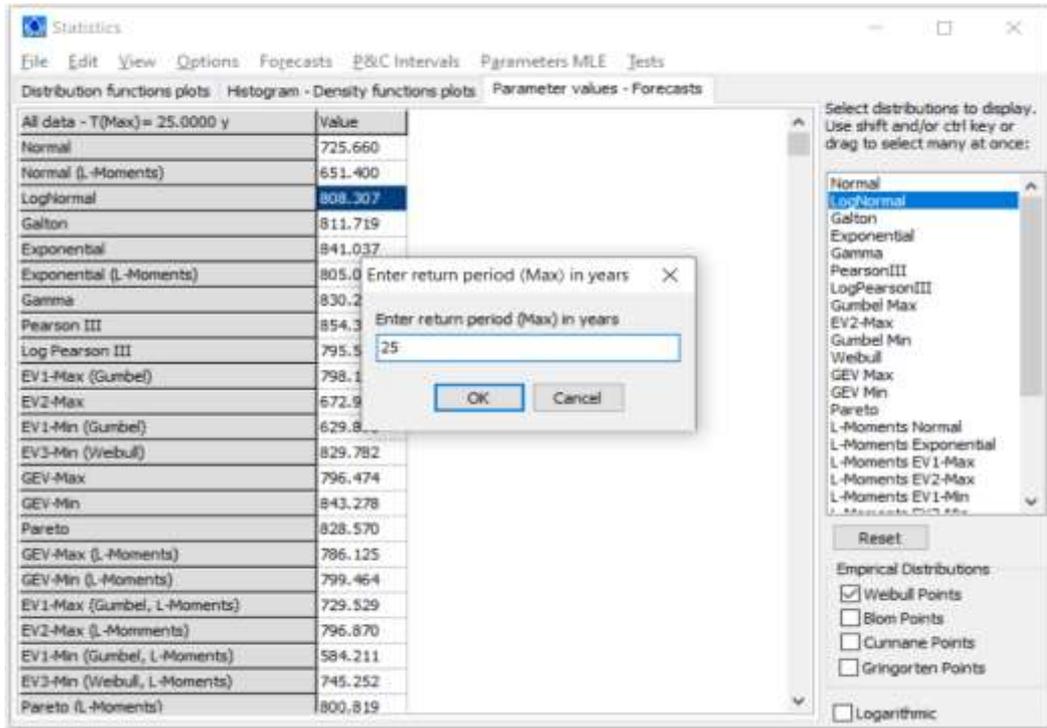


Figura 60: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 25 años

- 10) Calculamos la precipitación máxima (mm) con un periodo de retorno de 50 años

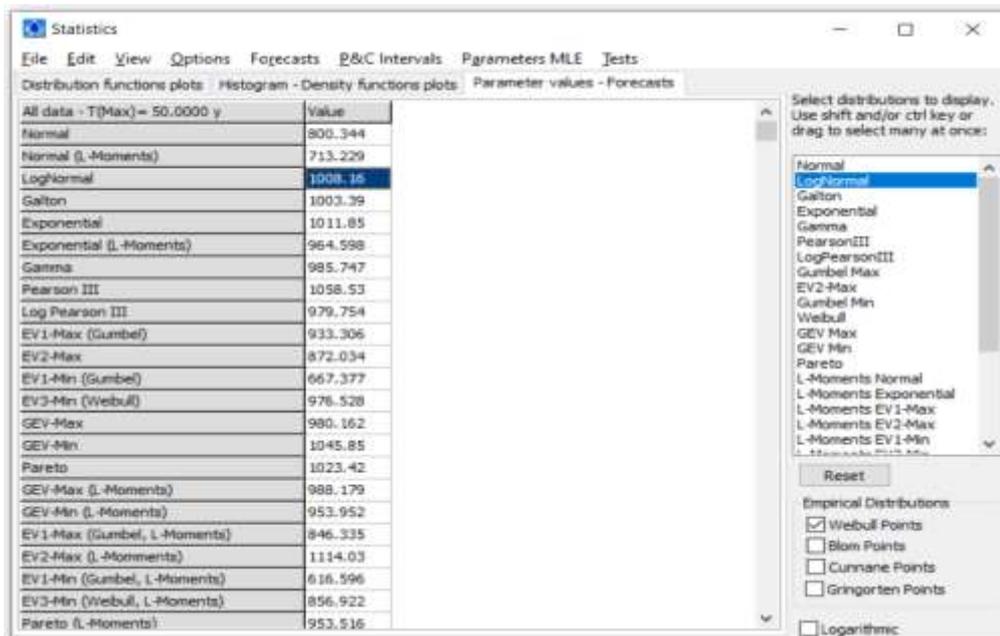


Figura 61: Precipitación máxima (mm), periodo de retorno de 50 años

11) Así sucesivamente calculamos los datos para 100, 200 y 500 años, obteniendo la siguiente tabla de precipitaciones máximas (mm)

Tabla 24: Datos estimados de precipitaciones (según Hydrognomon) de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 años

LOG NORMAL			
Periodo retorno	P	Precipitación	Corrección
Años		mm	
2	0.5	225.57	254.90
5	0.2	416.63	470.79
10	0.1	574.17	648.81
25	0.04	808.31	913.39
50	0.02	1008.16	1139.22
100	0.01	1229.81	1389.69
200	0.005	1475.13	1666.90
500	0.002	1838.87	2077.92

Fuente: Elaboración propia

La organización Meteorologica Mundial, en su guía de prácticas hidrológicas, explica que estudios de miles de años - estaciones de datos pluviométricos indican que al multiplicar las cantidades máximas anuales de lluvia diaria u horaria, para un solo intervalo fijo de observaciones de una a 24 horas por el factor 1.13, se producirán valores que aproximan mucho a los que se obtendrán de un análisis de los máximos reales. Se requieren ajustes menores cuando las cantidades máximos observados se determinan a partir de dos o más intervalos de observación fija.

P : Precipitación máxima corregida

K_A : Factor reductor

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

$$P = K_A * P_d$$

$$P = 0,86 * 1139,22 \text{ mm}$$

$$P = 979,73 \text{ mm (50 años)}$$

E) Intensidad de Precipitación (I)

$$I = \frac{P * C}{D}$$

Donde:

I: Intensidad para un periodo de Retorno *Tr* en (mm/h).

P: Precipitación máxima corregida (mm)

C: coeficiente de Duración

D: Duración en Horas

Tabla 25: Coeficientes de duración

<i>Duración de precipitación en horas</i>	<i>Coefficiente</i>
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Ministerio de Transportes. (2019). Manual de Hidrología, Hidráulica Y Drenaje

$$I = \frac{979,73 * 1,00}{24}$$

$$I = 40,82 \text{ mm/h}$$

F) Coeficiente de Escorrentía (C)

De acuerdo a la visita de campo, el coeficiente “C” tiene un valor de 0.2, ya que la cuenca cuenta con montañas y vegetación extensa como lo demuestra el anexo 25

$$C = 0,20$$

Cálculo del Caudal Máximo Racional Modificado

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

Donde:

Q = Caudal máximo de diseño

C = Coeficiente de Escorrentía

I = Intensidad de Precipitación

A = Área de la Sub Cuenca

$$Q = \frac{CIA}{3,6} * K$$

$$Q = \frac{0,20 * 40,82 \frac{mm}{h} * 139,989 km^2}{3,6} * 1,22$$

$$Q = 387,33 m^3/s$$

Tabla 26: Datos estimados de caudales por método de Racional Modificado

Tr	C	I	A	K	Constante	Q máx (m ³ /s)
2	0.2	9.13	139.989	1.22	3.6	86.66
5	0.2	16.87	139.989	1.22	3.6	160.07
10	0.2	23.25	139.989	1.22	3.6	220.59
25	0.2	32.73	139.989	1.22	3.6	310.54
50	0.2	40.82	139.989	1.22	3.6	387.33
100	0.2	49.80	139.989	1.22	3.6	472.48
200	0.2	59.73	139.989	1.22	3.6	566.73
500	0.2	74.46	139.989	1.22	3.6	706.48

Interpretación: Según el Método Racional Modificado en la Sub cuenca faical se espera un caudal aproximado de **387,33 m³/s** dentro de 50 años.

CAUDAL MÁXIMO METODO EMPIRICO

Una vez obtenido los caudales para determinados tiempos de retornos con ambos métodos, se calcula el promedio y se obtiene el caudal máximo.

Tabla 27: Caudal Máximo de Métodos Empíricos

<i>Tr</i>	<i>Método de Creager</i>	<i>Método Racional Modicado</i>	<i>Q (m³/s)</i>
2	101.34	86.66	94.00
5	235.31	160.07	197.69
10	336.66	220.59	278.63
25	470.63	310.54	390.59
50	571.97	387.33	479.65
100	673.32	472.48	572.90
200	774.66	566.73	670.70
500	908.63	706.48	807.55

Interpretación: Según los métodos empíricos en la Sub cuenca faical el caudal de aproximado es de **479,65 m³/s** para un tiempo de retorno de 50 años.

4.5 Método de iszkowski

Para la determinación del caudal por el método de Iszkowski emplearemos la siguiente fórmula:

$$Q = m * C * P (A * 10^{-3})$$

Donde:

Q = descarga máxima (m³/s.)

A = área de la Sub cuenca (Km²)

P = precipitación total anual promedio

m = factor por el tamaño de la cuenca

C = coeficiente de la morfología de la cuenca.

Clasificamos la Sub cuenca de acuerdo a las tablas de Iszkowski:

Se hace una interpolación con el área de la cuenca (**139,989 km²**), usando la tabla para determinar el valor de **m**

100	→	7,4
139,989	→	m
500	→	5,9

$$\frac{100 - 500}{139,989 - 500} = \frac{7,4 - 5,9}{m - 5,9}$$

$$\frac{-400}{-360,011} = \frac{1,5}{m - 5,9}$$

$$1,11(m - 5,9) = 1,5$$

$$1,11m - 6,549 = 1,5$$

$$1,11m = 8,049$$

$$m = \frac{8,049}{1,11}$$

$$m = 7,25$$

Como la Sub cuenca en estudio corresponde a montañosa con vegetación, se usó el coeficiente **C=0.2**, de acuerdo a la tabla de coeficientes de morfología de la cuenca.

Luego se determinó los valores máximos de precipitación para cada año de acuerdo a la data Histórica, registrada en la estación meteorológica de Matapalo

Tabla 28: Precipitación máxima de 39 años (Estación de Matapalo)

MES/AÑO	Precipitación máxima (mm)
Mar-81	190.5
Dic-82	214.8
May-83	1393.2
Feb-84	70
Mar-85	141.9
Dic-86	45
Feb-87	344
Ene-88	102
Feb-89	376
Feb-90	118
Feb-91	197
May-93	74
Ene-94	214
Feb-95	358
Feb-96	118
Dic-97	512
Feb-98	935
Feb-99	347
Mar-00	280
Mar-01	299
Mar-02	246
Feb-03	122
Feb-04	149
Mar-05	144
Feb-06	497
Mar-07	245
Feb-08	410
Ene-09	270
Mar-10	303
Feb-11	202
Ene-12	254
Mar-13	356
Ene-14	158
Mar-15	464
Feb-16	443
Mar-17	465
Feb-18	153
Feb-19	373
Mar-20	186

Empleamos la fórmula para cada uno de los datos de precipitación. (**Q año 1981**)

$$Q = m * C * P (A * 10^{-3})$$

$$Q = 7,25 * 0,2 * 190,5 \text{ mm} (139,989 \text{ km}^2 * 10^{-3})$$

$$Q = 38,67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 29: Caudal estimado por método de Iszkowski

Ítem	Año	Precipitación (mm)	<i>m</i>	<i>C</i>	<i>A</i>	10^{-3}	Caudal (m^3/s)
1	1981	190.5	7.25	0.2	139.989	0.001	38.67
2	1982	214.8	7.25	0.2	139.989	0.001	43.60
3	1983	1393.2	7.25	0.2	139.989	0.001	282.80
4	1984	70.0	7.25	0.2	139.989	0.001	14.21
5	1985	141.9	7.25	0.2	139.989	0.001	28.80
6	1986	45.0	7.25	0.2	139.989	0.001	9.13
7	1987	344.0	7.25	0.2	139.989	0.001	69.83
8	1988	102.0	7.25	0.2	139.989	0.001	20.70
9	1989	376.0	7.25	0.2	139.989	0.001	76.32
10	1990	118.0	7.25	0.2	139.989	0.001	23.95
11	1991	197.0	7.25	0.2	139.989	0.001	39.99
12	1993	74.0	7.25	0.2	139.989	0.001	15.02
13	1994	214.0	7.25	0.2	139.989	0.001	43.44
14	1995	358.0	7.25	0.2	139.989	0.001	72.67
15	1996	118.0	7.25	0.2	139.989	0.001	23.95
16	1997	512.0	7.25	0.2	139.989	0.001	103.93
17	1998	935.0	7.25	0.2	139.989	0.001	189.79
18	1999	347.0	7.25	0.2	139.989	0.001	70.44
19	2000	280.0	7.25	0.2	139.989	0.001	56.84
20	2001	299.0	7.25	0.2	139.989	0.001	60.69
21	2002	246.0	7.25	0.2	139.989	0.001	49.93
22	2003	122.0	7.25	0.2	139.989	0.001	24.76
23	2004	149.0	7.25	0.2	139.989	0.001	30.24
24	2005	144.0	7.25	0.2	139.989	0.001	29.23
25	2006	497.0	7.25	0.2	139.989	0.001	100.88
26	2007	245.0	7.25	0.2	139.989	0.001	49.73
27	2008	410.0	7.25	0.2	139.989	0.001	83.22
28	2009	270.0	7.25	0.2	139.989	0.001	54.81
29	2010	303.0	7.25	0.2	139.989	0.001	61.50
30	2011	202.0	7.25	0.2	139.989	0.001	41.00
31	2012	254.0	7.25	0.2	139.989	0.001	51.56
32	2013	356.0	7.25	0.2	139.989	0.001	72.26
33	2014	158.0	7.25	0.2	139.989	0.001	32.07
34	2015	464.0	7.25	0.2	139.989	0.001	94.18
35	2016	443.0	7.25	0.2	139.989	0.001	89.92
36	2017	465.0	7.25	0.2	139.989	0.001	94.39
37	2018	153.0	7.25	0.2	139.989	0.001	31.06
38	2019	373.0	7.25	0.2	139.989	0.001	75.71
39	2020	186.0	7.25	0.2	139.989	0.001	37.76

Interpretación: Según Iszkowski se obtuvo un caudal mínimo de **9,13 m³/s** en el año 1986 y un caudal máximo de **282,80 m³/s** en el año 1983.

4.6 Distribución Gumbel

Obtenidos los datos de los caudales máximos en m³/s, se procede al método para el cálculo del caudal máximo de diseño. Se utilizará el método de Gumbel Valor Extremo:

$$Q_{tr} = \bar{Q} + \frac{\sigma Q}{\sigma n} (\bar{W} - \bar{Y}n)$$

Donde:

Q_{tr} = Caudal de diseño para un tiempo de retorno (Tr)

Q = La media de la serie *Q*

σQ = Desviación típica de la serie *Q*

W = Variable reducida

Ȳn = Media de la Variable Reducida

σn = Desviación de la variable reducida

1. Ordenamos los caudales de mayor a menor

Tabla 30: Caudales máximos de 39 años de mayor a menor

<i>Item</i>	<i>Año</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>
1	1983	282.80
2	1998	189.79
3	1997	103.93
4	2006	100.88
5	2017	94.39
6	2015	94.18
7	2016	89.92
8	2008	83.22
9	1989	76.32
10	2019	75.71
11	1995	72.67
12	2013	72.26

13	1999	70.44
14	1987	69.83
15	2010	61.50
16	2001	60.69
17	2000	56.84
18	2009	54.81
19	2012	51.56
20	2002	49.93
21	2007	49.73
22	1982	43.60
23	1994	43.44
24	2011	41.00
25	1991	39.99
26	1981	38.67
27	2020	37.76
28	2014	32.07
29	2018	31.06
30	2004	30.24
31	2005	29.23
32	1985	28.80
33	2003	24.76
34	1996	23.95
35	1990	23.95
36	1988	20.70
37	1993	15.02
38	1984	14.21
39	1986	9.13
	Suma	2389.00
	Promedio	61.26
	Desv. Est	49.72

2. Sumatoria y promedio de los caudales máximos

$$\mathbf{suma = 2389,00 \quad promedio = 61,26}$$

3. A cada caudal se resta el promedio y se eleva al cuadrado

$$\mathbf{(282,80 - 61,26)^2 = 49080,40}$$

4. Desviación estándar

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_1 - \bar{x})^2}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{39-1} \sum (93926,29)^2}$$

$$S = 49,72$$

5. Periodo de retorno

$$T_r = \frac{n+1}{m}$$

Periodo de retorno para el caudal 282,80 m³/s

$$T_r = \frac{39+1}{1}$$

$$T_r = 40 \text{ años}$$

Un caudal mayor o igual 282,80 m³/s tiene una probabilidad que se repita cada 40 años.

Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de todos los datos

Tabla 31: Periodo de frecuencia por cada caudal

METODO DE GUMBEL

<i>m</i>	<i>Año</i>	<i>Caudal</i>	<i>Promedio</i>	$(Q_1 - \bar{Q})$	$(Q_1 - \bar{Q})^2$	<i>Periodo de retorno</i>
1	1983	282.80	61.26	221.54	49078.81	40.00
2	1998	189.79	61.26	128.53	16519.98	20.00
3	1997	103.93	61.26	42.67	1820.54	13.33
4	2006	100.88	61.26	39.62	1569.99	10.00
5	2017	94.39	61.26	33.13	1097.44	8.00
6	2015	94.18	61.26	32.92	1084.03	6.67
7	2016	89.92	61.26	28.66	821.51	5.71
8	2008	83.22	61.26	21.96	482.39	5.00
9	1989	76.32	61.26	15.06	226.86	4.44
10	2019	75.71	61.26	14.45	208.89	4.00
11	1995	72.67	61.26	11.41	130.15	3.64
12	2013	72.26	61.26	11.00	121.05	3.33
13	1999	70.44	61.26	9.18	84.19	3.08
14	1987	69.83	61.26	8.57	73.39	2.86
15	2010	61.50	61.26	0.24	0.06	2.67
16	2001	60.69	61.26	-0.57	0.32	2.50
17	2000	56.84	61.26	-4.42	19.58	2.35

18	2009	54.81	61.26	-6.45	41.66	2.22
19	2012	51.56	61.26	-9.70	94.13	2.11
20	2002	49.93	61.26	-11.33	128.28	2.00
21	2007	49.73	61.26	-11.53	132.92	1.90
22	1982	43.60	61.26	-17.66	311.84	1.82
23	1994	43.44	61.26	-17.82	317.60	1.74
24	2011	41.00	61.26	-20.26	410.36	1.67
25	1991	39.99	61.26	-21.27	452.50	1.60
26	1981	38.67	61.26	-22.59	510.38	1.54
27	2020	37.76	61.26	-23.50	552.48	1.48
28	2014	32.07	61.26	-29.19	851.97	1.43
29	2018	31.06	61.26	-30.20	912.25	1.38
30	2004	30.24	61.26	-31.02	961.95	1.33
31	2005	29.23	61.26	-32.03	1025.94	1.29
32	1985	28.80	61.26	-32.46	1053.43	1.25
33	2003	24.76	61.26	-36.50	1331.95	1.21
34	1996	23.95	61.26	-37.31	1391.88	1.18
35	1990	23.95	61.26	-37.31	1391.88	1.14
36	1988	20.70	61.26	-40.56	1644.76	1.11
37	1993	15.02	61.26	-46.24	2138.06	1.08
38	1984	14.21	61.26	-47.05	2213.81	1.05
39	1986	9.13	61.26	-52.13	2717.09	1.03
	Suma	2389.00			93926.29	
	Promedio	61.26				
	Desv. Est	49.72				

6. Cálculo de los caudales máximos para tiempos de retornos determinados.

$$Q_{tr} = \bar{Q} + \frac{\sigma Q}{\sigma n} (\bar{W} - \bar{Y}n)$$

Donde:

Q_{tr} = Caudal de diseño para un tiempo de retorno (Tr)

\bar{Q} = La media de la serie Q

σQ = Desviación típica de la serie Q

W = Variable reducida

$\bar{Y}n$ = Media de la Variable Reducida

σn = Desviación de la variable reducida

Los valores de W , lo encontramos en la tabla 4

7. Con los datos obtenidos reemplazando en la formula se obtiene los siguientes resultados

Para un periodo de retorno de 2 años.

$$Q_{tr} = \bar{Q} + \frac{\sigma Q}{\sigma n} (\bar{W} - \bar{Y}n)$$

$$Q_{tr} = 61,26 + \frac{49,72}{1,13896} (0,3665 - 0,54302)$$

$$Q_{tr} = 53,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal de retorno para un periodo de 2 años será 53,55 m3/s

Aplicando a todos los datos se obtienen resultados que se presentan a continuación.

Tabla 32: Caudal máximo según Gumbel.

<i>Tr</i>	<i>W</i>	<i>Yn</i>	<i>σn</i>	<i>σQ</i>	<i>Q</i>	<i>Q (m³/s)</i>
2	0.3665	0.5430	1.1388	49.72	61.26	53.55
5	1.4999	0.5430	1.1388	49.72	61.26	103.04
10	2.2504	0.5430	1.1388	49.72	61.26	135.81
25	3.1986	0.5430	1.1388	49.72	61.26	177.20
50	3.9019	0.5430	1.1388	49.72	61.26	207.91
100	4.6002	0.5430	1.1388	49.72	61.26	238.40

Interpretación: Según el Método de Gumbel en la Sub cuenca Faical se espera un caudal aproximado de **207,91 m³/s** dentro de 50 años.

4.7 Distribución log Pearson III

$$\text{Log}Q_{tr} = \overline{\text{Log}Q} + K_{tr} * \sigma \text{Log}Q$$

a) **Logaritmo de la media**

$$\overline{\text{Log}Q} = \frac{\sum \text{Log}Q_i}{n}$$

b) **Factor de Skiw**

$$K_{tr} = \frac{n \sum (\log Q_1 - \log \bar{Q})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log Q)^3}$$

c) **Logaritmo de la desviación estándar**

$$\sigma \text{Log}Q = \sqrt{\frac{\sum (\log Q - \log \bar{Q})^2}{n-1}}$$

1. Se ordenan los caudales en relación a los años
2. Cálculo del log a cada caudal
3. Con estos datos calculamos logaritmo de la media

$$\overline{\text{Log}Q} = \frac{\sum \text{Log}Q_i}{n}$$

$$\overline{\text{Log}Q} = \frac{65,74}{39}$$

$$\overline{\text{Log}Q} = 1,69$$

4. Se hace la diferencia del log de cada caudal menos el logaritmo promedio
5. Este resultado se eleva al cuadrado para obtener logaritmo de desviación

$$\sigma \text{Log}Q = \sqrt{\frac{\sum (\log Q - \log \bar{Q})^2}{n-1}}$$

$$\sigma \text{Log}Q = \sqrt{\frac{3,39}{39-1}}$$

$$\sigma \text{Log}Q = 0,2987$$

6. El mismo procedimiento se aplicó dio como resultado la siguiente tabla.

Tabla 33: Parámetros hallados mediante método Log Pearson III.

	Año	Caudal (m^3/s)	$\log Q_1$	$\log Q_1 - \log \theta$	$(\log Q_1 - \log \theta)^2$	$(\log Q_1 - \log \theta)^3$
1	1981	38.67	1.59	-0.10	0.01	-0.0009
2	1982	43.60	1.64	-0.05	0.00	-0.0001
3	1983	282.80	2.45	0.77	0.59	0.4492
4	1984	14.21	1.15	-0.53	0.28	-0.1515
5	1985	28.80	1.46	-0.23	0.05	-0.0116
6	1986	9.13	0.96	-0.72	0.53	-0.3810
7	1987	69.83	1.84	0.16	0.03	0.0040
8	1988	20.70	1.32	-0.37	0.14	-0.0505
9	1989	76.32	1.88	0.20	0.04	0.0076
10	1990	23.95	1.38	-0.31	0.09	-0.0287
11	1991	39.99	1.60	-0.08	0.01	-0.0006
12	1993	15.02	1.18	-0.51	0.26	-0.1318
13	1994	43.44	1.64	-0.05	0.00	-0.0001
14	1995	72.67	1.86	0.18	0.03	0.0054
15	1996	23.95	1.38	-0.31	0.09	-0.0287
16	1997	103.93	2.02	0.33	0.11	0.0363
17	1998	189.79	2.28	0.59	0.35	0.2082
18	1999	70.44	1.85	0.16	0.03	0.0043
19	2000	56.84	1.75	0.07	0.00	0.0003
20	2001	60.69	1.78	0.10	0.01	0.0009
21	2002	49.93	1.70	0.01	0.00	0.0000
22	2003	24.76	1.39	-0.29	0.09	-0.0248
23	2004	30.24	1.48	-0.20	0.04	-0.0086
24	2005	29.23	1.47	-0.22	0.05	-0.0106
25	2006	100.88	2.00	0.32	0.10	0.0322
26	2007	49.73	1.70	0.01	0.00	0.0000
27	2008	83.22	1.92	0.23	0.06	0.0129
28	2009	54.81	1.74	0.05	0.00	0.0002
29	2010	61.50	1.79	0.10	0.01	0.0011
30	2011	41.00	1.61	-0.07	0.01	-0.0004
31	2012	51.56	1.71	0.03	0.00	0.0000
32	2013	72.26	1.86	0.17	0.03	0.0052
33	2014	32.07	1.51	-0.18	0.03	-0.0058
34	2015	94.18	1.97	0.29	0.08	0.0240
35	2016	89.92	1.95	0.27	0.07	0.0193
36	2017	94.39	1.97	0.29	0.08	0.0242
37	2018	31.06	1.49	-0.19	0.04	-0.0072
38	2019	75.71	1.88	0.19	0.04	0.0073
39	2020	37.76	1.58	-0.11	0.01	-0.0013
		Suma	65.74		3.39	-0.0017
		$\log Q_1$	1.69		0.09	0.0000

Los valores de K_{tr} , lo encontramos en la tabla 5

7. Cálculo para obtener el Caudal según Log Pearson III

Tabla 34: Caudal respecto al tiempo de retorno según Log Pearson III.

Tr	K_{tr}	\overline{LogQ}	$\sigma LogQ$	$LogQ_{tr}$	$Q (m^3/s)$
2	0.0136	1.69	0.2987	1.6941	49.44
5	0.8372	1.69	0.2987	1.7907	87.11
10	1.2724	1.69	0.2987	2.0701	117.51
25	1.7230	1.69	0.2987	2.2047	160.20
50	2.0108	1.69	0.2987	2.2906	195.27
100	2.2668	1.69	0.2987	2.3581	232.86

Interpretación: Según el Método de Log Pearson III en la Sub cuenca faical se espera un caudal aproximado de $195,27 m^3/s$ dentro de 50 años.

CAUDAL MÁXIMO METODO ESTADISTICO

Una vez obtenido los caudales para determinados tiempos de retornos con ambos métodos, se calcula el promedio y se obtiene el caudal máximo.

Tabla 35: Caudal Máximo de Métodos estadísticos

Tr	Distribución Gumbel	Log Pearson III	$Q (m^3/s)$
2	53.55	49.44	51.50
5	103.04	61.76	82.40
10	135.81	117.51	126.66
25	177.20	160.20	168.70
50	207.91	195.27	201.59
100	238.40	228.10	233.25

Interpretación: Según los métodos estadísticos en la Sub cuenca faical el caudal aproximado es de $201,59 m^3/s$ para un tiempo de retorno de 50 años.

CAUDAL DE DISEÑO

Tabla 36: Caudal de Diseño

<i>Tr</i>	<i>P</i>	<i>METODO EMPIRICO</i>	<i>METODO ESTADISTICO</i>	<i>CAUDAL DE DISEÑO (m³/s)</i>
2	0.5	94.00	51.50	72.75
5	0.2	197.69	82.40	140.04
10	0.1	278.63	126.66	202.64
25	0.04	390.59	168.70	279.64
50	0.02	479.65	201.59	340.62
100	0.01	572.90	233.25	403.08

Interpretación: Según los métodos empíricos y estadísticos en la Subcuenca Faical el caudal de diseño aproximado es de **340,62 m³/s** , para un tiempo de retorno de 50 años.

4.8 Diseño de las Características Hidráulicas de Una Defensa Ribereña

DIQUE LATERAL

1. Ancho Estable (Plantilla)

1.1 En función directo al caudal

Tabla 37: Ancho estable directo al Caudal

$Q(m^3/s)$	Ancho estable (B)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70

Fuente: Teran, R (1998)

Para hallar el ancho estable directo al caudal, se interpolan los valores para hallar el ancho estable.

1000	----->	100
500	----->	70
340,62	----->	x

$$\frac{1000 - 340,62}{500 - 340,62} = \frac{100 - x}{70 - x}$$

$$\frac{659,38}{159,38} = \frac{100 - x}{70 - x}$$

$$4,14(70 - x) = 100 - x$$

$$289,80 - 4,14x = 100 - x$$

$$189,80 = 3,14x$$

$$x = \frac{189,80}{3,14}$$

$$x = 60,45 \text{ m}$$

Interpretación: El ancho estable directo al caudal es de **60,45 m**

1.2 Método de Petits

$$B = 4,44 * Q^{0,5}$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal } m^3/s$$

$$B = \text{metros}$$

$$B = 4,44 * Q^{0,5}$$

$$B = 4,44 * 340,62^{0,5}$$

$$B = 81,95 m$$

Interpretación: Según Petits el ancho estable es de **81,95 m**

1.3 Método de Simons y Henderson

$$B = k_i * Q^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$$k_i = \text{Tipo de cauce}$$

$$Q = \text{Caudal } m^3/s$$

Tabla 38: Valores de k_i de acuerdo al tipo de Cauce

<i>Tipo de Cauce</i>	k_i
Fondo y Orilla de Arena	5,70
Fondo de arena Orillas de Material Cohesivo	4,20
Fondo y orilla de Material Cohesivo	3,60
Fondo y orilla de Grava	2,90
Fondo de arena Orilla de Material no Cohesivo	2,80

Fuente: Teran, R (1998)

$$B = k_i * Q^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 2,80 * 340,62^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 51,68 m$$

Interpretación: Según Simons y Henderson el ancho estable es de **51,68 m**

1.4 Método de Blench y Altunin

$$B = 1,81 * (Q * \frac{F_b}{F_s})^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal } m^3/s$$

$$F_b = \text{Función del material}$$

$$F_s = \text{Función del material}$$

Tabla 39: Valores de F_b y F_s en función del material

Material	F_b y F_s
Materiales Finos ($D_m < 0,5$ mm)	Fb: 0,8
Materiales Gruesos ($D_m > 0,5$ mm)	Fb: 1,2
Material Suelto	Fs: 0,1
Material Ligeramente Cohesivo	Fs: 0.2

Fuente: Teran, R (1998)

$$B = 1,81 * (Q * \frac{F_b}{F_s})^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 1,81 * (340,62 * \frac{0,8}{0,1})^{\frac{1}{2}}$$

$$B = 94,49 \text{ m}$$

Interpretación: Según Blench y Altunin el ancho estable es de **94,49 m**

Tabla 40: Cuadro comparativo del ancho estable

Formula	Sección estable (m)
En función directo al Caudal	60,45
Método de Petits	81,95
Método de Simons y Henderson	51,68
Método de Blench y Altunin	94,49
Promedio	72,14

Interpretación: Para obtener el ancho estable se promedia los valores obtenidos el cual nos dará un ancho estable aproximado de **72,14 m**, pero como tiene que ser valor entero se redondea que es de **72,00 m**

2. Profundidad media

Viene a ser la profundidad necesaria para la estructura, aplicando la fórmula:

$$H = 1,02 * \left(\frac{Q * F_s}{F_b^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

H = Profundidad media (m)

Q = Caudal (m^3/s)

F_s = Función del material (0,1)

F_b = Función del material (0,8)

$$H = 1,02 * \left(\frac{Q * F_s}{F_b^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$H = 1,02 * \left(\frac{340,62 * 0,1}{0,8^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$H = 3,84 \text{ m}$$

$$H \approx 3,85 \text{ m}$$

Interpretación: La profundidad media es de un aproximado de **3,85 m**

3. La pendiente hidráulica

La pendiente que se ha considerado es de la parte baja del cauce según Figura 49 y Tabla 17 es de 0.95 % pero en este caso se pide la pendiente de Manning que sería $S=0.0095$).

4. Profundidad de Socavación

Para determinar la socavación se estima que el método propuesto por L.L. List Van Lebediev, es el que más se ajusta a los trabajos ejecutados, en cauces naturales definidos.

$$H_s = t_s - t$$

Donde:

H_s = Profundidad de socavación (m)

t_s = tirante de socavación (m)

t = tirante hidraulico (m)

4.1 Tirante de socavación

Para suelos no cohesivos

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde:

t_s = tirante de socavación (m)

α = Alfa

D_m = Diametro (mm)

B = Coeficiente de socavación

x = exponente para material no cohesivo en función al diametro

Tabla 41: Valores de x y $\frac{1}{(x+1)}$ exponente para material no cohesivo en función al diámetro

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
PESO ESPECIFICO (T/m ³)	X	1/(X+1)	D (mm)	X	1/(X+1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1 000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79	0.70		

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial, Ficandex Kreim

Teniendo en cuenta la relación

$$\alpha = \frac{Q}{(t^{\frac{5}{3}} * B)}$$

Donde:

$\alpha = Alfa$

$Q = caudal m^3/s$

$t = tirante hidraulico (m)$

$B = ancho estable (m)$

$$\alpha = \frac{340,62}{(1,61^{\frac{5}{3}} * 72)}$$

$$\alpha = 2,14$$

Tabla 42: Coeficiente B para Socavación

PROBABILIDAD ANUAL DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO (%)	COEFICIENTE B
100	0.77
50	0.82
20	0.86
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Apuntes de hidráulica fluvial. Picandex Kreimer

Teniendo los valores necesarios, se procede a calcular el tirante de socavación

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_s = \left[\frac{2,14 * 1,61^{\frac{5}{3}}}{0,68 * 0,5^{0,28} * 0,97} \right]^{0,71}$$

$$t_s = 4,65 m$$

Interpretación: El tirante de socavación será **4,65m**

4.2 Tirante Hidráulico

$$t = \left[\frac{Q}{\left(k_s * B * s^{\frac{1}{2}} \right)} \right]^{\frac{3}{5}}$$

Donde:

t = tirante hidraulico (m)

Q = caudal (m^3/s)

k_s = Coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del rio

B = ancho estable (m)

s = pendiente hidraulica

Tabla 43: Valores para k_s

Descripción	k_s
Lechos naturales de rio con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de rio con acarreo regular	33 - 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 - 35
Lechos naturales de rio con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de rio con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedra de tamaño de una cabeza) con acarreo inmóvil	25 - 28
Torrentes con derrubio grueso, con acarreo móvil	19 - 22

Fuente: BRETSCHNEIDER, curso sobre regulación de ríos

$$t = \left[\frac{Q}{\left(k_s * B * s^{\frac{1}{2}} \right)} \right]^{\frac{3}{5}}$$

$$t = \left[\frac{340,62}{\left(22 * 72 * 0,0095^{\frac{1}{2}} \right)} \right]^{\frac{3}{5}}$$

$$t = 1,61 \text{ m}$$

Interpretación: El tirante hidráulico es de **1,61 m**

Luego la profundidad de socavación será:

$$H_s = t_s - t$$

$$H_s = 4,65 - 1,61 \text{ m}$$

$$H_s = 3,04 \text{ m}$$

$$H_s \approx 3,00 \text{ m}$$

Interpretación: La profundidad de socavación será de **3,00 m**, ésta indica hasta donde excavaría el río, profundidad hasta la cual deberán llegar las cimentaciones de las estructuras.

5. Profundidad de uña

La profundidad de la uña se calcula con la siguiente consideración para suelos no cohesivos:

Con el mismo criterio se asume que el material del piso del río sea roca suelta con un $D = 1000 \text{ mm}$ a 1500 mm . y $\frac{1}{x+1} = 0,84$.

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde:

$t_s =$ profundidad de uña(m)

$\alpha =$ Alfa

$D_m =$ Diametro (mm)

$B =$ Coeficiente de socavación

$x =$ exponente para material no cohesivo en función al diametro

$$t_s = \left[\frac{\alpha * t^{\frac{5}{3}}}{0,68 * D_m^{0,28} * B} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

$$t_s = \left[\frac{2,14 * 1,61^{\frac{5}{3}}}{0,68 * 1000^{0,28} * 0,97} \right]^{0,84}$$

$$t_s = 1,03 \text{ m}$$

$$t_s \approx 1,00 \text{ m}$$

Interpretación: La profundidad de uña en tramos rectos será **1,00 m**

6. Ancho de uña

$$A_{uña} = 1,5 * P_{uña}$$

$$A_{uña} = 1,5 * 1,00 \text{ m}$$

$$A_{uña} = 1,50 \text{ m}$$

Interpretación: El ancho de uña será **1,50 m**

7. Altura de Muro

$$H_M = t + B_l$$

Donde:

H_M = altura de muro (m)

t = tirante hidraulico (m)

B_l = borde libre (m)

Como ya se tiene el valor del tirante hidráulico que es 1,61 m , se procede a calcular el valor del borde libre.

Bordo libre (BI)

$$B_l = \phi * \left(\frac{v_m^2}{2g} \right)$$

Donde:

B_l = bordo libre (m)

ϕ = coeficiente en función de la máxima descarga

v_m = velocidad media (m/s)

g = gravedad (m/s²)

Tabla 44: Coeficiente recomendado para calcular el borde libre del muro de encauzamiento

Caudal Máximo m ³ /seg.	Coeficiente
3000 - 4000	2.0
2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10

Entonces:

$$B_l = \phi * \left(\frac{v_m^2}{2g} \right)$$

$$B_l = 1,10 * \left(\frac{(2,86)^2}{2 * 9,81} \right)$$

$$B_l = 0,46 \text{ m}$$

Velocidad media (Vm)

Formula Manning Strickler:

$$v_m = k_s * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$v_m =$ velocidad media (m/s)

$k_s =$ coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del rio

$R =$ radio hidraulico (m)

$S =$ pendiente

Entonces:

$$v_m = k_s * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$v_m = 22 * 1,54^{\frac{2}{3}} * 0,0095^{\frac{1}{2}}$$

$$v_m = 2,86 \text{ m/s}$$

Radio Hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

$R =$ radio hidraulico (m)

$A =$ area hidraulica (m²)

$P =$ Perimetro (m)

Entonces:

$$R = \frac{A}{P}$$
$$R = \frac{142,03}{92,20}$$

$$R = 1,54 \text{ m}$$

Área Hidráulica (A)

$$A = (b + zy)y$$

Donde:

$A = \text{area hidraulica (m}^2\text{)}$

$b = \text{ancho estable (m)}$

$z = \text{talud}$

$y = \text{tirante hidraulico (m)}$

Entonces:

$$A = (b + zy)y$$
$$A = (85 + 2 * 1,61)1,61$$

$$A = 142,03 \text{ m}^2$$

Perímetro

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

Donde:

$P = \text{perimetro (m)}$

$b = \text{ancho estable (m)}$

$z = \text{talud}$

$y = \text{tirante hidraulico (m)}$

Entonces:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$
$$P = 85 + 2 * 1,61\sqrt{1 + 2^2}$$

$$P = 92,20 \text{ m}$$

Ancho (T)

$$T = b + 2zy$$

Donde:

$$T = \text{ancho (m)}$$

$$b = \text{ancho estable (m)}$$

$$z = \text{talud}$$

$$y = \text{tirante hidraulico (m)}$$

Entonces:

$$T = b + 2zy$$
$$T = 72 + 2 * 2 * 1,61$$

$$T = 78,44 \text{ m}$$

Froude (F)

$$F = \frac{v}{(g * \frac{A}{T})^{\frac{1}{2}}}$$

Donde:

$$F = \text{froude}$$

$$v = \text{velocidad media (m/s)}$$

$$g = \text{gravedad (m/s}^2\text{)}$$

$$T = \text{ancho (m)}$$

Entonces

$$F = \frac{v}{(g * \frac{A}{T})^{\frac{1}{2}}}$$
$$F = \frac{2,86}{(9,81 * \frac{142,03}{78,44})^{\frac{1}{2}}}$$

$$F = 0,6786 \text{ (flujo subcritico)}$$

Una vez calculado los valores del tirante y bordo libre, se procede a calcular la altura del muro del dique.

$$H_M = t + B_l$$

$$H_M = 1,61 + 0,46 \text{ m}$$

$$H_M = 2,07 \text{ m}$$

$$H_M \approx 2,10 \text{ m}$$

Interpretación: La altura del muro del dique será **2,10 m**

Las características de la sesión Típica para una Obra de Defensa Ribereña Lateral son: Un ancho Estable (B) de 72 m, una profundidad media (H) de 3,85 m, una pendiente que se ha considerado de la parte baja del cauce según Figura 49 y Tabla 17 es de 0,95 % pero en este caso se pide la pendiente de Manning que sería $S=0,0095$, una profundidad de socavación de 3,00 m, un tirante hidráulico de 1,61 m; una profundidad de uña de 1,00 m para tramos rectos, un ancho de uña de 1,50 m, una altura de muro de 2,10 m, una Superficie libre de (T) 78,44 m, un talud (Z) de 2, un Área Hidráulica (A) de $142,03 \text{ m}^2$. Un Perímetro Húmedo de 92,20 m, un Radio Hidráulico (R) de 1,54 m, un Bordo libre (Bl) de 0,46 m, una velocidad de 2,86 m/s, y un numero de Froude (F) de 0,6786 que nos dice que es un flujo subcrítico.

CAPITULO V

5. DISCUSIONES

1. Determinación de las Características geomorfológicas de la Sub Cuenca Faical.

Como refiere Atoche y alemán (2019). La Cuenca hidrográfica Angostura Cabuyal posee una superficie de 187.81 km² y un perímetro de 79.16 km estos valores definen que la cuenca en mención es pequeña sustentado en la Figura 44 de los Anexos de esta investigación. La cuenca tiene una forma muy poco Achatada según Figura 45 de anexos, ya que su factor de forma corresponde a 0.16. Así mismo posee un Índice de compacidad o Coeficiente de gravilius de 1.62, lo que nos indica que es una cuenca Oblonga Rectangular alargada según Figura 46 de los Anexos. Difiriendo así en algunos puntos de los resultados de mi tesis; ya que se obtuvo una extensión de 139,989 km² y un perímetro de 74,8964 km estos valores definen que la Sub cuenca faical en mención es pequeña en esta investigación. La Sub cuenca faical tiene una forma muy poco achatada según la (Tabla 20) de los resultados, ya que su factor de forma corresponde a 0,1849. Así mismo posee un índice de compacidad o Coeficiente de gravelius de 1,75; lo que nos indica que la Sub cuenca faical es de oval oblonga a rectangular oblonga según (Tabla 19).

2. Estimación del caudal máximo de diseño con el uso de métodos estadísticos y empíricos.

Como refiere Atoche y alemán (2019). Los caudales máximos obtenidos a partir de los modelos hidrológicos en la Cuenca Angostura cabuyal resultan del promedio de los resultados entre los métodos racional modificado y el método de Creager definido para cada periodo de retorno obteniendo caudales en un rango desde los 227.41 m³/s hasta alcanzar 1213.33 m³/s entre 2 y 500 años de periodo de retorno respectivamente, así como lo demuestra la tabla de resultados (Tabla N°43). De igual forma según mi investigación los caudales máximos obtenidos a partir de métodos empíricos que son el método de Creager y Racional Modificado y métodos estadísticos que son el método de Gumbel y Log Pearson III, resultan del promedio de los resultados entre los métodos empíricos y estadísticos definido para cada periodo de retorno obteniendo caudales

en un rango desde los $72,75 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta alcanzar $403,08 \text{ m}^3/\text{s}$ entre 2 y 100 años de periodo de retorno respectivamente, así como lo demuestra la tabla de resultados (Tabla 35).

3. Diseñar las características hidráulicas de una Defensa Ribereña Utilizando el Caudal máximo estimado por los métodos preestablecidos.

Como refiere Atoche y alemán (2019). consideró el caudal máximo de la Cuenca Angostura para un periodo de retorno de 50 años que es de $802.17 \text{ m}^3/\text{s}$ según Tabla 43 y una pendiente de la parte Baja de La cuenca de 0.5% según la Tabla 18 como datos base para calcular los parámetros hidráulicos de una Defensa Ribereña, obteniendo: Un ancho Estable (B) de 106 m , una Superficie libre de (T) 114.02 m , Un talud (Z) de 2, Un Área Húmeda de 220.57 m^2 . Un perímetro Húmedo de 114.97 m , Un Bordo libre (Bl) de 0.8 m , una velocidad de 3.639 m/s y una profundidad de socavación es de 2.5 m que al sumarle el tirante hidráulico de 2 m nos general el tirante de socavación de 4.5 m . De igual forma según mi investigación se considero el caudal máximo de diseño $340,62 \text{ m}^3/\text{s}$; para la Sub Cuenca Faical para un periodo de retorno de 50 años, según los resultados de la (Tabla 35) y una pendiente de la parte Baja de La Sub cuenca de $0,95 \%$ según la (Tabla 17) como datos base para calcular los parámetros hidráulicos de una Defensa Ribereña, obteniendo: Las características de la sesión Típica para una Obra de Defensa Ribereña para un Dique Lateral son: Un ancho Estable (B) de 72 m , una profundidad media (H) de $3,85 \text{ m}$; una profundidad de socavación de $3,00 \text{ m}$; un tirante hidráulico de $1,61 \text{ m}$; una profundidad de uña de $1,00 \text{ m}$ para tramos rectos, un ancho de uña de $1,50 \text{ m}$; una altura de muro de $2,10 \text{ m}$; una Superficie libre de (T) $78,44 \text{ m}$; un talud (Z) de 2, un Área Hidráulica (A) de $142,03 \text{ m}^2$; un Perímetro Húmedo de $92,20 \text{ m}$; un Radio Hidráulico (R) de $1,54 \text{ m}$; un Bordo libre (Bl) de $0,46 \text{ m}$; una velocidad de $2,86 \text{ m/s}$; y un numero de Froude (F) de $0,6786$ que nos dice que es un flujo subcrítico.

CAPITULO VI

6. CONCLUSIONES

1. La Sub Cuenca Faical posee una superficie de $139,989 \text{ km}^2$ y un perímetro de $74,8964 \text{ km}$ sustentado en la (Figura 37), una longitud total del cauce de $46,06 \text{ km}$ sustentado en la (Figura 38), una longitud de cauce de principal de $27,51 \text{ km}$ que nos indica que es un cauce largo sustentado en la (Tabla 7) y (Figura 39), una longitud de cauces secundarios de $18,55 \text{ km}$; un ancho medio de $5,09 \text{ km}$; una longitud total de curvas de nivel de $822417,63 \text{ m}$ sustentado en la (Figura 40), un orden de jerarquización de orden 2 que nos indica que el orden de jerarquización es bajo sustentado en la (Tabla 8) y (Figura 41), un numero de escurrimientos de 29 que nos indica que el número de escurrimientos es bajo sustentando en la (Tabla 9) y (Figura 42), un desnivel altitudinal de $765,24 \text{ m.s.n.m}$ que nos indica que la clase de elevación es alta sustentado en la (Tabla 11) y (Figura 43), una pendiente media del cauce principal de $2,78 \%$ que nos indica que la clase de pendiente de cauce principal es suave sustentado en la (Tabla 12), una pendiente media de la Sub cuenca de $15,43 \%$ que nos indica que es una pendiente moderada sustentado en la (Tabla 14), una curva hipsométrica sustentado en la (Figura 47), un perfil longitudinal sustentado en la (Figura 48), una pendiente por tramos (parte baja, parte media, parte alta), sustentado en la (Tabla 17), un rectángulo equivalente con un lado mayor de $32,69 \text{ km}$ y un lado menor de $4,28 \text{ km}$ sustentado en la (Figura 50), una densidad de drenaje de $0,33 \text{ km/km}^2$ que nos indica que la densidad de drenaje es baja sustentado en la (Tabla 18) un índice de Gravelius de 1,75 que nos indica que es oval oblonga a rectangular oblonga sustentado en la (Tabla 19), un coeficiente de forma de 0,1849 que nos indica que es muy poco achatada sustentado en la (Tabla 20).
2. El caudal máximo de diseño es de $340,62 \text{ m}^3/\text{s}$ como lo demuestra la tabla de resultados (Tabla 35), para un periodo de retorno de 50 años en la Sub cuenca Faical.
3. Se consideró el caudal máximo de diseño $340,62 \text{ m}^3/\text{s}$; para la Sub Cuenca Faical para un periodo de retorno de 50 años, según los resultados de la (Tabla 35) y una pendiente de la parte Baja de La Sub cuenca de 0,95

% según la (Tabla 17) como datos base para calcular los parámetros hidráulicos de una Defensa Ribereña, obteniendo: Las características de la sesión Típica para una Obra de Defensa Ribereña para un Dique Lateral son: Un ancho Estable (B) de 72 m, una profundidad media (H) de 3,85 m; una profundidad de socavación de 3,00 m; un tirante hidráulico de 1,61 m; una profundidad de uña de 1,00 m para tramos rectos, un ancho de uña de 1,50 m; una altura de muro de 2,10 m; una Superficie libre de (T) 78,44 m; un talud (Z) de 2, un Área Hidráulica (A) de 142,03 m^2 ; un Perímetro Húmedo de 92,20 m; un Radio Hidráulico (R) de 1,54 m; un Bordo libre (Bl) de 0,46 m; una velocidad de 2,86 m/s; y un numero de Froude (F) de 0,6786 que nos dice que es un flujo subcrítico.

CAPITULO VII

7. RECOMENDACIONES

1. Promover a las autoridades pertinentes de Nuestra Región elaborar un plan de Gestión y Supervisión de los Recursos Hídricos de la Sub cuenca Faical, con el objetivo de mejorar dichos recursos, donde se puedan instalar equipos sofisticados que permitan la instalación de equipos sofisticados, que permitan obtener los caudales diarios presentes en esta Sub cuenca Faical.
2. Fomentar la utilización de estos procedimientos para el cálculo de Caudal máximo en cualquier Cuenca Seca de las Regiones del Perú, porque su procedimiento nos proporciona seguridad en los resultados.
3. Continuar realizando los estudios hidrológicos e hidráulicos en la Sub cuenca quebrada Faical, además de desarrollar un plan de gestión de cuencas.
4. Este trabajo de investigación servirá como material hidrológico que permitirá a las autoridades regionales, locales y centrales asistir en las áreas situadas dentro de la Sub cuenca Faical, creando diversos proyectos con el objetivo de salvaguardar predios agrícolas, producción, viviendas y accesos principales.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Atoche, G (2019).** “Estimación de caudales máximos en Cuencas secas y aplicación en diseños obras de defensas ribereñas: caso Quebrada Angostura, Tumbes, 2019”. Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Tumbes.
- Garabito Infante, A. Stefany (2020).** “Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensa ribereña - caso quebrada Casitas-Bocapán Tumbes-2020”. Tesis de Pregrado: Universidad Nacional de Tumbes.
- Palmer Murga, Gianmarco (2020).** Estudio comparativo de los métodos L-moments y Creager en la optimización de obras hidráulicas en tributarios no aforados del río Tumbes. Tesis de Pregrado: Universidad Cesar Vallejo.
- Canllahui, (2013).** “Análisis Comparativo de métodos de estimación de Avenidas de Diseño del Rio Verde-Cabañilla-Puno”. Tesis de Pregrado: Universidad Nacional del Antiplano Puno.
- Gonzales, David (2016).** Cálculo del Caudal de la Cuenca Hidrológica de la quebrada Guaguaqui, del Departamento de Boyacá, por el Método Racional. Tesis de Pregrado: Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- Díaz, A (2017).** Estimación de Caudales Máximos para el Sector Hidrológico de la Quebrada el Diamante, mediante modelación con HEC-HMS. Tesis de Posgrado: Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Gutiérrez, R. (1979).** Comisión multisectorial del plan nacional de ordenamiento de los Recursos hidráulicos del Perú. Link: <http://repositorio.ana.gob.pe/>
- Villón, M. (2002).** Hidrología. Lima, Perú. Editorial Villón
- Campomanes. (2015).** hidrología.
- García, M. (2011).** Estimación de caudales máximos en cuenca sin información. Cajamarca.

INDECI. (2008). Glosario de Términos. Perú.

Tenazoa Chichipe, P. M. (2019). Propuestas de diseño de defensa ribereña en la localidad de Machungo, margen derecha del Río Huallaga, Distrito de Alberto Leveaú, Provincia San Martín, Región San Martín.

Teran, R. (1998). DISEÑO Y CONSTRUCCION DE DEFENSAS RIBEREÑAS.
Perú

Ministerio de Transportes y Comunicaciones Perú (2019). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima. Perú. Editorial ICG PT-55.

Ven Te Chow, (1994). Hidrología aplicada

ANEXOS

Anexo 1: Clasificación de Cuencas Hidrográficas

ÁREA EN KM ²	NOMBRE TÉCNICO
Menor a 5	Unidad
Entre 5 y 20	Sector
Entre 20 y 100	Microcuenca
Entre 100 y 300	Subcuenca
Mayor a 300	cuenca

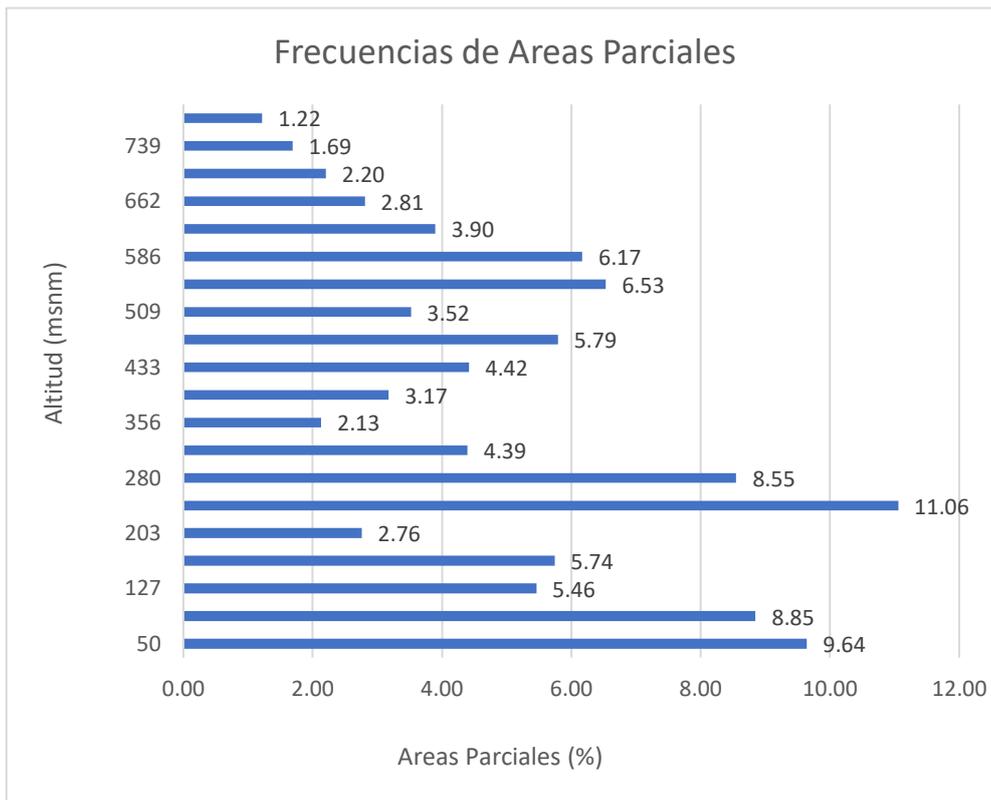
Anexo 2: Valores referenciales para Áreas de Cuencas

Tamaño Km ²	Descripción
< 25	Muy pequeña
25 - 250	Pequeña
250 - 500	Intermedia a pequeña
500 - 2500	Intermedia a grande
2500 - 5000	Grande
> 5000	Muy grande

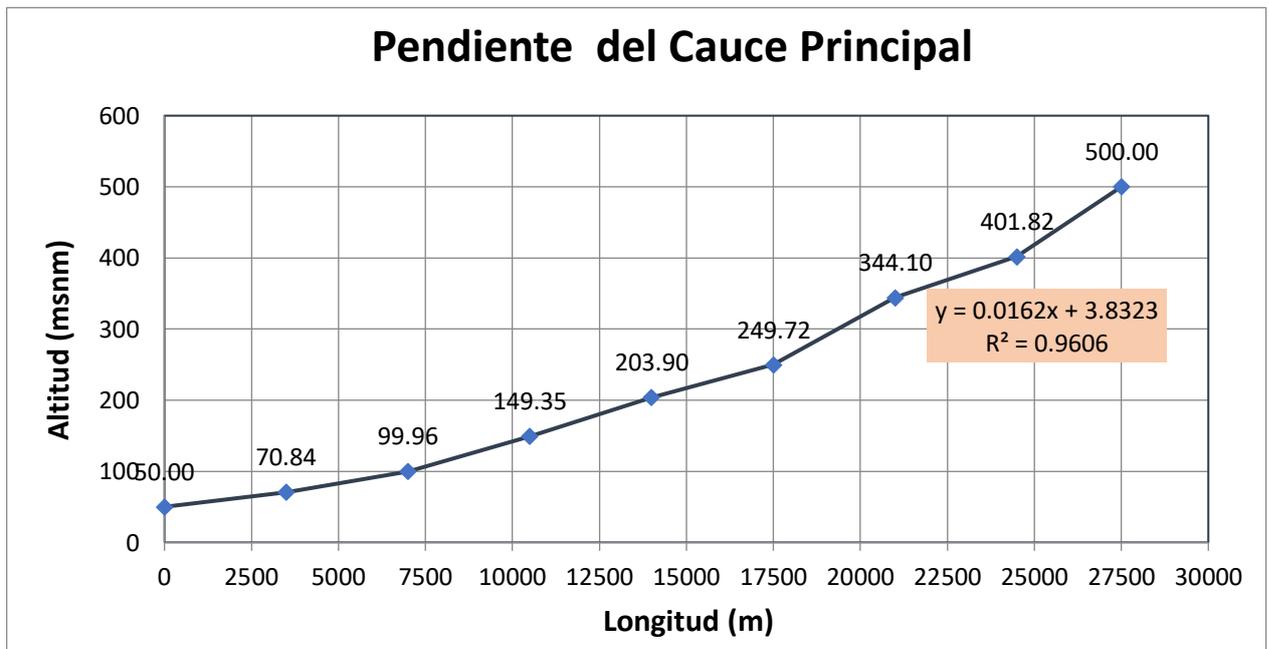
Anexo 3: Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

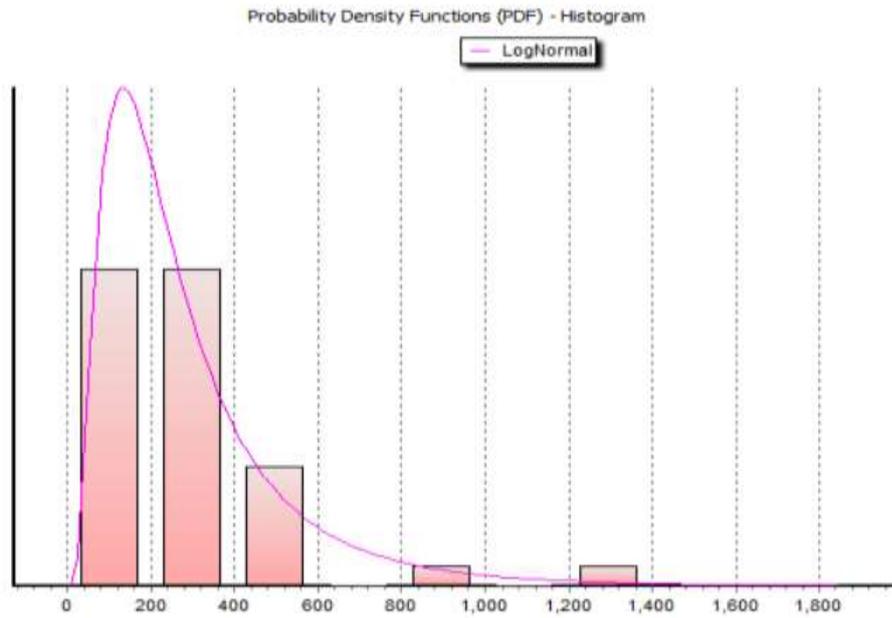
Anexo 4: Frecuencias de áreas parciales de la Sub cuenca Faical



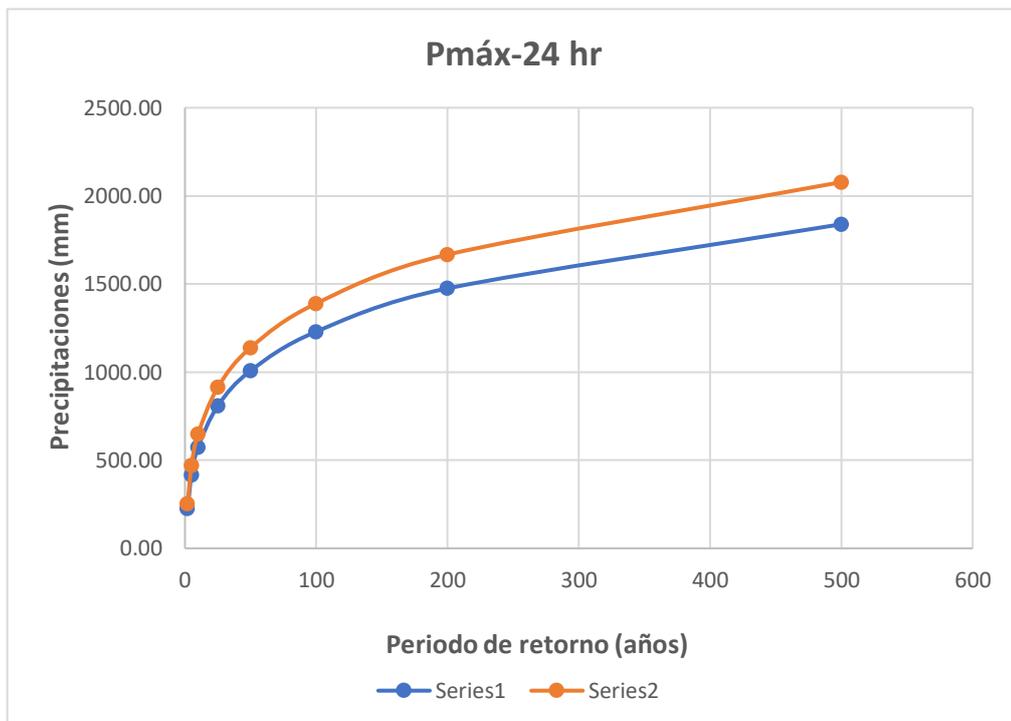
Anexo 5: Pendiente del Cauce Principal de la Sub Cuenca Faical



Anexo 6: Histograma de funciones de densidad de probabilidad (Log Normal)



Anexo 7: Gráfico de precipitación máxima diaria (mm)



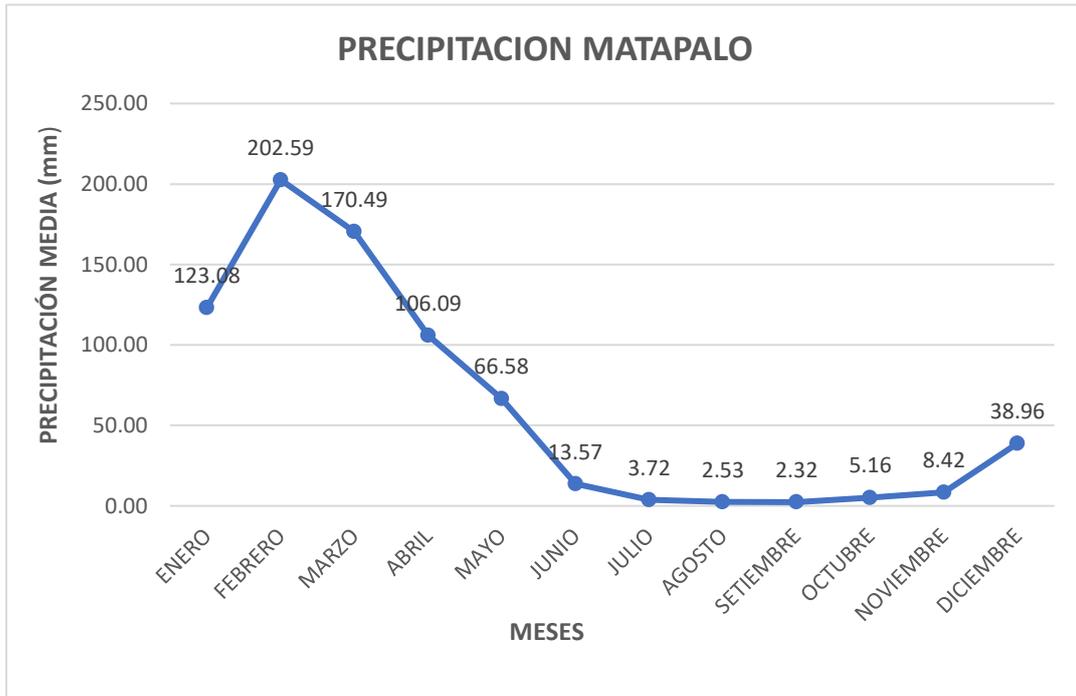
Anexo 8: Datos de Precipitación de la Estación Matapalo

ESTACION MATAPALO

ITEM	AÑO	MESES											
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	1981	13.3	80.6	190.5	93.8	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1982	22	0	0	49.7	4	0	0	0	0	0	0	214.8
3	1983	566.8	555.9	657.1	1167	1393.2	295.1	22.9	0	0.6	0	0	0
4	1984	0	70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6.8
5	1985	11.5	44.1	141.9	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0
6	1986	20.1	0	0	0	15	1	0	21	0	12	8	45
7	1987	192	344	223	155	62	1	5	3	2	2	0	9
8	1988	102	0	7	23	9	0	2	0	0	0	2	8
9	1989	276	376	100	57	6	9	2	4	2	6	1	1
10	1990	30	118	34	31	5	5	2	1	0	8	2	12
11	1991	16	197	107	31	21	0	0	0	0	0	0	0
12	1992	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	1993	0	0	0	0	74	3	9	2	3	10	3	18
14	1994	214	131	123	112	10	5	2	1	4	2	3	48
15	1995	122	358	60	33	9	0	4	2	1	7	42	48
16	1996	81	118	51	9	1	4	1	1	2	5	2	8
17	1997	23	47	168	141	52	39	5	0	13	41	140	512
18	1998	705	935	544	221	129	12	22	1	1	8	4	17
19	1999	28	347	147	171	34	4	2	2	3	4	2	21
20	2000	14	105	280	95	155	6	2	4	3	0	0	27
21	2001	81	121	299	64	13	3	2	0	0	3	8	12
22	2002	62	234	246	153	7	0	1	4	3	14	3	75
23	2003	101	122	37	24	7	5	5	2	4	2	4	56
24	2004	73	149	123	89	9	4	3	2	3	4	3	9
25	2005	27	47	144	30	2	4	1	1	2	5	2	8
26	2006	67	497	154	14	3	7	3	3	3	1	17	34
27	2007	228	19	245	59	15	2	3	2	1	2	4	5
28	2008	269	410	230	75	8	16	4	2	2	6	7	1
29	2009	270	229	118	30	16	2	1	3	6	2	9	28
30	2010	188	208	303	289	19	8	3	2	2	4	3	21
31	2011	41	202	22	115	6	7	5	2	2	3	6	15
32	2012	254	224	94	187	55	26	4	2	2	8	8	14
33	2013	116	97	356	21	13	3	3	3	1	13	1	15
34	2014	158	100	15	20	97	51	4	3	3	10	3	20
35	2015	76	120	464	107	212	4	9	3	2	12	8	15
36	2016	86	443	286	152	2	5	2	1	2	1	3	20
37	2017	200	348	465	223.9	105.9	3.5	3	3	2	2.8	1.6	12.9
38	2018	36.5	153	32	7	72	0	2	19	15	4	15	91
39	2019	133	373	167	89	5	1	1	1	1	3	15	63
40	2020	20	181	186	105	17	7	9	1	2	1	7	48

Fuente: SENAMHI

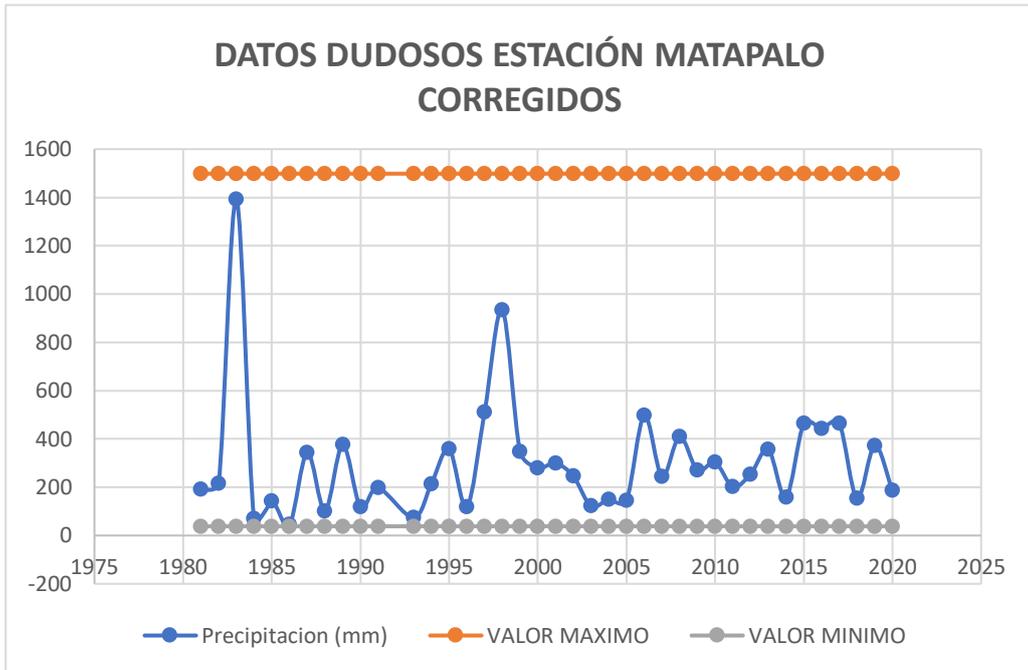
Anexo 9: Grafico de la Precipitación media Matapalo



Anexo 10: Parámetros estadísticos de la Estación Matapalo

PARAMETROS ESTADISTICOS	Pmax24	Log (P24hr)
Numero de datos (N)	39	39
Sumatoria	11769.40	92.75
Valor máximo	1393.20	3.14
Valor mínimo	45	2
Media	301.78	2.38
Varianza	59990.12	0.09
Desviación estándar	244.93	0.30
Coefficiente de variación	0.81	0.13
Coefficiente de sesgo	2.82	0.00
Se considera:	Primero las pruebas para detectar datos dudosos altos Y bajos	

Anexo 11: Datos dudosos de la Estación Matapalo Corregidos



Anexo 12: Valores para la prueba de datos dudosos

Valores K_n para la prueba de datos dudosos

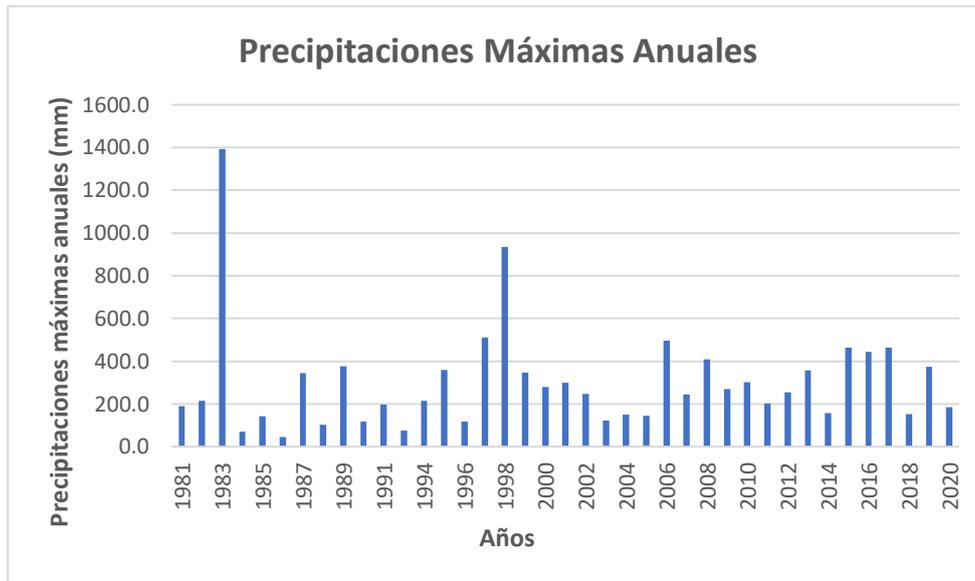
Tamaño de muestra n	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: Ven Te Chow, (1994).

Anexo 13: Precipitaciones Máximas Anuales

<i>Año</i>	<i>Pp Máximas Anuales (mm)</i>
1981	190.5
1982	214.8
1983	1393.2
1984	70.0
1985	141.9
1986	45.0
1987	344.0
1988	102.0
1989	376.0
1990	118.0
1991	197.0
1993	74.0
1994	214.0
1995	358.0
1996	118.0
1997	512.0
1998	935.0
1999	347.0
2000	280.0
2001	299.0
2002	246.0
2003	122.0
2004	149.0
2005	144.0
2006	497.0
2007	245.0
2008	410.0
2009	270.0
2010	303.0
2011	202.0
2012	254.0
2013	356.0
2014	158.0
2015	464.0
2016	443.0
2017	465.0
2018	153.0
2019	373.0
2020	186.0

Anexo 14: Gráfico de Precipitaciones Máximas Anuales



Anexo 15: Precipitación Corregida sobre la Cuenca

<i>Tr</i>	<i>Pp máx 24 hr</i>	<i>Factor Reductor</i>	<i>Pp Corregida Cuenca (mm)</i>
2	254.90	0.86	219.21
5	470.79	0.86	404.88
10	648.81	0.86	557.98
25	913.39	0.86	785.51
50	1139.22	0.86	979.73
100	1389.69	0.86	1195.13
200	1666.90	0.86	1433.53
500	2077.92	0.86	1787.01

Anexo 16: Intensidad Máxima para diferentes periodos de retorno

INTENSIDAD MÁXIMA	
<i>Tr</i>	<i>I (mm/h)</i>
2	9.13
5	16.87
10	23.25
25	32.73
50	40.82
100	49.80
200	59.73
500	74.46

Anexo 17: Matriz de Consistencia

TITULO	PROBLEMÁTICA	OBJETIVO GENERAL Y ESPECIFICOS	HIPOTESIS GENERAL Y ESPECIFICAS	VARIABLES	DISEÑO DE INVESTIGACION	METODOS Y TECNICAS DE INVESTIGACIÓN	POBLACION Y MUESTRA DE ESTUDIO
“Estimación del caudal máximo en cuencas secas para diseño de defensas ribereñas - caso quebrada Faical - Tumbes 2024”	Se tiene que la cuenca seca hidrográfica quebrada faical no cuenta con el valor de caudal máximo, dato fundamental para el desarrollo de proyectos de ingeniería civil e hidráulica. El cálculo del caudal máximo en cuencas secas es útil para la construcción de diferentes proyectos de infraestructura, no solo a nivel municipal sino también nivel nacional, tales como sistemas de desagüe, sistemas de riego, entre otros proyectos de tipo	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>Estimar el caudal máximo en cuencas secas con métodos estadísticos y empíricos para diseño de defensas ribereñas en la quebrada Faical.</p> <p>OBJETIVOS ESPECIFICOS</p> <p>1. “Determinar las características geomorfológicas de la Cuenca Seca quebrada Faical.</p> <p>2. Estimar el caudal máximo</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL</p> <p>La Estimación de Caudal Máximo con métodos estadísticos, empíricos, permitirá un eficiente diseño técnico de las defensas ribereñas, en la quebrada seca Faical.</p> <p>HIPOTESIS ESPECIFICAS</p> <p>1. La Cuenca Seca Quebrada Faical tendrá características geomorfológicas propias de una cuenca de costa.</p> <p>2. Sera Probable la Estimación del Caudal Máximo de diseño en la Cuenca de la Quebrada Faical, mediante el uso de métodos Estadísticos y Empíricos.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE</p> <p>Diseño de las Características Hidráulicas de una defensa Ribereña.</p> <p>VARIABLE INDEPENDIENTE</p> <p>Caudales Máximos de Diseño.</p>	Aplicada	<p>METODOS</p> <p>1. Racional Modificado</p> <p>2. Método de Creager</p> <p>3. Método de Iszkowski</p> <p>4. Método de Gumbel</p> <p>5. Método Log Pearson III</p> <p>TECNICAS</p> <p>1. De recolección de datos.</p> <p>2. De procesamiento</p>	<p>POBLACIÓN</p> <p>La población está constituida por todas las cuencas hidrográficas de la región Tumbes</p> <p>MUESTRA</p> <p>La muestra está constituida por la Sub cuenca quebrada Faical con un área de $139,989 \text{ km}^2$</p>

	civil, hidráulico y agrícola.	de diseño con el uso de métodos estadísticos y empíricos 3. Diseñar las Características hidráulicas de una Defensa Ribereña Utilizando el Caudal Máximo estimado por los métodos preestablecidos.	3. El Caudal de diseño conseguido, de los modelos Estadísticos y Empíricos, permitirá el diseño de las características Hidráulicas de las Obras de protección (encauzamiento) contra inundaciones (Defensas Ribereñas), adecuadas en la Cuenca Seca quebrada Faical.				
--	-------------------------------	--	--	--	--	--	--

PANEL FOTOGRAFICO



Anexo 18: Sector el Caucho



Anexo 19: Recorrido en la Sub cuenca Faical



Anexo 20: Poza onda de la Sub cuenca Faical



Anexo 21: Intersección de la quebradilla el Guabo y la Sub Cuenca Faical



Anexo 22: Intersección de la quebradilla el Palomo y la Sub Cuenca Faical



Anexo 23: Parte baja de la Sub cuenca Faical



Anexo 24: Parte baja de la Sub cuenca Faical



Anexo 25: Puesto de vigilancia Fronteriza “El Caucho”



Anexo 26: Valor del coeficiente de escorrentía de 0.2, ya que la Sub cuenca cuenta con montañas y vegetación extensa.



Anexo 27: Reconocimiento de la Sub cuenca Faical



Anexo 28: Reconocimiento de la Sub cuenca Faical



Anexo 29: Reconocimiento de la Sub cuenca Faical



Anexo 30: Zonas de posible Inundación

Anexo 31: MAPA DE LA SUB CUENCA FAICAL

