

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA



**“ANALISIS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA LA
GENERACION DE CAUDALES MAXIMOS MEDIANTE EL
METODO DEL SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS EN
LA CUENCA COLLINI-POMATA”**

TESIS

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
JOSE LUIS ACERO COLLA**

PROMOCION: 2010

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRICOLA**

PUNO - PERU

2014

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO.

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA.

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA.

"ANALISIS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA LA GENERACION DE CAUDALES MAXIMOS MEDIANTE EL METODO DEL SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS EN LA CUENCA COLLINI-POMATA"

TESIS

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

JOSE LUIS ACERO COLLA

A LA DIRECCION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

APROBADO POR:

PRESIDENTE DE JURADO :

M. Sc. Oscar R. Mamani Luque

PRIMER JURADO :

M. Sc. Roberto Alfaro Alejo

SEGUNDO JURADO :

Ing. Edgardo S. Guerra Bueno

DIRECTOR DE TESIS :

M. Sc. Audberto Millones Chafloque

ASESOR DE TESIS :

Ing. Efraín Lujano Laura



PUNO - PERU

2014

ÁREA : Ingeniería y Tecnología

TEMA: Estudios hidrológicos

LÍNEA: Recursos Hídricos

DEDICATORIA

A nuestro creador Dios padre todopoderoso, simiente divina que habita en nuestro fuero íntimo, por haberme guiado por la ruta del saber y del bien. El cual nos otorga el poder de decidir por nosotros mismos, acertando o equivocándonos en la medida de nuestras humanas posibilidades, y para ello hemos de escuchar tanto al corazón como a la cabeza.

☞ *A mi amor **CATHERINA** por su constante apoyo, aliento y paciencia brindado, para ver realizado mis más caros anhelos, y agraciarme con un hermoso e inquieto hijo **RODRIGO SEBASTIAN** que con la inocencia pura de su niñez me transmite fuerza y voluntad, para realizar día a día nuevos objetivos.*

☞ *A mi gran padre, don **JOSE ACERO QUISPE** y a mi adorada madre doña **ALEJANDRA COLLA MAMANI**, por el permanente e inmensurable apoyo, con todo cariño e inmensa gratitud, quienes con su aliento, paciencia, por sus sabios consejos y por su gran esfuerzo para forjar a sus hijos, que hicieron posible el logro de mi noble profesión.*

☞ *A mis hermanas:
GLADIS, MARILUZ SONIA Y DIANET IRENE con mucho afecto y Cariño, por su contribución a mi buena formación profesional.*

JOSE LUIS ACERO COLLA

AGRADECIMIENTO

- ☞ *A la Universidad Nacional del Altiplano mi alma mater de siempre...., muy en especial a la Carrera Profesional de Ingeniería Agrícola, por haberme formado profesionalmente.*
- ☞ *Al Ing. Audberto Millones Chafloque, Patrocinador de la presente Tesis, por su invaluable apoyo y constante exigencia en que los estudiantes de la facultad de Ing. Agrícola a que presenten su tesis de investigación.*
- ☞ *Al Ing. Efrain Lujano Laura, Asesor de la presente Tesis, por su acertado asesoramiento, así mismo por su preocupación y desinteresado apoyo constante para que se culmine la presente Investigación.*
- ☞ *Mi sincero agradecimiento a todos los Docentes de la Facultad, que en forma desinteresada me impartieron sus conocimientos a lo largo de mi formación profesional contribuyendo al logro de este objetivo.*
- ☞ *Hago extensivo mi gratitud, a todos mis amigos y compañeros de estudios muy en especial al XXXIII promoción de nuestra facultad, que de una u otra manera han motivado y contribuido en la ejecución y culminación del presente trabajo.*

INDICE DE CONTENIDO GENERAL

DEDICATORIA	¡Error! Marcador no definido.
AGRADECIMIENTO	v
RESUMEN	vii
INTRODUCCION	viii
I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 JUSTIFICACION.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	4
a. Objetivo General	4
b. Objetivo Especifico.....	4
II. REVISION DE LITERATURA	5
2.1 LA HIDROLOGIA.....	5
2.1.1 Importancia de la Hidrología.....	5
2.1.2 Ciclo hidrológico	5
2.2 SISTEMA HIDROLÓGICO.....	8
2.3 CUENCA HIDROGRÁFICA.....	9
2.4 GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA.....	9
2.4.1 PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA.....	10
2.4.1.1 Área de la cuenca (A).....	10
2.4.1.2 Perímetro de la cuenca (P).....	11
2.4.1.3 Longitud del rio principal (L).....	11
2.4.1.4 Ancho promedio de la cuenca (Ap).....	11
2.4.1.5 Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (Kc).....	11
2.4.1.6 Factor de forma (Ff).....	12
2.4.1.7 Rectángulo equivalente. (Re).....	13
2.4.1.8 Radio de circularidad (Rc).....	13
2.4.2 PARÁMETROS DE RELIEVE DE LA CUENCA.....	14
2.4.2.1 Curva Hipsométrica.....	14
2.4.2.2 Polígono de frecuencias.....	14
2.4.2.3 Altitud media de la cuenca (Hm).....	14
2.4.2.4 Altitud de frecuencia media.....	15
2.4.2.5 Altitud más frecuente.....	15
2.4.2.6 Pendiente media de la cuenca.....	15

2.4.2.7	Coeficiente de masividad (Cm).....	16
2.4.2.8	Coeficiente orográfico (Co).....	16
2.4.2.9	Coeficiente de Torrencialidad (Ct).....	16
2.4.3	PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA.....	17
2.4.3.1	Tipo de corriente.....	17
2.4.3.2	Numero de orden de los ríos	18
2.4.3.3	Frecuencia de densidad de ríos (Fr)	18
2.4.3.4	Densidad de drenaje (Dd).....	18
2.4.3.5	Extensión media del escurrimiento superficial (E).....	19
2.4.3.6	Pendiente media del rio principal (Sm).....	19
2.4.3.7	Altura media del rio principal (Hmed).....	20
2.4.3.8	Tiempo de concentración (Tc).....	20
2.5	PRECIPITACIÓN.....	20
2.5.1	Definición	20
2.5.2	Formación de la precipitación.....	21
2.5.3	Clasificación de la Precipitación	22
2.5.4	Medición de la Precipitación.....	22
2.6	ANÁLISIS DE TORMENTAS.....	24
2.6.1	ANALISIS DE CONSISTENCIA DE DATOS	24
2.6.2	ANÁLISIS ESTADÍSTICO	26
2.6.3	COMPLETACIÓN Y EXTENSIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	27
2.7	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS.....	28
2.7.1	Distribución de Probabilidad para Variables Hidrológicas.....	28
2.7.1.1	Distribución Log Normal 2 Parámetros.....	28
2.7.1.2	Distribución Log Normal 3 Parámetros.....	29
2.7.1.3	Distribución Log Pearson Tipo III	30
2.7.1.4	Distribución Gumbel.....	31
2.8.1	Selección de Función de Distribución de Probabilidad	32
2.8.1.1	Pruebas de bondad de ajuste	33
A.	Prueba Kolmogorov – Smirnov	33
2.8	HIETOGRAMAS DE DISEÑO UTILIZANDO ANÁLISIS DE EVENTOS DE TORMENTAS	34
2.8.1	<i>Patrones de Distribución de Lluvia basada en los perfiles de Lluvia SCS</i>	34
2.9	PROBABILIDAD, PERIODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA.....	38
a.	Elección de periodo de Retorno.....	38
b.	Análisis de riesgo	40

2.10 GENERACION DE CAUDALES DE AVENIDA MAXIMAS	42
2.10.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS	42
2.10.2 HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS.....	42
2.10.3 METODO CALCULO, HIDROGRAMA SINTETICOS TRIANGULAR DEL (SCS)	43
III. MATERIALES Y METODOLOGIA.....	44
3.1 UBICACIÓN DEL AMBITO DE ESTUDIO	44
3.1.1 UBICACIÓN POLITICA	44
3.1.2 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA	46
3.1.3 UBICACIÓN GEOGRAFICA.....	46
3.1.4 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA	46
3.1.5 INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.....	46
3.2 MATERIALES Y EQUIPOS DE CAMPO	47
3.3 METODOLOGÍA	48
3.2.1 RECOLECCIÓN DE DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁX. DE 24 HORAS	49
3.2.2 FORMACION DE LA SERIE ANUAL DE CONSISTENCIA DE LA INFORMACIÓN METEOROLÓGICA.....	49
A. Análisis visual gráfico	49
B. Análisis de doble masa.....	49
3.2.3 FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD Y ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE DATOS HIDROLÓGICOS.....	49
A. Parámetros Estadísticos de una Muestra	50
B. Distribución Log Normal de 2 Parámetros.	51
C. Distribución Log Normal de 3 Parámetros.	52
D. Distribución Log Pearson Tipo III	52
E. Distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel	53
3.2.4 SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES TEÓRICAS	53
3.2.5 DETERMINACIÓN DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTE PERIODO DE RETORNO	54
3.2.6 DISTRIBUCIÓN DE INTENSIDADES DE LLUVIA EN 24 HORAS.....	54
A. Distribución de lluvia basada en perfiles de lluvia SCS.....	54
3.2.7 DETERMINACION DE PERIODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA	54
3.2.8 DETERMINACION DE LA GEOMORFOLOGIA FISICA DE LA CUENCA	56
3.2.9 GENERACION DE CAUDALES DE AVENIDA MAXIMAS	56
3.2.9.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS	56
3.2.9.2 METODO CALCULO, HIDROGRAMA SISTETICOS TRIANGULAR DEL (SCS)	56

IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES	64
4.1 RECOLECCION DE DATOS Y FORMACION DE LA SERIE DE PRECIPITACIONES MAXIMAS	64
4.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS.....	73
4.2.1 Distribución Log Normal de 2 Parámetros	73
4.2.2 Distribución Log Normal de 3 Parámetros	78
4.2.3 Distribución Log Pearson tipo III	81
4.2.4 Distribución valor extremo tipo I o Gumbel	84
4.3 SELECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD TEORICA	86
4.3.1 PRUEBA DE BONDAD Y AJUSTE.....	86
4.3.2 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN BASE AL PERIODO DE RETORNO	96
4.3.3 DISTRIBUCIÓN DE INTENSIDADES DE LLUVIA EN 24 HORAS.....	97
4.3.3.1 Distribución de Lluvia Basada en Perfiles de Lluvia Scs	97
4.3.3.2 Curvas IDF en base a intensidades de lluvia según perfiles de distribución SCS.....	100
4.4 SELECCIÓN DE PERIODOS DE RETORNO	103
4.5 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE LA GEOMORFOLOGIA DE LA CUENCA.....	104
4.6 METODO GENERACION DE CAUDALES, HIDROGRAMA SINTETICO TRIANGULAR DEL (SCS)	104
CONCLUSIONES.....	108
RECOMENDACIONES.....	109
BIBLIOGRAFÍA.....	110

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 : CICLO HIDROLÓGICO DEL AGUA.....	8
FIGURA 2 : SISTEMA HIDROLÓGICO	8
FIGURA 3: CUENCA HIDROGRÁFICA.....	9
FIGURA 4: PLUVIÓMETRO	23
FIGURA 5: PLUVIÓGRAFO	24
FIGURA 6: PERFIL DE LLUVIA DE 24 HORAS SCS.....	35
FIGURA 7: HIETOGRAMA TIPO I SCS.....	35
FIGURA 8: HIETOGRAMA TIPO IA SCS.....	36
FIGURA 9: HIETOGRAMA TIPO II SCS.	36
FIGURA 10: HIETOGRAMA TIPO III SCS.	36
FIGURA 11: LOCALIZACIÓN DE LOS EE.UU. PARA LA APLICACIÓN DE LOS HIETOGRAMAS DE LLUVIA DE 24 HORAS DEL SCS	38
FIGURA 12: ANÁLISIS DE COSTOS ANUALES DE OBRAS PARA LA DETERMINACIÓN DE PERIODOS DE RETORNO.....	40
FIGURA 13: UBICACIÓN POLITICA DE LA SUBCUENCA COLLINI - POMATA	44
FIGURA 14: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA SUBCUENCA COLLINI - POMATA	44
FIGURA 15: UBICACIÓN HIDROGRÁFICA DE LA SUBCUENCA COLLINI - POMATA.....	45
FIGURA 16: HIETOGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS). ...	57
FIGURA 17: VARIABLES DEL MÉTODO SCS PARA ABSTRACCIONES.....	59
FIGURA 18 HIETOGRAMA ADIMENSIONAL.....	63
FIGURA 19 POLÍGONO DE THIESSSEN.....	64
FIGURA 20: GRÁFICA TEMPORAL DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.	67
FIGURA 21: GRÁFICA TEMPORAL DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	67
FIGURA 22: DIAGRAMA DE DOBLE MASA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA.	70
FIGURA 23: DIAGRAMA DE DOBLE MASA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA.	70
FIGURA 24: CURVAS IDF ESTACIÓN POCOQUE.....	102
FIGURA 25: HIETOGRAMA UNITARIO SINTETICO METODO (SCS)	107

INDICES CUADROS

CUADRO 1: DISTRIBUCIONES DE LLUVIA SEGÚN EL SCS.....	37
CUADRO N° 2: CRITERIOS PARA DEFINIR PERIODOS DE RETORNO.....	39
CUADRO 3: ESTACIÓN METEOROLÓGICAS EN ESTUDIO.....	47
CUADRO 4: VALORES DEL PERIODO DE RETORNO PARA PROYECTOS DE OBRA.....	55
CUADRO N° 5: VALORES DEL TIEMPO DE RETORNO PARA PROYECTOS DE OBRAS.	55
CUADRO 6: CLASIFICACIÓN HIDROLÓGICA DE LOS SUELOS – SUCS.....	61
CUADRO 7: CURVAS DE ESCORRENTÍA PARA LOS COMPLEJOS SUELO – COBERTURA (N).	61
CUADRO 8 COORDENADAS DEL HIDROGRAMA ADIMENSIONAL.....	63
CUADRO 9: PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HORAS ESTACIÓN POCOQUE.....	66
CUADRO 10: ANÁLISIS DE DOBLE MASA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS.	69
CUADRO 11: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ANUALES (MM).....	72
CUADRO 12 : DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS. NORMAL DE 2 PARÁMETROS.....	77
CUADRO 13: DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE 3 PARÁMETROS.....	80
CUADRO 14: DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.....	83
CUADRO 15: DISTRIBUCIÓN GUMBEL.....	85
CUADRO 16: PRECIPITACIÓN MÁXIMA, ESTACIÓN POCOQUE.....	86
CUADRO 17: PRUEBA DE BONDAD DEL AJUSTE DE KOLMOGOROV - SMIRNOV, DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE 2 PARÁMETROS.	90
CUADRO 18: PRUEBA DE BONDAD DEL AJUSTE DE KOLMOGOROV - SMIRNOV, DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE 3 PARÁMETROS.	93
CUADRO 19: PRUEBA DE BONDAD DEL AJUSTE DE KOLMOGOROV - SMIRNOV, DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.	94
CUADRO 20: PRUEBA DE BONDAD DEL AJUSTE DE KOLMOGOROV - SMIRNOV, DISTRIBUCIÓN VALOR EXTREMO TIPO I O GUMBEL.....	95
CUADRO 21: PARÁMETROS Y VALORES DE DISTRIBUCIONES ESTACIÓN POCOQUE.....	96
CUADRO 22: SELECCIÓN DE FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ESTACIÓN POCOQUE.....	96
CUADRO 23: PRECIPITACIONES EN BASE AL PERIODO DE RETORNO.....	97
CUADRO 24: CURVA DE FRECUENCIA DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS ESTACIÓN POCOQUE (DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS).....	97
CUADRO 25: DISTRIBUCIÓN SCS PARA LA ESTACIÓN DE POCOQUE T=2 AÑOS.....	99
CUADRO 26: HIETOGRAMA TIPO II DISTRIBUCIÓN SCS ESTACIÓN POCOQUE T=2 AÑOS.....	100
CUADRO 27: DATOS DE PRECIPITACIÓN -DURACIÓN - FRECUENCIA (P-D-F) MM. 1-24 HORAS ESTACIÓN POCOQUE.....	101
CUADRO 28: DATOS DE INTENSIDAD -DURACIÓN - FRECUENCIA (I-D-F) (MM/HR.) 1-24 HORAS ESTACIÓN POCOQUE.....	101

CUADRO 29 PERIODOS DE RETORNO SEGÚN ESTRUCTURA DE OBRA.....	103
CUADRO 30 : PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA - COLLINI.....	104
CUADRO 31: RELACIONES MATEMÁTICAS DEL HIDROGRAMA UNITARIO (SCS)	105
CUADRO 32: PRECIPITACIÓN MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIDOS DE RETORNO.....	105
CUADRO 33: CAUDALES MÁXIMOS DE AVENIDAS PARA SUB CUENCA COLLINI	106
CUADRO 34: CAUDALES MÁXIMOS DE AVENIDAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO	106

INDICE DE TABLAS

TABLA A-01: VALORES DE K _T PARA DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III Y/O LOG PEARSON TIPO III (ASIMETRÍA POSITIVA)	115
TABLA A-02: VALORES DE K _T PARA DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III Y/O LOG PEARSON TIPO III (ASIMETRÍA NEGATIVA)	116
TABLA A-03: VALORES DE DISTRIBUCIÓN NORMAL ACUMULADA	117

RESUMEN

El presente trabajo pretende comprobar la validez, efectividad y cuantificación de las precipitaciones máximas en 24 horas para la generación de caudales para diferentes periodos de retorno, con el objetivo de dimensionar futuras estructuras hidráulicas y de protección a construirse en las riberas del cauce de uno de los ríos de la vertiente de la hoya del Titicaca.

En esta perspectiva se ha planteado la investigación la aplicación; como entrada las precipitaciones máximas de 24 horas para la generación de caudales de máximas avenidas de diseño mediante el método empírico del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

El objetivo es, efectuar el análisis de las precipitaciones máximas de 24 horas para la generación de caudales de avenidas de diseño en la sub Cuenca Collini Pomata.

La metodología utilizada para el desarrollo de este trabajo de investigación, es la recolección de información de las precipitaciones máxima de la sub cuenca Collini, a partir de los datos meteorológicos de la estación Pocoaque. Se realiza un análisis Visual Grafico y de Doble Masa, seguidamente un análisis de Frecuencia mediante las distribuciones estadísticas para hidrología; Log Normal de 2 Parámetros, Log Normal de 3 Parámetros, Log Pearson tipo III y Gumbel; y posterior selección de una Distribución mediante la Prueba de Bondad de Ajuste Smirnov-Kolmogorov, y con los datos que mejor se ajusta de una Distribución se realiza la generación de caudales máximos de avenidas de diseño mediante la utilización de método empírico de Hidrograma Unitario Sintético del Servicio de Conservación de Suelos (Método SCS), para periodos de retorno de 5,10,20,25,50,100,500,1000 años.

De las conclusiones el análisis de las precipitaciones máximas para la generación de caudales máximos mediante el método (SCS) en la Sub Cuenca Collini efectuado se determina los caudales máximos para los periodos de retorno; Tr.2años=1.56m³/seg, Tr.5años=2.69m³/seg., Tr.10años=3.44m³/seg., Tr.20años=4.16m³/seg, Tr.50años=5.08m³/seg., Tr.100años=5.77m³/seg., Tr.500años=7.36m³/seg., y Tr.1000años=8.05m³/seg.,

INTRODUCCION

El agua es un elemento de la naturaleza de vital importancia para el desarrollo y bienestar de la humanidad, siendo básico por ello, la determinación de su existencia, el establecimiento de su comportamiento, conservación, preservación y uso múltiple y racional. Los estudios hidrológicos constituyen una herramienta básica para establecer hasta qué punto es factible y seguro un proyecto de desarrollo hidráulico, dentro del ámbito de una sub cuenca hidrográfica.

En la región del altiplano, el conocimiento integral de los recursos hídricos y su comportamiento es aun notablemente escaso, no obstante que en el proceso económico en la planificación de desarrollo regional, constituye elementos fundamentales para el departamento de Puno.

Particularmente, uno de los problemas hidrológicos, que se presenta en esta región es la ocurrencia de máximas avenidas que causan inundaciones, riesgos de vida útil de las obras hidráulicas, erosión y transporte de sedimentos. Los daños que causan las avenidas, es notorio en aspecto social y económico, en el ámbito regional, con mayor incidencia en las actividades agropecuarias del altiplano Puneño.

Los eventos extremos máximos, con una probabilidad de ocurrencia en función de la vida útil y el riesgo de falla de la obra, son la base fundamental para el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas, tales como defensas ribereñas, puentes, alcantarillas, presas, bocatomas, obras provisionales y entre otras.

En el análisis de máximas avenidas nos encontramos generalmente frente a dos situaciones, como: caso en que exista la información hidrométrica de caudales máximos históricos y caso en que no exista dicha información, para tal caso es necesario calcular a partir de la precipitación máxima en 24 horas el cual se debe esta investigación haciendo uso de este Modelos Hidrometeorológico de precipitación-escorrentía.

En este caso, se cuenta con datos históricos de precipitaciones máximas anuales de la estación hidrométrica de Pocoaque, ésta información nos permite realizar este trabajo de investigación para la sub cuenca Collini.

I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La cuenca del rio Collini no cuenta con el analisis de precipitaciones maximas y su generacion de caudales, este analisis asi como muchos de los que se han planteado, tienen mucha importancia en diseño de obras hidraulicas en un determinado punto de interés de un area, por lo que se hace necesario conocer con aproximación el comportamiento de caudales maximos en diferentes periodos de retorno y prevenir posibles sectores afectados por inundacion.

En el análisis de máximas avenidas nos encontramos generalmente frente a dos situaciones, como: caso en que **exista la información** hidrométrica de caudales máximos históricos y caso en que **no exista dicha información**, para tal caso es necesario calcular a partir de la precipitación máxima en 24 horas el cual se debe esta investigación haciendo uso de este Método Hidrometeorológico de **precipitación-escorrentía**.

La mayoría de las cuencas de la zona sur en el altiplano de la region de puno no tienen mediciones hidrométricas, motivo por el cual existe la necesidad de emplear métodos empíricos, determinísticos y estocásticos, para determinar los caudales maximos en un punto de interés.

La generacion de caudales maximos es esencial para resolver un amplio número de problemas de planificación, diseño y operación de los sistemas de aprovechamiento del recurso agua, los cuales tienen un alto impacto socio-económico a nivel regional.

En razón a lo expuesto; se plantea la problemática a través de las siguientes interrogantes:

- ¿De qué manera es consistentes y confiable las precipitaciones máximas de 24 horas en la generación de caudales máximos de avenidas de diseño?
- ¿Cómo es la influencia y su consistencia de las precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos retorno?
- ¿Qué método de generación caudales máximos de avenidas de diseño a partir de las precipitaciones máximas proporciona datos confiables para diferentes periodos de retorno?
- ¿Cómo influye la geomorfología física de la cuenca al generar caudales máximos de avenidas de diseño?

1.2 ANTECEDENTES

Dentro de la investigación realizada en el ámbito de la cuenca del lago Titicaca tenemos:

- Desde el año (2,001) la Intendencia de Recursos Hídricos (ex Dirección General de Aguas y Suelos) del Instituto Nacional de Recursos Naturales, actualmente la Autoridad Nacional del Agua, viene desarrollando estudios hidrológicos en diversas cuencas del Perú, consiente de la necesidad del país de disponer del conocimiento integral y homogéneo de la potencialidad de sus recursos hídricos que con lleven a un uso racional y planificado, desde los puntos de vista social, económico, ecológico y considerando la participación de todos los agentes consumidores de agua de la cuenca, dentro de sus limitaciones existentes, prosigue con sus objetivos iniciales extendiendo estos estudios en otras cuencas, como es el presente caso del río llave en la Región Puno, determinándose las disponibilidades hídricas desde el punto de vista hidrológico.
- PORTILLO (2,008). “Análisis de Precipitaciones y Generación de Caudales Máximos en la Micro Cuenca Huancho- Puno”, los estudios hidrológicos constituyen una herramienta básica para establecer hasta qué punto es factible y seguro un proyecto de desarrollo hidráulico, dentro del ámbito de la cuenca hidrográfica.
- CUTIPA (1,999) “Aplicación de Modelos Hidrológicos en el Análisis de Máximas Avenidas del Río Grande Collini – Puno”, donde llego a los resultados de que los modelos Probabilísticos Gumbel y Log Pearson Tipo III se ajustaron mediante la Prueba de Ajuste de Smirnov Kolmogrov para la serie analizada (precipitación máxima en 24 horas estación Laraqueri), así mismo obtuvo los hidrogramas y avenidas de diseño para el Río Grande 562.40 m³/seg. y 782.34 m³/seg. para periodos de retorno de 50 y 100 años. Realizar el análisis de frecuencias de caudales máximos anuales del Río Verde con el fin de obtener el caudal de diseño empleando los métodos de análisis de eventos extremos.

1.3 JUSTIFICACION

El impacto de los desastres naturales en las actividades humanas ha sido un tema tratado en los últimos años en un amplio número de publicaciones desarrolladas por diversas disciplinas que han conceptualizado sus componentes y la metodología de valoración.

Se justifica porque hay tres grandes ideas, que debemos tener presente al enfrentarnos al estudio de los ríos o cuencas si se quiere comprender la mejor manera de controlarlos. Las tres ideas son fases de un mismo problema:

- a.- En primer lugar debemos ver a los ríos como fuentes de vida, como riqueza, como recursos naturales; es decir, como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de la humanidad.
- b.- En segundo lugar debemos mirar a los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación, en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presentan. La inundación es, pues, un fenómeno tipo hidráulico, prueba de ello es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya crecidas o un evento hidrometeorológico extraordinario.
- c.- La tercera idea que debemos tener en cuenta presente con relación a un río es su protección. Debemos proteger al río de la agresión humana. Una forma típica de agresión a los ríos, que luego se vuelve contra quien la causo, es la contaminación. La contaminación es un fuerte limitante para el uso del agua.

Se justifica el presente trabajo de investigación por que se da una propuesta en toda la región donde a falta de información hidrométrica de caudales máximos históricos en cuencas, se puede generar a partir de las precipitación máxima en 24 horas el cual se debe esta investigación haciendo uso de este Método Hidrometeorológico de precipitación-escorrentía.

Existe la necesidad de determinar datos de la magnitud y volumen de agua en un río, es un factor muy importante, debido a que su conocimiento es esencial para estimar caudales máximos de diseño para proyectos de ingeniería hidráulica, por esta razón se plantea el presente trabajo de Investigación que pretende realizar la predicción de caudales máximos avenidas de diseño del río Collini, a partir de datos de entrada de precipitaciones máximas de 24 horas y su consistencia para diferentes periodos de retornos.

1.4 OBJETIVOS

a. Objetivo General

- Efectuar el análisis de las precipitaciones máximas de 24 horas para la generación de caudales máximos de diseño para periodos retornos aplicando el método de Soil Conservation Service (SCS) en la Sub cuenca Collini.

b. Objetivo Específico

- Determinar la consistencia de las precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos retorno mediante distribuciones estadísticas para la hidrología.
- Generar caudales máximos de avenidas de diseño a partir de las precipitaciones máximas mediante el método Hidrograma Unitario Sintético del Servicio de Conservación de Suelos (Método SCS), para periodos de retorno de 5 a 1000 años respectivamente.
- Determinar cómo influye la geomorfología física de la cuenca al generar caudales máximos de avenidas de diseño.

II. REVISION DE LITERATURA

2.1 LA HIDROLOGIA

Aparicio (1992), Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas, físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos.

Silva Medina (2004), La Hidrología en su definición más simple es la ciencia que estudia la distribución, cuantificación y utilización de los recursos hídricos que están disponibles en el globo terrestre. Estos recursos se distribuyen en la atmósfera, la superficie terrestre y las capas del suelo.

Chow (1994), Las ciencias hídricas están relacionadas con las aguas de la tierra; su distribución y circulación, sus propiedades físicas y químicas, su interacción con el ambiente y con los seres vivos y en particular con los seres humanos. Puede considerarse que la Hidrología abarca todas las ciencias hídricas. En una forma más estricta, puede definirse como el estudio del ciclo hidrológico, es decir, la circulación ininterrumpida de agua entre la tierra y la atmosfera.

Varas C., Eduardo, Philippe, (2002), La Hidrología es una rama de la geofísica que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la tierra, sus propiedades físicas, químicas y biológicas y su vinculación con el ambiente. Por tal motivo tiene una estrecha relación con otras ciencias de la tierra, tales como la meteorología, la oceanografía, climatología, geología y otras. Desde el punto de vista de la ingeniería interesa un enfoque fundamentalmente cuantitativo de la hidrología, focalizándose el interés en aquellas partes de la disciplina que atañen directamente a la planificación, diseño y operación de sistemas y de obras destinadas al aprovechamiento de los recursos de agua.

2.1.1 Importancia de la Hidrología

La hidrología proporciona al ingeniero e hidrólogo, los métodos para resolver los problemas prácticos que se representan en el diseño, la planeación y la operación de estructuras hidráulicas.

2.1.2 Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico consta de seis (06) fases: La precipitación, escorrentía superficial, infiltración, agua subterránea, evaporación, transpiración, y la condensación. El agua se almacena en océanos y lagos, en ríos y arroyos, y en el

suelo. La evaporación, incluida la transpiración que realizan las plantas, transforma el agua en vapor de agua. La precipitación tiene lugar cuando el vapor de agua presente en la atmósfera se condensa y cae a la Tierra en forma de lluvia, nieve o granizo. El agua de escorrentía incluye la que fluye en ríos y arroyos, y bajo la superficie del terreno (agua subterránea).

Según Aparicio (1992), Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin, y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación. Durante su trayecto hacia la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega hasta los océanos y otros grandes cuerpos de agua, como presas y lagos. Del agua infiltrada, una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada, casi en su totalidad, hacia la atmósfera y otra parte fluye bajo la superficie de la tierra hacia las corrientes, el mar u otros cuerpos de agua, o bien hacia zonas profundas del suelo (percolación) para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales, ríos o el mar.

Según Chow Ven, Te. (1994), El Ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua.

En la figura 1 se muestra en forma esquemática cómo el agua se *evapora* desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y *precipita* sobre la superficie terrestre o los océanos; el agua precipitada puede ser *Interceptada* por la vegetación, convertirse en *flujo superficial* sobre el suelo, *infiltrarse* en él, correr a través del suelo como *flujo subsuperficial* y descargar en los ríos como *escorrentía superficial*. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. El agua infiltrada puede percolar profundamente para *recargar* el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial,

y finalmente fluye hacia el mar o se evapora en la atmósfera a medida que el ciclo hidrológico continúa.

1. *Precipitación:* Transporte a través de la atmósfera de las nubes hacia el interior con un movimiento circular, como resultado de la gravedad, y pérdida de su agua cae en la tierra. Este fenómeno se llama lluvia o precipitación.
2. *Infiltración:* El agua de lluvia se infiltra en la tierra y se hunde en la zona saturada, donde se convierte en agua subterránea. El agua subterránea se mueve lentamente desde lugares con alta presión y elevación hacia los lugares con una baja presión y elevación. Se mueve desde el área de infiltración a través de un acuífero y hacia un área de descarga, que puede ser un mar o un océano.
3. *Transpiración:* Las plantas y otras formas de vegetación toman el agua del suelo y la excretan otra vez como vapor de agua. Cerca del 10% de la precipitación que cae en la tierra se vaporiza otra vez a través de la transpiración de las plantas, el resto se evapora de los mares y de los océanos.
4. *Salida Superficial:* El agua de lluvia que no se infiltra en el suelo alcanzará directamente el agua superficial, como salida a los ríos y a los lagos. Después será transportada de nuevo a los mares y a los océanos. Esta agua es llamada agua de salida superficial.
5. *Evaporación:* Debido a la influencia de la luz del sol el agua en los océanos y los lagos se calentará. Como resultado de esto se evaporará y será transportada de nuevo a la atmósfera. Allí formará las nubes que con el tiempo causarán la precipitación devolviendo el agua otra vez a la tierra.
6. *Condensación:* En contacto con la atmósfera el vapor de agua se transformará de nuevo a líquido, de modo que sea visible en el aire. Estas acumulaciones de agua en el aire son lo que llamamos las nubes.

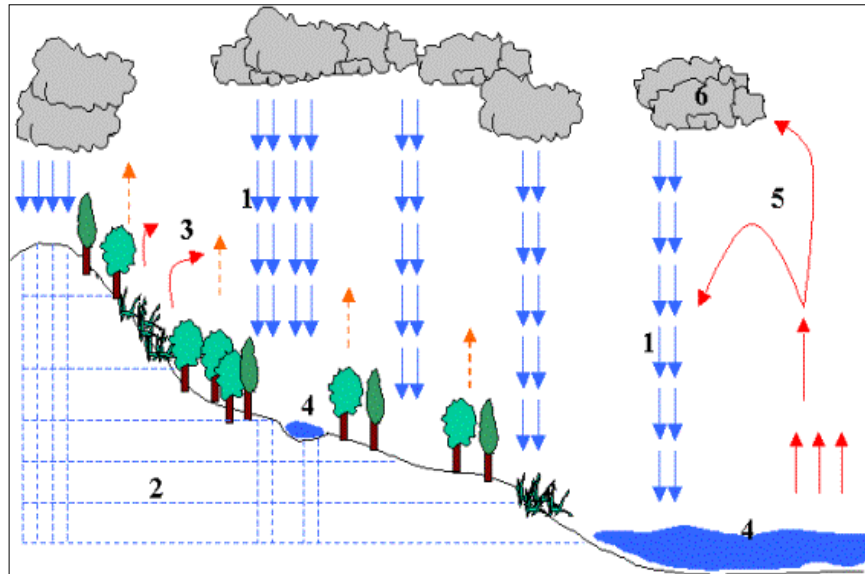


Figura 1 : Ciclo hidrológico del agua

2.2 SISTEMA HIDROLÓGICO

Vásquez Villanueva, Absalón (2000), El ciclo hidrológico es un fenómeno muy complejo que posiblemente nunca se llegue a entender perfectamente en su totalidad por la gran cantidad de variables que intervienen. Para simplificar y entender el problema, los hidrólogos han introducido el concepto de *Sistema* para entender el ciclo hidrológico y de esta manera lograr su aplicación práctica en la solución de problemas de ingeniería hidráulica. Por lo tanto el ciclo hidrológico puede considerarse como un sistema cuyos componentes (en la forma más sencilla) son la precipitación, la escorrentía superficial, la evaporación, el flujo subterráneo de agua y otras partes del ciclo hidrológico de interés, esquemáticamente se representa así:

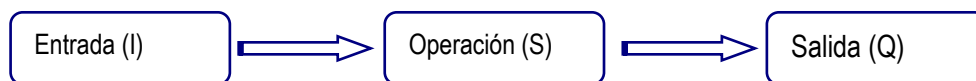


Figura 2 : Sistema Hidrológico

Para efectos prácticos, se considera que la entrada más importante del sistema es la precipitación y las salidas igualmente importantes son el caudal y las abstracciones hidrológicas.

Chow Ven, Te. (1994), un sistema es un conjunto de partes conectadas entre si, que forman un todo. El ciclo hidrológico global se representa como un sistema, el cual se divide en tres subsistemas: *el sistema de agua atmosférica, el sistema de agua superficial y el sistema de agua subsuperficial*. Por analogía, un sistema hidrológico se define como una

estructura o volumen en el espacio, rodeada por una frontera, que acepta agua y otras entradas, opera en ellas internamente y las produce como salidas.

2.3 CUENCA HIDROGRÁFICA

Vásquez Villanueva, Absalón (2000), Es el área natural o unidad de territorio, delimitada por una divisoria topográfica (*Divortium Acuarium*), que capta la precipitación y drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

En la figura 3 desde el punto de vista hidrológico, una cuenca es una superficie de tierra donde todas las aguas de precipitación se unen para formar un solo curso de agua. El área o superficie de la cuenca está limitada por la divisoria de las aguas que es una línea que separa la superficie de terreno cuyo drenaje fluye hacia el curso del agua.

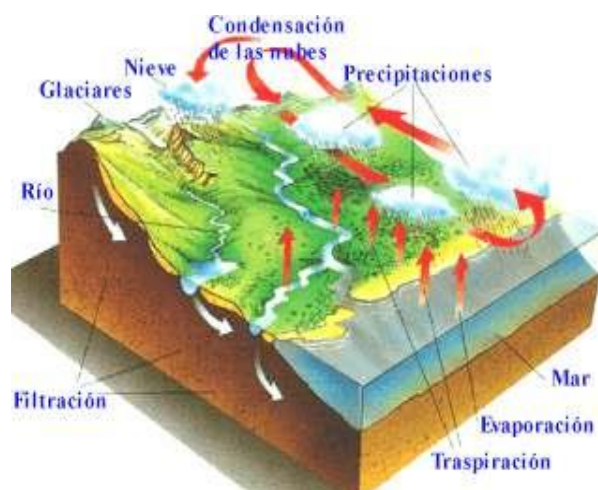


Figura 3: Cuenca Hidrográfica

Chereque M. W. (1989), El área del terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso, cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que cae sobre ella tienden a ser drenada por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

2.4 GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA

La **geomorfología** es la rama de la geografía física que estudia de manera descriptiva y explicativa el relieve de la Tierra, el cual es el resultado de un balance dinámico - que evoluciona en el tiempo - entre procesos constructivos y destructivos, dinámica que se conoce de manera genérica como ciclo geomorfológico.

Morfología de la cuenca, La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de las cuencas. Para un mejor enfoque sobre el estudio de las cuencas se establece los parámetros de forma, parámetros de relieve y parámetros de la red hidrográfica, generalmente.

Las características físicas desempeñan un papel esencial en la respuesta hidrológica de una cuenca hidrográfica. Recíprocamente, el carácter hidrológico de la misma contribuye considerablemente a formar sus características físicas. Entonces, esta interrelación debería suministrar la base para predecir cuantitativamente la respuesta hidrológica, a partir de aquellos parámetros físicos que son fáciles de medir.

La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de las cuencas. Para un mejor enfoque sobre el estudio de las cuencas se establece los parámetros de forma, parámetros de relieve y parámetros de la red hidrográfica, generalmente.

2.4.1 PARÁMETROS DE FORMA DE LA CUENCA

Mejía M. J. A. (2001), la forma superficial de la cuenca hidrográfica es importante debido a que influye en el valor del tiempo de concentración, definido como el tiempo necesario para que toda la cuenca contribuya al flujo en la sección en estudio a partir del inicio de la lluvia o en otras palabras, tiempo que tarda el agua, desde los límites de la cuenca para llegar a la salida de la misma. En general las cuencas hidrográficas de grandes ríos presentan la forma de una pera, pero las cuencas pequeñas varían mucho de forma, dependiendo de su estructura geológica.

Existen varios índices utilizados para determinar la forma de las cuencas, buscando relacionarlas con formas geométricas conocidas; así como el coeficiente de compacidad la relaciona con un círculo y el factor de forma con un rectángulo.

Los principales factores de forma son:

2.4.1.1 Área de la cuenca (A).

Mejía M. J. A. (2001), el área de la cuenca o área de drenaje es el área cerrada que comprendido dentro del límite o divisoria de agua. El área de la cuenca es el elemento básico para el cálculo de las otras características físicas y es

determinado normalmente con planímetro y expresado en kilómetros o hectáreas. Es importante mencionar que las cuencas hidrográficas con la misma área pueden tener comportamientos hidrológicos completamente distintos en función de los otros factores que intervienen.

2.4.1.2 Perímetro de la cuenca (P).

Villon B. M. (2002), se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

Es la longitud de la línea de divortio aquarum. Se mide mediante el curvímetro o directamente se obtiene del Software en sistemas digitalizados.

2.4.1.3 Longitud del río principal (L).

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta un punto fijo de interés, puede ser una estación de aforo o desembocadura, expresado en unidades de longitud.

2.4.1.4 Ancho promedio de la cuenca (Ap).

Relación entre el área de la cuenca y la longitud del cauce principal, cuya expresión es la siguiente:

$$A_p = \frac{A}{L} \dots\dots\dots (1.1)$$

Dónde:

A_p = ancho promedio de la cuenca (Km).

A = área de la cuenca (Km²).

L = longitud del cauce principal (Km).

2.4.1.5 Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (Kc).

Mejía M. J. A. (2001), este coeficiente es un numero adimensional que varia con la forma de la cuenca independientemente de su tamaño; cuanto más irregular es la cuenca, mayor será el coeficiente de compacidad. Un coeficiente mínimo igual a la unidad corresponderá a una cuenca circular. Si los otros factores fueran iguales, la tendencia para mayores caudales en la cuenca, será más acentuada cuando el coeficiente sea más próximo a la unidad.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

$$K_c = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \dots\dots\dots (1.2)$$

Dónde:

P = perímetro de la cuenca (Km).

A = área de la cuenca (Km²).

De la expresión se desprende que K_c siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca. Este factor adimensional constituye un índice indicativo de la tendencia de avenida en una cuenca.

Una cuenca de forma circular posee el coeficiente mínimo igual a 1 y tiene mayor tendencia a las crecientes en la medida que el valor de K_c se aproxima a la unidad; cuando se aleja de la unidad, presenta una forma más irregular con relación al círculo.

Cuando el $K_c = 1$: tiempo de concentración menor, cuenca circular, mayor tendencia a crecientes y $K_c = 2$: tiempo de concentración mayor, cuenca de forma alargada, menor tendencia a crecientes.

2.4.1.6 Factor de forma (Ff).

Mejía M. J. A. (2001), es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca (L) se mide siguiendo el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante en la cuenca. El ancho medio se obtiene dividiendo el área de la cuenca por la longitud.

Por lo general es la relación entre el área (A) de la cuenca y el cuadrado de la longitud máximo recorrido del cauce (L). Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

$$Ff = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots (1.3)$$

Dónde:

A = área de la cuenca (Km²).

L = longitud del cauce principal (Km).

Para un círculo Ff = 0.79, para un cuadrado con la salida en el punto medio de uno de los lados Ff = 1 y con la salida en una esquina Ff = 0.5 (MINTEGUI ET AL, 1993).

2.4.1.7 Rectángulo equivalente. (Re).

Villón V. M (2002), es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad o índice de gravelious), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo. Las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y la última curva de nivel.

La longitud de sus lados está dado por:

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots (1.4)$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots (1.5)$$

Dónde:

L,l = longitud de sus lados del rectángulo (mayor y menor) en Km.

Kc = Coeficiente de Compacidad.

A = área de la cuenca (Km²).

2.4.1.8 Radio de circularidad (Rc).

Relaciona el área de la cuenca y la del círculo que posee una circunferencia de longitud igual al perímetro de la cuenca. Su valor es 1 para una cuenca circular y 0.785 para una cuenca cuadrada.

$$R_c = \frac{4\pi A}{P^2} \dots\dots\dots (1.6)$$

Dónde:

P = perímetro de la cuenca (Km).

A = Área de la cuenca (Km²).

2.4.2 PARÁMETROS DE RELIEVE DE LA CUENCA

Mejía M. J. A. (2001), el relieve de una cuenca hidrográfica tiene gran influencia sobre los factores meteorológicos e hidrológicos, pues la velocidad de la escorrentía superficial es determinada por la pendiente de la cuenca, mientras que la temperatura, la precipitación, la evaporación, etc. Son funciones de la altitud de la cuenca. Es muy importante, por lo tanto la determinación de las curvas características del relieve de una cuenca hidrográfica.

Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores; entre los más utilizados destacan:

2.4.2.1 Curva Hipsométrica.

Mejía M. J. A. (2001), es la representación gráfica del relieve medio de una cuenca. Representa el estudio de la variación de la elevación de las diferentes superficies de la cuenca con referencia a nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestra el porcentaje del área de drenaje que existe por encima o por debajo de las diferentes elevaciones o cotas.

2.4.2.2 Polígono de frecuencias.

Denominado también curva de frecuencia de altitudes. VILLÓN B. M. (2.002), es la representación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes. Es un complemento de la curva hipsométrica

2.4.2.3 Altitud media de la cuenca (Hm).

Villón B. M. (2002), es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50 % esta situado por debajo de ella. Su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación – área de la cuenca.

$$Hm = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot a_i)}{A} \dots\dots\dots (1.7)$$

Dónde:

Hm= elevación media de la cuenca (msnm).

C_i = cota media del área i, delimitada por 2 curvas de nivel (msnm).

a_i = área i entre curvas de nivel (Km²).

A = área total de la cuenca (Km²).

2.4.2.4 Altitud de frecuencia media.

Villón B. M. (2002), es la altitud correspondiente al punto de abscisa media de la curva de frecuencia de altitudes.

Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50% del área en el eje “x”, trazando una perpendicular por este punto hasta interceptar a la curva hipsométrica. Luego por este punto trazar una horizontal hasta cortar el eje “y”.

2.4.2.5 Altitud más frecuente.

Villón B. M. (2002), es el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes

2.4.2.6 Pendiente media de la cuenca.

Villón B. M. (2002), es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas.

Existen diversos métodos para evaluar la pendiente de una cuenca, por lo que se tomó el criterio del rectángulo equivalente.

$$Sm = \frac{H}{Lm} \dots\dots\dots (1.8)$$

Dónde:

Sm= Pendiente media de la cuenca.

H = Desnivel total (cota en la parte más alta-cota en la parte más baja),
en Km.

Lm = Lado mayor del rectángulo equivalente (Km).

2.4.2.7 Coeficiente de masividad (Cm).

Es la relación entre la elevación media y el área de la cuenca.

$$Cm = \frac{E}{A} \dots\dots\dots (1.9)$$

Dónde:

E = Extensión media del escurrimiento superficial (Km).

A = Área de la cuenca (Km²).

2.4.2.8 Coeficiente orográfico (Co).

Es el producto del coeficiente de masividad y la elevación media de la cuenca,
este valor permite determinar el relieve en distintos puntos de la cuenca.

$$Co = Cm(E) \dots\dots\dots (1.10)$$

Dónde:

Cm = Coeficiente de masividad de la cuenca.

E = Extensión media del escurrimiento superficial (Km).

2.4.2.9 Coeficiente de Torrencialidad (Ct).

Este parámetro indica la relación entre el número de cursos de primer orden
con el área de la cuenca.

$$Ct = \frac{N^{\circ} R_1}{A} \dots\dots\dots (1.11)$$

Donde:

$N^{\circ} R_1$ = Número de ríos de primer orden.

A = Area de la cuenca (Km²).

2.4.3 PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA

Villón B. M. (2002), la red de drenaje de una cuenca, se refiere a la trayectoria o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

En virtud de lo anterior, se han propuesto una serie de indicadores de dicho grado de bifurcación, como la densidad de corrientes y la densidad de drenaje. Para analizar la red hidrográfica superficial de una cuenca, se han utilizado los siguientes parámetros:

2.4.3.1 Tipo de corriente.

Mejía M. J. A. (2001), una manera comúnmente usada para clasificar los cursos de agua es tomara como base la permanencia del flujo con lo que se determina tres tipos:

Perennes.- Que contienen agua durante todo el tiempo, la napa freática mantiene una alimentación continua y no desciende nunca por debajo del nivel de agua en el cauce, aun en épocas de sequias muy severas.

Intermitentes.- En general escurren durante las estación es lluviosas, y secan durante el periodo de estiaje. Durante las estación es lluviosas transportan la escorrentía superficial y el agua subterránea, dado que el nivel freático se mantiene por encima del nivel del lecho del cauce, lo que no sucede en la época de estiaje, cuando el nivel freático se encuentra por debajo por debajo del nivel del lecho del río.

Efímeros.- Que existen apenas durante o inmediatamente después de los periodos de precipitación y solo transportan escorrentía superficial. La napa freática se encuentra siempre en un nivel inferior del lecho fluvial, no existiendo por lo tanto la posibilidad de flujo subterráneo hacia el cauce (quebradas).

El río collini, es de tipo Perenne, igualmente los ríos de las subcuencas, por que los ríos contienen el agua durante todo el año.

2.4.3.2 Numero de orden de los ríos

Es el grado de ramificación de las corrientes de agua, para su determinación se considera el número de bifurcaciones que tienen los tributarios, asignándoles un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde su nacimiento hasta su desembocadura. De manera que el orden atribuido al curso nos indique el grado de ramificación del sistema de drenaje. Es decir, los ríos del primer orden son las corrientes que no tienen tributarios, dos ríos del primer orden forman un río de segundo orden, dos ríos de segundo orden forman un río de tercer orden y así sucesivamente hasta llegar al curso principal y finalmente se obtiene el grado de ramificación del sistema de drenaje de una cuenca.

2.4.3.3 Frecuencia de densidad de ríos (Fr)

Es el número de ríos por unidad de superficie de la cuenca. Se encuentra al dividir el número total del curso de agua (Nº ríos) entre el área total de la cuenca (A), es decir, que:

$$Dr = \frac{N^{\circ} \text{ ríos}}{A} \dots\dots\dots (1.12)$$

Donde:

Nº ríos = número de ríos de la cuenca.

A = área de la cuenca (Km²).

2.4.3.4 Densidad de drenaje (Dd)

Mejía M. J. A. (2001), una buena indicación del grado de desarrollo de un sistema de drenaje está dado por el índice llamado densidad de drenaje (Dd). Este índice esta expresado por la relación entre la longitud total (L), de los cursos de agua (sean estas efímeras, intermitentes o perennes) de una cuenca y el área total (A).

$$Dd = \frac{L_T}{A} \dots\dots\dots (1.13)$$

Dónde:

Dd= densidad de drenaje (Km/Km²).

L_T = longitud total de ríos de la cuenca (Km).

$A =$ área de la cuenca (Km^2).

Según MONSALVE S, G. (1999), la densidad de drenaje usualmente toma los valores siguientes:

- Entre 0.5 Km/Km^2 , para hoyas con drenaje pobre.
- Hasta 3.5 Km/Km^2 , para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

2.4.3.5 Extensión media del escurrimiento superficial (E).

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud total de la red hídrica de la misma cuenca.

También se puede definir como la distancia promedio en línea recta que el agua precipitada tendría que recorrer para llegar al lecho de un curso de agua. Su valor se calcula con la siguiente fórmula:

$$E = \frac{A}{L_T} \dots\dots\dots (1.14)$$

Dónde:

$A =$ área de la cuenca (Km^2).

$L_T =$ longitud total de ríos de la cuenca (Km).

2.4.3.6 Pendiente media del río principal (S_m).

Mejía M. J. A. (2001), el agua de lluvia se concentra en los lechos fluviales después de escurrir superficialmente y subterráneamente por la superficie de la cuenca en dirección a la desembocadura o salida. La pendiente del curso de agua influye en los valores de descarga de un río de forma significativa, pues la velocidad con que la contribución de la cabecera alcanza la salida depende de la pendiente de los cursos fluviales. Así, cuanto mayor la pendiente, mayor será la velocidad de flujo y más pronunciados y estrechos los hidrogramas de avenidas. La pendiente media del cauce principal, según TAYLOR Y SCHWARZ es la relación entre la diferencia de alturas y la longitud del curso principal.

$$S_m = \frac{(H_M - H_m)}{1000 \times L} \dots\dots\dots (1.15)$$

Dónde:

S_m = pendiente media del cauce principal (m/m).

L = longitud del cauce principal (Km).

H_M, H_m = altura máxima y mínima del lecho del río principal, referidos al nivel medio de las aguas del mar (msnm).

2.4.3.7 Altura media del río principal (H_{med}).

Es el valor medio entre las alturas de los extremos del río principal.

$$H = \frac{H_{m\acute{a}x} + H_{m\acute{i}n}}{2} \dots\dots\dots (1.16)$$

Dónde:

$H_{m\acute{a}x}$. = altura máxima del lecho del río principal (m.s.n.m.).

$H_{m\acute{i}n}$. = altura mínima del lecho del río principal (m.s.n.m.).

2.4.3.8 Tiempo de concentración (T_c).

Este parámetro se refiere al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son: en extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el flujo.

Para el cálculo del tiempo de concentración existen numerosas fórmulas empíricas, para el presente se ha utilizado la fórmula de **Kirpich**, cuya ecuación es la siguiente:

$$T_c = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \dots\dots\dots (1.17)$$

Dónde:

T_c = tiempo de concentración (min).

L = longitud del curso principal (m).

S = pendiente media del curso principal (m/m).

2.5 PRECIPITACIÓN

2.5.1 Definición

Chow (1984), La precipitación incluye la lluvia, nieve, y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nieve. La formación

de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense.

Villón B. M. (2002), La precipitación, es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo y se presentan en forma de: lluvias, granizadas, garúas, nevadas. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control de agua.

Chereque M. W. (1989), Se define precipitación a toda forma de humedad, que originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garúas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación.

2.5.2 Formación de la precipitación

Monsalve S., Germán (1999), La precipitación se origina en la nube que está constituida por pequeñísimas gotas de agua que se mantienen estables gracias a su pequeño tamaño de diámetro medio aproximado de las gotitas de 0.02 mm y como las gotas de lluvia tienen un diámetro medio aproximadamente de 2mm, con una masa de 0.5 – 1.0 gr/m³.

Los elementos necesarios para la formación de las precipitaciones son los siguientes:

- Humedad atmosférica
- Radiación Solar
- Mecanismo de enfriamiento de aire
- Presencia de núcleos higroscópicos para que haya condensación
- Mecanismo de crecimiento de las partículas.

El proceso de la formación de la precipitación es el siguiente:

- El aire húmedo de los estratos bajos es calentado por conducción
- El aire húmedo, entonces, se torna más leve que el de las vecindades y experimenta una ascensión adiabática.
- El aire húmedo, entonces, se expande y se enfría a razón de 1 °C por cada 100 metros (expansión adiabática seco) hasta llegar a una condición de saturación, para llegar a su nivel de condensación.

- A partir de ese nivel, y con núcleos higroscópicos, el vapor de agua se condensa formando minúsculas gotas a lo largo de dichos núcleos.

2.5.3 Clasificación de la Precipitación

La formación de la precipitación, requiere la elevación de masas de agua en la atmósfera, de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense. Atendiendo al factor que provoca la elevación del aire en la atmosfera, la precipitación se clasifica en:

A. Precipitación por convección

Son causadas por el ascenso de aire cálido más liviano que el aire fría de los alrededores. Las diferencias de temperatura pueden ser sobre todo el resultado de calentamientos diferenciales en la superficie o en la capa superior de la capa de aire. La precipitación convectiva es puntual y su intensidad puede variar entre aquella correspondiente a lloviznas ligeras y aguaceros. Generalmente viene acompañada de rayos y truenos.

B. Precipitación orográfica

Resultan del ascenso del aire cálido hacia una cadena de montañas. Las regiones que quedan del otro lado de las montañas pueden sufrir la ausencia de lluvias, puesto que todas las nubes son interceptadas y precipitadas en el lado de donde ellas provienen.

Es el caso de la selva Alta de nuestro país, la región más lluviosa, donde las nubes provienen de la selva baja.

C. Precipitación ciclónica

Se producen cuando hay un encuentro de nubes de diferentes temperaturas, las más calientes son impulsadas a las partes más altas donde pueden producirse la condensación y precipitación. Está ocasionado con el paso de ciclones o zonas de baja presión.

Todas estas formas de originarse las lluvias, en la naturaleza se presentan combinadas, de modo que una lluvia determinada puede provenir de cualquiera de las formas o de la combinación de ellas.

2.5.4 Medición de la Precipitación

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de lámina de agua, indica la altura del agua

que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó. Los aparatos de medición, se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican, en pluviómetros y pluviógrafos.

A. Pluviómetro

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la tapa, esto permite medir la altura de lluvia en la probeta, con una aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta, corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce un regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas.

Cuando hay la necesidad de conocer la pluviometría mensual o estación al, de una zona de difícil acceso, donde solo se va unas cuantas veces al año, se utilizan los pluviómetros totalizadores. Estos pluviómetros, acumulan el agua llovida durante un periodo de tiempo más o menos largo. Par proteger el agua de la congelación se usa cloruro de calcio u otro anticongelante, y para protegerla de la evaporación, se usa una capa de aceite.

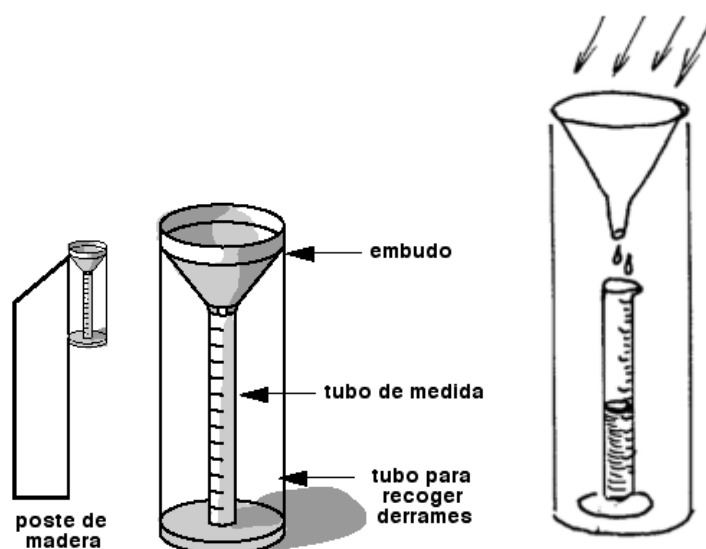


Figura 4: Pluviómetro

B. Pluviógrafo

Es un instrumento que registra la altura de lluvia en función del tiempo, lo cual permite determinar la intensidad de la precipitación, dato importante para el diseño de estructuras hidráulicas.

Los pluviógrafos más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que origina el movimiento de una aguja sobre un papel registrador, montado en un sistema de reloj. Como el papel tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que llega al borde superior de la hoja, automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. El gráfico resultante recibe el nombre de pluviograma.

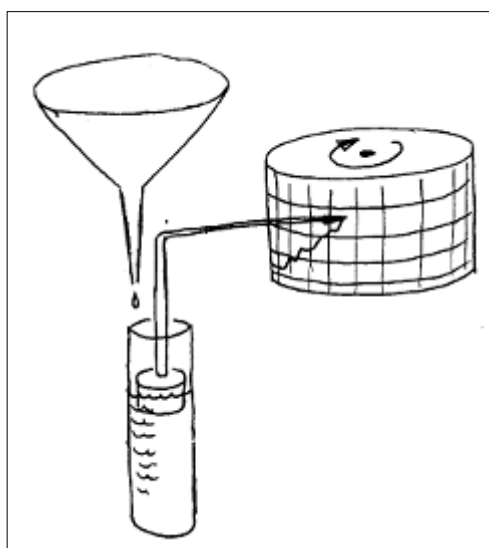


Figura 5: Pluviógrafo

2.6 ANÁLISIS DE TORMENTAS

2.6.1 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA DE DATOS

Aliaga (1983), La no homogeneidad e inconsistencias en secuencias hidrológicas representa una de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología, particularmente en lo relacionado en la conservación, desarrollo y control de recursos hídricos, ya que, cuando no se identifica, elimina ni se ajustan a las condiciones futuras la inconsistencia y no homogeneidad en la muestra histórica, un error significativo puede introducirse en todos los análisis futuros que se realicen obteniendo resultados altamente sesgados.

La no homogeneidad e inconsistencia, son los causales del cambio a que están expuestas las informaciones hidrológicas, por lo cual su estudio, es de mucha importancia para determinar los errores sistemáticos que puedan afectarlas.

Villon (2002), El análisis de consistencia de la información, es el proceso que consiste en la identificación o detección, descripción y remoción de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie de tiempo hidrológica.

La no homogeneidad e inconsistencia, son los causales del cambio a que están expuestas las informaciones hidrológicas, por lo cual su estudio, es de mucha importancia para determinar los errores sistemáticos que puedan afectarlas.

Inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencias, y no homogeneidad es definido como los cambios de datos vírgenes con el tiempo.

Antes de utilizar la serie histórica para el modelamiento, es necesario efectuar el análisis de consistencia respectivo, a fin de obtener una serie confiable, es decir homogeneidad y consistente.

El análisis de consistencia de la información hidrológica, se realiza mediante los siguientes procesos:

- Análisis visual grafico
- Análisis doble masa
- Análisis estadístico

2.6.1.1 ANALISIS VISUAL GRÁFICO (HIDROGRAMAS)

A fin de detectar posibles datos inconsistentes en la serie histórica, se procede al análisis visual de la información en mismo que consiste en lo siguiente:

2.6.1.1.1 Análisis de Histogramas

Aliaga (1983), Esta fase complementaria consiste en analizar visualmente la distribución temporal de toda la información hidrometeorológica disponible combinando con los criterios obtenidos del campo, para detectar la regularidad o irregularidad de las mismas.

De la apreciación visual del histograma se deduce si la información es aceptable o dudosa, considerándose como información dudosa o de poco valor para el estudio, aquella que muestra en forma evidente valores constantes en periodos en los cuales físicamente no es posible debido a la característica aleatoria de los datos, y cuando no hay compatibilidad con la información obtenida en el campo.

2.6.1.1.2 Análisis de Doble Masa

Aliaga (1983), El análisis de doble masa denominado también de “dobles acumulaciones”, es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencia en los datos hidrológicos múltiples, cuando se disponen de dos o más series de datos en lo que respecta errores que pueden haberse producido durante la obtención de los mismos, pero no para realizar una corrección a partir de la curva de doble masa. Los posibles errores se pueden detectar por el quiebre o quiebres que presenta la recta de doble masa; considerándose un registro de datos con menos errores sistemáticos, en la medida que presente un menor número de puntos de quiebre.

Villon (2002), El análisis doble masa propiamente dicho, consiste en conocer mediante los “quiebres” que se presentan en los diagramas las causas de los fenómenos naturales, o si estos han sido ocasionados por errores sistemáticos. En este último caso, permite determinar el rango de los periodos dudosos y confiables para cada estación en estudio, la cual se deberá corregir utilizando ciertos criterios estadísticos.

Este análisis se utiliza para tener una cierta confiabilidad en la información, así como también, para analizar la consistencia en lo relacionado a errores, que pueden producirse durante la obtención de los mismos, y no para una corrección a partir de la recta de doble masa.

2.6.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Villon (2002), Después de obtener de los gráficos construidos para el análisis visual y de los de doble masa, los periodos de posible corrección, y los periodos de datos que se mantendrán con sus valores originales, se procede a analizar la información de los componentes determinísticas transitorias de las series que son:

- Análisis de saltos
- Análisis de tendencias

En Cada uno de los cuales se analiza la consistencia de los dos primeros parámetros estadísticos; media y desviación estándar.

2.6.2.1 ANÁLISIS DE SALTOS

Mejía (1991), Se realiza mediante un análisis estadístico, o sea mediante un proceso de inferencia para las medias y desviación estándar, de ambos periodos; mediante las pruebas T y F respectivamente.

Los saltos se presentan en la media, desviación estándar y otros parámetros., pero generalmente el análisis más importante se realiza en los dos primeros. El análisis de los saltos se obtiene al medir:

- Consistencia de la media.
- Consistencia en la desviación estándar (Prueba de varianza).
- Corrección de los datos.

2.6.2.2 ANÁLISIS DE TENDENCIA

Mejía (1991), las tendencias son componentes determinísticas transitorias que se definen como un cambio sistemático y continuo sobre una muestra de información meteorológica en cualquier parámetro de la misma, que afectan las distribuciones y dependencias de series. Previamente a este análisis se han corregido los saltos existentes, para luego analizar la tendencia en la media y en la desviación estándar.

Las tendencias por lo general pueden ser aproximadas por la ecuación de regresión lineal. Su análisis en los dos primeros parámetros de una serie.

- Tendencia en la media
- Tendencia en la desviación estándar

2.6.3 COMPLETACIÓN Y EXTENSIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Villon (2002), La extensión de información, es el proceso de transferencia de información desde una estación con “*largo*” registro histórico a otra con otro “*corto*” registro.

La completación de datos, es el proceso por el cual, se llenan “*huecos*” que existen en un registro de datos. La completación es un caso particular de la extensión.

La extensión de datos, es más importante que la completación, por cuanto modifican sustancialmente a los estimadores de los parámetros poblacionales, por ejemplo, la media de una muestra corta, será diferente a la media de una muestra extendida.

La completación y extensión de la información hidrometeorológica faltante, se efectúa para tener en lo posible series completas, más confiable y de un periodo uniforme.

2.7 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

2.7.1 Distribución de Probabilidad para Variables Hidrológicas

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose para hidrología utilizar las siguientes funciones:

- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel

2.7.1.1 Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma_y \sqrt{(2 \cdot \pi)}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln X - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots\dots (2.16)$$

Para $0 < X < \infty$

Cuando: $X < 0, f(x) = 0$

$Y = \ln X$

Donde:

$f(x)$ = Función densidad

X = variable hidrológica en estudio

μ_y = parámetro de posición igual a la media de los logaritmos. $y = \ln(x_i)$

σ_y = parámetro de escala que es igual a la desviación estándar.

e = base de los logaritmos neperianos (\ln) $e=2.7182881828$

Estimación de los parámetros

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^x \ln(x_i) \dots\dots\dots (2.17)$$

$$S_y = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^x (\ln x_i - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.18)$$

La función de distribución acumulada FDA es:

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y-u_y}{\sigma_y} \right]^2} dy \dots\dots\dots (2.19)$$

ó

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{1}{2} z^2} dz \dots\dots\dots (2.20)$$

Donde la variable estandarizada es:

$$z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \dots\dots\dots (2.21)$$

Nota:

$$F(z) = H(z), z > 0$$

$$F(z) = 1 - H(z), z < 0$$

$$x_i = e^{(\mu_y + z * \sigma_y)} \dots\dots\dots (2.22)$$

2.7.1.2 Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sigma_y \sqrt{(2 \cdot \pi)}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots\dots (2.23)$$

Para $X_0 \leq X \leq \infty$

Donde:

X_0 : parámetro de posición en el dominio X

μ_y : Parámetro de escala o media en el dominio X

σ_y^2 : parámetro de forma o varianza en el dominio X

Utilizando el método simplificado se obtiene X_0 de la siguiente forma:

$$x_0 = \frac{x_1 \cdot x_n - x_{mediana}^2}{x_1 + x_n - 2x_{mediana}} \dots\dots\dots (2.24)$$

La función de distribución acumulada FDA es:

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots (2.25)$$

Donde:

$$z = \frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \dots\dots\dots (2.26)$$

$$X_T = x_0 + e^{(\mu_y + z \cdot \sigma_y)} \dots\dots\dots (2.27)$$

Nota:

Si en las ecuaciones 2.23 y 2.25 $X_0=0$ las ecuaciones obtenidas corresponden a una distribución normal de dos parámetros.

2.7.1.3 Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots (2.30)$$

Para:

$$X_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Siendo:

X = variable aleatoria gamma de 3 parámetros

X_0 = origen de la variable x, parámetro de posición

B = parámetro de escala

Y = parámetro de forma

$\Gamma(\gamma)$ = función gamma completa.

Calculo de parámetros:

Media:

$$\bar{x}_{\ln x} = \frac{\sum \ln x}{n} \dots\dots\dots (2.31)$$

Desviación estándar:

$$S_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{x}_{\ln x})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.32)$$

Coficiente de asimetría o sesgo:

$$C_{s \ln x} = \frac{n \sum (\ln x - \bar{x}_{\ln x})^3}{(n - 1)(n - 2)S_{\ln x}^3} \dots\dots\dots (2.33)$$

Obteniendo los parámetros mediante el método de momentos se tiene:

$$\gamma = \frac{4}{C_{s \ln x}^2} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\beta = \frac{C_{s \ln x} \times S_{\ln x}}{2} \dots\dots\dots (2.35)$$

$$x_0 = \bar{x}_{\ln x} - \frac{2S_{\ln x}}{C_{s \ln x}} \dots\dots\dots (2.36)$$

La función de distribución acumulada FDA es:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{\ln x - x_0}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} dx \dots\dots\dots (2.37)$$

La variable reducida de log-Pearson tipo III viene a ser:

$$y = \frac{\ln x - x_0}{\beta} \dots\dots\dots (2.38)$$

Reemplazando en la ecuación (2.37) en (2.36) queda reducida a:

$$G(y) = \int_0^y \frac{y^{\gamma-1} e^{-y}}{\Gamma(\gamma)} dy \dots\dots\dots (2.39)$$

2.7.1.4 Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble

Exponencial, tiene como función de distribución acumulada la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{a}}}$$

... (2.40)

Para: $-\infty < x_0 < \infty$

Donde:

$0 < a < \infty$, es el parámetro de escala

$-\infty < \mu < \infty$, es el parámetro de posición

Su función densidad:

$$f(x) = \frac{1}{a} \exp^{-\frac{x-\mu}{a}} \exp^{-\frac{x-\mu}{a}}$$

... (2.41)

Para $-\infty < x < \infty$

Siendo la variable aleatoria reducida:

$$y = \frac{x - \mu}{a}$$

Los valores x e y, están relacionados por:

$$F(x) = G(y)$$

$$y = \frac{x-\mu}{a} \text{ ó } x = \mu + ay$$

... (2.42)

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$a = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.78S$$

... (2.43)

$$\mu = \bar{x} - 0.57721a = \bar{x} - 0.45S$$

... (2.44)

2.8.1 Selección de Función de Distribución de Probabilidad

Se muestra que la diferencia de una función y otra función puede ser apreciable, en muchos casos las diferencias son mucho mayores que las que resultan aquí; una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría traducirse en una estructura sobrediseñada y costosa o subdiseñada y peligrosa. Por ello se debe de seleccionar con mucho cuidado, (J. Aparicio M.).

2.8.1.1 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la Chi-cuadrado (X^2) y la Smirnov - Kolmogorov, las cuales se describen a continuación.

A. Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$\Delta = \text{máx}|F(z) - P(x)| \quad \dots (2.52)$$

Dónde:

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

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

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

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para cada un nivel de significancia α , se tiene que:

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

O

$$P[\Delta \geq \Delta_0] = \alpha \quad \dots (2.53)$$

También

$$P[\Delta < \Delta_0] = 1 - \alpha \quad \dots (2.54)$$

El procedimiento para efectuar el ajuste, mediante el estadístico de Smirnov Kolmogorov, es el siguiente:

1.- calcular la probabilidad empírica o experimental $p(x)$ de los datos, para eso usar la fórmula de Weibull:

$$P(x) = \frac{m}{n+1} \quad \dots (2.55)$$

Donde:

$P(x)$ = probabilidad empírica o experimental

m = número de orden

n = número de datos

2.- calcular la probabilidad teórica $F(z)$:

- Para el caso de utilizar el procedimiento de los modelos teóricos, usar la ecuación de la función acumulada $F(z)$, o tablas elaboradas para tal fin.
- Si se quiere aplicar el procedimiento gráfico, se utiliza un papel probabilístico especial donde $F(z)$, puede representarse como una línea recta, por lo cual, se puede trazar con solo 2 puntos pero si se quiere chequear que es una recta, se pueden plotear 3 puntos.

3.- Calcular las diferencias $P(x) - F(z)$, para todos los valores de x .

4.- Seleccionar la máxima diferencia: (ecuación 2.52)

$$\Delta = \text{máx}|F(z) - P(x)|$$

5.- Calcular el valor crítico del estadístico Δ , es decir Δ_0 , para un $\alpha = 0.05$ y n igual al número de datos. Los valores de Δ_0 se muestran en tablas.

6.- comparar el valor estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 de la tabla. Con los siguiente criterios de decisión.

Si

$\Delta < \Delta_0 \implies$ el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

$\Delta \geq \Delta_0 \implies$ el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

2.8 HIETOGRAMAS DE DISEÑO UTILIZANDO ANÁLISIS DE EVENTOS DE TORMENTAS

Una vez calculada y conocida la cantidad de precipitación para un periodo de retorno, se debe repartir temporalmente dicha lluvia, los patrones más conocidos de lluvia son:

- Distribución del Soil Conservation Service

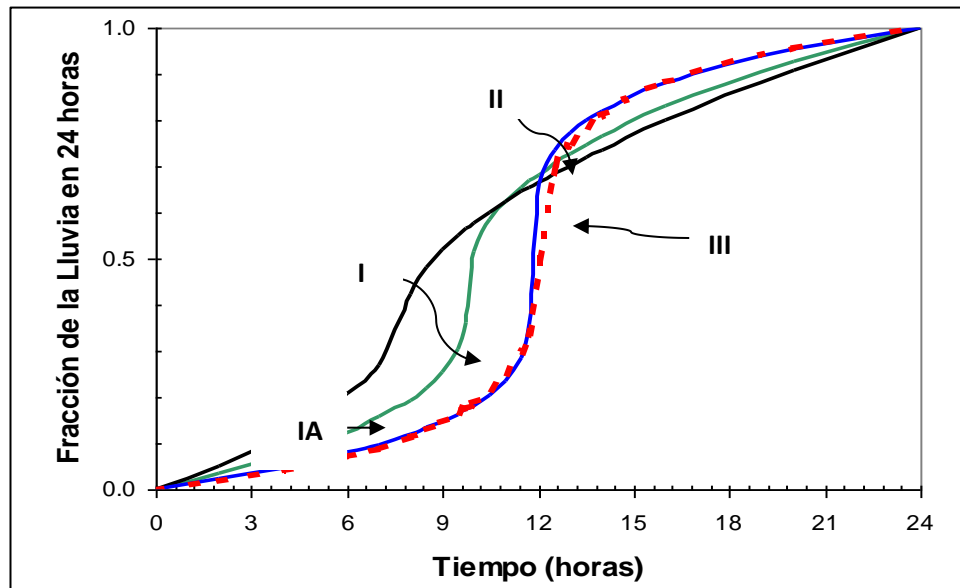
2.8.1 Patrones de Distribución de Lluvia basada en los perfiles de lluvia SCS

Chow (1994), El Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture (1986) actualmente NRCS, desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse

en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 a 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. Se clasificaron las tormentas de 24 horas de duración en cuatro tipos llamados Tipo I, IA, II y III, de acuerdo al clima del lugar (húmedo, seco, costero y tropical) respectivamente.

La geografía de los Estados Unidos donde dichos hietogramas podría aplicarse. Los tipos I y IA corresponden al clima marítimo del pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al golfo de México y las áreas costeras del atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grades. El tipo II corresponde al resto del país americana.

Figura 6: Perfil de lluvia de 24 horas SCS.

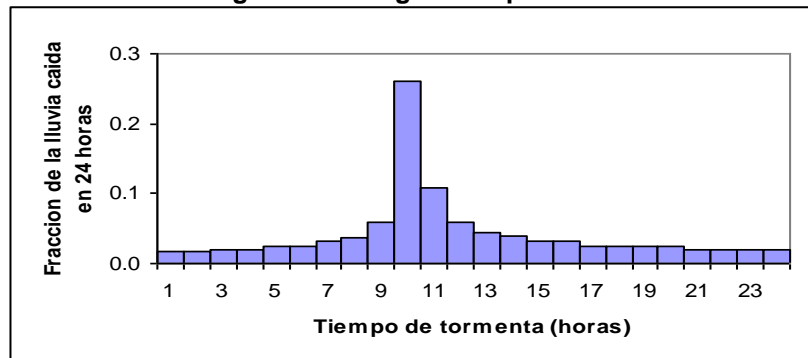


Fuente

(Chow, 1994).

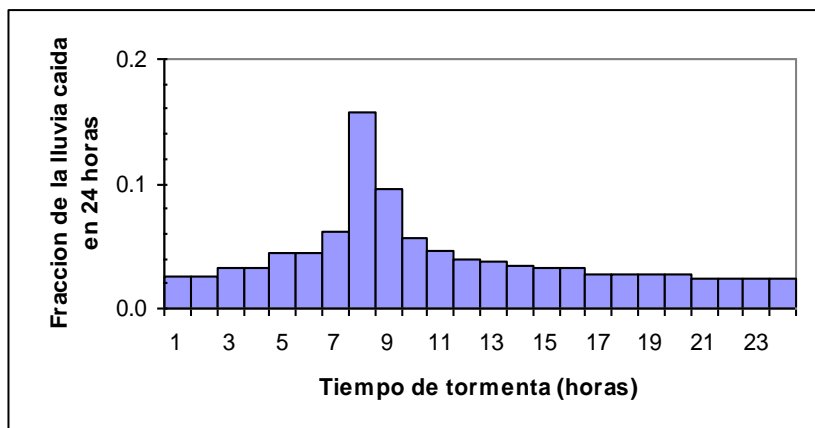
Distribución de lluvia SCS:

Figura 7: Hietograma Tipo I SCS.



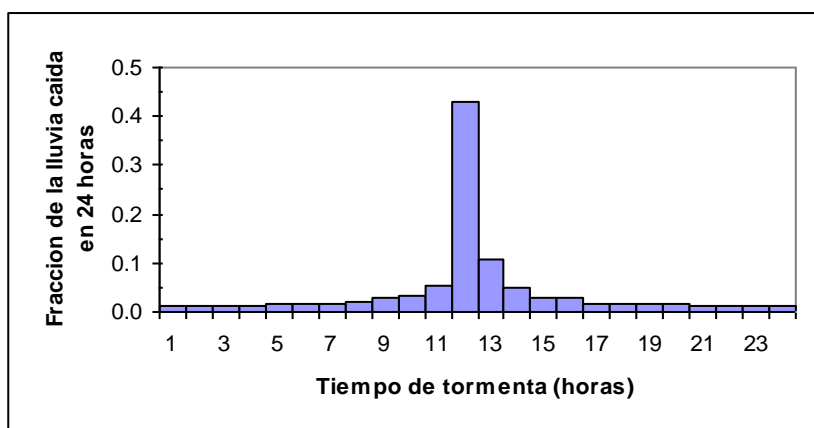
Fuente (Chow, 1994).

Figura 8: Hietograma Tipo IA SCS



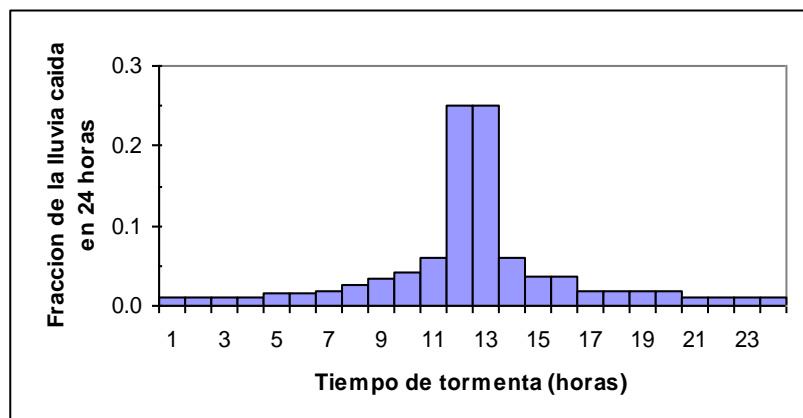
Fuente (Chow, 1994)

Figura 9: Hietograma tipo II SCS.



Fuente (Chow, 1994)

Figura 10: Hietograma Tipo III SCS.



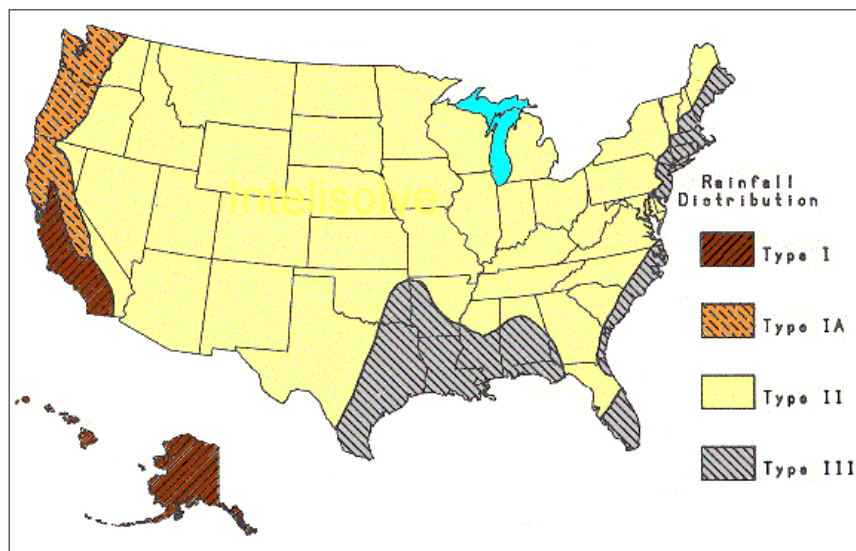
Fuente: Chow (1994)

Cuadro 1: Distribuciones de lluvia según el SCS.

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 horas		
hora t	t/24	Pt/P24				Hora t	t/6	Pt/P6
		Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III			
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0
2.00	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.00	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.00	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.00	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.00	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.50	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.00	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.50	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.00	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.50	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.00	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.50	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.00	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.50	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.00	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.50	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.00	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.00	1.00
16.00	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.00	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Fuente: (Chow, 1994)/U.S. Dep. de agricultura, soil conservation Service, 1973,1986.

Figura 11: Localización de los EE.UU. para la aplicación de los hietogramas de lluvia de 24 horas del SCS



Fuente: Hidrología Aplicada (Chow, 1994)

2.9 PROBABILIDAD, PERIODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA

La probabilidad de ocurrencia de eventos mayores o iguales que el que se analiza; se realiza con un análisis de frecuencias relacionando la magnitud de eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. La probabilidad o frecuencias de ocurrencia se calculan en porcentaje (%); o sea, que si un suceso se presenta (por término medio) cada 10 años, su probabilidad de ocurrencia es de 0.10 (10%).

El periodo de retorno, término mayormente utilizado en hidrología; se relaciona con la probabilidad de ocurrencia, como ya se definió anteriormente:

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

... (2.56)

Donde:

P = Probabilidad de ocurrencia

T = Periodo de retorno

a. Elección de periodo de Retorno

Los factores que determinarán la elección del periodo de retorno para el diseño son:

➤ **Población y riesgo de falla**

Se deben tomar en cuenta muchos factores para determinar el periodo de retorno, como el de seguridad; para áreas densamente pobladas, donde la falla de estructuras para el control de agua causaría pérdida de vidas y daños a propiedades, se tendrá mayor periodo de retorno que para áreas menos pobladas donde una probable falla causaría sólo daños pequeños

Chow (1994), en base a experiencias pasadas desarrolló criterios generalizados para estructuras de control de agua, teniendo en cuenta consecuencias potenciales de falla. Así para drenaje urbano en ciudades pequeñas considera un periodo de retorno de 2 a 25 años.

En caso que no se impliqué criterios económicos, la fijación del periodo de retorno se basa en criterios tales como:

- Vida útil de la obra.
- Tipo de estructura.
- Facilidad de reparación y ampliación.
- Peligro de pérdidas de vidas humanas.

Cuadro N° 2: Criterios para definir Periodos de Retorno

TIEMPO DE PROYECTO	PERIODO DE RETORNO T (años)
Desviación de crecientes en proyectos hidroeléctricos	25 a 50
Rebosaderos para crecientes de proyectos hidroeléctricos, dependiendo de si la presa es de tierra o enrocados, o de concreto	Mayor o igual a 1000 años, o criterios de crecienta máxima probable.
Colectores de aguas lluvias en ciudades, dependiendo del tipo de zonas dentro de la ciudad.	2 a 10
Alcantarillas para carreteras	1.1 a 5

➤ **Economía**

La fijación del periodo de retorno puede ser llevada a cabo por medio de criterios económicos, tales como la comparación de los costos anuales de las

obras con los daños producidos por crecidas. La siguiente figura muestra el resumen de dicho tipo de estudios.

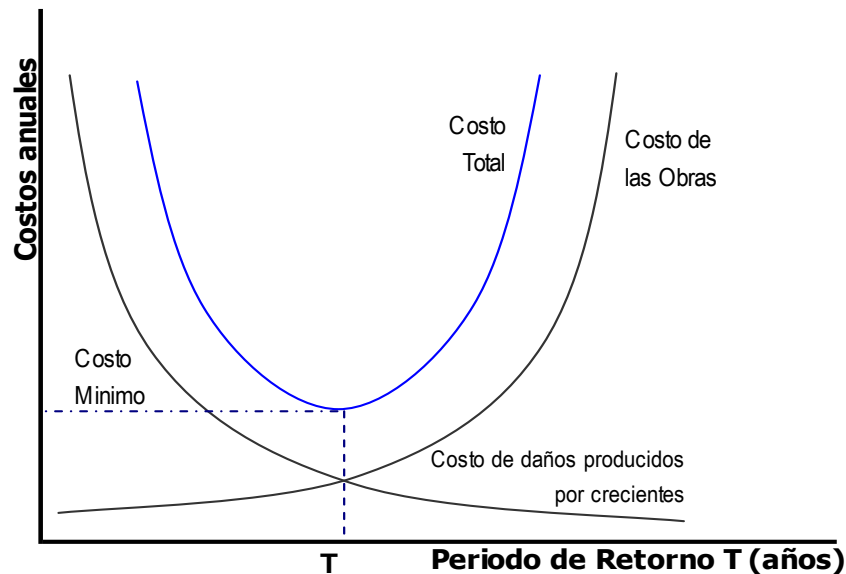


Figura 12: Análisis de Costos Anuales de Obras para la Determinación de Periodos de Retorno.

Desafortunadamente, en los países en desarrollo no es común la exigencia de ese tipo de seguro, en la mayor parte de los casos.

➤ **Criterio técnico :**

De acuerdo al RNC para proyectos de poblaciones o ciudades, así como para proyectos de mejoramiento y/o ampliación de servicios de saneamiento existentes, el periodo de diseño será fijado por el proyectista utilizando un procedimiento que garantice los periodos óptimos para cada componente del sistema, entonces se deberá elegir con criterio técnico el tipo de materiales a emplear (por ejemplo la vida útil del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$) y asegurar el óptimo funcionamiento del sistema.

b. Análisis de riesgo

Las estructuras pueden fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño se excede durante la vida útil de la estructura; esto se denomina Riesgo hidrológico natural o inherente, se tiene entonces:

La probabilidad de que un suceso de retorno T SI se produzca del próximo año:

$$P = \frac{1}{T} \quad \dots \dots (2.56)$$

La probabilidad de que un suceso de retorno T, NO se produzca el próximo año:

$$P = 1 - \left(\frac{1}{T}\right)$$

La probabilidad de que un suceso de retorno T, NO se produzcan en los próximos n años:

$$P = \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^n$$

La última expresión obtenida es el riesgo de falla (R), es decir la probabilidad que si se produzca alguna vez un suceso de periodo de Retorno T a lo largo de un periodo de n años.

$$P = 1 - \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^n$$

Dónde:

n = vida útil de la estructura (años)

T= Periodo de retorno (años)

Ejemplo:

Averiguar cuál es el riesgo de falla de una obra que tiene una vida útil de 20 años, si se diseña para un periodo de 50 años.

Solución:

Reemplazando en la ecuación anterior T=50 años y n= 20 años se tiene:

$$P = 1 - \left[1 - \left(\frac{1}{50}\right)\right]^{20}$$

$$P = 0.33$$

$$P = 33\%$$

Se tiene un 33% de probabilidad que un evento de magnitud X sea igualado o excedido el algunos de los 20 años de la obra.

Para hallar este período de retorno existen fórmulas empíricas de las cuales la más utilizada es la de Weibull.

Fórmula de Weibull

$$T = \frac{(n + 1)}{m}$$

... (2.57)

Dónde:

T = Periodo de retorno

n = Número de años observados

m = Número de orden del suceso considerado, siempre que el conjunto esté ordenado de mayor a menor.

2.10 GENERACION DE CAUDALES DE AVENIDA MAXIMAS

2.10.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Villon (2002), Para diseñar las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento, alcantarillas vertederos de demasías u otras estructuras hidráulicas, se debe calcular o 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 ésta.

2.10.2 HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS

Villon (2002), para usar el método del hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca además de los registros de precipitación. Sin embargo, la mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Por ello, es conveniente contar con métodos con los que pueden obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan sintéticos.

Chow, Maidment y Mays (1993), el hidrograma Unitario desarrollado a partir de la información de lluvia y de caudal en una cuenca se aplica solamente para la cuenca y para el punto de la corriente donde se midió la información de caudales. Los procedimientos de hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar.

Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos: 1) aquellos que relacionan las características del hidrograma (tasa de flujo pico, flujo base, etc) con las características

de la cuenca (Snyder, 1938; Gray, 1961), 2) aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales (Soil Conservation Service, 1972)

Debido a su importancia, se desarrolla los hidrogramas unitarios sintéticos de tipos I y II.

2.10.3 METODO CALCULO, HIDROGRAMA SINTETICOS TRIANGULAR DEL (SCS)

El Método SCS (Soil Conservation Service) en (1986), fue desarrollado inicialmente para estimar avenidas e hidrogramas de avenidas de cuencas pequeñas; sin embargo, desarrollos posteriores permiten aplicar a cuencas mayores, al incorporar los efectos del almacenamiento del cauce.

El Método es utilizado para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, y es la consolidación de diversos procedimientos, se aplica principalmente en los estudios de máximas avenidas en cuencas sin aforos.

En el Método SCS, se denomina **COMPLEJO HIDROLOGICO SUELO-VEGETACION**, a una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento, y se designa con las letras CN.

El valor de CN es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de CN (se obtiene de las tablas) produciría gran escurrimiento y viceversa.

A. Definición de parámetros del hidrograma unitario - método SCS

Básicamente el método consiste en estimar un hidrograma triangular unitario sintético a partir de las características físicas de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva, las cuales convolucionan para producir un hidrograma compuesto de la avenida.

III. MATERIALES Y METODOLOGIA

3.1 UBICACIÓN DEL AMBITO DE ESTUDIO

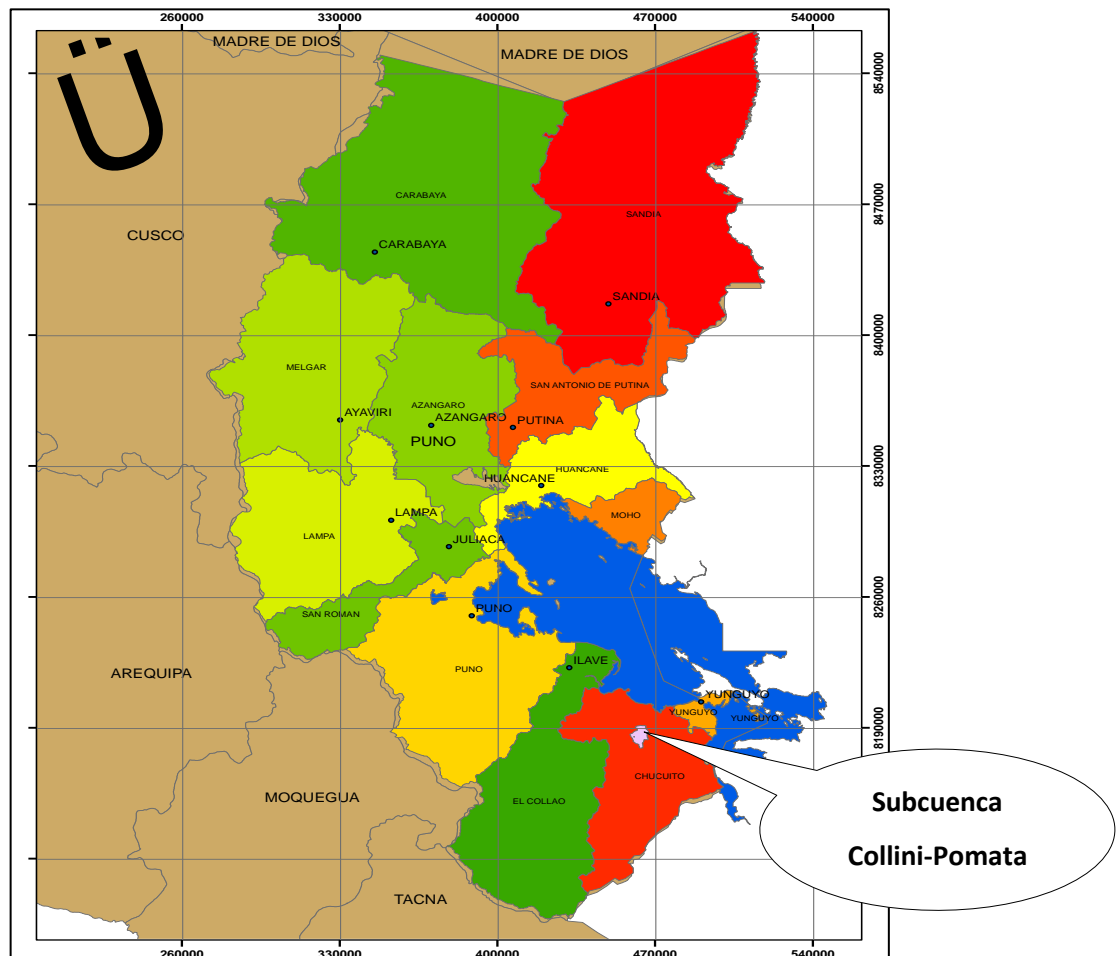
3.1.1 UBICACIÓN POLITICA

La cuenca del rio collini, se encuentra ubicada aproximadamente en la parte Sur del departamento de Puno, oeste y altitudinal mete se extiende desde la superficie del Lago Titicaca cerca de los 3870.10 m.s.n.m. hasta 4470.00 m.s.n.m.

La zona de estudio está ubicado en:

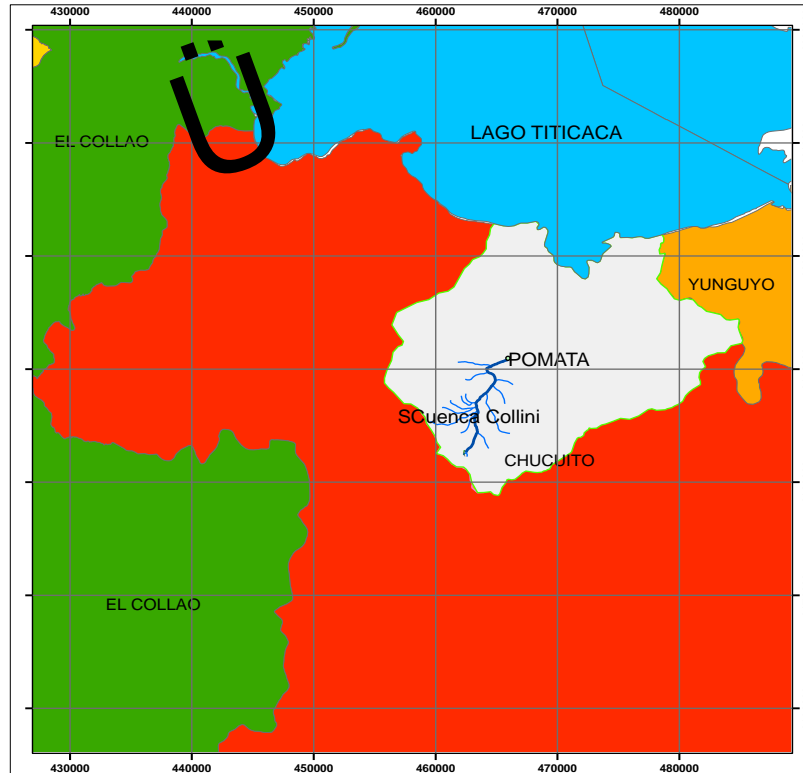
- Departamento : Puno
- Provincias : Chucuito
- Distritos : Pomata
- Sub Cuenca : Collini

Figura 13: Ubicación Política de la Subcuenca Collini - Pomata



Fuente: Elaboración Propia (Arc gis 10)

Figura 14: Ubicación Geográfica de la Subcuenca Collini - Pomata



Fuente: Elaboración Propia (Arcgis 10)

Figura 15: Ubicación Hidrográfica de la Subcuenca Collini - Pomata



Fuente: Elaboración Propia (Arcgis 10)

3.1.2 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA

Se encuentra ubicada de la siguiente manera:

Sub Cuenca : Collini
Vertiente : Lago Titicaca

3.1.3 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Norte : 8´190,894.70
Este : 466,002.33
Altitud : 3870.10 msnm.

3.1.4 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Para el estudio de la cuenca hidrografica del río Collini, se ha utilizado las cartas nacionales de restitucion aerofotográficas elaboradas por el instituto geografico militar (I.G.M.) a escala 1/100 000, siendo estas las siguientes que abarcan el ambito de estudio de la Sub cuenca Collini:

– Collini : 19-S

En todos los mapas, el formato digital del plano base utilizado, esta en el sistema de coordenadas UTM WGS84, proyectadas para la zona 19S, que es donde se ubica la zona de estudio.

3.1.5 INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

La información empleada en el presente estudio es el siguiente:

- **Precipitaciones máximas en 24 horas.**

Toda esta información pertenece a las estaciones de Pocoaque y Yorohoco, siendo obtenido por el PROYECTO ESPECIAL LAGO TITICACA (PELT)

En el siguiente cuadro se detalla las características de la estación meteorológicas más cerca a zona de interés sub cuenca Collini y el tamaño de la muestra de datos meteorológicos:

Cuadro 3: Estación meteorológicas en estudio

Nº	ESTACION N	TIPO	CODIGO	UBICACIÓN POLITICA		UBICACIÓN GEOGRAFICA				UBICACIÓN HIDROGRAFICA (cuenca)	PROPIETARIO	
				Dpto	Provincia	Latitud Sur	Longitud Oeste	UTM				Altitud
								este	Norte			
1	Yorohoroco	CO	S/C	Puno	Chucuito	16°33'54.0"	69°19'14.0"	465801.14	8168538.55	3845.00	Alto Desaguadero	Pelt
2	Pocochaque	CO	S/C	Puno	Chucuito	16°22'49.0"	69°17'06.0"	469565.64	8188978.33	3850.00	Alto Desaguadero	Pelt

Fuente: Pelt

3.2 MATERIALES Y EQUIPOS DE CAMPO

Dentro de los materiales, instrumentos, equipos y servicios utilizados para la ejecución de este proyecto se tiene los siguientes:

a) Materiales y Equipos de Gabinete

- Equipo de cómputo e impresión
- Equipo de dibujo
- Útiles de escritorio y dibujo
- Programas de computo Microsoft office (Word, Excel y Power Point), HEC – HMS (Hydrologic Modeling System), S10, ArcGis y otros.

b) Materiales y Equipos de Campo

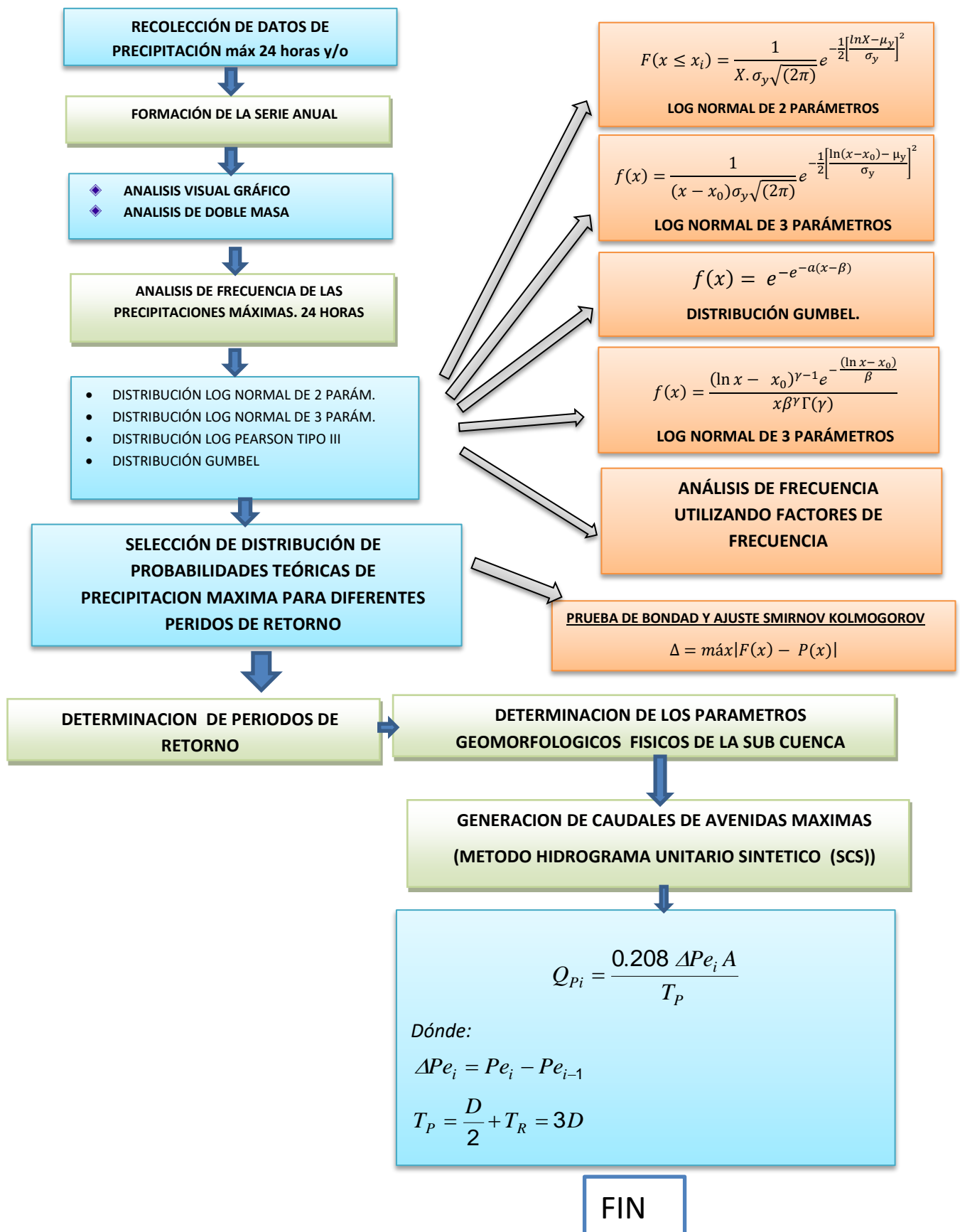
- GPS Etrex Lengend.
- Calculadora.
- Wincha de 50m.
- Libreta de campo y lapiceros.
- Pintura esmalte y brochas.
- Estacas de madera
- Cámara Fotográfica.
- Camioneta

c) Servicios.

- Ploteo de planos.
- Impresión, fotocopias, anillados, escaneados y otros

3.3 METODOLOGÍA

En el presente estudio se realiza de la siguiente manera:



3.2.1 RECOLECCIÓN DE DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁX. DE 24 HORAS

Comprende la recolección de información bibliográfica acerca del tema en cuestión y ello se realizará de diferentes fuentes: libros, revistas, internet, trabajos de investigación, y entidades como el Pelt, Luego se realiza un ordenamiento y una síntesis de los datos de precipitación para su trabajo.

3.2.2 FORMACION DE LA SERIE ANUAL DE CONSISTENCIA DE LA INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

A. Análisis visual gráfico

Consiste en plotear datos de precipitación y generar un hidrograma el cual lleva en el eje de las abscisas el tiempo en (años, meses, días, etc.) y en el eje de las ordenadas la magnitud y/o altura de precipitación, en nuestro caso en mm. Este gráfico sirve para analizar la consistencia de la información hidrológica en forma visual, e indicar el periodo o periodo en los cuales la información es dudosa, lo cual se puede reflejar como “picos” muy altos o valores muy bajos, “saltos” y/o tendencias, los mismos que deberán comprobarse si son fenómenos naturales que efectivamente han ocurrido, o si son producto de errores sistemáticos.

B. Análisis de doble masa

El análisis de Doble masa permite verificar gráficamente la calidad de la información en comparación con estación es vecinas. Una curva de doble masa es una gráfica en papel aritmético que se consigue acumulando los valores de la estación de interés así como los valores de la estación índice para el mismo periodo.

3.2.3 FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD Y ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE DATOS HIDROLÓGICOS

Para el cálculo de precipitaciones de diferentes periodos de retorno (X_T) realizamos un análisis de frecuencia utilizando los Factores de frecuencia, Según (Chow, 1994).

$$X_T = \bar{X} + K_T * S \quad \dots (3.1)$$

Donde:

X_T = valor de precipitación para un determinado periodo de retorno (T=años)

\bar{X} = media de la función

S = desviación estándar de la función

K_T = factor de frecuencia

Previo a ello mostramos algunos parámetros estadísticos.

A. Parámetros Estadísticos de una Muestra

- **Medidas de tendencia central**

Se define como una medida de localización central, nos indican en torno a qué valor (centro) se distribuyen los datos.

Media aritmética:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

... (3.2)

Donde:

\bar{X} = media muestral

X_i = valor i-ésimo de la muestra

n = número de datos de la muestra

Medi :

$$\text{Med} = X_{\frac{n+1}{2}}, \text{ para } n \text{ impar}$$

Si n es par, la medi adopta el valor del promedio de los números centrales, es decir:

$$\text{Med} = \frac{X_{n/2} + X_{\frac{n}{2}+1}}{2}, \text{ para } n \text{ par}$$

... (3.3)

- **Medidas de dispersión**

Las medidas de dispersión nos informan sobre cuanto se alejan y cuanto de dispersan del centro los valores de la distribución.

Algunas medidas de dispersión son:

Varianza:

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}$$

... (3.4)

Desviación estándar:

$$S = \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2)}{n - 1}}$$

... (3.5)

B. Distribución Log Normal de 2 Parámetros.

$$K_T = \frac{Y_T - \mu}{\sigma}$$

$$Y_T = \bar{\mu} + K_T * \sigma$$

... (3.6)

Entonces:

De la ecuación anterior

$$X_T = \exp(Y_T) = \exp(\mu + K_T * \sigma)$$

... (3.7)

Donde:

$\mu = \text{media de } \bar{y} = \ln X_i .$

$\sigma = \text{Desviación estandar de } S_y = \ln X_i .$

La ecuación (3.6) es el mismo valor de la variable normal estandarizada z visto en la ecuación N° 2.21, siendo esta una probabilidad de excedencia de p ($p=1/T$) y puede calcularse de la siguiente manera:

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{p^2}\right) \right]^{1/2}, \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

... (3.8)

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{(1-p)^2}\right) \right]^{1/2}, \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

... (3.9)

Luego calculando z utilizamos la aproximación:

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}; \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

$$z = - \left(w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \right); \text{ Para } p > 0.5$$

... (3.10)

El factor de $K_T = z$; y el error de esta fórmula es de menor que 0.00045 en z según (Abramowitz y Stegun, 1965).

C. Distribución Log Normal de 3 Parámetros.

Para la distribución log normal de 3 parámetros se aplica el mismo procedimiento de log normal de 2 parámetros, con una sola variación en la ecuación (3.6):

$$Y_T = \bar{\mu} + K_T * \sigma$$

Donde:

$$\mu = \text{media de } \bar{y} = \ln(X_i - X_0) .$$

$$\sigma = \text{Desviación estandar de } S_y = \text{Ln}(X_i - X_0).$$

$$Y_T = \text{Ln}(X_T - X_0).$$

Aplicamos la inversa de log normal.

$$X_T = \exp(Y_T) = x_0 + \exp(\mu + K_T * \sigma)$$

... (3.11)

D. Distribución Log Pearson Tipo III

Para esta distribución, el primer paso es tomar los logaritmos de la información hidrológica, $y = \ln X_i$. Se calculan la media de $\bar{y} = \ln X_i$, la desviación estándar S_y y el coeficiente de asimetría C_s , el factor de frecuencia depende del periodo de retorno T y del coeficiente de asimetría C_s , cuando el $C_s = 0$ el factor de frecuencia es igual a la variable normal estandarizada z , cuando el $C_s \neq 0$, K_T , se aproxima por Kite (1977) como:

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$$

... (3.12)

Donde:

$$k = \frac{C_s}{6}$$

... (3.13)

$z =$, a la ecuación anterior de log normal de 2 parámetros

Para hallar K_T por un procedimiento directo se pueden usar tablas. Se muestran en anexos Tabla N° (A-01 y A-02)

Luego aplicamos la ecuación general de los factores de frecuencia (3.1) con una variación en su media y desviación estándar:

$$Y_T = \bar{\mu} + K_T * \sigma$$

Donde:

$\mu = \text{media de } \bar{y} = \ln(X_i) .$

$\sigma = \text{Desviación estandar de } S_y = \ln(X_i).$

$Y_T = \ln(X_T).$

Aplicamos la inversa de log normal.

$$X_T = \exp(Y_T) = \exp(\mu + K_T \sigma)$$

... (3.14)

E. Distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel

Para la distribución de valor extremo tipo I o llamada Gumbel según (Chow, 1994) dedujo la siguiente expresión:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$$

... (3.15)

Donde T es el periodo de retorno.

Utilizando la ecuación nº 3.1 se tiene:

$$X_T = \bar{X} + K_T * S$$

Dónde:

\bar{X} = media o promedio de la función

S = desviación estándar de la función

K_T = factor de frecuencia

3.2.4 SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES TEÓRICAS

Para seleccionar una de las funciones de distribución de probabilidades teóricas se tiene que tener muy en cuenta para no incurrir en un error al momento del diseño de una estructura, pudiendo caer en el error de sobre diseñarla o sub diseñarla, ello puede traer costos económicos y sociales respectivamente.

Para ello utilizamos la prueba de bondad de ajuste recomendado para hidrología estadística:

- a. Prueba de bondad y ajuste de KOLMOGOROV - SMIRNOV.

3.2.5 DETERMINACIÓN DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTE PERIODO DE RETORNO

Una vez seleccionado la distribución de probabilidades, aplicando el análisis de frecuencia, y usando factores de frecuencia se determina las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose para hidrología utilizar las siguientes funciones antes explicada:

- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel

3.2.6 DISTRIBUCIÓN DE INTENSIDADES DE LLUVIA EN 24 HORAS

Una vez obtenida las precipitaciones para diferentes periodos de retorno se procede a distribuirlas en el tiempo de 1-24 horas; en algunos casos se requiere saber la distribución de lluvia en tiempos menores a 1 hora, para ello se tiene lo siguiente:

- Distribución de lluvia basados en perfiles de lluvia SCS

A. Distribución de lluvia basada en perfiles de lluvia SCS

Cuando no se cuenta con datos pluviográficos, y solo pluviométricos como precipitaciones máximas en 24 horas o llamadas también deben de ser sometidos a un tratamiento previo que permita conocer su distribución temporal en 24 horas, para lo cual se empleó la distribución basada en los perfiles de lluvia SCS, y aplicando la distribución Tipo II (1)

3.2.7 DETERMINACION DE PERIODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA

De acuerdo al RNC para proyectos de poblaciones o ciudades, así como para proyectos de mejoramiento y/o ampliación de servicios de saneamiento existentes, el periodo de diseño será fijado por el proyectista utilizando un procedimiento que garantice los periodos óptimos para cada componente del sistema, entonces se deberá elegir con criterio técnico el tipo de materiales a emplear (por ejemplo la vida útil del concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$) y asegurar el óptimo funcionamiento del sistema

En los siguientes cuadros se presentan los valores de T para varios riesgos permisibles k y para la vida útil de la obra n.

Cuadro 4: Valores del periodo de retorno para proyectos de obra

Riesgo Permissible k	Vida útil del proyecto, n(años)													
	1	2	3	4	5	10	20	25	50	100	200	500	1000	
0.01	100	199	299	398	498	995	1,990	2,488	4,975	9,950	19,900	49,750	99,500	
0.02	50	99	149	198	248	495	990	1,238	2,475	4,950	9,900	24,750	49,499	
0.05	20	39	59	78	98	195	390	488	975	1,950	3,900	9,748	19,496	
0.1	10	19	29	328	48	95	190	238	475	950	1,899	4,746	9,492	
0.25	4	7	11	14	18	35	70	87	174	348	696	1,739	3,477	
0.5	2	3	5	6	8	15	29	37	73	145	289	722	1,443	
0.75	1.3	2.0	2.7	3.4	4.1	7.7	15	19	37	73	145	361	722	
0.99	1.0	1.1	1.3	1.5	1.7	2.7	4.9	5.9	11	22	44	109	218	

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje. MTC.

Cuadro N° 5: Valores del tiempo de retorno para proyectos de obras.

ESTRUCTURA		T (años)
Caudales de Proyecto:		
Vertedor de grandes presas.		10000
Vertedor de una presa de tierra.		1000
Vertedor de una presa de concreto.		500
Galerías de aguas pluviales.		5 a 20
Bocatomas.		25 a 75
Pequeñas presas para abastecimiento de agua.		50 a 100
Puentes en carreteras importantes.		51 a 100
Puentes en carreteras comunes.		25
Lluvias de Proyecto:		
Pequeños canales sin dique:	Area rural.	5
	Area Urbana	10
Canales grandes sin dique:	Area rural.	10
	Area Urbana	25
Pequeños canales con dique:	Area rural.	10
	Area Urbana	50
Canales grandes con dique:	Area rural.	50
	Area Urbana	100

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje. MTC.

3.2.8 DETERMINACION DE LA GEOMORFOLOGIA FISICA DE LA CUENCA

La geomorfología es la rama de la geografía física que estudia de manera descriptiva y explicativa el relieve de la Tierra, el cual es el resultado de un balance dinámico - que evoluciona en el tiempo - entre procesos constructivos y destructivos, dinámica que se conoce de manera genérica como ciclo geomorfológico.

Morfología de la cuenca.- La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de las cuencas. Para un mejor enfoque sobre el estudio de las cuencas se establece los parámetros de forma, parámetros de relieve y parámetros de la red hidrográfica, generalmente.

Las características físicas desempeñan un papel esencial en la respuesta hidrológica de una cuenca hidrográfica. Recíprocamente, el carácter hidrológico de la misma contribuye considerablemente a formar sus características físicas. Entonces, esta interrelación debería suministrar la base para predecir cuantitativamente la respuesta hidrológica, a partir de aquellos parámetros físicos que son fáciles de medir.

3.2.9 GENERACION DE CAUDALES DE AVENIDA MAXIMAS

3.2.9.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Para diseñar las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento, alcantarillas vertederos de demasías u otras estructuras hidráulicas, se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

3.2.9.2 METODO CALCULO, HIDROGRAMA SISTETICOS TRIANGULAR DEL (SCS)

El Método SCS (Soil Conservation Service) en 1986, fue desarrollado inicialmente para estimar avenidas e hidrogramas de avenidas de cuencas pequeñas; sin embargo, desarrollos posteriores permiten aplicar a cuencas mayores, al incorporar los efectos del almacenamiento del cauce.

El Método es utilizado para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, y es la consolidación de diversos procedimientos, se aplica principalmente en los estudios de máximas avenidas en cuencas sin aforos.

En el Método SCS, se denomina **COMPLEJO HIDROLOGICO SUELO-VEGETACION**, a una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento, y se designa con las letras CN.

El valor de CN es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de CN (se obtiene de las tablas) produciría gran escurrimiento y viceversa.

B. Definición de parámetros del hidrograma unitario - método SCS

Básicamente el método consiste en estimar un hidrograma triangular unitario sintético a partir de las características físicas de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva, las cuales convolucionan para producir un hidrograma compuesto de la avenida.

A continuación la geometría del hidrograma unitario es mostrada como:

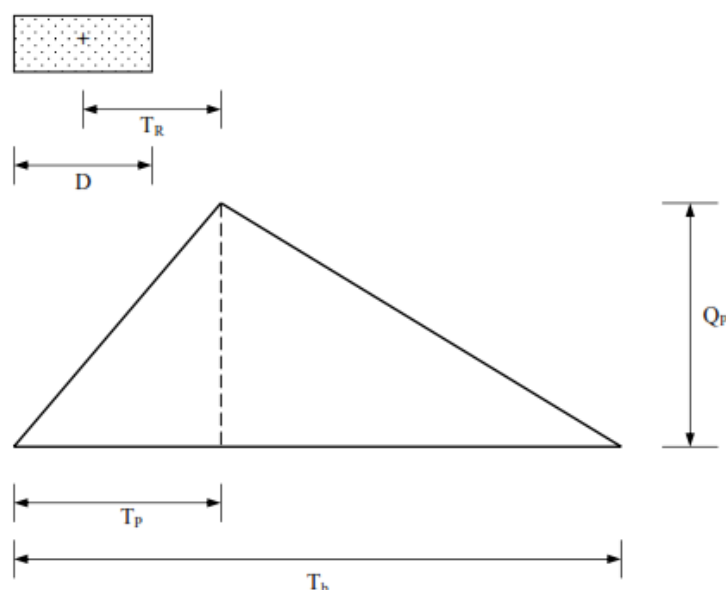


Figura 16: Hidrograma unitario triangular del Soil Conservation Service (SCS).

Donde:

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

D = Duración del incremento unitario de precipitación efectiva(hrs).

T_P = Tiempo pico(horas).

T_b = Tiempo base(horas).

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

Las relaciones matemáticas son:

$$D = 0.40 T_R \quad \dots (3.14)$$

$$T_p = \frac{D}{2} + T_R = 3D \quad \dots (3.15)$$

$$T_b = 2.67 T_p \quad \dots (3.16)$$

$$Q_p = \frac{0.208 PeA}{T_p} \quad \dots (3.17)$$

$$T_R = \frac{L^{0.8} \times (S + 1)^{1.67}}{13.9 \times I^{0.5}} \quad \dots (3.18)$$

Donde:

- A = área de la cuenca (Km²).
- L = longitud del curso principal (Km).
- I = pendiente del curso principal (%).
- S = máxima retención potencial (pulgadas).
- Pe = precipitación efectiva o escorrentía directa (mm).

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

CN = es el número de curva típica, se obtiene a partir de tablas elaboradas por el US – SCS o por calibración.

La estimación de CN es un paso importante del método, por su influencia sobre el resultado final.

Es aconsejable, cuando se cuenta con información suficiente, estimar dicho valor a partir de una calibración, partiendo de una precipitación efectiva para

determinado período de retorno y comparando el resultado con el valor de la avenida calculada por el análisis de frecuencias para el mismo período.

En general, el caudal pico calculado por el Método SCS corresponde al período de retorno de la precipitación utilizada para su aplicación. De esta manera pueden calcularse avenidas para diferentes períodos de retorno.

La precipitación utilizada en el método es aquella con duración de 24 horas, dato obtenible con un simple pluviómetro.

Ana (2009), Se consideran dos tipos de perfil de dicha precipitación, la del Tipo I correspondiente a tormentas convectivas y la de Tipo II a tormentas frontales, las que son más intensas y que mejor se adaptarían al tipo de precipitación en cuencas al contexto regional.

Para obtener el perfil real de la tormenta en cualquier punto basta multiplicar la precipitación total de 24 horas por las ordenadas del perfil seleccionado.

El Método SCS asume que la escorrentía es producida por la precipitación efectiva, vale decir, luego de descontar las pérdidas por abstracción inicial I_a y por las pérdidas continuas F durante el resto de la tormenta, tal como se muestra en la figura siguiente.

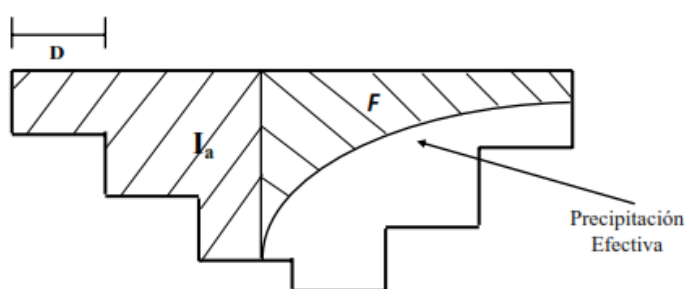


Figura 17: Variables del método SCS para abstracciones.

La escorrentía se inicia cuando la precipitación excede a I_a , asumiéndose que la $I_a = 5.08 S$ mm.

La escorrentía directa en mm, está dada por la siguiente expresión:

$$Pe_i = \frac{(P_i - 5.08 S)^2}{(P_i - 20.32 S)} \quad \dots (3.19)$$

Donde: P_i es la precipitación acumulada hasta el incremento de tiempo i .

El incremento de escorrentía en el período i será entonces:

$$\Delta Pe_i = Pe_i - Pe_{i-1} \quad \dots (3.20)$$

El caudal pico del hidrograma que comienza en el período i será igual a:

$$Q_{pi} = \frac{0.208 \Delta Pe_i A}{T_p} \quad \dots (3.21)$$

Donde:

Q_{pi} = caudal pico del hidrograma (m³/sg).

ΔPe_i = incremento del volumen de escorrentía directa entre períodos sucesivos, como consecuencia de la precipitación efectiva (mm).

A = área de la cuenca (Km²).

T_p = tiempo pico del hidrograma (horas).

C. Clasificación Hidrológica de los Suelos

Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en el planeamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía, a partir de la precipitación. Las propiedades de los suelos que son considerados para estimar la tasa mínima de infiltración para suelos desnudos luego de un humedecimiento prolongado son: profundidad del nivel freático de invierno, infiltración y permeabilidad del suelo luego de humedecimiento prolongado y profundidad hasta un estrato de permeabilidad muy lenta.

Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo al potencial de escurrimiento.

Cuadro 6: Clasificación hidrológica de los suelos – SUCS

Grupo Hidrológico A	Bajo potencial de Escorrentía: Son suelos que tienen altas tasas de infiltración aun cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas y gravas profundas bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
Grupo Hidrológico B	Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.
Grupo Hidrológico C	Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Son suelos que tienen bajas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.
Grupo Hidrológico D	Alto potencial de escorrentía: Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua

Fuente: Hidrología Básica: Reyes C. Luís. CONCYTEC Lima Perú.

Cuadro 7: Curvas de escorrentía para los complejos suelo – cobertura (N).

Uso de la Tierra	Cobertura		Grupo de Suelos			
	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Rastrojo Cultivo en hilera	Hileras rectas	.-.	77	86	91	94
	Hileras rectas	Mala	71	91	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	C/curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	C/curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	C/curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
	C/curvas de nivel y terrazas	Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	86
	Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	59	70	78	81
Legumbre	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89

	Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastos de Pastoreo	Pastizales o similares	Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	31	74	80
	Curvas de Nivel	Mala	78	37	81	88
	Curvas de Nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de Nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de Corte	Pradera	Buena	30	59	71	78
Bosque	Bosque	Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cortijos	Patios	--	59	74	82	86
Caminos Tierra**		--	72	82	87	89
Pavimentos **		--	74	84	90	92

Fuente: Hidrología Básica: Reyes C. Luís. CONCYTEC Lima Perú 1992.

D. Transformación Precipitación - Escorrentía

Para la determinación de máximas avenidas instantáneas de diseño en la sub cuenca de interés, se ha utilizado el **METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE (METODO SCS)**, anteriormente expuesto.

La aplicación del Método SCS requiere de los siguientes pasos:

1. Análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas.
2. Elección del valor de la Curva Número *CN*.
3. Cálculo de las avenidas y los hidrogramas de diseño para diversos períodos de retorno.

E. Hidrograma adimensional de Soil Conservation Service (Scs)

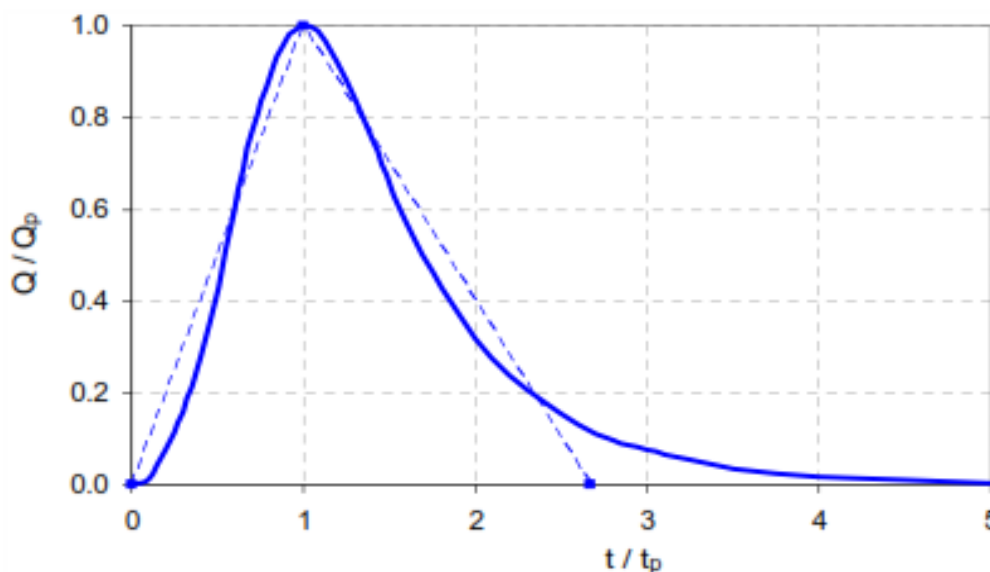
Del estudio de gran cantidad de hidrogramas, registrados en una gran variedad de cuencas, los técnicos del (SCS) todo los hidrogramas de crecidas tenían un forma similar se obtuvieron hidrogramas adimensionales, dividiendo la escala de caudales entre el caudal pico (Q_p) y la escala de tiempo entre el tiempo al que se presenta el pico (T_p), se observó que se obtiene un hidrograma adimensional como el que se aprecia.

Cuadro 8 Coordenadas del Hidrograma Adimensional

t / t_p	Q / Q_p	t / t_p	Q / Q_p
0,0	0	1,4	0,75
0,1	0,015	1,5	0,65
0,2	0,075	1,6	0,57
0,3	0,16	1,8	0,43
0,4	0,28	2,0	0,32
0,5	0,43	2,2	0,24
0,6	0,60	2,4	0,18
0,7	0,77	2,6	0,13
0,8	0,89	2,8	0,098
0,9	0,97	3,0	0,075
1,0	1,00	3,5	0,036
1,1	0,98	4,0	0,018
1,2	0,92	4,5	0,009
1,3	0,84	5,0	0,004

Fuente: Soil Conservation Service (Scs)

Figura 18 Hidrograma Adimensional



Fuente: Soil Conservation Service (Scs)

IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1 RECOLECCION DE DATOS Y FORMACION DE LA SERIE DE PRECIPITACIONES MAXIMAS

4.1.1 UBICACIÓN DE LA ESTACION METEOROLOGICO

Para obtener datos con mejor consistencia se realizó la Poligonación de Thiessen y ubicar la estación más cercana para la recolección de datos y su análisis de consistencia de la información de las precipitaciones máximas de 24 horas.

Figura 19 Polígono de Thiessen



Fuente: Elaboración Propia

4.1.2 FORMACION DE LA SERIE ANUAL DE LA PRECIPITACION MAXIMA

La información mostrada para las precipitaciones máximas de 24 horas, es el **MAYOR VALOR** mostrado de cada estación:

Ejemplo:

Con precipitaciones máximas de un día, pasa hacer máximo de un mensuales y luego máximos de un año.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PREC. MAX
1964	12.50	8.50	18.00	14.00	12.50	0.00	0.00	0.50	5.00	7.50	8.00	7.00	18.00
1965	14.00	17.00	27.00	14.00	0.00	0.00	0.00	0.50	8.00	10.50	28.00	21.60	28.00

En los siguientes cuadros se muestran el resumen de las precipitaciones máximas anuales con los cuales se trabajaron.

4.1.3 ANÁLISIS VISUAL GRÁFICO

En las siguientes tablas se presenta los datos de precipitación observada y su respectivo análisis visual gráfico en la cual se puede observar lo siguiente:

Estación Yorohoco presenta una precipitación regular la cual no tienen excesivos saltos de precipitación, siendo su precipitación máxima anual de 40.10 mm en el año 1974 y una mínima de 20.60 mm en el año 1960.

Estación Pocoaque al igual que la estación yorohoco presenta una precipitación regular la cual no tienen excesivos saltos de precipitación, siendo su precipitación máxima anual de 41.30 mm en el año 1977 y una mínima de 13.40 mm en el año 1983.

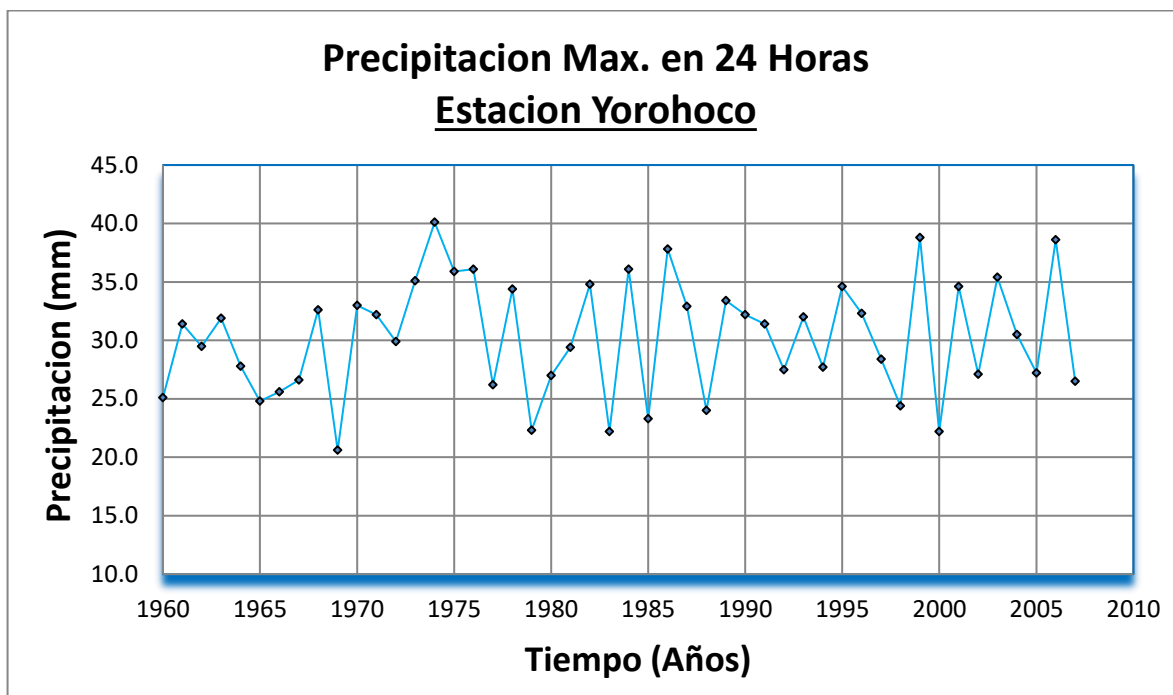
Cuadro 9: Precipitación máxima de 24 horas estación Pocoque

Yorohoco y Pocoaque

N	Año	Yorohoc Pocoaque	
		PP	PP
		(mm)	(mm)
1	1960	25.1	30.2
2	1961	31.4	21.8
3	1962	29.5	29.3
4	1963	31.9	15.9
5	1964	27.8	24.9
6	1965	24.8	20.4
7	1966	25.6	24.5
8	1967	26.6	25.4
9	1968	32.6	21.3
10	1969	20.6	18.2
11	1970	33.0	19.9
12	1971	32.2	27.0
13	1972	29.9	27.2
14	1973	35.1	23.4
15	1974	40.1	23.7
16	1975	35.9	25.7
17	1976	36.1	33.1
18	1977	26.2	41.3
19	1978	34.4	23.3
20	1979	22.3	27.3
21	1980	27.0	22.2
22	1981	29.4	30.2
23	1982	34.8	27.0
24	1983	22.2	13.4
25	1984	36.1	31.2
26	1985	23.3	23.9
27	1986	37.8	32.0
28	1987	32.9	28.2
29	1988	24.0	26.2
30	1989	33.4	27.0
31	1990	32.2	26.2
32	1991	31.4	16.5
33	1992	27.5	21.3
34	1993	32.0	22.2
35	1994	27.7	26.5
36	1995	34.6	23.4
37	1996	32.3	34.4
38	1997	28.4	27.2
39	1998	24.4	23.8
40	1999	38.8	27.4
41	2000	22.2	25.6
42	2001	34.6	33.4
43	2002	27.1	24.2
44	2003	35.4	23.6
45	2004	30.5	26.4
46	2005	27.2	28.6
47	2006	38.6	36.2
48	2007	26.5	25.6
49	2008	41.5	23.4
50	2009	23.0	20.2
51	2010	33.6	28.4
<i>PROM.</i>		30.3	25.8
<i>DESVEST</i>		5.0	5.2
<i>MIN.</i>		20.6	13.4
<i>MAX.</i>		40.1	41.3
<i>MEDIANA</i>		31.0	25.7
<i>n</i>		48	48

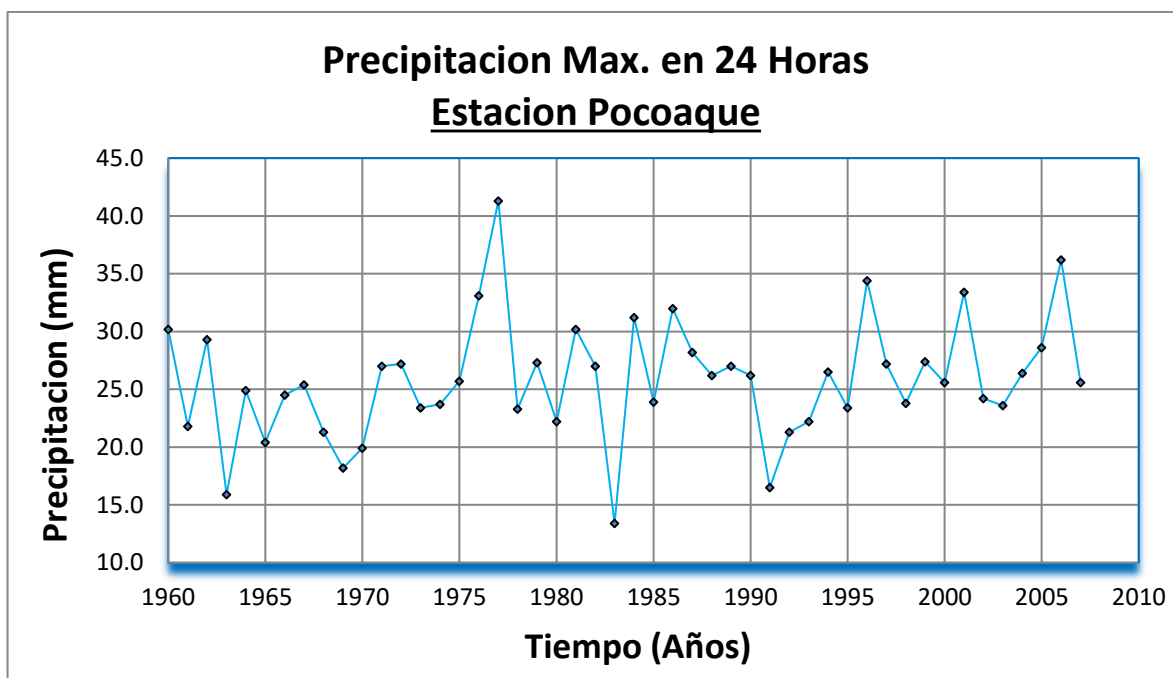
Fuente: Pelt

Figura 20: Gráfica temporal de precipitación máxima en 24 horas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 21: Gráfica temporal de precipitación máxima en 24 horas



Fuente: Elaboración Propia

4.1.4 ANÁLISIS DE DOBLE MASA

Se presenta a continuación el análisis de doble masa de las precipitaciones máximas en 24 horas:

Se generó la data necesaria para realizar el análisis de doble masa (ADM) de la precipitación máxima anual, completando los años faltantes con la media anual de los registros disponibles y obtenidos los valores acumulados respectivos.

En el Figura N° 22 se aprecia el ADM entre la estación promedio (Eje X) y las tres estación es analizadas (Eje Y), eligiéndose la estación Pocoaque como la más confiable (no presentaría quiebres). En la Figura N° 22 se presentan los correspondientes ADM de la precipitación máxima anual de la estación base Pocoaque (Eje X) y las dos estación es restantes en análisis, presentándose “quiebres insignificantes” para las estación es de Yorohoco y Juli, respectivamente, caso contrario se sujetaría a realizar el análisis estadístico, para descartar o confirmar dichos saltos identificados.

No se identificaron de los 48 datos, “**quiebres**” significativos en la estación de Juli y Yorohoco

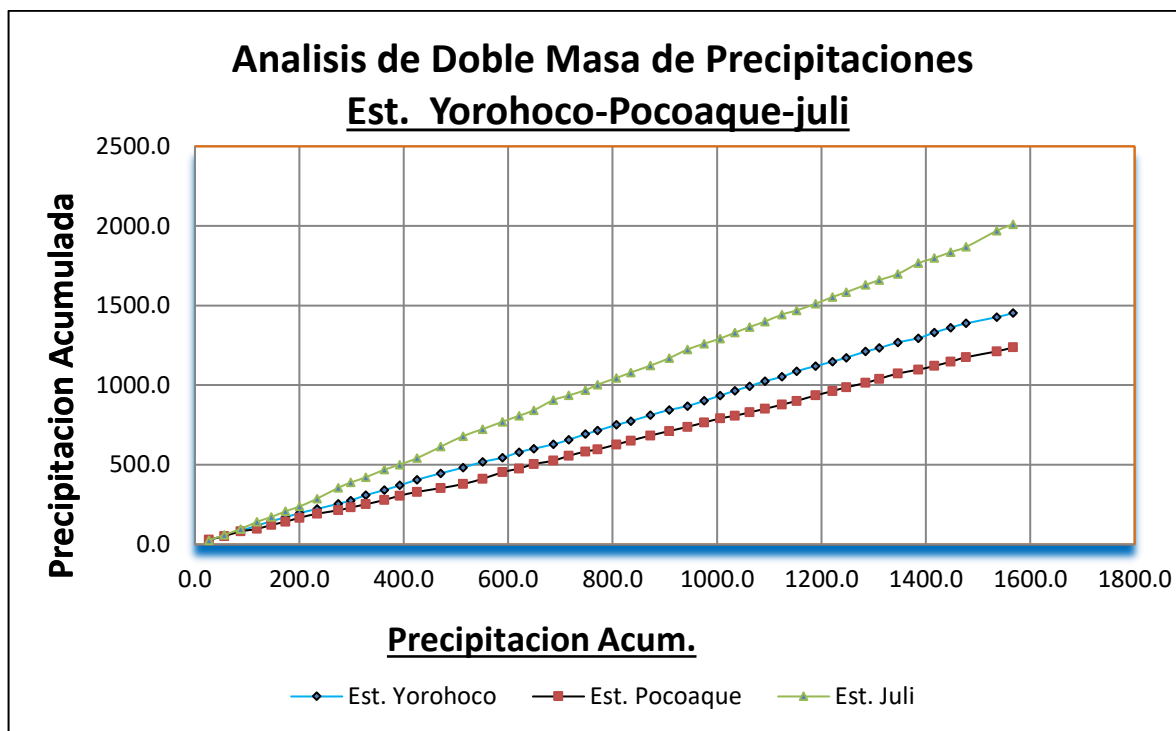
Por consiguiente se trabajara solo con los datos de la **estación Pocoaque** por estar más cerca y por obtener quiebres insignificantes.

Cuadro 10: Análisis de doble masa de precipitaciones máximas.

N	Año	Yorohoco		Pocoaque		Juli		Promedio	
		PP	PP acum.	PP	PP acum.	PP	PP acum.	PP	PP acum.
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	1960	25.1	25.1	30.2	30.2	25.8	25.8	27.0	27.0
2	1961	31.4	56.5	21.8	52.0	34.4	60.2	29.2	56.2
3	1962	29.5	86.0	29.3	81.3	36.5	96.7	31.8	88.0
4	1963	31.9	117.9	15.9	97.2	45.1	141.8	31.0	119.0
5	1964	27.8	145.7	24.9	122.1	30.6	172.4	27.8	146.7
6	1965	24.8	170.5	20.4	142.5	36.2	208.6	27.1	173.9
7	1966	25.6	196.1	24.5	167.0	29.2	237.8	26.4	200.3
8	1967	26.6	222.7	25.4	192.4	49.8	287.6	33.9	234.2
9	1968	32.6	255.3	21.3	213.7	68.0	355.6	40.6	274.9
10	1969	20.6	275.9	18.2	231.9	33.2	388.8	24.0	298.9
11	1970	33.0	308.9	19.9	251.8	32.6	421.4	28.5	327.4
12	1971	32.2	341.1	27.0	278.8	48.0	469.4	35.7	363.1
13	1972	29.9	371.0	27.2	306.0	31.5	500.9	29.5	392.6
14	1973	35.1	406.1	23.4	329.4	41.1	542.0	33.2	425.8
15	1974	40.1	446.2	23.7	353.1	71.9	613.9	45.2	471.1
16	1975	35.9	482.1	25.7	378.8	66.1	680.0	42.6	513.6
17	1976	36.1	518.2	33.1	411.9	44.2	724.2	37.8	551.4
18	1977	26.2	544.4	41.3	453.2	46.3	770.5	37.9	589.4
19	1978	34.4	578.8	23.3	476.5	37.4	807.9	31.7	621.1
20	1979	22.3	601.1	27.3	503.8	34.8	842.7	28.1	649.2
21	1980	27.0	628.1	22.2	526.0	63.7	906.4	37.6	686.8
22	1981	29.4	657.5	30.2	556.2	29.4	935.8	29.7	716.5
23	1982	34.8	692.3	27.0	583.2	33.2	969.0	31.7	748.2
24	1983	22.2	714.5	13.4	596.6	34.6	1003.6	23.4	771.6
25	1984	36.1	750.6	31.2	627.8	41.7	1045.3	36.3	807.9
26	1985	23.3	773.9	23.9	651.7	34.2	1079.5	27.1	835.0
27	1986	37.8	811.7	32.0	683.7	43.7	1123.2	37.8	872.9
28	1987	32.9	844.6	28.2	711.9	47.3	1170.5	36.1	909.0
29	1988	24.0	868.6	26.2	738.1	53.6	1224.1	34.6	943.6
30	1989	33.4	902.0	27.0	765.1	36.4	1260.5	32.3	975.9
31	1990	32.2	934.2	26.2	791.3	32.4	1292.9	30.3	1006.1
32	1991	31.4	965.6	16.5	807.8	37.2	1330.1	28.4	1034.5
33	1992	27.5	993.1	21.3	829.1	35.2	1365.3	28.0	1062.5
34	1993	32.0	1025.1	22.2	851.3	34.1	1399.4	29.4	1091.9
35	1994	27.7	1052.8	26.5	877.8	44.6	1444.0	32.9	1124.9
36	1995	34.6	1087.4	23.4	901.2	25.4	1469.4	27.8	1152.7
37	1996	32.3	1119.7	34.4	935.6	42.0	1511.4	36.2	1188.9
38	1997	28.4	1148.1	27.2	962.8	42.5	1553.9	32.7	1221.6
39	1998	24.4	1172.5	23.8	986.6	30.1	1584.0	26.1	1247.7
40	1999	38.8	1211.3	27.4	1014.0	45.6	1629.6	37.3	1285.0
41	2000	22.2	1233.5	25.6	1039.6	30.6	1660.2	26.1	1311.1
42	2001	34.6	1268.1	33.4	1073.0	38.4	1698.6	35.5	1346.6
43	2002	27.1	1295.2	24.2	1097.2	67.4	1766.0	39.6	1386.1
44	2003	35.4	1330.6	23.6	1120.8	32.7	1798.7	30.6	1416.7
45	2004	30.5	1361.1	26.4	1147.2	36.7	1835.4	31.2	1447.9
46	2005	27.2	1388.3	28.6	1175.8	33.4	1868.8	29.7	1477.6
47	2006	38.6	1426.9	36.2	1212.0	100.8	1969.6	58.5	1536.2
48	2007	26.5	1453.4	25.6	1237.6	41.5	2011.1	31.2	1567.4
49	2008	41.5	1494.9	23.4	1261.0	37.5	2048.6	34.1	1601.5
50	2009	23.0	1517.9	20.2	1281.2	37.5	2086.1	26.9	1628.4
51	2010	33.6	1551.5	28.4	1309.6	33.6	2119.7	31.9	1660.3

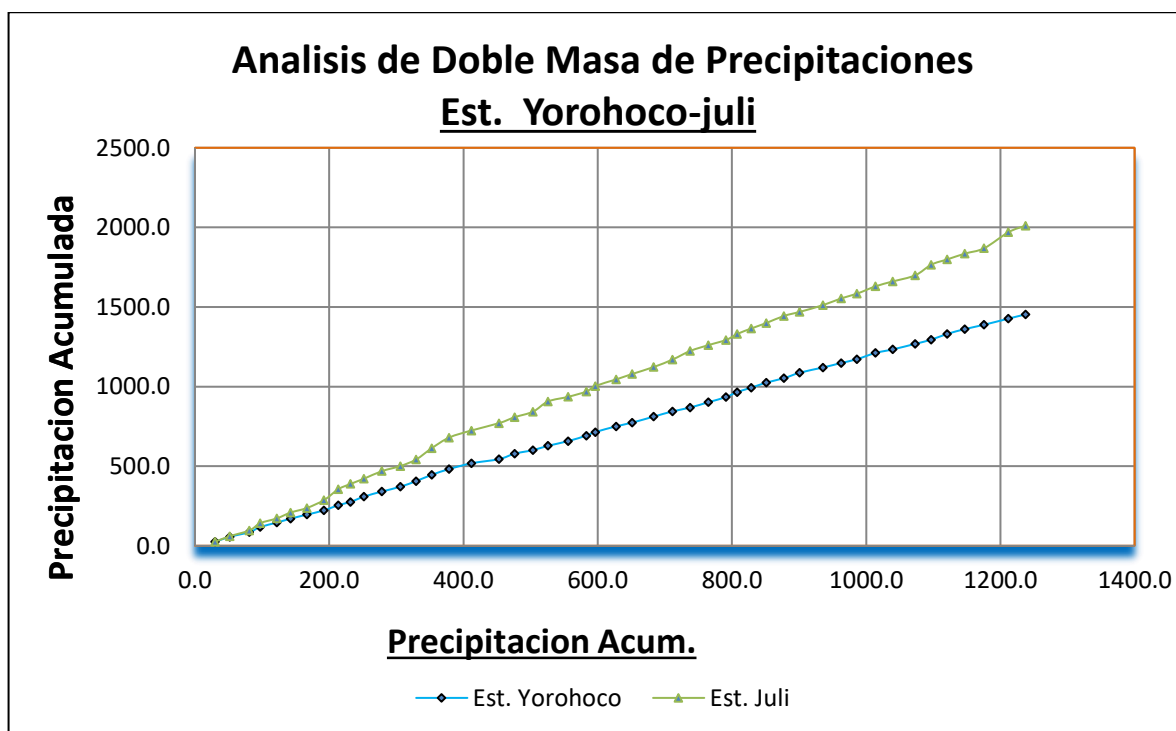
Fuente: Elaboración Propia

Figura 22: Diagrama de doble masa de precipitación máxima.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 23: Diagrama de doble masa de precipitación máxima.



Fuente: Elaboración Propia

Luego de análisis visual las estaciones más cercana al área de estudio sub cuenca collini y por obtener datos homogéneos y consistentes de trabaja con la **Estacion Pocoaque**.

Se trabajara con la Estación Pocoaque Luego que se muestra homogeneizada y consistente los datos de precipitación máxima en secuencias hidrológicas representan una de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología.

Para realizar un análisis de consistencia se debe tener como **mínimo 20 años de información**, en el caso nuestro se trabaja con datos solo hasta el extendido, hasta **48 años desde 1960 a 2007**, siendo suficiente para ser confiable y consiste.

Teniendo como precipitación mínima 13.4 mm en el 1983 y como precipitación máximas 41.3 en el año 1977 es el proceso que consiste en la identificación o detección, descripción y remoción de homogeneidad y consistencia de una serie de tiempo hidrológica.

Cuadro 11: Precipitación máxima en 24 horas anuales (mm)

n	ESTACIONES METEOROLOGICAS	
	AÑO	Pocoaque
1	1960	30.2
2	1961	21.8
3	1962	29.3
4	1963	15.9
5	1964	24.9
6	1965	20.4
7	1966	24.5
8	1967	25.4
9	1968	21.3
10	1969	18.2
11	1970	19.9
12	1971	27.0
13	1972	27.2
14	1973	23.4
15	1974	23.7
16	1975	25.7
17	1976	33.1
18	1977	41.3
19	1978	23.3
20	1979	27.3
21	1980	22.2
22	1981	30.2
23	1982	27.0
24	1983	13.4
25	1984	31.2
26	1985	23.9
27	1986	32.0
28	1987	28.2
29	1988	26.2
30	1989	27.0
31	1990	26.2
32	1991	16.5
33	1992	21.3
34	1993	22.2
35	1994	26.5
36	1995	23.4
37	1996	34.4
38	1997	27.2
39	1998	23.8
40	1999	27.4
41	2000	25.6
42	2001	33.4
43	2002	24.2
44	2003	23.6
45	2004	26.4
46	2005	28.6
47	2006	36.2
48	2007	25.6
49	2008	23.4
50	2009	20.2
51	2010	28.4
<i>PROM.</i>		25.8
<i>DESVEST</i>		5.2
<i>MIN.</i>		13.4
<i>MAX.</i>		41.3
<i>MEDIANA</i>		25.7
<i>n=hasta</i>		48
COEF. DE VARIACION		0.201
COEF. DE ASIMETRIA		0.34
COEF. DE CURTOSIS		3.82

Fuente: Elaboración Propia

4.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS

Como parte del estudio se realizó las distribuciones estadísticas mencionadas a continuación:

- Distribución log normal de 2 parámetros.
- Distribución log normal de 3 parámetros.
- Distribución log Pearson tipo III
- Distribución valor extremo tipo I y/o Gumbel

Es importante realizar las funciones de distribución ya que con su aplicación se podrá determinar las precipitaciones máximas, para diferentes periodos de retorno, en nuestro estudio determinaremos las precipitaciones para periodos de retorno $T= 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y 1000 años respectivamente.

4.2.1 Distribución Log Normal de 2 Parámetros

Para calcular los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno se realizó los siguientes pasos:

- 1) En la columna A se colocan el orden de cada precipitación que va de 1 hasta 48 y es representado por m ; $m=1, m=2, m=3, \dots m=48$.
- 2) En la columna B y C colocar la probabilidad y el periodo de retorno para cada dato siendo esta la fórmula de Weibull mostrada en la ecuación n° (2.56) y ecuación n° (2.57)

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

$$T = \frac{(n+1)}{m}$$

Entonces:

$$P = \frac{m}{(n+1)}$$

$$P = \frac{1}{(48+1)} = 0.0204; P = \frac{2}{(48+1)} = 0.0407; \dots \text{Hasta } m=48.$$

$$P = \frac{48}{(48+1)} = 0.9796$$

De la misma forma para el periodo de retorno aplicando la ecuación n° (2.57)

$$T = \frac{(48+1)}{1} = 49.00; T = \frac{(48+1)}{2} = 24.50$$

hasta llegar a $m = 48$; $T = \frac{(48 + 1)}{48}$

- 3) Ordenar de mayor a menor las precipitaciones (X_i) en la columna D, obtenidas del cuadro N° 8, correspondiente a la estación Pocoaque para nuestro ejemplo figura solo los datos de precipitación de la estación Pocoaque.
- 4) En la columna E calcular el logaritmo natural de las precipitaciones de la columna D.

$Y_1 = \ln(41.3) = 3.7209$; $Y_2 = \ln(36.2) = 3.5891$; así hasta llegar a $Y_{48} = ??$

- 5) En base a los datos generados en la columna E hallar el promedio aritmético o media, aplicando la ecuación n° (2.17), la desviación estándar de la muestra aplicando la ecuación n° (2.18), y el número de observaciones de los datos $n=48$, teniendo como resultados lo siguiente:

$$\bar{Y} = \frac{1}{48} \sum_{i=1}^x \ln(x_i)$$

Media = 3.2445

$$S_y = \left\{ \frac{1}{48 - 1} \sum_{i=1}^x (\ln x_i - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Desviación estándar = 0.2080

- 6) Con los datos obtenidos en el ítem anterior se calculará los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno $T = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y 1000 años.

Para calcular la precipitación X_T aplicamos la ecuación n° (3.6) y (3.7)

$$Y_T = \bar{\mu} + K_T * \sigma$$

$$X_T = \exp(Y_T) = \exp(\mu + K_T * \sigma)$$

De donde debemos hallar el valor K_T esto es igual la variable estandarizada z , para la función de log normal de 2 parámetros y 3 parámetros. ($K_T = z$), para esto se muestra la ecuación n° (3.10)

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}; \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

Para W utilizamos la ecuación n° (3.8) se tiene:

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{p^2}\right) \right]^{1/2}, \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

Para un periodo de retorno de $T=2$ años se tiene una probabilidad de $P = \frac{1}{T}$
y esto es igual a:

$$P = \frac{1}{2} = 0.5$$

Reemplazando en la ecuación n° (3.8) tenemos:

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{(0.5)^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$w = 1.1774$$

Reemplazamos W en la ecuación n° (3.10)

$$z = 1.1774 - \frac{2.515517 + 0.802853(1.1774) + 0.010328(1.1774)^2}{1 + 1.432788(1.1774) + 0.189269(1.1774)^2 + 0.001308(1.1774)^3}$$

$$z = 0$$

Como se sabe $K_T=Z$ (solo para log normal de 2 y 3 parámetros)

$$K_T = z = 0$$

Reemplazando en la ecuación n° 3.6 y 3.7 se tiene:

$$\text{Media} = 3.2445$$

$$\text{Desviación estándar} = 0.2080$$

$$K_T = z = 0$$

$$Y_T = 3.2445 + (0) * (0.2079) = 3.2445$$

Según la ecuación 3.7 tenemos:

$$X_{T=2} = \text{Exp}(3.2445) = 25.65 \text{ mm.}$$

Para $T=5$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=5} = \text{Exp}(3.4192) = 30.55 \text{ mm.}$$

Para $T=10$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=10} = \text{Exp}(3.5107) = 33.47 \text{ mm.}$$

Para $T=20$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=20} = \text{Exp}(3.5862) = 36.10 \text{ mm.}$$

Para $T=50$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=50} = \text{Exp}(3.6711) = 39.30 \text{ mm.}$$

Para $T=100$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=100} = \text{Exp}(3.7277) = 41.59 \text{ mm.}$$

Para $T=500$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=500} = \text{xp}(3.8423) = 46.63 \text{ mm.}$$

Para $T=1000$ años se sigue el mismo procedimiento que para $T=2$ años

Teniendo como resultado:

$$X_{T=1000} = \text{Exp}(3.8864) = 48.73 \text{ mm.}$$

Cuadro 12 : Distribución log normal 2 parámetros.

DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE 2 PARÁMETROS

PRECIPITACION MAXIMAS (mm)

ESTACIÓN – POCOACQUE

m	Prob.	TR. (años)	Xi	Yi=lnXi
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
1	0.0204	49.0000	41.3	3.7209
2	0.0408	24.5000	36.2	3.5891
3	0.0612	16.3333	34.4	3.5381
4	0.0816	12.2500	33.4	3.5086
5	0.1020	9.8000	33.1	3.4995
6	0.1224	8.1667	32.0	3.4657
7	0.1429	7.0000	31.2	3.4404
8	0.1633	6.1250	30.2	3.4078
9	0.1837	5.4444	30.2	3.4078
10	0.2041	4.9000	29.3	3.3776
11	0.2245	4.4545	28.6	3.3534
12	0.2449	4.0833	28.2	3.3393
13	0.2653	3.7692	27.4	3.3105
14	0.2857	3.5000	27.3	3.3069
15	0.3061	3.2667	27.2	3.3032
16	0.3265	3.0625	27.2	3.3032
17	0.3469	2.8824	27.0	3.2958
18	0.3673	2.7222	27.0	3.2958
19	0.3878	2.5789	27.0	3.2958
20	0.4082	2.4500	26.5	3.2771
21	0.4286	2.3333	26.4	3.2734
22	0.4490	2.2273	26.2	3.2658
23	0.4694	2.1304	26.2	3.2658
24	0.4898	2.0417	25.7	3.2465
25	0.5102	1.9600	25.6	3.2426
26	0.5306	1.8846	25.6	3.2426
27	0.5510	1.8148	25.4	3.2347
28	0.5714	1.7500	24.9	3.2149
29	0.5918	1.6897	24.5	3.1987
30	0.6122	1.6333	24.2	3.1864
31	0.6327	1.5806	23.9	3.1739
32	0.6531	1.5313	23.8	3.1697
33	0.6735	1.4848	23.7	3.1655
34	0.6939	1.4412	23.6	3.1612
35	0.7143	1.4000	23.4	3.1527
36	0.7347	1.3611	23.4	3.1527
37	0.7551	1.3243	23.3	3.1485
38	0.7755	1.2895	22.2	3.1001
39	0.7959	1.2564	22.2	3.1001
40	0.8163	1.2250	21.8	3.0819
41	0.8367	1.1951	21.3	3.0587
42	0.8571	1.1667	21.3	3.0587
43	0.8776	1.1395	20.4	3.0155
44	0.8980	1.1136	19.9	2.9907
45	0.9184	1.0889	18.2	2.9014
46	0.9388	1.0652	16.5	2.8034
47	0.9592	1.0426	15.9	2.7663
48	0.9796	1.0208	13.4	2.5953
n=	48		Media Yi	3.2445
C s(Yi)	-0.8680		Desv. Est.(^)	0.2080

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2 Distribución Log Normal de 3 Parámetros

Los cálculos de precipitaciones máximas se realizan de igual forma que la de 2 parámetros con la única diferencia de que existe un valor inicial el parámetro de posición = X_0 el detalle del análisis se muestra de la siguiente manera:

- 1) Se repiten los mismos pasos de los ítem 1, 2, 3 de la función de distribución Log normal de 2 parámetros, los datos de precipitación y su análisis se muestra en el cuadro n° 13.
- 2) Para la columna E del cuadro n° 13 se obtiene el parámetro de posición X_0 para esto se utiliza la ecuación n° (2.24).

$$x_0 = \frac{x_1 \cdot x_n - x_{mediana}^2}{x_1 + x_n - 2x_{mediana}}$$

Para ello utilizamos datos de precipitación del orden $m=1$ y $m=48$ de la columna D, tenemos para $X_1 = 41.30$; para $X_{48} = 13.40$ y la $medi = 25.70$, reemplazando se +tiene:

$$x_0 = \frac{41.30 * 13.40 - (25.70)^2}{41.30 + 13.40 - 2(25.70)} = -30.73$$

- 3) Para la columna E se tiene que sacar el logaritmo natural de la diferencia entre la precipitación y el parámetro de posición X_0 , así:

$$Y_1 = \ln(41.30 - (-30.73)) = 4.2772$$

$$Y_2 = \ln(36.20 - (-30.73)) = 4.2037$$

$$Y_3 = \ln(34.40 - (-30.73)) = 4.1765 \text{ (Hasta llegar a } m=48)$$

$$Y_{48} = \ln(13.40 - (-30.73)) = 3.7873$$

- 4) Se obtiene la media y la desviación estándar de la columna E utilizando las ecuaciones n° (3.2 y 3.5).

- Media: $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$, para nuestro caso se acomoda

$$\bar{Y} = \frac{1}{47} \times \sum_{i=1}^n Y_i = 4$$

- Desviación estándar: sabemos que $Y_i = \ln(X_i - X_0)$, entonces

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n-1}}; S = 0.0915$$

- 5) Calculamos los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno $T = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y 1000 años respectivamente. Para calcular la precipitación X_T aplicamos la ecuación n° (3.11).

$$X_T = \exp(Y_T) = x_0 + \exp(\mu + K_T \cdot \sigma)$$

Para ello debemos obtener los valores de K_T esto se realiza con las ecuaciones n° (3.8 y 3.10), de la misma forma que para log normal de 2 parámetros:

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{p^2}\right) \right]^{1/2}, \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}; \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

Hallamos el valor de $X_T = 2$, con un $T = 2$, de donde la probabilidad es:

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{2}; \text{ Entonces: } P = 0.5$$

Reemplazando en la ecuación n° (3.8) tenemos:

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{(0.5)^2}\right) \right]^{1/2}$$

$$w = 1.1774$$

Reemplazamos W en la ecuación n° (3.10)

$$z = 1.1774 - \frac{2.515517 + 0.802853(1.1774) + 0.010328(1.1774)^2}{1 + 1.432788(1.1774) + 0.189269(1.1774)^2 + 0.001308(1.1774)^3}$$

$$z = 0$$

Como se sabe $K_T = Z$ (solo para log normal de 2 y 3 parámetros)

$$K_T = z = 0$$

Reemplazamos K_T en la ecuación n° (3.11)

$$X_T = \exp(Y_T) = x_0 + \exp(\mu + K_T \cdot \sigma)$$

$$X_T = \exp(Y_T) = -30.73 + \exp(4.0322 + (0) \cdot (0.0915))$$

$$X_T = 25.65 \text{ mm.}$$

- 6) Se sigue el mismo procedimiento para hallar las precipitaciones con diferentes periodos de retorno, y se muestran en el cuadro N° 16 para la estación Pocoaque.

Cuadro 13: Distribución log normal de 3 parámetros

**PRECIPITACION MAXIMAS (mm)
ESTACIÓN – POCOACQUE**

m	Prob.	TR. (años)	Xi	Yi=ln(Xi-Xo)
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
1	0.0204	49.0000	41.30	4.2772
2	0.0408	24.5000	36.20	4.2037
3	0.0612	16.3333	34.40	4.1765
4	0.0816	12.2500	33.40	4.1610
5	0.1020	9.8000	33.10	4.1563
6	0.1224	8.1667	32.00	4.1389
7	0.1429	7.0000	31.20	4.1261
8	0.1633	6.1250	30.20	4.1098
9	0.1837	5.4444	30.20	4.1098
10	0.2041	4.9000	29.30	4.0949
11	0.2245	4.4545	28.60	4.0832
12	0.2449	4.0833	28.20	4.0765
13	0.2653	3.7692	27.40	4.0628
14	0.2857	3.5000	27.30	4.0611
15	0.3061	3.2667	27.20	4.0593
16	0.3265	3.0625	27.20	4.0593
17	0.3469	2.8824	27.00	4.0559
18	0.3673	2.7222	27.00	4.0559
19	0.3878	2.5789	27.00	4.0559
20	0.4082	2.4500	26.50	4.0472
21	0.4286	2.3333	26.40	4.0454
22	0.4490	2.2273	26.20	4.0419
23	0.4694	2.1304	26.20	4.0419
24	0.4898	2.0417	25.70	4.0331
25	0.5102	1.9600	25.60	4.0313
26	0.5306	1.8846	25.60	4.0313
27	0.5510	1.8148	25.40	4.0278
28	0.5714	1.7500	24.90	4.0188
29	0.5918	1.6897	24.50	4.0116
30	0.6122	1.6333	24.20	4.0062
31	0.6327	1.5806	23.90	4.0007
32	0.6531	1.5313	23.80	3.9989
33	0.6735	1.4848	23.70	3.9970
34	0.6939	1.4412	23.60	3.9952
35	0.7143	1.4000	23.40	3.9915
36	0.7347	1.3611	23.40	3.9915
37	0.7551	1.3243	23.30	3.9897
38	0.7755	1.2895	22.20	3.9691
39	0.7959	1.2564	22.20	3.9691
40	0.8163	1.2250	21.80	3.9615
41	0.8367	1.1951	21.30	3.9519
42	0.8571	1.1667	21.30	3.9519
43	0.8776	1.1395	20.40	3.9345
44	0.8980	1.1136	19.90	3.9247
45	0.9184	1.0889	18.20	3.8905
46	0.9388	1.0652	16.50	3.8552
47	0.9592	1.0426	15.90	3.8424
48	0.9796	1.0208	13.40	3.7873
n=	48		Media Yi	4.0322
C s (Yi)	-0.4361		Desv. Est.(Yi)	0.0915
Mediana	25.65		Xo	-30.7360

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3 Distribución Log Pearson tipo III

Para realizar esta distribución se siguen los siguientes pasos:

- 1) Se repiten los mismos pasos de los ítem 1, 2, 3 de la función de distribución Log normal de 2 parámetros, tales resultados se observan en el cuadro n° 14.
- 2) Se toman los logaritmos naturales a los valores, $Y=\ln(X_i)$, y se calcula la media y la desviación estándar y el coeficiente de asimetría C_s , para ello se toman en cuenta las ecuaciones N° (2.31 para la media) y N° (2.32 para la desviación estándar) y la ecuación N° (2.33 para el coeficiente de asimetría).

- Media: según la ecuación tenemos:

Sabemos que $Y=\ln X_i$

$$\bar{Y} = \bar{x}_{\ln x} = \frac{\sum \ln x}{n}; \quad \bar{Y} = \bar{x}_{\ln x} = 3.2445$$

- Desviación estándar:

$$S_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{x}_{\ln x})^2}{n-1}}; \quad S_y = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \bar{Y})^2}{n-1}} \quad S_y = 0.2080$$

- Coeficiente de asimetría:

Tener en cuenta que $Y=\ln X_i$, entonces:

$$C_{s \ln x} = \frac{n \sum (\ln x - \bar{Y})^3}{(n-1)(n-2)S_y^3}$$

$$C_{s \ln x} = -0.8680$$

- 3) Una vez obtenida los valores de media, desv. Estándar y coeficiente de asimetría procedemos a calcular los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno $T= 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y 1000 años respectivamente. Para calcular la precipitación X_T aplicamos la ecuación n° (3.14).

Aplicando los factores de frecuencia para determinar K_T se tiene: la ecuación n° (3.12)

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$$

Donde $k=C_s/6$ según la ecuación n° (3.13)

$$k = \frac{C_s}{6} = \frac{-0.8680}{6} = -0.1447$$

Z es obtenida de la ecuación n° (3.10)

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}; \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

W es obtenida de la ecuación n° (3.8)

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{p^2}\right) \right]^{1/2}, \text{ Para } (0 < p \leq 0.5)$$

$$w = \left[\ln\left(\frac{1}{(0.5)^2}\right) \right]^{1/2} = 1.1774$$

Reemplazando W en ec. (3.10) se tiene $z=0$

Y Reemplazando z y k en ecuación n° (3.12)

$$K_T = 0 + (0^2 - 1)(-0.1447) + \frac{1}{3}[0^3 - 6(0)](-0.1447)^2 - (0^2 - 1)(-0.1447)^3 \\ + (0)(-0.1447)^4 + \frac{1}{3}(-0.1447)^5$$

$$K_T = 0.1416$$

Hallaremos el valor de X_T para un periodo de retorno de 2 años, para esto utilizamos la ecuación n° (3.14)

$$X_{T=2} = \exp(Y_T) = \exp^{(3.2445+0.1416*0.2080)}$$

$$X_{T=2} = 26.42 \text{ mm.}$$

- 4) Se sigue el mismo procedimiento para hallar las precipitaciones con diferentes periodos de retorno, y se muestran en el cuadro N° 16 para la estación Pocoaque.

Cuadro 14: Distribución Log Pearson Tipo III

PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)

ESTACIÓN POCOACQUE

m	Prob.	TR. (años)	Xi	Yi=lnXi
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
1	0.0204	49.0000	41.3	3.7209
2	0.0408	24.5000	36.2	3.5891
3	0.0612	16.3333	34.4	3.5381
4	0.0816	12.2500	33.4	3.5086
5	0.1020	9.8000	33.1	3.4995
6	0.1224	8.1667	32.0	3.4657
7	0.1429	7.0000	31.2	3.4404
8	0.1633	6.1250	30.2	3.4078
9	0.1837	5.4444	30.2	3.4078
10	0.2041	4.9000	29.3	3.3776
11	0.2245	4.4545	28.6	3.3534
12	0.2449	4.0833	28.2	3.3393
13	0.2653	3.7692	27.4	3.3105
14	0.2857	3.5000	27.3	3.3069
15	0.3061	3.2667	27.2	3.3032
16	0.3265	3.0625	27.2	3.3032
17	0.3469	2.8824	27.0	3.2958
18	0.3673	2.7222	27.0	3.2958
19	0.3878	2.5789	27.0	3.2958
20	0.4082	2.4500	26.5	3.2771
21	0.4286	2.3333	26.4	3.2734
22	0.4490	2.2273	26.2	3.2658
23	0.4694	2.1304	26.2	3.2658
24	0.4898	2.0417	25.7	3.2465
25	0.5102	1.9600	25.6	3.2426
26	0.5306	1.8846	25.6	3.2426
27	0.5510	1.8148	25.4	3.2347
28	0.5714	1.7500	24.9	3.2149
29	0.5918	1.6897	24.5	3.1987
30	0.6122	1.6333	24.2	3.1864
31	0.6327	1.5806	23.9	3.1739
32	0.6531	1.5313	23.8	3.1697
33	0.6735	1.4848	23.7	3.1655
34	0.6939	1.4412	23.6	3.1612
35	0.7143	1.4000	23.4	3.1527
36	0.7347	1.3611	23.4	3.1527
37	0.7551	1.3243	23.3	3.1485
38	0.7755	1.2895	22.2	3.1001
39	0.7959	1.2564	22.2	3.1001
40	0.8163	1.2250	21.8	3.0819
41	0.8367	1.1951	21.3	3.0587
42	0.8571	1.1667	21.3	3.0587
43	0.8776	1.1395	20.4	3.0155
44	0.8980	1.1136	19.9	2.9907
45	0.9184	1.0889	18.2	2.9014
46	0.9388	1.0652	16.5	2.8034
47	0.9592	1.0426	15.9	2.7663
48	0.9796	1.0208	13.4	2.5953
n=	48		Media Yi	3.2445
Cs(Yi)	-0.8680		Desv. Est.(Yi)	0.2080
Kt	-0.1447			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4 Distribución valor extremo tipo I o Gumbel

Para realizar esta distribución se siguen los siguientes pasos:

- 1) Se repiten los mismos pasos de los ítem 1, 2, 3 de la función de distribución Log normal de 2 parámetros, tales resultados se observan en el cuadro n° 15.
- 2) De los valores de X_i (columna D) se determinan lo siguiente:
 - Media: según la ecuación n° (3.2) tenemos:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

La suma total de los datos observados, dividido por el número total de datos observados nos da.

$$\bar{X} = 25.78$$

- Desviación estándar: según la ecuación n° (3.5) tenemos:

$$S = \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2)}{n - 1}}$$

Para el cálculo de la desviación estándar se calcula la raíz cuadrada de la sumatoria del cuadrado de la diferencia del dato observado menos la media, sobre el número de observaciones menos uno. Todo ello nos da:

$$S = 5.18$$

- 3) Una vez calculado la media y desviación estándar, procedemos a calcular los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno $T = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y 1000 años respectivamente. Para calcular la precipitación X_T aplicamos la ecuación n° (3.1).

$$X_T = \bar{X} + K_T * S$$

Antes debemos calcular el factor de frecuencia K_T para Gumbel tipo I de la ecuación n° (3.15) se tiene:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$$

Para un $T=2$ años tenemos:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{2}{2-1} \right) \right] \right\} = -0.1643$$

Y aplicando la ecuación nº (3.1)

$$X_{T=2} = 25.78 + (-0.1643) * 5.18$$

$$X_{T=2} = 24.93mm$$

Cuadro 15: Distribución Gumbel

**PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)
ESTACIÓN POCOACQUE**

m	Prob.	TR. (años)	Xi
(A)	(B)	(C)	(D)
1	0.0204	49.0000	41.3
2	0.0408	24.5000	36.2
3	0.0612	16.3333	34.4
4	0.0816	12.2500	33.4
5	0.1020	9.8000	33.1
6	0.1224	8.1667	32.0
7	0.1429	7.0000	31.2
8	0.1633	6.1250	30.2
9	0.1837	5.4444	30.2
10	0.2041	4.9000	29.3
11	0.2245	4.4545	28.6
12	0.2449	4.0833	28.2
13	0.2653	3.7692	27.4
14	0.2857	3.5000	27.3
15	0.3061	3.2667	27.2
16	0.3265	3.0625	27.2
17	0.3469	2.8824	27.0
18	0.3673	2.7222	27.0
19	0.3878	2.5789	27.0
20	0.4082	2.4500	26.5
21	0.4286	2.3333	26.4
22	0.4490	2.2273	26.2
23	0.4694	2.1304	26.2
24	0.4898	2.0417	25.7
25	0.5102	1.9600	25.6
26	0.5306	1.8846	25.6
27	0.5510	1.8148	25.4
28	0.5714	1.7500	24.9
29	0.5918	1.6897	24.5
30	0.6122	1.6333	24.2
31	0.6327	1.5806	23.9
32	0.6531	1.5313	23.8
33	0.6735	1.4848	23.7
34	0.6939	1.4412	23.6
35	0.7143	1.4000	23.4
36	0.7347	1.3611	23.4
37	0.7551	1.3243	23.3
38	0.7755	1.2895	22.2
39	0.7959	1.2564	22.2
40	0.8163	1.2250	21.8
41	0.8367	1.1951	21.3
42	0.8571	1.1667	21.3
43	0.8776	1.1395	20.4
44	0.8980	1.1136	19.9
45	0.9184	1.0889	18.2
46	0.9388	1.0652	16.5
47	0.9592	1.0426	15.9
48	0.9796	1.0208	13.4
n=	48	Media Yí	25.8
C s(Yí)	-0.1303	Desv. Est.(Yí)	5.1821

Fuente: Elaboración Propia

Nota:

Es recomendable hallar la precipitación estimada (X_e) para los 48 datos observados.

Resumen de precipitaciones máximas, hallados con diferentes distribuciones de probabilidad:

Cuadro 16: Precipitación máxima, Estación Pocoaque

TR Años	Probabilidad	Log- Normal 2 Parámetros	Log- Normal 3 Parámetros	Log Pearson Tipo-III	Gumbel
2	0.5	25.65	25.65	26.42	24.93
5	0.2	30.55	30.16	30.62	29.51
10	0.1	33.47	32.66	32.59	32.54
20	0.05	36.10	34.80	34.07	35.45
50	0.02	39.30	37.30	35.57	39.22
100	0.01	41.59	39.01	36.47	42.04
500	0.002	46.63	42.62	38.02	48.56
1000	0.001	48.73	44.06	38.53	51.36

Fuente: Elaboración Propia

4.3 SELECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD TEORICA

Una vez calculada las precipitaciones máximas, para diferentes periodos de retorno, se realiza como siguiente paso la selección de la función de distribución que más se ajusta a las diferentes pruebas, el más representativo en hidrología estadística es la prueba de bondad de ajuste que se menciona seguidamente.

4.3.1 PRUEBA DE BONDAD Y AJUSTE

La prueba de bondad de ajuste es la prueba de hipótesis para el presente estudio realizó la prueba de bondad y ajuste de **Kolmogorov Smirnov** la cual como sabemos consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia $\Delta=|F(Z)-P(X)|$, entre la función de distribución observada y la estimada, respecto a una probabilidad, para este ajuste se tuvo que ordenar los datos en forma ascendente (de menor a mayor), calcular la probabilidad usando la fórmula de Weibull de la (ecuación 2.55):

$$P(x) = \frac{m}{n + 1}$$

Se calculó la probabilidad teórica, mediante el valor de z que es la variable normal estandarizada.

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

Y F(z) se calcula mediante tablas de la variable z, luego se realiza una diferencia para hallar el máximo valor absoluto de $\Delta = |F(Z) - P(X)|$, de igual forma para hallar el valor crítico se utilizó la siguiente ecuación, para a 5%=nivel de significancia:

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{n}}, \quad n \text{ es numero de datos observados}$$

Por tanto, el criterio para la toma de la decisión entre las dos hipótesis será de la forma:

Si $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_0$, se acepta la hipótesis con un nivel de significancia de a %

Si $\Delta_{m\acute{a}x} > \Delta_0$, se rechaza la hipótesis con un nivel de significancia de a%

Proceso de cálculo (Estación Pocoaque- log normal de 2 parámetros)

Para ello ver el cuadro n° 17

- 1) En la columna A colocar el número de orden de los datos a analizar, esto será representado por m; m=1, m=2, m=3,... hasta, ... m=48
- 2) En la columna B colocar el logaritmo natural de los datos observados en orden ascendente Ln(Xi), en la columna E se muestran los logaritmos naturales de Xi (Ln Xi), que son los mismos mostrados en el cuadro n° 14 con la única diferencia que estos son ordenados de menor a mayor.
- 3) En la columna C hallar la probabilidad P(x) esto es igual a:

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

$$P = \frac{1}{48 + 1} = 0.0204; P = \frac{2}{48 + 1} = 0.04082$$

$$\text{hasta } m = 48; \dots P = \frac{48}{48 + 1} = 0.9796$$

- 4) En la columna D hallar la variable estandarizada z, esto es calculado con la ecuación n° (2.21)

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

Reemplazando valores como la media y desviación estándar y el valor de $y = \ln x$, ese tiene el valor de la media y de la desviación Estándar:

Media= 3.2293

Desv. Estándar= 0.2080

$$z = \frac{2.60 - 3.2293}{0.2080} = -3.0481$$

Así para cada uno de los valores, hasta llegar al valor número 48.

- 5) En la columna E calcular el valor de F(z) tener en cuenta que para (-z):

$$F(-z)=1-F(z)$$

Como contamos con $z = -3.0481$

Y un nivel de significancia del 5% tenemos y con $n=48$ datos observados en tabla.

Interpolando según la tabla N° B-03 del anexo B tenemos:

$$F(z) = 0.998856 + \frac{(0.999184 - 0.998856)}{(3.1 - 3.0)} \times (3.05 - 3.0)$$

$$F(z) = 0.9990$$

Como z es negativa tenemos:

$$F(-z) = 1 - 0.9990 \rightarrow F(-z) = 0.0010$$

Existe una ligera variación en el valor de F(z) debido a que fue hallado directamente con Microsoft Excel, pero no altera el resultado de la prueba.

- 6) En la columna F se realiza una resta entre el valor calculado y el valor tabulado $\Delta = |F(Z) - P(X)|$, de ahí se elige el valor mayor de las 48 calculadas, para este ejemplo es el de orden $m=12$ que tiene un valor máximo de:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0.1039$$

Este valor se debe de comparar con el valor crítico esto se determina con la ecuación:

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{n}}; \Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{48}} = 0.1963$$

$$\Delta_0 = 0.1963$$

- 7) Una vez obtenido los valores máximos y críticos se pasa a un criterio de decisión:

Si: Si $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_0$, se acepta la hipótesis con un nivel de significancia de α %

Si $\Delta_{m\acute{a}x} > \Delta_0$, se rechaza la hipótesis con un nivel de significancia de $\alpha\%$

si es así se debe de probar con otra distribución.

$$\Delta_{m\acute{a}x} < \Delta_0$$

$$0.1039 < 0.1963$$

Se concluye que los datos de precipitación se ajustan a la distribución log normal de 2 parámetros, con un nivel de significancia del 5% o una probabilidad de 95%

El resumen de todo el proceso se muestra en el cuadro n° 22 para todas las distribuciones.

Cuadro 17: Prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov - Smirnov, Distribución log normal de 2 parámetros.

ESTACIÓN POCOQUE

m	Ln(Xi)	P(x)=m/(n+1)	Z=(X-X)/S	F(Z)	Δ= F(Z)-P(X)
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
1	2.60	0.0204	-3.0481	0.0010	0.0194
2	2.77	0.0408	-2.2257	0.0130	0.0278
3	2.80	0.0612	-2.0476	0.0203	0.0409
4	2.90	0.0816	-1.5762	0.0575	0.0241
5	2.99	0.1020	-1.1468	0.1257	0.0237
6	3.02	0.1224	-1.0275	0.1521	0.0296
7	3.06	0.1429	-0.8200	0.2061	0.0633
8	3.06	0.1633	-0.8200	0.2061	0.0429
9	3.08	0.1837	-0.7084	0.2393	0.0557
10	3.10	0.2041	-0.6210	0.2673	0.0632
11	3.10	0.2245	-0.6210	0.2673	0.0428
12	3.15	0.2449	-0.3885	0.3488	0.1039
13	3.15	0.2653	-0.3679	0.3565	0.0912
14	3.15	0.2857	-0.3679	0.3565	0.0708
15	3.16	0.3061	-0.3270	0.3718	0.0657
16	3.17	0.3265	-0.3066	0.3796	0.0530
17	3.17	0.3469	-0.2864	0.3873	0.0403
18	3.17	0.3673	-0.2662	0.3950	0.0277
19	3.19	0.3878	-0.2063	0.4183	0.0305
20	3.20	0.4082	-0.1470	0.4416	0.0334
21	3.21	0.4286	-0.0692	0.4724	0.0439
22	3.23	0.4490	0.0264	0.5105	0.0616
23	3.24	0.4694	0.0641	0.5256	0.0562
24	3.24	0.4898	0.0641	0.5256	0.0358
25	3.25	0.5102	0.0829	0.5330	0.0228
26	3.27	0.5306	0.1755	0.5697	0.0390
27	3.27	0.5510	0.1755	0.5697	0.0186
28	3.27	0.5714	0.2121	0.5840	0.0125
29	3.28	0.5918	0.2302	0.5910	0.0008
30	3.30	0.6122	0.3201	0.6256	0.0133
31	3.30	0.6327	0.3201	0.6256	0.0071
32	3.30	0.6531	0.3201	0.6256	0.0275
33	3.30	0.6735	0.3556	0.6389	0.0345
34	3.30	0.6939	0.3556	0.6389	0.0550
35	3.31	0.7143	0.3732	0.6455	0.0688
36	3.31	0.7347	0.3908	0.6520	0.0827
37	3.34	0.7551	0.5292	0.7017	0.0534
38	3.35	0.7755	0.5969	0.7247	0.0508
39	3.38	0.7959	0.7131	0.7621	0.0338
40	3.41	0.8163	0.8586	0.8047	0.0116
41	3.41	0.8367	0.8586	0.8047	0.0320
42	3.44	0.8571	1.0152	0.8450	0.0121
43	3.47	0.8776	1.1369	0.8722	0.0053
44	3.50	0.8980	1.2994	0.9031	0.0051
45	3.51	0.9184	1.3428	0.9103	0.0080
46	3.54	0.9388	1.4846	0.9312	0.0076
47	3.59	0.9592	1.7299	0.9582	0.0010
48	3.72	0.9796	2.3635	0.9909	0.0114
prom.	3.2293			Valor Max.=	0.1039
Desv. Est	0.2080			Valor Critico=	0.1963
Cs	-0.5672			Hipotesis=	Se Acepta

Fuente: Elaboración Propia

Proceso de cálculo (Estación Pocoaque- log normal de 3 parámetros)

Los cálculos serán.

- 1) En las columnas A, C se muestran los datos y el proceso de cálculo son iguales a ítem 1, 3 de log normal de 2 parámetros.
- 2) En la columna B se muestra el logaritmo natural de los datos observados menos el parámetro de posición en orden ascendente.
- 3) En la columna D se muestra valores hallados por la ecuación n° (2.26) que nos da la variable estandarizada z:

$$z = \frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y}$$

Contamos con la media y desviación estándar según el cuadro n° 18

Media= 4.0305

Desv. Estandar= 0.0906

$$z = \frac{2.60 - 2.2445}{0.2080} = -3.1216$$

- 4) Para calcular E tenemos que hallar el F(z), mediante la tabla B-03 del anexo B, y esto es igual a:

En la tabla B-03 se muestra para valores de z=-2.33 para hallar F(z), contamos con un nivel de significancia de **α = 0.05**

z	α = 0.05
2.6	0.995975
2.68	¿?=interpolando
2.7	0.997020

$$F(z) = 0.995975 + \frac{(0.997020 - 0.995975)}{(2.7 - 2.6)} \times (2.68 - 2.6)$$

$$F(z) = 0.9969$$

Como z es negativo:

$$F(-z) = 1 - 0.9969 = 0.0031$$

Esta operación se realiza para los 48 datos observados en el cuadro n° 18

- 5) En la columna F se realiza una resta entre el valor calculado y el valor tabulado $\Delta = |F(Z) - P(X)|$, de ahí se elige el valor mayor de las 48 calculadas, para este ejemplo es el de orden $m=36$ que tiene un valor máximo de:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0.0954$$

- 6) Este valor se debe de comparar con el valor crítico esto se determina con la ecuación:

$$\Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{n}}; \Delta_0 = \frac{1.36}{\sqrt{48}} = 0.1962$$

$$\Delta_0 = 0.1963$$

- 7) Una vez obtenido los valores máximos y críticos se pasa a un criterio de decisión como:

Si:

$\Delta_{m\acute{a}x} < \Delta_0$ ===== se dice que el ajuste **es** bueno con un nivel de significancia $\alpha\%$

$\Delta_{m\acute{a}x} > \Delta_0$ ===== se dice que el ajuste **no** es bueno con un nivel de significancia $\alpha\%$,

si es así se debe de probar con otra distribución.

$$\Delta_{m\acute{a}x} < \Delta_0$$

$$0.0954 < 0.1963$$

Se concluye que los datos de precipitación se ajustan a la distribución log normal de 3 parámetros, con un nivel de significancia del 5% o una probabilidad de 95%

El resumen de todo el proceso se muestra en el cuadro n° 22 para todas las distribuciones.

Proceso de cálculo (Estación Pocoaque- log Pearson tipo III y Gumbel)

El proceso de cálculo para las distribuciones del log Pearson tipo III y Gumbel son similares teniendo que hallar el valor estandarizado de Z de acuerdo a las ecuaciones n° 2.38, 2.42, 2.43 y 2.44

Cuadro 18: Prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov - Smirnov, Distribución log normal de 3 parámetros.

ESTACIÓN POCOQUE

m	$Y_i = \ln(X_i - X_0)$	$P(x) = m/(n+1)$	$Z = (X - X)/S$	F(Z)	$\Delta = F(Z) - P(X) $
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
1	3.79	0.0204	-2.6847	0.0031	0.0173
2	3.84	0.0408	-2.0765	0.0189	0.0219
3	3.86	0.0612	-1.9354	0.0265	0.0348
4	3.89	0.0816	-1.5451	0.0612	0.0205
5	3.92	0.1020	-1.1681	0.1214	0.0193
6	3.93	0.1224	-1.0597	0.1446	0.0222
7	3.95	0.1429	-0.8671	0.1930	0.0501
8	3.95	0.1633	-0.8671	0.1930	0.0297
9	3.96	0.1837	-0.7615	0.2232	0.0395
10	3.97	0.2041	-0.6778	0.2490	0.0449
11	3.97	0.2245	-0.6778	0.2490	0.0245
12	3.99	0.2449	-0.4507	0.3261	0.0812
13	3.99	0.2653	-0.4303	0.3335	0.0682
14	3.99	0.2857	-0.4303	0.3335	0.0478
15	4.00	0.3061	-0.3896	0.3484	0.0423
16	4.00	0.3265	-0.3693	0.3559	0.0294
17	4.00	0.3469	-0.3491	0.3635	0.0166
18	4.00	0.3673	-0.3289	0.3711	0.0038
19	4.01	0.3878	-0.2684	0.3942	0.0064
20	4.01	0.4082	-0.2083	0.4175	0.0093
21	4.02	0.4286	-0.1286	0.4488	0.0202
22	4.03	0.4490	-0.0299	0.4881	0.0391
23	4.03	0.4694	0.0094	0.5037	0.0344
24	4.03	0.4898	0.0094	0.5037	0.0139
25	4.03	0.5102	0.0290	0.5116	0.0013
26	4.04	0.5306	0.1263	0.5503	0.0197
27	4.04	0.5510	0.1263	0.5503	0.0008
28	4.05	0.5714	0.1650	0.5655	0.0059
29	4.05	0.5918	0.1843	0.5731	0.0187
30	4.06	0.6122	0.2803	0.6104	0.0018
31	4.06	0.6327	0.2803	0.6104	0.0223
32	4.06	0.6531	0.2803	0.6104	0.0427
33	4.06	0.6735	0.3185	0.6250	0.0485
34	4.06	0.6939	0.3185	0.6250	0.0689
35	4.06	0.7143	0.3376	0.6322	0.0821
36	4.06	0.7347	0.3566	0.6393	0.0954
37	4.08	0.7551	0.5074	0.6941	0.0610
38	4.08	0.7755	0.5821	0.7197	0.0558
39	4.09	0.7959	0.7116	0.7616	0.0343
40	4.11	0.8163	0.8758	0.8094	0.0069
41	4.11	0.8367	0.8758	0.8094	0.0273
42	4.13	0.8571	1.0555	0.8544	0.0027
43	4.14	0.8776	1.1972	0.8844	0.0068
44	4.16	0.8980	1.3890	0.9176	0.0196
45	4.16	0.9184	1.4408	0.9252	0.0068
46	4.18	0.9388	1.6116	0.9465	0.0077
47	4.20	0.9592	1.9125	0.9721	0.0129
48	4.28	0.9796	2.7231	0.9968	0.0172
prom.	4.0305			Valor Max.=	0.0954
Desv. Est	0.0906			Valor Critico=	0.1963
Xo	-30.736			Hipotesis=	Se Acepta

Fuente: Elaboración Propia
Cuadro 19: Prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov - Smirnov, Distribución log Pearson tipo III.

ESTACIÓN POCOAQUE

m	Ln(X)	P(x)=m/(n+1)	G(y)	$\Delta= F(Z)-P(X) $
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
1	2.60	0.0204	0.0000	0.0204
2	2.77	0.0408	0.0023	0.0385
3	2.80	0.0612	0.0057	0.0556
4	2.90	0.0816	0.0351	0.0466
5	2.99	0.1020	0.1091	0.0071
6	3.02	0.1224	0.1400	0.0176
7	3.06	0.1429	0.2041	0.0612
8	3.06	0.1633	0.2041	0.0408
9	3.08	0.1837	0.2433	0.0597
10	3.10	0.2041	0.2761	0.0720
11	3.10	0.2245	0.2761	0.0516
12	3.15	0.2449	0.3693	0.1244
13	3.15	0.2653	0.3779	0.1126
14	3.15	0.2857	0.3779	0.0921
15	3.16	0.3061	0.3949	0.0888
16	3.17	0.3265	0.4034	0.0769
17	3.17	0.3469	0.4119	0.0650
18	3.17	0.3673	0.4204	0.0530
19	3.19	0.3878	0.4456	0.0578
20	3.20	0.4082	0.4704	0.0623
21	3.21	0.4286	0.5029	0.0743
22	3.23	0.4490	0.5421	0.0932
23	3.24	0.4694	0.5574	0.0880
24	3.24	0.4898	0.5574	0.0676
25	3.25	0.5102	0.5649	0.0547
26	3.27	0.5306	0.6012	0.0706
27	3.27	0.5510	0.6012	0.0502
28	3.27	0.5714	0.6152	0.0438
29	3.28	0.5918	0.6221	0.0303
30	3.30	0.6122	0.6552	0.0430
31	3.30	0.6327	0.6552	0.0226
32	3.30	0.6531	0.6552	0.0022
33	3.30	0.6735	0.6679	0.0056
34	3.30	0.6939	0.6679	0.0260
35	3.31	0.7143	0.6741	0.0402
36	3.31	0.7347	0.6802	0.0545
37	3.34	0.7551	0.7260	0.0291
38	3.35	0.7755	0.7469	0.0286
39	3.38	0.7959	0.7802	0.0157
40	3.41	0.8163	0.8176	0.0012
41	3.41	0.8367	0.8176	0.0192
42	3.44	0.8571	0.8524	0.0048
43	3.47	0.8776	0.8757	0.0018
44	3.50	0.8980	0.9023	0.0043
45	3.51	0.9184	0.9085	0.0098
46	3.54	0.9388	0.9267	0.0121
47	3.59	0.9592	0.9510	0.0082
48	3.72	0.9796	0.9844	0.0048
prom.	3.2293		Valor Max.=	0.1244
Desv. Est	0.2058		Valor Critico=	0.1963
Cs	-0.5672		Hipotesis=	Se Acepta
param. Forma Y =	17.9563			
param. Escala β =	0.0477			
Param. Posición X_0 =	2.3727			

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 20: Prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov - Smirnov, Distribución valor extremo tipo I o Gumbel

ESTACIÓN POCOACQUE

m	Xi	P(x)=m/(n+1)	F(x)	$\Delta= F(x)-P(X) $
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
1	13.40	0.0204	0.0000	0.0204
2	15.90	0.0408	0.0015	0.0393
3	16.50	0.0612	0.0037	0.0575
4	18.20	0.0816	0.0255	0.0561
5	19.90	0.1020	0.0900	0.0121
6	20.40	0.1224	0.1191	0.0034
7	21.30	0.1429	0.1821	0.0393
8	21.30	0.1633	0.1821	0.0189
9	21.80	0.1837	0.2221	0.0384
10	22.20	0.2041	0.2559	0.0518
11	22.20	0.2245	0.2559	0.0314
12	23.30	0.2449	0.3541	0.1092
13	23.40	0.2653	0.3632	0.0979
14	23.40	0.2857	0.3632	0.0775
15	23.60	0.3061	0.3814	0.0753
16	23.70	0.3265	0.3905	0.0640
17	23.80	0.3469	0.3996	0.0527
18	23.90	0.3673	0.4087	0.0413
19	24.20	0.3878	0.4357	0.0479
20	24.50	0.4082	0.4624	0.0542
21	24.90	0.4286	0.4973	0.0687
22	25.40	0.4490	0.5394	0.0904
23	25.60	0.4694	0.5557	0.0863
24	25.60	0.4898	0.5557	0.0659
25	25.70	0.5102	0.5637	0.0535
26	26.20	0.5306	0.6026	0.0720
27	26.20	0.5510	0.6026	0.0516
28	26.40	0.5714	0.6176	0.0461
29	26.50	0.5918	0.6249	0.0330
30	27.00	0.6122	0.6600	0.0478
31	27.00	0.6327	0.6600	0.0274
32	27.00	0.6531	0.6600	0.0070
33	27.20	0.6735	0.6734	0.0001
34	27.20	0.6939	0.6734	0.0205
35	27.30	0.7143	0.6799	0.0343
36	27.40	0.7347	0.6864	0.0483
37	28.20	0.7551	0.7344	0.0207
38	28.60	0.7755	0.7561	0.0194
39	29.30	0.7959	0.7905	0.0055
40	30.20	0.8163	0.8285	0.0121
41	30.20	0.8367	0.8285	0.0083
42	31.20	0.8571	0.8634	0.0062
43	32.00	0.8776	0.8864	0.0089
44	33.10	0.8980	0.9123	0.0143
45	33.40	0.9184	0.9183	0.0001
46	34.40	0.9388	0.9356	0.0032
47	36.20	0.9592	0.9583	0.0009
48	41.30	0.9796	0.9880	0.0084
prom.	25.7833		Valor Max.=	0.1092
Desv. Est	5.1278		Valor Critico=	0.1963
α	4.0405		Hipotesis=	Se Acepta
μ	23.4511			

Fuente: Elaboración Propia

Los parámetros como media desviación estándar, posición se muestran en el siguiente cuadro para las diferentes funciones de distribución:

Cuadro 21: Parámetros y Valores de Distribuciones Estación Pocoaque

Distribución	Parámetro	Valor
Log normal 2 parámetros	Media	3.2293
	Desv. estándar	0.2080
Log normal 3 parametros	Media	4.0305
	Desv. estándar	0.0906
	Posición $X_0 =$	-30.736
Pearson tipo III	Forma $\gamma =$	17.9563
	Escala $\beta =$	0.0477
	Posición $X_0 =$	2.3727
Extrema tipo I o Gumbel	Posición μ	23.4511
	Escala α	4.0405

Fuente: Elaboración Propia

La elección de la función de distribución será aquella que mayor diferencia presente entre el valor máximo menos el valor crítico y para el presente proyecto se con mayor diferencia a distribución de Log Normal 3 Parámetros.

Cuadro 22: Selección de Función de Distribución Estación Pocoaque

Distribución	Δ Max		Diferencia	Ajuste	Orden
Log normal 2 Param.	0.1039	0.1963	0.0924	Bueno	2
Log normal 3 Param.	0.0784	0.1963	0.1179	Bueno	1
Pearson tipo III	0.1244	0.1963	0.0719	Malo	4
Extrema tipo I o Gumbel	0.1092	0.1963	0.0871	Bueno	3

Fuente: Elaboración Propia

4.3.2 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN BASE AL PERIODO DE RETORNO

Una vez seleccionada la distribución se tiene las precipitaciones para diferentes periodos de retorno, tomando como base la distribución Log normal de 3 parámetros.

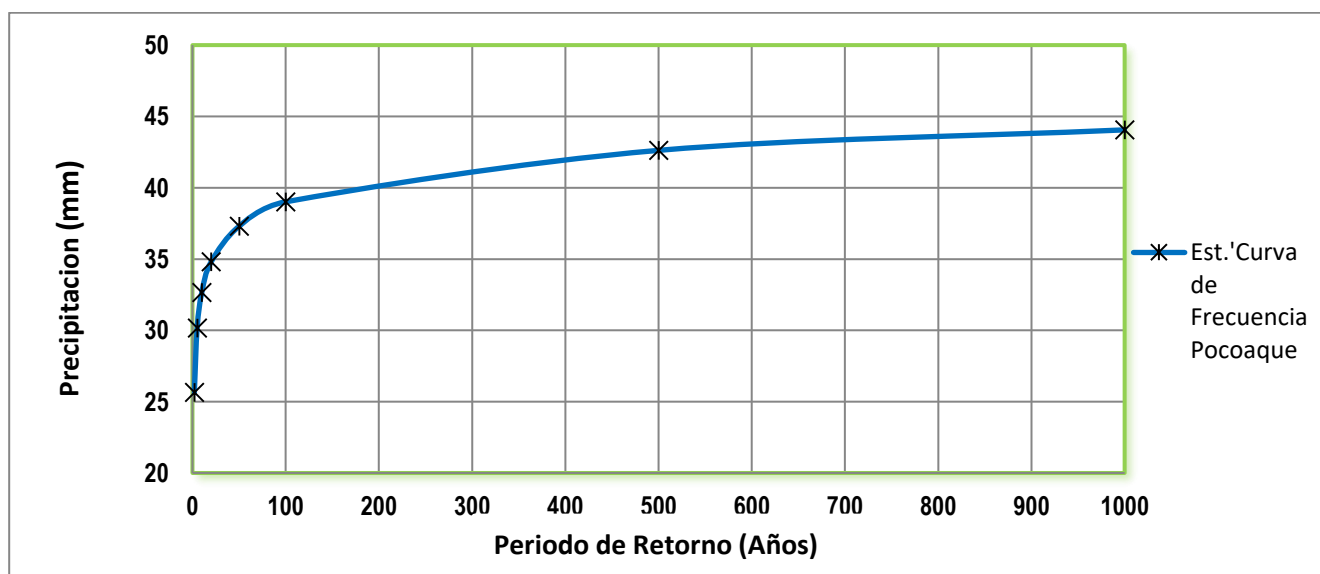
Los datos mostrados son calculados mediante factores de frecuencia, para diferentes periodos de retorno y son los mismo mostrados en los cuadro N° 23 con la única diferencia de que solo se muestran de la función seleccionada (Log Normal de 3 parámetros)

Cuadro 23: Precipitaciones en base al Periodo de retorno

TR Años	Probabilidad	Log Normal 3 Parámetros
2	0.5	25.65
5	0.2	30.16
10	0.1	32.66
20	0.05	34.80
50	0.02	37.30
100	0.01	39.01
500	0.002	42.62
1000	0.001	44.06

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 24: Curva de Frecuencia de las Precipitaciones Máximas en 24 horas Estación Pocoaque (Distribución Log Normal 3 Parámetros)



Fuente: Elaboración Propia

4.3.3 DISTRIBUCIÓN DE INTENSIDADES DE LLUVIA EN 24 HORAS

4.3.3.1 Distribución de Lluvia Basada en Perfiles de Lluvia Scs

Este método propuesto por el Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture (1986) actualmente NRCS, el cual desarrollo hietogramas para la distribución de precipitaciones y el cálculo de intensidades de lluvia, en nuestro

caso aplicaremos el factor de escala TIPO II. Recomendado para la Región de Puno por el Ver figura 6, en el cual se observa que el factor tipo II pertenece a condiciones climáticas similares a nuestro país (nuestra zona de estudio).

Como ejemplo se muestra sólo los cuadros de la estación Pocoaque

- 1) Seleccionar el factor de escala según la ubicación del área de estudio, para nuestro caso aplicaremos el factor tipo II por encontrarse condiciones climáticas similares con nuestra área de estudio, los factores están dado según el cuadro N° 01 o la página web:

http://www.hydrocalc.com/scs_rain/scs_rain.html

- 2) Multiplicar el factor de escala tipo II por la precipitación obtenida para cada periodo de retorno.
- 3) Restar la altura de precipitación acumulada entre el valor 1 y cero, seguido del segundo y el primero, así sucesivamente hasta llegar a las 24 horas. Así obtenemos los valores de la columna (5) de incremento de precipitación

$$0.00 - 0.00 = 0.00$$

$$0.28 - 0.00 = 0.28$$

$$0.59 - 0.28 = 0.31$$

Valores para
la columna E

- 4) Una vez obtenida los incrementos procedemos a graficar los hietogramas desde 1 hora a 24 horas, tomando como mayor valor de la intensidad el valor más alto dividido por el tiempo:

$$i_1 = \frac{10.95}{1} = 10.95 \text{ mm/hr ; para la } d = 1 \text{ hora de duración}$$

Para una duración de 2 horas dividir el valor sumado del valor de orden 1 con valor de orden 2= 2.90 así:

$$i_2 = \frac{10.95+2.90}{2} = 6.92 \text{ mm/hr ; para } d = 2 \text{ horas}$$

Para una duración de 3 horas dividir el valor sumado del valor de orden 1 mas valor de orden 2 mas valor de orden 3 así:

$$i_3 = \frac{10.95 + 2.90 + 1.41}{3} = 5.1 \text{ mm/hr ; para } d = 3 \text{ horas}$$

Y así sucesivamente hasta llegar a una duración de 24 horas o un día.

Paso N° 05: una vez hallado la intensidad de lluvia para cada hora procedemos a calcular la precipitación en horas se muestran los valores en la columna J así:

$$PP_{hrs} = I_{mm/hrs} * t_{hrs}$$

$$PP_{hrs} = 10.95 * 1 = 10.95 \text{ mm.}$$

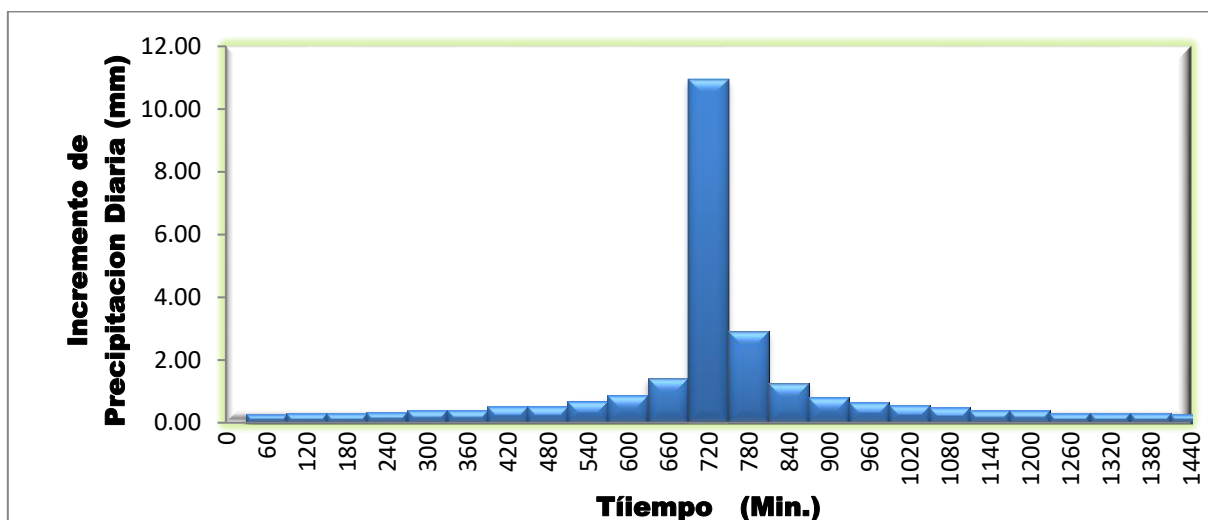
Los mismo se realiza para todos los periodos de retornos de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 100 años respectivamente para elaborar las curvas IDF.

Cuadro 25: Distribución SCS para la estación de Pocoaque T=2 años

PP (T=2) = 25.65 (mm)						Generación de Curvas IDF			
Horas	Minutos	Factor de esc. Tipo. II	Altura de Pp. acumulada	Incremento de PP	Intensidad (mm/hr)	Orden de Hietograma	t (hrs)	I (mm/h)	PP(mm)
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)				
0	0	0.000	0.00	0.00	0.00	23	1	11.0	11.0
1	60	0.011	0.28	0.28	0.28	21	2	6.9	13.9
2	120	0.023	0.59	0.31	0.31	19	3	5.1	15.3
3	180	0.035	0.90	0.31	0.31	17	4	4.1	16.5
4	240	0.048	1.23	0.33	0.33	15	5	3.5	17.4
5	300	0.064	1.64	0.41	0.41	13	6	3.0	18.2
6	360	0.080	2.05	0.41	0.41	11	7	2.7	18.9
7	420	0.100	2.56	0.51	0.51	9	8	2.4	19.5
8	480	0.120	3.08	0.51	0.51	7	9	2.2	20.0
9	540	0.147	3.77	0.69	0.69	5	10	2.1	20.6
10	600	0.181	4.64	0.87	0.87	3	11	1.9	21.1
11	660	0.236	6.05	1.41	1.41	1	12	1.8	21.6
12	720	0.663	17.01	10.95	10.95	2	13	1.7	22.0
13	780	0.776	19.90	2.90	2.90	4	14	1.6	22.4
14	840	0.825	21.16	1.26	1.26	6	15	1.5	22.8
15	900	0.856	21.96	0.80	0.80	8	16	1.5	23.2
16	960	0.881	22.60	0.64	0.64	10	17	1.4	23.5
17	1020	0.903	23.16	0.56	0.56	12	18	1.3	23.9
18	1080	0.922	23.65	0.49	0.49	14	19	1.3	24.2
19	1140	0.938	24.06	0.41	0.41	16	20	1.2	24.5
20	1200	0.953	24.44	0.38	0.38	18	21	1.2	24.8
21	1260	0.965	24.75	0.31	0.31	20	22	1.1	25.1
22	1320	0.977	25.06	0.31	0.31	22	23	1.1	25.4
23	1380	0.989	25.37	0.31	0.31	24	24	1.1	25.6
24	1440	1.000	25.65	0.28	0.28				
				25.65					

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 26: Hietograma Tipo II Distribución SCS Estación Pocoaque T=2 años.



Fuente: Elaboración Propia

4.3.3.2 Curvas IDF en base a intensidades de lluvia según perfiles de distribución SCS

Una vez generada las intensidades de lluvia según los hietogramas del método SCS se procede a graficar las curvas de intensidad para los diferentes periodos de retorno que van desde T=2 hasta T=1000, para nuestro estudio. Y duraciones que van de 1 hora hasta 24 horas.

Para la generación de curvas IDF se toman las intensidades calculadas por el método SCS de estados unidos, las cuales se muestra el cuadro n° 28

En el eje de las abscisas se encuentra la duración en horas, en el eje de las ordenadas se encuentra la intensidad de milímetros por hora, y cada curva representa a datos agrupados con un mismo periodo de retorno.

Cuadro 27: Datos de precipitación -Duración - Frecuencia (P-D-F) mm. 1-24 horas estación Pocoaque

TR.	PP24hr.	DURACIÓN DE PRECIPITACIÓN EN HORAS																							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
2	25.65	11.0	13.9	15.3	16.5	17.4	18.2	18.9	19.5	20.0	20.6	21.1	21.6	22.0	22.4	22.8	23.2	23.5	23.9	24.2	24.5	24.8	25.1	25.4	25.6
5	30.16	12.9	16.3	17.9	19.4	20.4	21.4	22.2	22.9	23.6	24.2	24.8	25.4	25.9	26.4	26.8	27.3	27.7	28.0	28.4	24.5	29.1	29.5	29.8	30.2
10	32.66	13.9	17.6	19.4	21.0	22.1	23.2	24.0	24.9	25.5	26.2	26.9	27.5	28.0	28.5	29.1	29.6	30.0	30.4	30.8	24.5	31.5	31.9	32.3	32.7
20	34.80	14.9	18.8	20.7	22.4	23.6	24.7	25.6	26.5	27.2	27.9	28.6	29.3	29.9	30.4	31.0	31.5	31.9	32.4	32.8	24.5	33.6	34.0	34.4	34.8
50	37.30	15.9	20.1	22.2	24.0	25.3	26.4	27.4	28.4	29.1	29.9	30.7	31.4	32.0	32.6	33.2	33.8	34.2	34.7	35.1	24.5	36.0	36.5	36.9	37.3
100	39.01	16.7	21.1	23.2	25.1	26.5	27.7	28.7	29.7	30.5	31.3	32.1	32.8	33.5	34.1	34.7	35.3	35.8	36.3	36.8	24.5	37.7	38.2	38.6	39.0
500	42.62	18.2	23.0	25.4	27.4	28.9	30.2	31.4	32.4	33.3	34.2	35.1	35.9	36.6	37.3	37.9	38.6	39.1	39.6	40.1	24.5	41.2	41.7	42.2	42.6
1000	44.06	18.8	23.8	26.2	28.4	29.9	31.2	32.4	33.5	34.4	35.4	36.3	37.1	37.8	38.5	39.2	39.9	40.4	41.0	41.5	24.5	42.6	43.1	43.6	44.1

Fuente: Elaboración Propia

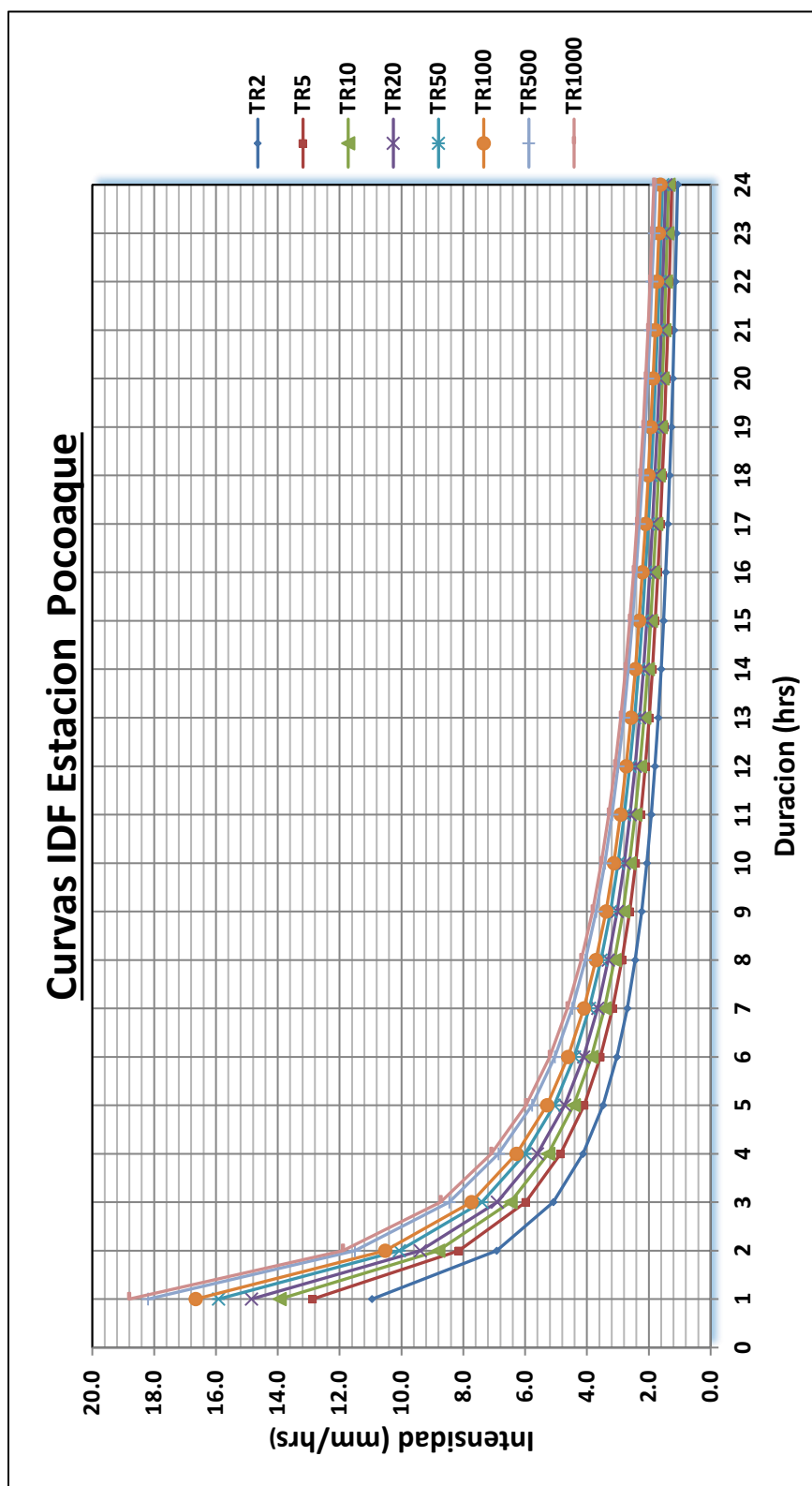
Cuadro 28: Datos de Intensidad -Duración - Frecuencia (I-D-F) (mm/hr.) 1-24 horas estación Pocoaque

TR.	I	DURACIÓN DE INTENSIDAD EN HORAS																							
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
2	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440	
2	11.0	6.9	5.1	4.1	3.5	3.0	2.7	2.4	2.2	2.1	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	
5	12.9	8.1	6.0	4.9	4.1	3.6	3.2	2.9	2.6	2.4	2.3	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	
10	13.9	8.8	6.5	5.3	4.4	3.9	3.4	3.1	2.8	2.6	2.4	2.3	2.2	2.0	1.9	1.8	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	
20	14.9	9.4	6.9	5.6	4.7	4.1	3.7	3.3	3.0	2.8	2.6	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	
50	15.9	10.1	7.4	6.0	5.1	4.4	3.9	3.5	3.2	3.0	2.8	2.6	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.6	1.6	
100	16.7	10.5	7.7	6.3	5.3	4.6	4.1	3.7	3.4	3.1	2.9	2.7	2.6	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.7	1.7	1.6	
500	18.2	11.5	8.5	6.9	5.8	5.0	4.5	4.1	3.7	3.4	3.2	3.0	2.8	2.7	2.5	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.8	
1000	18.8	11.9	8.7	7.1	6.0	5.2	4.6	4.2	3.8	3.5	3.3	3.1	2.9	2.8	2.6	2.5	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	2.0	1.9	1.8	

Fuente: Elaboración Propia

Para ver las curvas de intensidad, duración y frecuencia, Ver figura N° 24

Figura 24: Curvas IDF estación Pocoaques



Fuente: Elaboración Propia

4.4 SELECCIÓN DE PERIODOS DE RETORNO

La Vida esperada (n) o el Tiempo de exposición, son definidas por las características de la Estructura.

El riesgo de falla (R), trata de mostrar el grado de vulnerabilidad.

Cuadro 29 periodos de retorno según estructura de obra

ESTRUCTURA		T (años)
Caudales de Proyecto:		
Vertedor de grandes presas.		10000
Vertedor de una presa de tierra.		1000
Vertedor de una presa de concreto.		500
Galerías de aguas pluviales.		5 a 20
Bocatomas.		25 a 75
Pequeñas presas para abastecimiento de agua.		50 a 100
Puentes en carreteras importantes.		51 a 100
Puentes en carreteras comunes.		25
Lluvias de Proyecto:		
Pequeños canales sin dique:	Area rural.	5
	Area Urbana	10
Canales grandes sin dique:	Area rural.	10
	Area Urbana	25
Pequeños canales con dique:	Area rural.	10
	Area Urbana	50
Canales grandes con dique:	Area rural.	50
	Area Urbana	100

Bajo este criterio de riesgos admisible en base a la vida útil de la obra se puede seleccionar el periodo de retorno

El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla de acuerdo a factores económicos, sociales y técnicos.

Por esta razón se genera caudales **para periodos de retorno; 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000** años, teniendo en cuenta el tipo de obra a construirse mencionadas el cuadro adjunto.

4.5 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE LA GEOMORFOLOGIA DE LA CUENCA

Morfología de la cuenca, La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de las cuencas.

Cuadro 30 : Parámetros geomorfológicos de la Subcuenca - Collini

Nombre de la Cuenca	Puntos de interes	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA								
		Area Total de Cuenca (km ²)	Perimetro Total de la Cuenca (Km)	Longitud del Cauce Principal (km)	FORMA DE CUENCA			SISTEMA DE DRENAJE		Pendiente Promedio Ic
					Ancho de la Cuenca	Coefficiente de Compacidad Kc	Factor de Forma	Nº de Ramificaciones	Densidad de Drenaje Dd	
Sub Cuenca Collini	rio collini	58.23	38.59	10.91	5.34	1.43	0.49	3	0.4868	0.0307

Fuente: Elaboración Propia

4.6 METODO GENERACION DE CAUDALES, HIDROGRAMA SINTETICO TRIANGULAR DEL (SCS)

El Método es utilizado para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, y es la consolidación de diversos procedimientos, se aplica principalmente en los estudios de máximas avenidas en cuencas sin afloros.

En el Método SCS, se denomina **COMPLEJO HIDROLOGICO SUELO-VEGETACION**, a una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento, y se designa con las letras CN.

1. Definición de parámetros del hidrograma unitario - método SCS

Básicamente el método consiste en estimar un hidrograma triangular unitario sintético a partir de las características físicas de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva, las cuales convolucionan para producir un hidrograma compuesto de la avenida.

Las relaciones matemáticas son:

Cuadro 31: relaciones Matemáticas del hidrograma unitario (SCS)

<u>RELACIONES MATEMATICAS</u>		
Tc=	32.204	Tiempo de Concetracion (hrs)
S=(1000/CN)-10	2.20	CN= recomendado por ANA, para zona sur de la region de puno
Tr=0.6*Tc	19.32	Tiempo de retardo (hrs)
D=0.40*Tr	7.73	Duracion de incremento unitario (hrs)
Tp=3*D	23.19	Tiempo pico del hidrograma (hrs)
Tb=2.67*Tp	61.91	Tiempor Base del Hidrograma(hrs)

Fuente: Elaboración Propia

La estimación de CN es un paso importante del método, por su influencia sobre el resultado final.

En general, el caudal pico calculado por el Método SCS corresponde al período de retorno de la precipitación utilizada para su aplicación. De esta manera pueden calcularse avenidas para diferentes períodos de retorno.

La precipitación utilizada en el método es aquella con duración de 24 horas, dato obtenible con un simple pluviómetro.

La escorrentía directa en mm, está dada por la siguiente expresión:

$$Pe_i = \frac{(P_i - 5.08 S)^2}{(P_i - 20.32 S)}$$

Donde: P_i es la precipitación acumulada hasta el incremento de tiempo i .

Cuadro 32: Precipitación Máximas Para Diferentes Peridos De Retorno

	PRECIPITACION EFECTIVA PARA DIFERENTE PERIODOS DE RETORNO (mm)							
	2	5	10	20	50	100	500	1000
TR								
Precipitacion	25.65	30.16	32.66	34.80	37.30	39.01	42.62	44.06
Pei	2.99	5.14	6.58	7.96	9.73	11.05	14.10	15.41

Fuente: Elaboración Propia

El incremento de escorrentía en el período i será entonces:

$$\Delta Pe_i = Pe_i - Pe_{i-1}$$

El caudal pico del hidrograma que comienza en el período i será igual a:

$$Q_{Pi} = \frac{0.208 \Delta Pe_i A}{T_p}$$

Cuadro 33: caudales máximos de avenidas para sub cuenca Collini

CAUDALES MAXIMO DE AVENIDAS (m3/s) Sub Cuenca Collini								
Periodo Tr	2	5	10	20	50	100	500	1000
$Q_p = \frac{0.208 * \Delta Pe * A}{T_p}$	1.6	2.7	3.4	4.2	5.1	5.8	7.4	8.1

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 34: caudales máximos de avenidas para diferentes periodos de retorno

CAUDALES MAXIMO DE AVENIDAS (m3/s) Sub Cuenca Kollini	
TR(años)	Q(m3/s)
2	1.56
5	2.69
10	3.44
20	4.16
50	5.08
100	5.77
500	7.36
1000	8.05

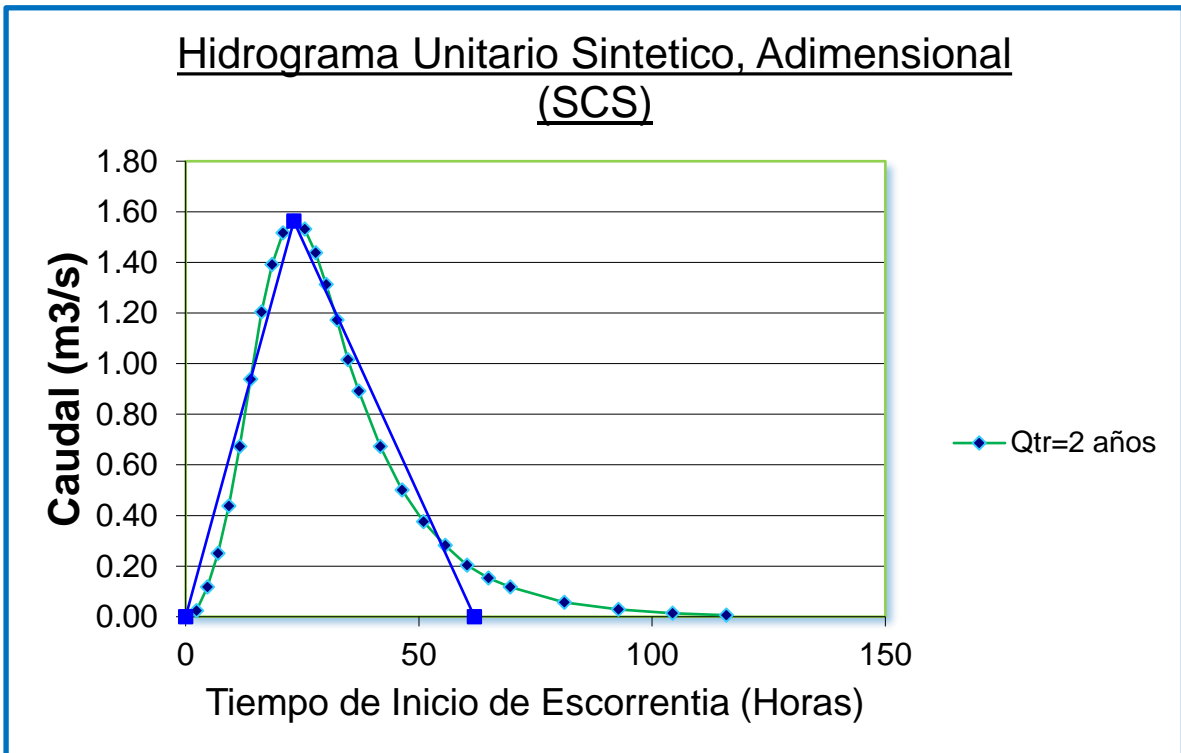
Fuente: Elaboración Propia

2. Mediante el Hidrograma Adimensional (SCS)

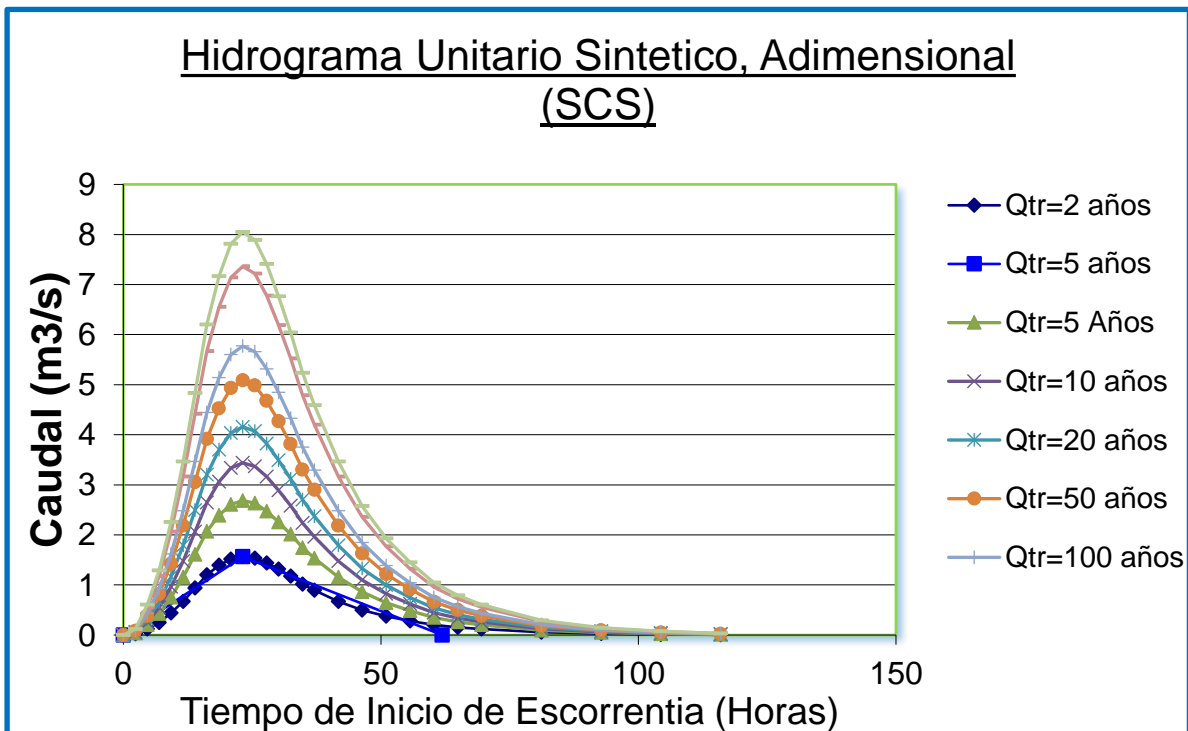
Más abajo puede verse la "suavización" del hidrograma triangular por el método del Hidrograma Adimensional del SCS.

Puedes introducir nuevos Datos de Entrada , y se modificarán los resultados y los gráficos

Figura 25: Hidrograma unitario sintético metodo (SCS)



Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES

Se concluye que la aplicación de precipitaciones de máximas de 24 horas al no existir datos hidrométricos como entrada, puede ser utilizada como datos confiables y consistentes para generar caudales máximos de avenidas de diseño.

Sobre objetivos:

- Del análisis a las precipitaciones máximas de 24 horas efectuado se considera homogéneo y consistentes como datos para la generación de caudales máximos de diseño para periodos retornos aplicando el método de Soil Conservation Service (SCS), resultando para; Tr.2años=1.56m³/seg, Tr.5años=2.69m³/seg., Tr.10años=3.44m³/seg., Tr.20años=4.16m³/seg, Tr.50años=5.08m³/seg., Tr.100años=5.77m³/seg., Tr.500años=7.36m³/seg., y Tr.1000años=8.05m³/seg., quedando a criterio la selección del valor de periodo de retorno según la importancia de obra hidráulica.
- Al no existir datos hidrométricos en la cuenca, se demuestra que se puede utilizar las precipitaciones máximas de 24 horas como datos de entrada para la generación de caudales de máximas avenidas de diseño hidráulico.
- Las precipitaciones máximas de 24 horas de la estación Pocoaque para diferentes periodos de retorno, es consistente y ante la prueba de bondad la que mejor se ajusta es la distribución estadística de Log Normal 3 Parámetros. Llegando a seleccionar como dato confiable para la generación de caudales.
- La influencia de la geomorfología física de la cuenca demuestra que su coeficiente de Compacidad (Kc) es 1.43, que muestra que el tiempo de concentración es moderado por ser cuenca semi alargada, de menor tendencia a crecidas, su factor de forma (Ff) es 0.49 que muestra ser una cuenca con salida esquinada y la densidad de drenaje (Dd) es 0.48 km/km² que se asume que es una hoya con drenaje pobre, de su análisis se demuestra que al generar la transformación de escorrentía a caudales máximos de avenidas de diseño es mínima.

RECOMENDACIONES

- Los buenos resultados obtenidos en esta investigación recomiendan que en trabajos futuros se haga la investigación de la aplicación de las precipitaciones máximas como dato de entrada al no existir datos hidrométricos modelos que consideren la generación de caudales máximos de las avenidas de diseño para nuestra región.
- Se recomienda trabajar con datos de precipitación máximas mayores a 20 años para evitar errores en los análisis de frecuencia y no caer en errores súper dimensionar obras hidráulicas o caso contrario sub dimensionar.
- Se recomienda usar métodos Empíricos en la generación de avenidas de diseño, en cuencas muy pequeñas y para el diseño de estructuras de **menor envergadura**.
- Para utilizar un periodo de retorno adecuado se debe de tomar en cuenta el tipo de infraestructura a diseñar, su importancia y su factor social y económico.
- Como recomendación final de esta investigación, se espera la consideración y recomendación de usar el método de Soil Conservation Service (SCS), para la generación caudales de avenidas de diseño utilizando las precipitaciones máximas de 24 horas al no contar con aforos históricos.

BIBLIOGRAFÍA

- **APARICIO MIJARES. F.J. (1999)** “*Fundamentos de Hidrología de Superficie*”. México. 303: Limusa
- **CHOW, VEN TE ET AL. (1994)** “*Hidráulica de C les Abiertos*”. Colombia: Mc Graw - Hill.
- **CHOW, VEN TE – MAIDMENT, DAVID – MAYS, LARRY. (1994).** “*Hidrología Aplicada*”. Santa Fé Bogotá – Colombia: Mc Graw - Hill.
- **MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DEL PERÚ (2012).** “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje”. Lima – Perú.
- **VILLÓN BÉJAR, MÁXIMO. (2004).** “Drenaje”. *Cártago – Costa Rica: Centro de Información Tecnológica (CIT).*
- **VILLÓN BÉJAR, MÁXIMO. (2002)** “Hidrología”. *Cártago – Costa Rica: Centro de Información Tecnológica (CIT).*
- **WENDOR CHEREQUE MORÁN. (1998)** “Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil” Segunda Impresión. Lima: CONCYTEC.
- **PIZARRO, R.; ABARZA, A; FLORES, J. (2001).** “Determinación de las curvas Intensidad-DuraciónFrecuencia IDF, para 6 estación es pluviográficas de la VII Región Chile”.
- **APARICIO M. (1997).** “Fundamentos de Hidrología de superficie” Editorial Limusa México.
- **CHOW, VT; MAIDMENT, D; MAYS, L. (1993).** “Hidrología Aplicada”, Editorial Mc GRAW HILL INTERAMERICA. Colombia.
- **LINSLEY R., KOHIER M. y PAULUS J. (1986).** “Hidrología para Ingenieros”, segunda edición, México.
- **MEJÍA, A. 2005.** Hidrología Aplicada. UNA La Molina, CIP-FIA, Lima, Perú.
- **VILLALOBOS, M. (2005).** Diseño de drenaje superficial Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- **VILLÓN, M. (2005),** Hidrología Estadística. Tercera edición Editorial Villón. Lima Perú.

- **AMBROSIO RAMOS, WILFREDO P. (2001).** “Estudio de Máximas Avenidas y de Transporte de Sedimentos en el Río Chancay – Huaral con Fines de Control de Inundaciones”, Tesis UNALM, Lima – Perú.
- **LINSLEY R. (1994)** “Hidrología para Ingenieros”, Editorial Mc Graw-Hill. New York.
- **MEDINA V. WUILMER C (2003).** “Análisis comparativo de modelos de estimación de máximas avenidas del rio llave”, Universidad Nacional del Altiplano, Puno – Perú.
- **MOLINA, MEDARDO.1970** “Hidrología UNA” Publidart, Lima – Perú.
- **VILLÓN B. MÁXIMO (2012).** “HidroEsta 1 y 2 cálculos Hidrológicos”, manual de usuario, Editorial Villón, Lima – Perú,
- **VILLÓN B. MÁXIMO (2005).** “Hidrología Estadística”, Editorial Villón, Lima –Perú
- **PORTILLO (2008).** “Análisis de Precipitaciones y Generación de Caudales Máximos en la Micro Cuenca Huancho- Puno”, Tesis Universidad Nacional del Altiplano - Puno
- **CUTIPA (1999).** “Aplicación de Modelos Hidrológicos en el Análisis de Máximas Avenidas del Río Grande Collini – Puno”, Tesis Universidad Nacional del Altiplano – Puno
- **US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2000).** “HEC-HMS Hydrologic Modeling System”, Technical Reference Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA-USA.
- **VARAS C., EDUARDO Y BOIS, PHILIPPE (2002).** “Hidrología Probabilística”, Ediciones Universidad Católica de Chile.
- **DIRECCION DE MANEJO DE CUENCAS, 1980.** Manual de conservación de Aguas y Suelos, Manual “A”, Análisis de Cuencas. Ministerio de Agricultura y Alimentación. Lima-Perú.
- **DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y SUELOS. 1979.** Proyecto ampliación de la frontera Agrícola con utilización de aguas subterráneas. Ministerio de Agricultura y Alimentación. Lima-Perú.
- **DOUROJEANNI, A. 1992.** Bases conceptuales para la Formulación de Programas de Manejo de Cuencas Hidrográficas. CEPAL. Chile.
- **VASQUEZ, A. 2000.** Manejo de Cuencas Alto andinas Tomo 1 Publicación UNALM – CONCYTEC, Lima – Perú.

- **VILCA, S. 1987.** Evaluación de Aguas Superficiales de la Parcialidad de Lenzora de la Provincia de Lampa. Tesis Universidad Nacional del Altiplano – Puno
- **MONSALVE SAENZ, GERMÁN, 1999.** “Hidrología en la Ingeniería”, segunda edición, ALFAOMEGA Grupo – Colombia.
- **APARICIO MIJARES, F.J. 1996.** “Fundamentos de Hidrología de Superficie”. Primera edición. Editorial Limusa. México. Pag. 203, Pag. 206 – 208, Pag. 252..
- **CHEREQUE M, W. 1989.** “Hidrología” CONCYTEC Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.
- **CHOW, MAIDMENT Y MAYS. 1994.** “Hidrología Aplicada”. Mc Graw-Hill Interamericana. Santafé de Bogotá. Colombia.
- **COAQUIRA A, R. 1998.** “Análisis de precipitaciones máximas de 24 horas”. PRORRIDRE. Puno. Perú.
- **FLORES Q., E. L. 2006.** Aplicación de modelos hidrológicos en el análisis de máximas avenidas de la cuenca hidrográfica de Illpa. Tesis de Ing. Agrícola. UNA, Puno, Perú.
- **NANÍA S, L. 2003.** “Métodos de transformación lluvia-escorrentía y de propagación de caudales”. Apuntes de clase de hidrología superficial y subterránea. Universidad de Granada.

OTROS. Internet.

Autor/responsable (fecha de publicación). *Título* (edición), [tipo de medio]. Lugar de publicación: editor. Recuperado el <especifique la fecha de acceso>, de <especifique la vía>

- Universidad Técnica particular de Loja. Cuencas hidrográficas. (en línea), Gonz má- Ecuador. Recuperado el 20 de Enero de 2014. <http://www.ehu.es/inwmooqb/hidrauehidrologia/Apuntes%20de%20Hidrologia.pdf>.
- Urban Hydrology, Hydraulics, and Stormwater Quality. Estados Unidos. (en Línea). Revisado el 30 de Marzo del 2014. http://www.hydrocalc.com/scs_rain/scs_rain.html
- <http://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=3>

&sqi=2&ved=0CFMQFjAC&url=http%3A%2F%2Fwww.minvu.cl%2Fincjs%2Fdownload.aspx%3Fglb_cod_nodo%3D20070317102718%26hdd_nom_archivo%3DCap_3_Marco_Geografico.pdf&ei=KXy8T5DLFcqM6QHJp8lN&usg=AFQjCNHXFJqJNOaYMwlfqHwVkWsjuez3qw&sig2=1iPL1Br9pmfiw0wgurhawQ

- Universidad Austral de Chile. “Análisis de eventos extremos de precipitación y su efecto en el diseño de drenaje superficial de tierras agrícolas del sur de Chile”. (En línea). Revisado el 10 de Enero del 2014. <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2004/far617a/doc/far617a.pdf>

ANEXO A

(CUADROS PARA CALCULO DE FACTORES DE FRECUENCIA, LOG PEARSON TIPO III)

TABLA N° A-01

TABLA A-01: Valores de Kt para distribución Pearson Tipo III y/o Log Pearson tipo III (Asimetría positiva).

coeficiente de asimetría Cs o Cv	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de Excedencia						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.740	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.070	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Fuente: Hidrología aplicada (Chow, 1994), pag. 404 y 405

TABLA N° A-02

TABLA A-02: Valores de Kt para distribución Pearson Tipo III y/o Log Pearson tipo III (Asimetría negativa).

coeficiente de asimetría Cs o Cv	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de Excedencia						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

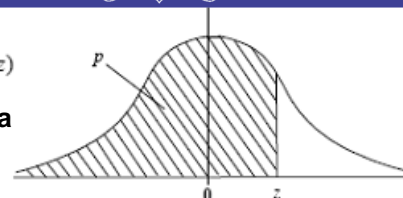
Fuente: Hidrología aplicada (Chow, 1994), pag. 404 y 405

TABLA N° A-03

$$p = P(Z \leq z)$$

TABLA A-03: valores De Distribución Normal Acumulada

$$F(-z) = 1 - F(Z)$$



	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0	0.500000	0.503989	0.507978	0.511966	0.515953	0.519939	0.523922	0.527903	0.531881	0.535856
0.1	0.539828	0.543795	0.547758	0.551717	0.555670	0.559618	0.563559	0.567495	0.571424	0.575345
0.2	0.579260	0.583166	0.587064	0.590954	0.594835	0.598706	0.602568	0.606420	0.610261	0.614092
0.3	0.617911	0.621720	0.625516	0.629300	0.633072	0.636831	0.640576	0.644309	0.648027	0.651732
0.4	0.655422	0.659097	0.662757	0.666402	0.670031	0.673645	0.677242	0.680822	0.684386	0.687933
0.5	0.691462	0.694974	0.698468	0.701944	0.705401	0.708840	0.712260	0.715661	0.719043	0.722405
0.6	0.725747	0.729069	0.732371	0.735653	0.738914	0.742154	0.745373	0.748571	0.751748	0.754903
0.7	0.758036	0.761148	0.764238	0.767305	0.770350	0.773373	0.776373	0.779350	0.782305	0.785236
0.8	0.788145	0.791030	0.793892	0.796731	0.799546	0.802337	0.805105	0.807850	0.810570	0.813267
0.9	0.815940	0.818589	0.821214	0.823814	0.826391	0.828944	0.831472	0.833977	0.836457	0.838913
1.0	0.841345	0.843752	0.846136	0.848495	0.850830	0.853141	0.855428	0.857690	0.859929	0.862143
1.1	0.864334	0.866500	0.868643	0.870762	0.872857	0.874928	0.876976	0.879000	0.881000	0.882977
1.2	0.884930	0.886861	0.888768	0.890651	0.892512	0.894350	0.896165	0.897958	0.899727	0.901475
1.3	0.903200	0.904902	0.906582	0.908241	0.909877	0.911492	0.913085	0.914657	0.916207	0.917736
1.4	0.919243	0.920730	0.922196	0.923641	0.925066	0.926471	0.927855	0.929219	0.930563	0.931888
1.5	0.933193	0.934478	0.935745	0.936992	0.938220	0.939429	0.940620	0.941792	0.942947	0.944083
1.6	0.945201	0.946301	0.947384	0.948449	0.949497	0.950529	0.951543	0.952540	0.953521	0.954486
1.7	0.955435	0.956367	0.957284	0.958185	0.959070	0.959941	0.960796	0.961636	0.962462	0.963273
1.8	0.964070	0.964852	0.965620	0.966375	0.967116	0.967843	0.968557	0.969258	0.969946	0.970621
1.9	0.971283	0.971933	0.972571	0.973197	0.973810	0.974412	0.975002	0.975581	0.976148	0.976705
2.0	0.977250	0.977784	0.978308	0.978822	0.979325	0.979818	0.980301	0.980774	0.981237	0.981691
2.1	0.982136	0.982571	0.982997	0.983414	0.983823	0.984222	0.984614	0.984997	0.985371	0.985738
2.2	0.986097	0.986447	0.986791	0.987126	0.987455	0.987776	0.988089	0.988396	0.988696	0.988989
2.3	0.989276	0.989556	0.989830	0.990097	0.990358	0.990613	0.990863	0.991106	0.991344	0.991576
2.4	0.991802	0.992024	0.992240	0.992451	0.992656	0.992857	0.993053	0.993244	0.993431	0.993613
2.5	0.993790	0.993963	0.994132	0.994297	0.994457	0.994614	0.994766	0.994915	0.995060	0.995201
2.6	0.995339	0.995473	0.995604	0.995731	0.995855	0.995975	0.996093	0.996207	0.996319	0.996427
2.7	0.996533	0.996636	0.996736	0.996833	0.996928	0.997020	0.997110	0.997197	0.997282	0.997365
2.8	0.997445	0.997523	0.997599	0.997673	0.997744	0.997814	0.997882	0.997948	0.998012	0.998074
2.9	0.998134	0.998193	0.998250	0.998305	0.998359	0.998411	0.998462	0.998511	0.998559	0.998605
3.0	0.998650	0.998694	0.998736	0.998777	0.998817	0.998856	0.998893	0.998930	0.998965	0.998999
3.1	0.999032	0.999065	0.999096	0.999126	0.999155	0.999184	0.999211	0.999238	0.999264	0.999289
3.2	0.999313	0.999336	0.999359	0.999381	0.999402	0.999423	0.999443	0.999462	0.999481	0.999499
3.3	0.999517	0.999534	0.999550	0.999566	0.999581	0.999596	0.999610	0.999624	0.999638	0.999651
3.4	0.999663	0.999675	0.999687	0.999698	0.999709	0.999720	0.999730	0.999740	0.999749	0.999758
3.5	0.999767	0.999776	0.999784	0.999792	0.999800	0.999807	0.999815	0.999822	0.999828	0.999835
3.6	0.999841	0.999847	0.999853	0.999858	0.999864	0.999869	0.999874	0.999879	0.999883	0.999888
3.7	0.999892	0.999896	0.999900	0.999904	0.999908	0.999912	0.999915	0.999918	0.999922	0.999925
3.8	0.999928	0.999931	0.999933	0.999936	0.999938	0.999941	0.999943	0.999946	0.999948	0.999950
3.9	0.999952	0.999954	0.999956	0.999958	0.999959	0.999961	0.999963	0.999964	0.999966	0.999967
4.0	0.999968	0.999970	0.999971	0.999972	0.999973	0.999974	0.999975	0.999976	0.999977	0.999978

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO B

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS ESTACION POCOAQUE, YOROHOCO, JULI

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS ANUALES

ESTACION: yorohoco

CUENCA : Alto Desaguadero
 CODIGO : S/C
 TIPO : CO
 LAT-S : 16°33'54.0"
 LON-W : 69°19'14.0"
 ALTITUD : 3845 msnm
 REGION : Puno
 PROVINCIA : Chucuito
 DISTRITO : Huacullani

Año	Yorohoco
	Total PP (mm)
1960	25.1
1961	31.4
1962	29.5
1963	31.9
1964	27.8
1965	24.8
1966	25.6
1967	26.6
1968	32.6
1969	20.6
1970	33.0
1971	32.2
1972	29.9
1973	35.1
1974	40.1
1975	35.9
1976	36.1
1977	26.2
1978	34.4
1979	22.3
1980	27.0
1981	29.4
1982	34.8
1983	22.2
1984	36.1
1985	23.3
1986	37.8
1987	32.9
1988	24.0
1989	33.4
1990	32.2
1991	31.4
1992	27.5
1993	32.0
1994	27.7
1995	34.6
1996	32.3
1997	28.4
1998	24.4
1999	38.8
2000	22.2
2001	34.6
2002	27.1
2003	35.4
2004	30.5
2005	27.2
2006	38.6
2007	26.5
2008	41.5
2009	23.0
2010	33.6
PROM.	30.4
DESVEST	5.2
MIN.	20.6
MAX.	41.5
MEDIANA	31.4
n	51

FUENTE: Pelt.

ESTACION: Pocoaque

CUENCA : Alto Desaguadero
 CODIGO : S/C
 TIPO : CO
 LAT-S : 16°22'49.0"
 LON-W : 69°17'06.0"
 ALTITUD : 3850 msnm
 REGION : Puno
 PROVINCIA : Chucuito
 DISTRITO : Pomata

Año	Pocoaque
	Total PP (mm)
1960	30.2
1961	21.8
1962	29.3
1963	15.9
1964	24.9
1965	20.4
1966	24.5
1967	25.4
1968	21.3
1969	18.2
1970	19.9
1971	27.0
1972	27.2
1973	23.4
1974	23.7
1975	25.7
1976	33.1
1977	41.3
1978	23.3
1979	27.3
1980	22.2
1981	30.2
1982	27.0
1983	13.4
1984	31.2
1985	23.9
1986	32.0
1987	28.2
1988	26.2
1989	27.0
1990	26.2
1991	16.5
1992	21.3
1993	22.2
1994	26.5
1995	23.4
1996	34.4
1997	27.2
1998	23.8
1999	27.4
2000	25.6
2001	33.4
2002	24.2
2003	23.6
2004	26.4
2005	28.6
2006	36.2
2007	25.6
2008	23.4
2009	20.2
2010	28.4
PROM.	25.7
DESVEST	5.1
MIN.	13.4
MAX.	41.3
MEDIANA	25.7
n	51

FUENTE: Pelt.

ESTACION: Juli

CUENCA : Ilave
 CODIGO : 110880
 TIPO : CO
 LAT-S : 16° 12' 13.6"
 LON-W : 69° 27' 35.7"
 ALTITUD : 3812 msnm
 REGION : Puno
 PROVINCIA : Chucuito
 DISTRITO : Juli

Año	Juli
	Total PP (mm)
1960	25.8
1961	34.4
1962	36.5
1963	45.1
1964	30.6
1965	36.2
1966	29.2
1967	49.8
1968	68.0
1969	33.2
1970	32.6
1971	48.0
1972	31.5
1973	41.1
1974	71.9
1975	66.1
1976	44.2
1977	46.3
1978	37.4
1979	34.8
1980	63.7
1981	29.4
1982	33.2
1983	34.6
1984	41.7
1985	34.2
1986	43.7
1987	47.3
1988	53.6
1989	36.4
1990	32.4
1991	37.2
1992	35.2
1993	34.1
1994	44.6
1995	25.4
1996	42.0
1997	42.5
1998	30.1
1999	45.6
2000	30.6
2001	38.4
2002	67.4
2003	32.7
2004	36.7
2005	33.4
2006	100.8
2007	41.5
2008	37.5
2009	37.5
2010	33.6
PROM.	41.6
DESVEST	13.8
MIN.	25.4
MAX.	100.8
MEDIANA	37.0
n	51

FUENTE: Senamhi.

ANEXO C

(HIDROGRAMAS DE CAUDALES MAXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO SUB
CUENCA COLLINI POMATA- ESTACION POCOAQUE)

DISTRIBUCION DE PRECIPITACION MAXIMA DE 24 HORAS

LOG NORMAL 3 PARAMETROS

TR	2	5	10	20	50	100	500	1000
$P=1/T$	0.5	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.002	0.001
$W=[\ln(1/p^2)]^{1/2}$	1.1774	1.7941	2.1460	2.4477	2.7971	3.0349	3.5255	3.7169
$z=w-[(2.515517+(0.80285*w)+(0.010328*w^2))/[1+(1.432788*w)+(0.189269*w^2)+(0.001308*w^3)]]$								
$z=$	0	0.83973635	1.27947153	1.64248372	2.050912163	2.32313608	2.87409466	3.08581747
mediana=	4.03222	3.49396	3.49396	3.49396	3.49396	3.49396	3.49396	3.49396
d. est.=	0.0915	0.3028	0.3028	0.3028	0.3028	0.3028	0.3028	0.3028
$X_t=\exp(Y_t)=X_o+\exp^u(u+K(t+\&))$	25.65	30.16	32.66	34.80	37.30	39.01	42.62	44.06

PRECIPITACION EFECTIVA Y GENERACION DE CAUDALES

PRECIPITACION EFECTIVA PARA DIFERENTE PERIODOS DE RETORNO (mm)								
TR	2	5	10	20	50	100	500	1000
Precipitacion	25.65	30.16	32.66	34.80	37.30	39.01	42.62	44.06
Pei	2.99	5.14	6.58	7.96	9.73	11.05	14.10	15.41
$A_{pei}=Pei- Pei(-1)$	2.99	2.15	1.44	1.38	1.77	1.32	3.05	1.32

CAUDALES MAXIMO DE AVENIDAS (m3/s) Sub Cuenca Kollini								
Periodo Tr	2	5	10	20	50	100	500	1000
$Q_p=(0.208*\Delta P_e* A)/T_p$	1.56	2.69	3.44	4.16	5.08	5.77	7.36	8.05

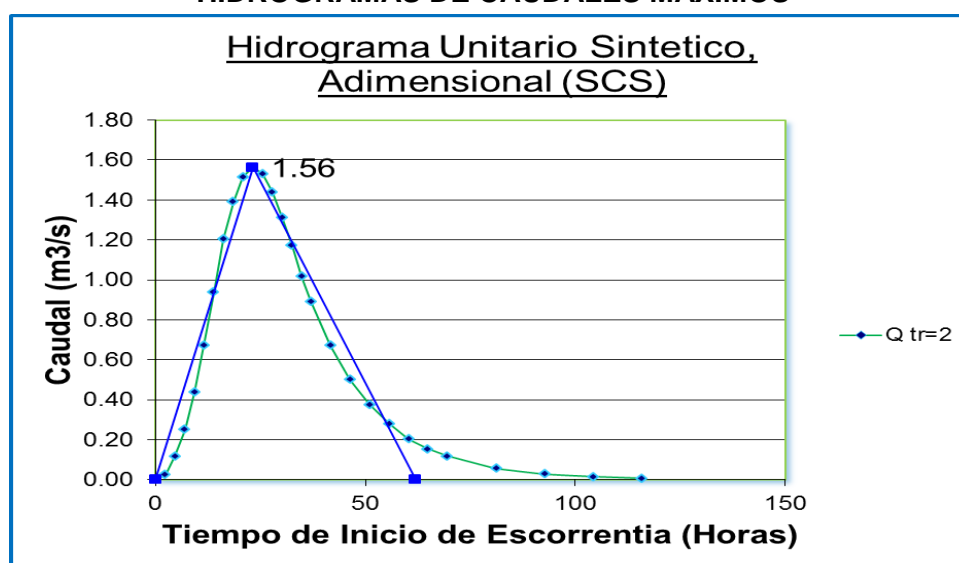
Datos para dibujar el triángulo

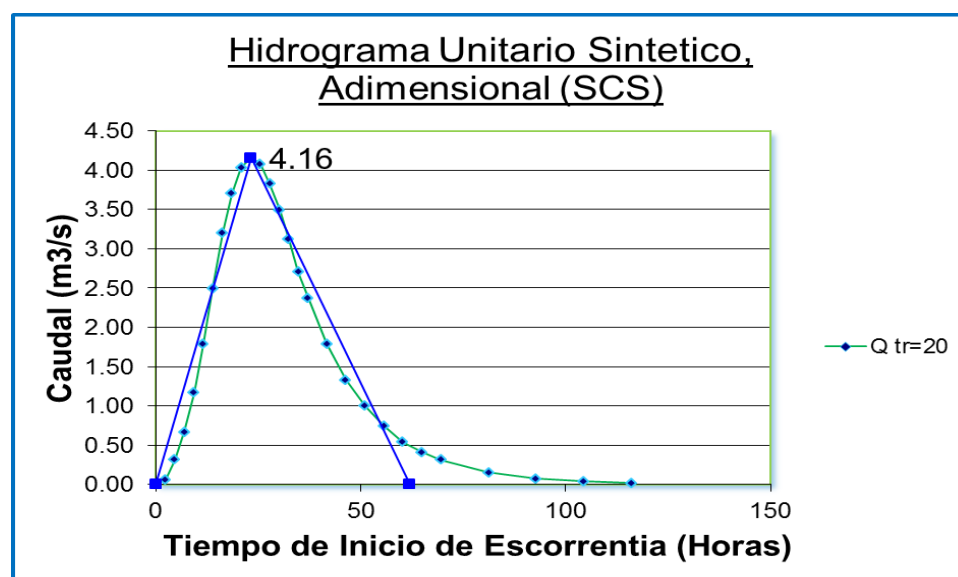
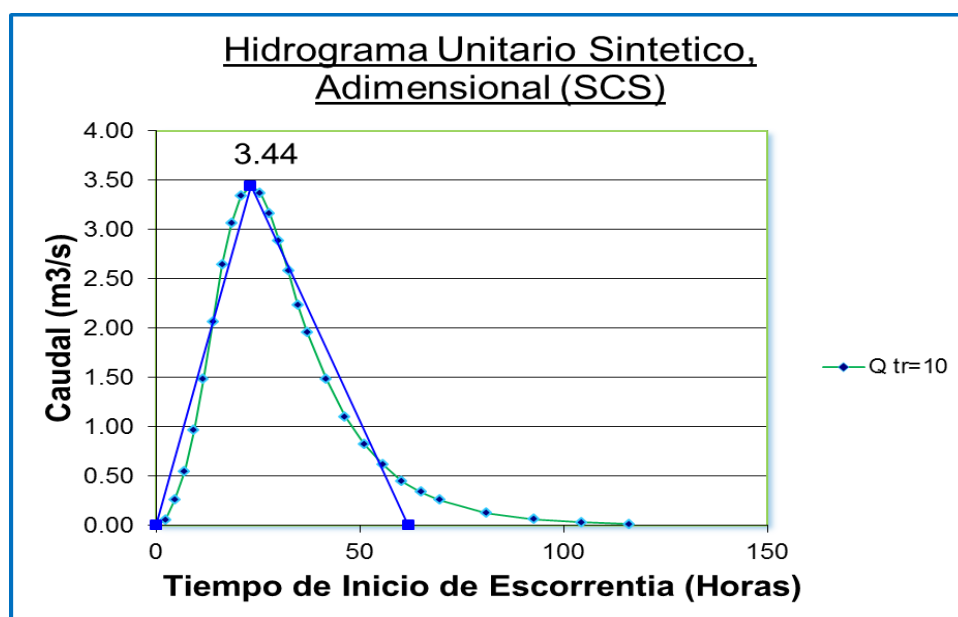
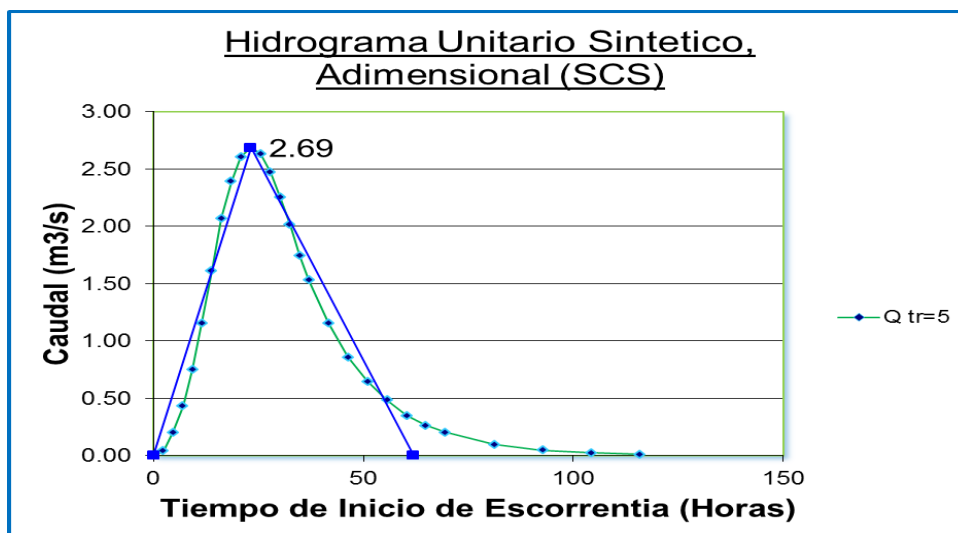
tiempo(hrs)	Qtr=2	Qtr=5	Qtr=10	Qtr=20	Qtr=50	Qtr=100	Qtr=500	Qtr=1000
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.19	1.56	2.69	3.44	4.16	5.08	5.77	7.36	8.05
61.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

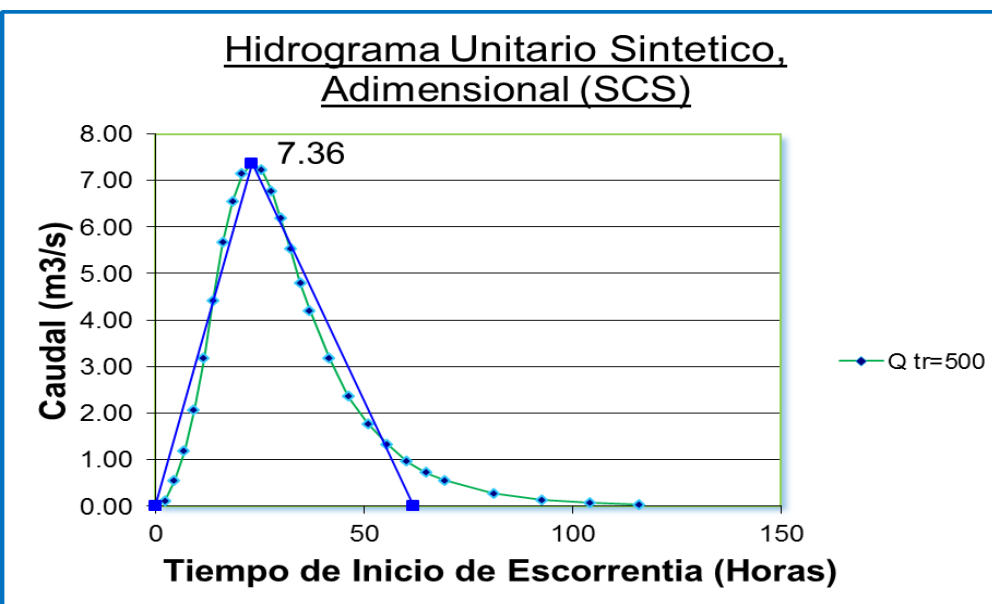
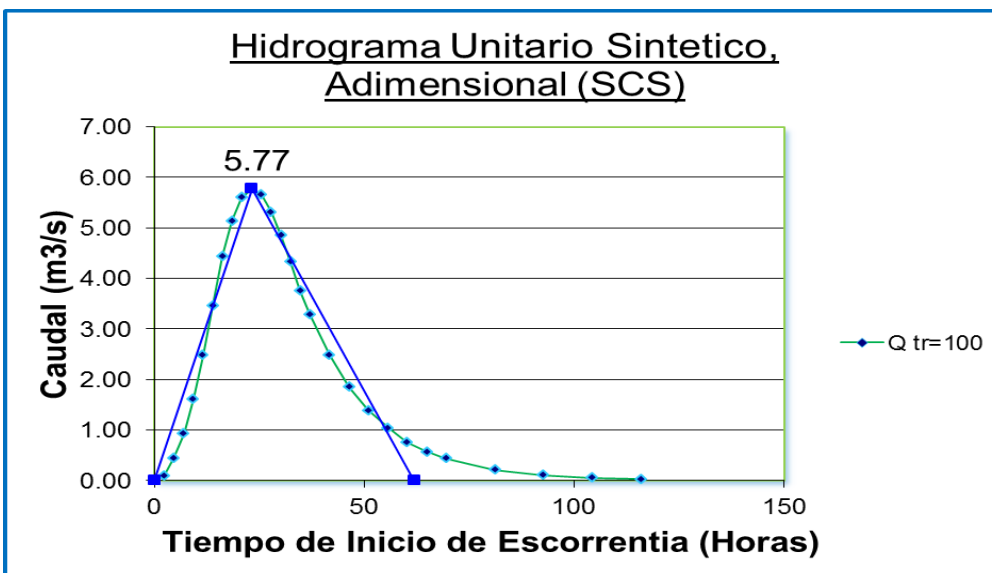
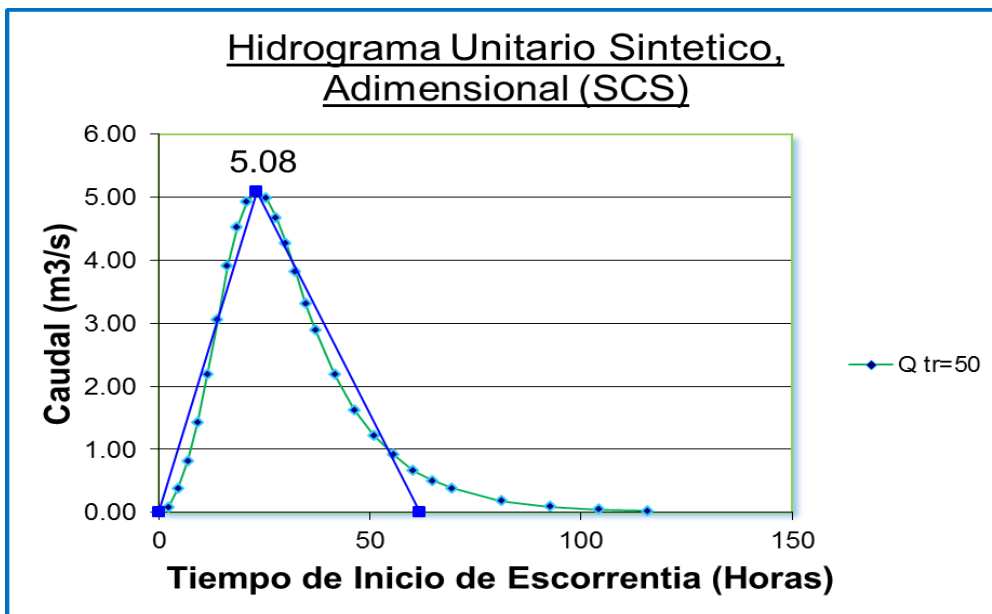
COORDENADAS DE HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

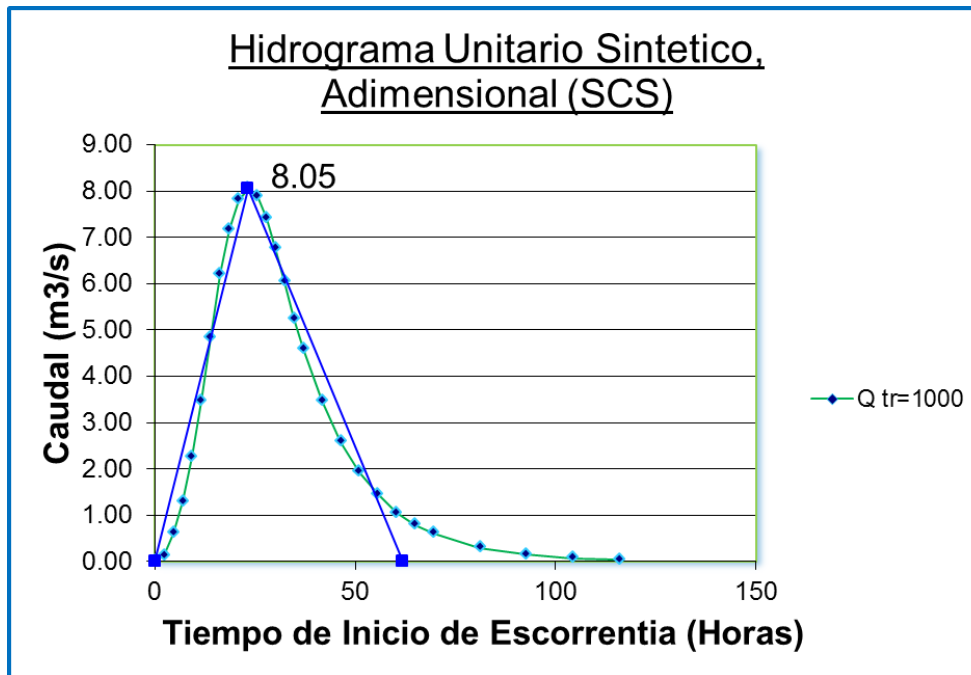
t/ tp	Q/Qp	t	Q tr=2	Q tr=5	Q tr=10	Q tr=20	Q tr=50	Q tr=100	Q tr=500	Q tr=1000
0.0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.015	2.32	0.02	0.04	0.05	0.06	0.08	0.09	0.11	0.12
0.2	0.075	4.64	0.12	0.20	0.26	0.31	0.38	0.43	0.55	0.60
0.3	0.160	6.96	0.25	0.43	0.55	0.67	0.81	0.92	1.18	1.29
0.4	0.280	9.27	0.44	0.75	0.96	1.16	1.42	1.62	2.06	2.25
0.5	0.430	11.59	0.67	1.15	1.48	1.79	2.19	2.48	3.17	3.46
0.6	0.600	13.91	0.94	1.61	2.06	2.49	3.05	3.46	4.42	4.83
0.7	0.770	16.23	1.20	2.07	2.65	3.20	3.91	4.44	5.67	6.20
0.8	0.890	18.55	1.39	2.39	3.06	3.70	4.52	5.14	6.55	7.17
0.9	0.970	20.87	1.52	2.60	3.34	4.03	4.93	5.60	7.14	7.81
1.0	1.000	23.19	1.56	2.69	3.44	4.16	5.08	5.77	7.36	8.05
1.1	0.980	25.51	1.53	2.63	3.37	4.07	4.98	5.66	7.22	7.89
1.2	0.920	27.82	1.44	2.47	3.16	3.83	4.68	5.31	6.77	7.41
1.3	0.840	30.14	1.31	2.26	2.89	3.49	4.27	4.85	6.19	6.76
1.4	0.750	32.46	1.17	2.01	2.58	3.12	3.81	4.33	5.52	6.04
1.5	0.650	34.78	1.02	1.75	2.24	2.70	3.30	3.75	4.79	5.23
1.6	0.570	37.10	0.89	1.53	1.96	2.37	2.90	3.29	4.20	4.59
1.8	0.430	41.74	0.67	1.15	1.48	1.79	2.19	2.48	3.17	3.46
2.0	0.320	46.37	0.50	0.86	1.10	1.33	1.63	1.85	2.36	2.58
2.2	0.240	51.01	0.38	0.64	0.83	1.00	1.22	1.39	1.77	1.93
2.4	0.180	55.65	0.28	0.48	0.62	0.75	0.91	1.04	1.33	1.45
2.6	0.130	60.29	0.20	0.35	0.45	0.54	0.66	0.75	0.96	1.05
2.8	0.098	64.92	0.15	0.26	0.34	0.41	0.50	0.57	0.72	0.79
3.0	0.075	69.56	0.12	0.20	0.26	0.31	0.38	0.43	0.55	0.60
3.5	0.036	81.15	0.06	0.10	0.12	0.15	0.18	0.21	0.27	0.29
4.0	0.018	92.75	0.03	0.05	0.06	0.07	0.09	0.10	0.13	0.14
4.5	0.009	104.34	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.05	0.07	0.07
5.0	0.004	115.94	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03

HIDROGRAMAS DE CAUDALES MAXIMOS



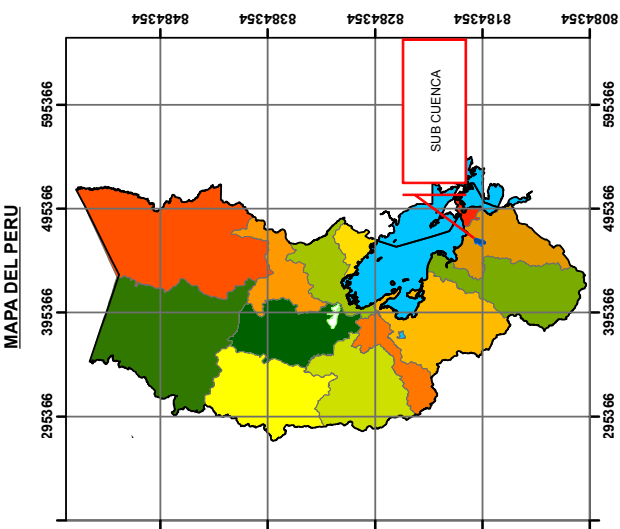
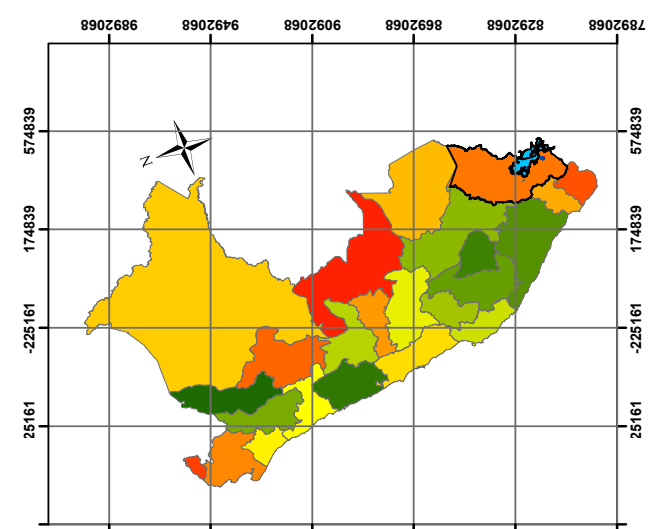
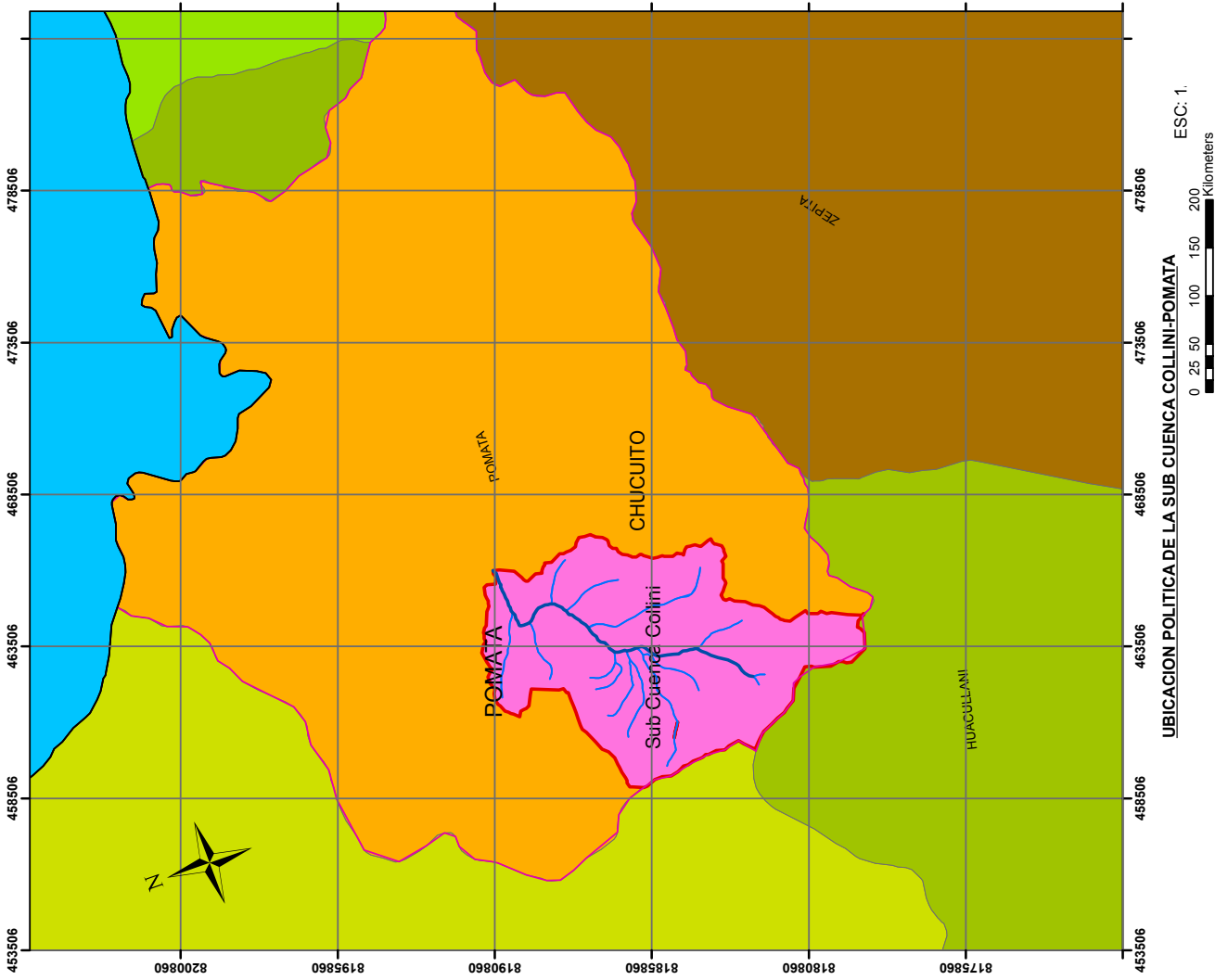






ANEXO D

(MAPAS DE GEOMORFOLOGIA Y PARAMETROS DE SUB CUENCA COLLINI- POMATA)



UBICACION POLITICA DE LA SUB CUENCA COLLINI-POMATA

ESC: 1.

0 25 50 100 150 200 Kilometers

"ANALISIS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA LA GENERACION DE CAUDALES MAXIMOS MEDIANTE EL METODO DEL SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS EN LA CUENCA COLLINI- POMATA"

AREA DE CUENCA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA



MAPA DE LA REGION DE PUNO

