

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Análisis de la Erosión y Transporte de Sedimentos en la Cuenca
del río Piura usando el modelo hidrológico HEC-HMS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Bruno Fabian Becker Arias

Asesor:

Eusebio Mercedes Ingol Blanco, PhD.

Lima, Setiembre 2023

Informe de Similitud

Yo, Eusebio Ingol Blanco, docente TPA de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulado:


“Análisis de la Erosión y Transporte de Sedimentos en la Cuenca del río Piura usando el modelo hidrológico HEC-HMS”, del autor:

Bruno Fabian Becker Arias.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 19 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el ~~12-sep-2023~~.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 18 de septiembre 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Ingol Blanco, Eusebio</u>	
DNI: 16626056	Firma 
ORCID: 0000-0002-0421-399X	



Resumen

Piura es una de las ciudades que más daños sufre en épocas de intensas precipitaciones como consecuencia de El Fenómeno El Niño, fundamentalmente. Por ello, se han realizado numerosos estudios para analizar los impactos de estos eventos históricos y elaborar planes de mitigación. No obstante, precipitaciones intensas generan grandes cantidades de sedimentos, los cuales influyen notablemente en la mezcla del fluido, cambiando las propiedades del mismo y el comportamiento del flujo (Wan & Wang, 1994).

El presente estudio analiza la influencia de la erosión y la sedimentación durante eventos producidos por precipitaciones bajo periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años en la cuenca del río Piura considerando el puente Sánchez Cerro, en la cuenca baja “Bajo Piura”, como punto de control. El trabajo comprende el tratamiento del modelo de elevación digital para la caracterización de la cuenca y subcuencas, el análisis estadístico de la información pluviométrica a partir del producto PISCO y la generación de hietogramas, el modelamiento hidrológico para la obtención de hidrogramas y sedigramas haciendo uso del modelo HEC-HMS, y el manejo de diversos mapas para la obtención de parámetros para el modelo de erosión.

Finalmente, se presentan los resultados y se calculan las concentraciones de sedimentos en los eventos modelados. Se realiza un análisis de la incidencia que tienen las distintas características de las subcuencas en la generación de sedimentos, concluyendo que en algunas de las subcuencas la influencia de los sedimentos cobra gran importancia.



*A mi papá Johnny, por enseñarme siempre con el ejemplo,
a mi mamá Patricia, por ser mi soporte en todo momento,
y a los 4, incluyendo a mis hermanos Edson y Alvaro
por haber sido parte de este proceso.*



Agradecimientos

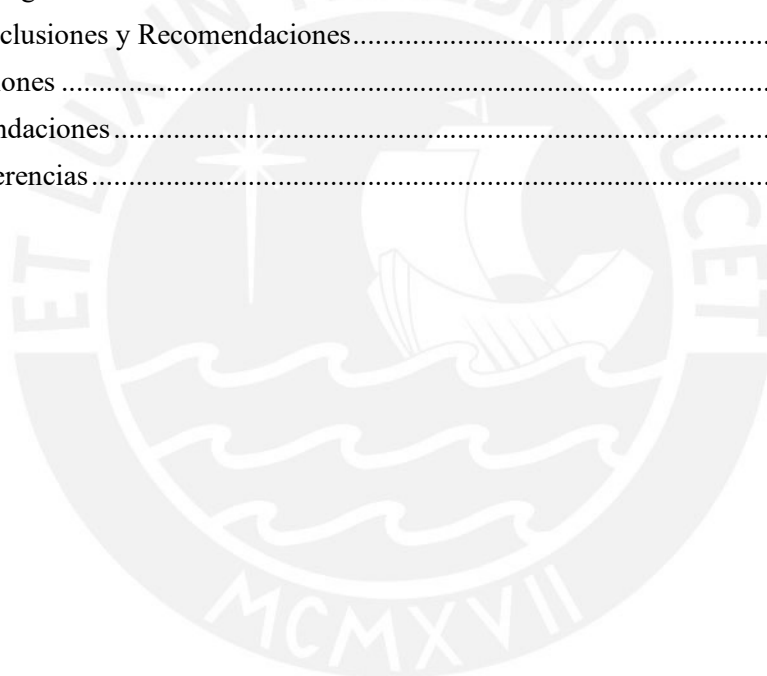
A mi asesor, el Dr. Eusebio Ingol por brindarme la guía y las facilidades para el desarrollo de esta investigación, y por el interés de apoyarme.

A profesionales, familiares y amigos que de una u otra forma aportaron, en conocimientos o motivación, para el culminó de esta ardua labor.

Índice de Contenido

Capítulo 1. Aspectos Generales	1
1.1 Introducción	1
1.2 Alcance.....	2
1.3 Problemática.....	2
1.4 Objetivo General	3
1.5 Hipótesis.....	3
Capítulo 2. Marco Teórico	4
2.1 Conceptos Clave.....	4
2.2 Antecedentes	5
2.3 Erosión y Sedimentación	6
2.3.1 Erosión Hídrica	7
2.3.2 Tipos de Erosión.....	10
2.3.3 Factores que afectan la Erosión	11
2.3.4 Erosión en Subcuencas	13
2.3.5 Erosión y Transporte de Sedimentos en Ríos	18
2.4 Hidrología.....	24
2.4.1 Ciclo hidrológico del agua.....	24
2.4.2 Cuenca hidrográfica	25
2.4.3 Precipitación.....	27
2.4.4 Escorrentía Superficial	35
2.4.5 Tránsito de avenidas.....	39
Capítulo 3. Cuenca Hidrográfica.....	43
3.1 Ubicación y Delimitación de la Cuenca.....	43
3.2 Subcuencas	44
Capítulo 4. Información hidrológica	47
4.1 Recolección de Información	47
4.2 Precipitación Máxima Diaria	47
4.3 Distribución estadística.....	50
4.3.1 Prueba de Bondad de Ajuste.....	50
4.4 Precipitación Media	55
4.4.1 Curvas Isoyetas	55
4.5 Curvas IDF	56
4.6 Hietogramas	60
Capítulo 5. Modelo HEC-HMS.....	60
5.1 Tratamiento del modelo digital de elevación (DEM).....	60
5.2 Modelo de Erosión y Transporte de Sedimentos	62
5.3 Subcuencas	62

5.3.1	Método de abstracciones del SCS.....	63
5.3.2	Hidrograma Unitario del SCS.....	64
5.3.3	Ecuación Universal de Suelos Modificada (MUSLE)	66
5.4	Ríos	75
5.4.1	Muskingum-Cunge.....	76
5.4.2	Ratio de Volumen.....	80
5.5	Calibración del modelo.....	83
Capítulo 6.	Resultados y Discusión.....	87
6.1	Hietogramas de Precipitación e Isoyetas	87
6.2	Caudales e hidrogramas.....	92
6.3	Sedimentos	98
6.4	Hidrogramas vs Sedigramas	99
6.5	Discusión general de resultados.....	106
Capítulo 7.	Conclusiones y Recomendaciones.....	109
7.1	Conclusiones	109
7.2	Recomendaciones.....	110
Capítulo 8.	Referencias.....	110



Índice de Figuras

Figura 2.1 Relación entre la precipitación y las tasas relativas de sedimentación	7
Figura 2.2 Diagrama de Shields	9
Figura 2.3 Diagrama de Hjulstrom.....	12
Figura 2.5 El ciclo hidrológico	25
Figura 2.6 Polígonos de Thiessen.	31
Figura 2.7 Método de Isoyetas.	31
Figura 2.8 Hietograma y curva masa del pluviómetro 1-Bee para la tormenta del 24 al 25 de mayo de 1981 en Austin, Texas	34
Figura 2.9 Variables del método de abstracciones de la SCS.....	35
Figura 2.10 Soluciones de las ecuaciones de escorrentía del SCS.....	37
Figura 2.11 Hidrograma unitario de la SCS e hidrograma unitario triangular.	39
Figura 3.1 Ubicación de la Cuenca	44
Figura 3.2 Centroides de las subcuencas y los polígonos generados.	45
Figura 5.1 Modelo de Subcuencas HEC-HMS.....	61
Figura 5.2 Factor de Erodabilidad K.....	68
Figura 5.3 Factor topográfico LS	70
Figura 5.4 Relación entre NDVI y el Factor de Cobertura C.	72
Figura 5.5 Factor de cobertura C.....	73
Figura 5.6 Ubicación de calicatas	80
Figura 5.7 Proceso de calibración	83
Figura 5.8 Esquema de modelo HEC-HMS	84
Figura 5.9 Tasa de sedimentos en suspensión y caudales en el río Piura para eventos (1973, 1983, 1998 y 2017).....	85
Figura 6.1 Hietogramas – Alto Piura	88
Figura 6.2 Hietogramas – Medio Bajo Piura.....	89
Figura 6.3 Hietogramas – Bajo Piura Up	90
Figura 6.4 Isoyetas para T=5 años	90
Figura 6.5 Isoyetas para T=100 años	91
Figura 6.6 Isoyetas para T=500 años	91
Figura 6.7 Hidrogramas por subcuencas	94
Figura 6.8 Hidrograma de salida en Puente Sánchez Cerro.....	95
Figura 6.9 Hidrogramas de salida en Puente Sánchez Cerro para distintos periodos de retorno	97
Figura 6.10 Sedimentos generados por subcuenca para el periodo de retorno de 500 años.....	99
Figura 6.11 Hidrograma vs Sedígrama – Alto Piura	101
Figura 6.12 Hidrograma vs Sedígrama – Cuenca Bigote	101
Figura 6.13 Hidrograma vs Sedígrama – Medio Alto Piura	102
Figura 6.14 Hidrograma vs Sedígrama – Cuenca Corrales	102
Figura 6.15 Hidrograma vs Sedígrama – Medio Piura	103
Figura 6.16 Hidrograma vs Sedígrama – Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	103
Figura 6.17 Hidrograma vs Sedígrama – Medio Bajo Piura.....	104
Figura 6.18 Hidrograma vs Sedígrama – Cuenca San Francisco.....	104
Figura 6.19 Hidrograma vs Sedígrama – Bajo Piura Up	105

Índice de Tablas

Tabla 2.1	Parámetro Csoilstr.....	14
Tabla 2.2	Parámetro Cperm	14
Tabla 2.3	Tablas de valores de factor de cobertura C.....	17
Tabla 2.4	Valores del Factor P.....	18
Tabla 2.5	Funciones de potencial de transporte	20
Tabla 2.6	Coefficiente de duración de lluvias entre 48 y 1 h.....	32
Tabla 2.7	Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de manning	41
Tabla 3.1	Puntos de Interés generados	46
Tabla 4.1	Precipitaciones máximas diarias para los 21 puntos de control extraído de PISCO	48
Tabla 4.2	Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov	51
Tabla 4.3	Análisis de tormentas para distintas distribuciones	53
Tabla 4.4	Precipitaciones correspondientes a distintos periodos de retorno	54
Tabla 4.5	Precipitaciones de diseño por subcuenca para diferentes Tr.....	55
Tabla 4.6	Intensidades, duraciones y periodos de retorno para la estimación de los parámetros de Dick Peschke.....	57
Tabla 5.1	Parámetros morfométricos de las subcuencas	62
Tabla 5.2	Número de curva (CN) por subcuenca	63
Tabla 5.3	Cálculo del Tiempo de Concentración y el Tiempo de Retardo	65
Tabla 5.4	Tipos de suelos identificados	67
Tabla 5.5	Permeabilidad media de las clases texturales.....	67
Tabla 5.6	Resumen del Factor de Erodabilidad.....	68
Tabla 5.7	Factor de Erodabilidad por Subcuenca.....	69
Tabla 5.8	Factor topográfico LS por subcuenca.....	70
Tabla 5.9	Factor de cobertura C por subcuenca	73
Tabla 5.10	Factores MUSLE por subcuenca.....	74
Tabla 5.11	Parámetros físicos del cauce	77
Tabla 5.12	Cálculo de la rugosidad de Manning (n)	78
Tabla 5.13	Resumen de parámetros Muskingum-Cunge.....	79
Tabla 5.14	Calicata representativa para los diferentes tramos de río.....	81
Tabla 5.15	Parámetros de Ratio de Volumen por Subcuenca.....	83
Tabla 5.16	Curva Número (CN) - Calibración.....	85
Tabla 5.17	Caudales máximos por evento. Observado – Simulado (m3/s).	86
Tabla 6.1	Caudales máximos para distintos periodos de retorno.....	92
Tabla 6.2	Pérdida y exceso de volumen de agua x subcuenca. T = 500 años.....	96
Tabla 6.3	Sedimentos totales generados (En millones de toneladas).....	98
Tabla 6.4	Caudal sólido y concentración de sedimentos en volumen para T=500 años	100
Tabla 6.5	Concentración máximo en volumen para los diferentes eventos	105

Índice de Anexos

Anexo A:	Planos y Mapas
Anexo B:	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)
Anexo C:	Generación del Modelo de Elevación Digital (DEM)
Anexo D:	Preprocesamiento del DEM
Anexo E:	Determinación del CN
Anexo F:	Calicatas
Anexo G:	Hietogramas de Precipitación

Capítulo 1. Aspectos Generales

1.1 Introducción

El flujo con altas concentraciones de sedimentos en ríos es causado, esencialmente, por la erosión, deslizamientos y procesos de transporte de sedimentos que viene siendo estudiado desde hace muchos años desde diversos puntos de vista alrededor del mundo; sin embargo, no existe un consenso con respecto a una única clasificación de este tipo de procesos. (Brea et al., 2005). Asimismo, los procesos de producción y transporte de sedimentos son función de las características geológicas propias del terreno, de sus condicionantes morfológicos y de la ocurrencia de eventos hidrológicos intensos. (Eder et al., 2017).

Además, en el norte del Perú, se suscitan eventos hidrológicos intensos debido al fenómeno de El Niño. El Niño costero es un evento climático que se caracteriza a través de las altas temperaturas del mar, específicamente en las costas norte de América del Sur (Ecuador y Perú). (Montero Mena, 2019) que forma parte de un sistema de intercambio de calor entre la atmósfera y el océano, alterando incluso la temperatura media del planeta, generando eventos extremos (Rau, 2013). Las intensas precipitaciones ocurridas en el periodo correspondiente al verano en el hemisferio sur son, parcialmente, consecuencia del mencionado fenómeno.

Los flujos con altas concentraciones de sedimentos constituyen uno de los desastres naturales más catastróficos, dejando damnificados, heridos y fallecidos en todo el mundo (Insuasty Enríquez, 2012) En marzo del 2017, las fuertes lluvias debido al Niño costero dejaron miles de damnificados en el norte del Perú. Se registraron los mayores valores de intensidad y magnitud de precipitaciones pluviales en 19 años. (Fenómeno El Niño 1997-1998) (INGEMMET, 2017).

Adicionalmente, en muchos lugares, incluido el Perú, se han ido habitando zonas que solían ser inaccesibles, alterando el terreno, y por ende, el drenaje natural, lo que ha generado las condiciones propicias para la ocurrencia de los fenómenos mencionados. (Salgado & Bonola, 2012)

Estos eventos y las condiciones actuales representan la necesidad de ahondar en el estudio y la comprensión de los flujos producidos en la cuenca del río Piura. Esto se debe a que Piura es una de las ciudades que más daños sufre en épocas de intensas precipitaciones debido al Fenómeno El Niño; por ello, se han realizado numerosos estudios para analizar los impactos

de eventos históricos, muchos de los cuales ignoran la influencia de la erosión y el transporte de sedimentos.

1.2 Alcance

El alcance de la presente tesis es evaluar la erosión y el transporte de sedimentos y su influencia en los caudales producidos por tormentas bajo periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años tomando como punto de control el puente Sánchez Cerro, ubicado en la cuenca baja del río Piura, en la localidad del mismo nombre, en la costa norte del Perú.

Además, analizar, a partir de la concentración de sedimentos totales mediante el uso del modelo hidrológico HEC-HMS, si el análisis de un supuesto flujo de agua, para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, es adecuado, o debe considerarse la influencia de los sedimentos en dicho análisis.

1.3 Problemática

En algunos lugares del mundo se han desarrollado diversos modelos y estudios para obtener resultados más certeros y poder desarrollar planes de control y mitigación de flujos con altas concentraciones de sedimentos en épocas de avenida. Sin embargo, la naturaleza ha demostrado que un modelo único no es posible debido a la numerosa variación de condiciones a las que se encuentran expuestos los diferentes eventos. Actualmente en el Perú, hay muy pocos estudios referentes a la evaluación de los procesos de erosión y transporte de sedimentos. Estos estudios y modelos representan una base para planes de control y mitigación. Es por ello, que hay mucho por hacer en lo referente a la comprensión de estos procesos.

Específicamente, Piura es una de las regiones más afectadas por las intensas precipitaciones que acontecen en épocas de avenidas. Los flujos con hiperconcentración de sedimentos en dicha región, se produce frecuentemente durante eventos extremos, como el denominado fenómeno del Niño (1982-83 y 1997-98) cambiando la geomorfología y la bioquímica del ecosistema, y dañando la infraestructura existente (Quincho Olazábal, 2015). El transporte de sedimentos se da en toda la extensión de la cuenca, alterando el ecosistema (flora, fauna, geomorfología), la calidad del agua, actividades antrópicas e incluso la vida útil de obras de infraestructura hidráulica. (Goyburo, 2017)

Por ese motivo es importante estudiar los procesos de erosión y transporte de sedimentos en toda la extensión de la cuenca del río Piura. Esto resultaría en información muy útil para proyectos de diseño de infraestructura hidráulica usando herramientas computacionales más precisos con respecto al comportamiento del flujo.

1.4 Objetivo General

El objetivo general de la presente tesis es evaluar la erosión y transporte de sedimentos durante los eventos producidos por precipitaciones extremas en la cuenca del río Piura, específicamente para eventos hidrológicos con periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Esto se realizará utilizando como herramienta de modelamiento el software HEC-HMS. Se tomó como punto de control el Puente Sánchez Cerro, ubicado en la cuenca baja, de donde se tiene información de eventos históricos.

Objetivos Específicos

- Determinar las concentraciones máximas en volumen de sedimentos en las distintas subcuencas que conforman la cuenca hidrográfica del río Piura. Además, reconocer la importancia de los diversos parámetros que influyen en la generación de sedimentos.
- Evaluar las tasas de erosión en la cuenca de estudio bajo condiciones actuales y bajo distintos periodos de retorno.
- Evaluar la influencia de la intensidad de precipitación en los caudales generados y en la concentración de sedimentos. Y resaltar la magnitud de los caudales generados y la importancia de mitigar los efectos de eventos extraordinarios como el fenómeno del niño.

1.5 Hipótesis

La concentración de sedimentos cambia significativamente en función del tiempo y espacio, de los procesos de producción de sedimentos para las distintas subcuencas dentro de una misma cuenca hidrográfica.

Hipótesis específicas

- La concentración de sedimentos que puede tener un flujo se ve influenciada principalmente por características del suelo y factores topográficos más que por la misma precipitación y el área de drenaje.
- Las tasas de erosión cobran mayor importancia en algunas zonas de la cuenca y dependen de diversos factores.
- La intensidad de precipitación afecta directamente al caudal generado durante un evento de avenida; sin embargo, tiene una incidencia limitada en cuanto a concentración de sedimentos que esta puede transportar.

Capítulo 2. Marco Teórico

2.1 Conceptos Clave

Raster: “En su forma más simple, un ráster consta de una matriz de celdas (o píxeles) organizadas en filas y columnas (o una cuadrícula) en la que cada celda contiene un valor que representa información, como la temperatura. Los rásteres son fotografías aéreas digitales, imágenes de satélite, imágenes digitales o incluso mapas escaneados.” (ESRI, n.d.). En el presente trabajo, debido a la variabilidad en el espacio de las características de la cuenca, y considerando la amplitud de esta. Fue necesario trabajar (y realizar cálculos con la finalidad de obtener parámetros de importancia) con información espacial, representada como valores medios de una determinada área (píxel) para toda la extensión de la cuenca.

Reología: Ciencia que estudia y analiza fenómenos de flujo, deformación y las propiedades mecánicas de los gases, líquidos, plásticos y comprende el estudio de las sustancias que “fluyen” pero que su comportamiento no se rige por la ley de viscosidad de Newton. Dicho de otro modo, la Reología comprende el estudio de fluidos en el rango de la Mecánica de los Fluidos Newtonianos hasta la elasticidad de Hooke. (Ibarrola, n.d.). Al ser, la erosión y la sedimentación, objetos de estudio del presente trabajo, es importante comprender la influencia de los sedimentos en el flujo y sus propiedades.

2.2 Antecedentes

Con el pasar de los años, se han realizado diversos estudios considerando diferentes metodologías y diferentes enfoques. Uno importante de resaltar es el de Knebl, M., Yang, Z, Hutchison, K. y Maidment D. (2005), quienes realizaron un modelo hidráulico para la cuenca del río San Antonio en Texas, el cual comprende también el modelo hidrológico en HEC-HMS y el tratamiento de la información geoespacial (DEM). En este resaltan la influencia de la resolución del DEM en el resultado del procesamiento señalando que una baja resolución podría causar un modelo con surcos irreales. Además, Knebl, et al. (2005) y, Majidi y Shahedi (2012), quienes realizaron un modelo hidrológico en HEC-HMS en la cuenca Abnama, Iran, señalan la importancia del flujo base para determinar el caudal mínimo sobre el que ocurriría el evento, y la importancia de la calibración para poder calzar el modelo con lo real y que los resultados sean más precisos.

En cuanto a los estudios realizados en la cuenca del río Piura, algunos no consideran la influencia de la erosión y el transporte de sedimentos, como por ejemplo: el trabajo “Impacto del cambio climático en la oferta hídrica superficial de la cuenca del Río Piura” (León & Huarhua, 2015), en el que se realiza un modelamiento para simular caudales de descarga y determinar la oferta hídrica; o, el “Estudio para la conformación de un programa de inversión pública que permita disminuir la vulnerabilidad frente al incremento de caudales originados por precipitaciones extremas en la cuenca Media y Baja del río Piura” (Azurin, 2010), en el que se analizan los impactos causados por precipitaciones máximas históricas y se presentan propuestas de mitigación; “Modelamiento Hidrológico e Hidráulico para el análisis de inundaciones en la ciudad de Piura utilizando HEC-HMS y HEC-RAS” (Orellana, 2021), en el que se realiza un modelo hidrológico e hidráulico a la altura del puente Sánchez Cerro.

En el estudio “Investigación hidráulica y sedimentológica del tramo urbano del río Piura”, Velasco (2002) realizó un análisis del tramo que comprende desde la presa los Eijidos hasta la laguna Ramón, llegando a la conclusión que existe mucha variación con respecto a la erosión y sedimentación para el tramo cuando son épocas de avenida y épocas de estiaje respectivamente. En tal sentido, esta investigación intenta evaluar la erosión laminar y transporte de sedimentos en la cuenca del río Piura para da una primera aproximación a la influencia de los sedimentos en el flujo. Esta información pretende ser de mucha utilidad para quienes quieran realizar análisis más precisos en las subcuencas de la cuenca hidrográfica, así

como mejorar la toma de decisiones relacionadas al diseño de medidas de control para reducir el impacto de las inundaciones.

2.3 Erosión y Sedimentación

La erosión es el proceso por el cual la superficie del suelo es desgastada por agentes erosivos, principalmente el agua y el viento. Es necesario recalcar que las tasas de erosión están relacionadas con el clima, la topografía, el tipo de suelo, la geología y el uso de la tierra. (García-Chevesich, 2015). Producto de la interacción de estos agentes erosivos con la superficie se produce el intemperismo, el cual es la variación de los materiales rocosos expuestos al aire, a la humedad y al efecto de la materia orgánica; puede ser mecánico o químico. Los procesos externos que lo comprenden son la meteorización, erosión, transporte y deposición (Duque Escobar, 2019). Debido a estos procesos el suelo y la tierra como la conocemos ha sido moldeada por millones de años y se encuentra en constante cambio.

Langbein y Schumm (1958) plantean una relación entre la precipitación y la sedimentación para un área constante. Si bien los autores aceptan que la relación no es exacta debido a que existen otros parámetros de gran influencia como la temperatura, la intensidad, número de tormentas y la estación del año, consideran la precipitación anual como el factor climático dominante.

Al realizar esta consideración, la precipitación anual corresponde a un determinado clima afectando a la vegetación y la escorrentía en determinada área. En la Figura 2.1 se puede apreciar que la curva obtenida tiene una concavidad importante alrededor de los 300 mm/año. García-Chevesich (2015) considera que se debe a que a partir de este punto la precipitación anual es suficiente para soportar una cobertura vegetal durante todo el año, razón por la cual a mayor precipitación anual las tasas de sedimentación disminuyen.

La erosión es un proceso que se da en 3 etapas, siendo las dos primeras el desprendimiento y el transporte ocasionado por agentes erosivos. Cuando la energía para el transporte de los sedimentos disminuye y no es capaz de transportarlos ocurre la deposición. Los agentes erosivos son 4; la erosión eólica, glacial, por gravedad e hídrica, siendo esta última la de mayor énfasis para la presente tesis por ser un modelado hidrológico. En cuanto a la variación temporal de la erosión, usualmente, las tasas más altas de erosión hídrica se producen en unos pocos eventos, durante las grandes tormentas, las que tienen un bajo periodo de retorno (García-Chevesich, 2015).

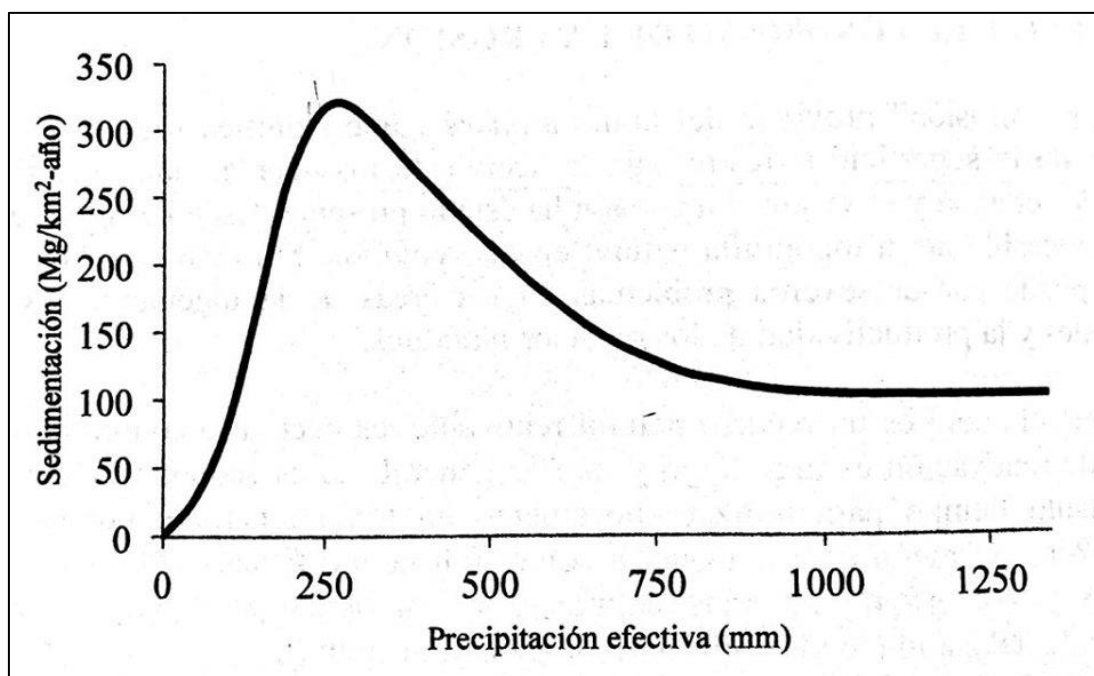


Figura 2.1 Relación entre la precipitación y las tasas relativas de sedimentación

Fuente: Tomado de García Chevesich, 2015 y adoptado de Langbein y Schumm 1958

2.3.1 Erosión Hídrica

La erosión hídrica puede ser en ladera, en canales o cursos de agua. Además, se puede clasificar en tipos. Aquellos que erosionan la superficie del suelo de manera uniforme (erosión de impacto y erosión laminar) y los que producen un deterioro de la superficie en áreas concretas (erosión en riles, erosión en cárcavas, erosión en canales y costas). (García-Chevesich, 2015)

La energía para la erosión es tanto potencial como cinética. La energía potencial proviene de la diferencia de cotas entre dos puntos y la aceleración de la gravedad, mientras la energía cinética se encuentra en función de la velocidad del agente erosivo:

$$EP = mgh \quad (1)$$

$$EC = \frac{1}{2}mv^2 \quad (2)$$

Donde:

m: Masa (kg)

g: Gravedad (m/s^2)

h: altura (m)

v: velocidad (m/s)

EP: Energía Potencial (J)

EC: Energía Cinética (J)

No obstante, la mayoría de la energía se disipa durante la fricción con la superficie. Solo el 3% de la energía de los flujos de agua y un 0.2% de la energía cinética de las gotas de lluvia llegan a generar el desprendimiento y transporte de partículas de suelo. (Pearce, 1976)

Los números de Reynold (Re) y Froude (F) representan características hidráulicas del flujo superficial. El número de Reynolds refleja la turbulencia del flujo superficial, considerada un parámetro directamente ligado a la capacidad de desprender partículas de suelo. Un número de Reynold menor a 500 identifica a un flujo laminar (sin turbulencia) por lo que se considera no erosivo; mientras un número de Reynold mayor a 2000 es un flujo turbulento. Los valores intermedios entre 500 y 2000 representan una mezcla de ambos tipos de flujos. Mientras que el número de Froude indica la capacidad en la formación de olas de gravedad. Estas olas de gravedad tienen un importante poder erosivo por la columna de agua que se desplaza erosiona el suelo con mayor facilidad. Valores de Froude mayores a 1 indican que la formación de olas de gravedad es posible dadas las condiciones.

La velocidad del caudal contribuye considerablemente en la erosión hídrica (UNESCO, 2010). Mientras que la capacidad de transporte de sedimentos representa la cantidad de partículas que pueden ser transportadas por el flujo. Cuando esta capacidad de transporte de sedimentos excede a los sedimentos en el flujo, se produce la erosión. Por otro lado, cuando la capacidad de transporte es inferior a la carga transportada por el flujo, se produce la sedimentación.

Para determinar si se produce erosión o no, es necesario evaluar dos parámetros que permiten evaluar la condición crítica. El parámetro de Shields y el número límite de Reynolds. El parámetro de Shields representa el ratio entre las fuerzas que producen el desplazamiento de los sedimentos y las fuerzas que resisten dicho movimiento (Shields, 1936). El número límite de Reynolds es el otro parámetro y se encuentra en función de la velocidad límite.

$$\tau^* = \frac{\tau_0 D^2}{(\gamma_s - \gamma_w) D^3} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w) D} \quad (3)$$

Donde:

τ^* : Parámetro de Shields

D: Diámetro de la partícula

τ_0 : Fuerza de empuje al ras del suelo

$(\gamma_s - \gamma_w)$: Unidad de peso sumergido de la partícula

$$R_e^* = \frac{U^* D}{\nu} \quad (4)$$

$$U^* = (gRS)^{1/2} \quad (5)$$

Donde:

Re^* : Número límite de Reynolds

U^* : Velocidad límite

ν : viscosidad cinemática

g : Gravedad

R : Radio hidráulico

S : Pendiente del terreno

Debido a que resulta imposible hacer el análisis de las partículas individualmente, se utiliza del D_{50} . Con los resultados obtenidos y el diagrama de Shields mostrado en la Figura 2.2 desarrollado en su tesis doctoral es posible determinar si existe erosión. Todo punto que se ubique sobre la curva es terreno donde ocurre erosión, mientras que lo que se localiza debajo de la curva es terreno estable.

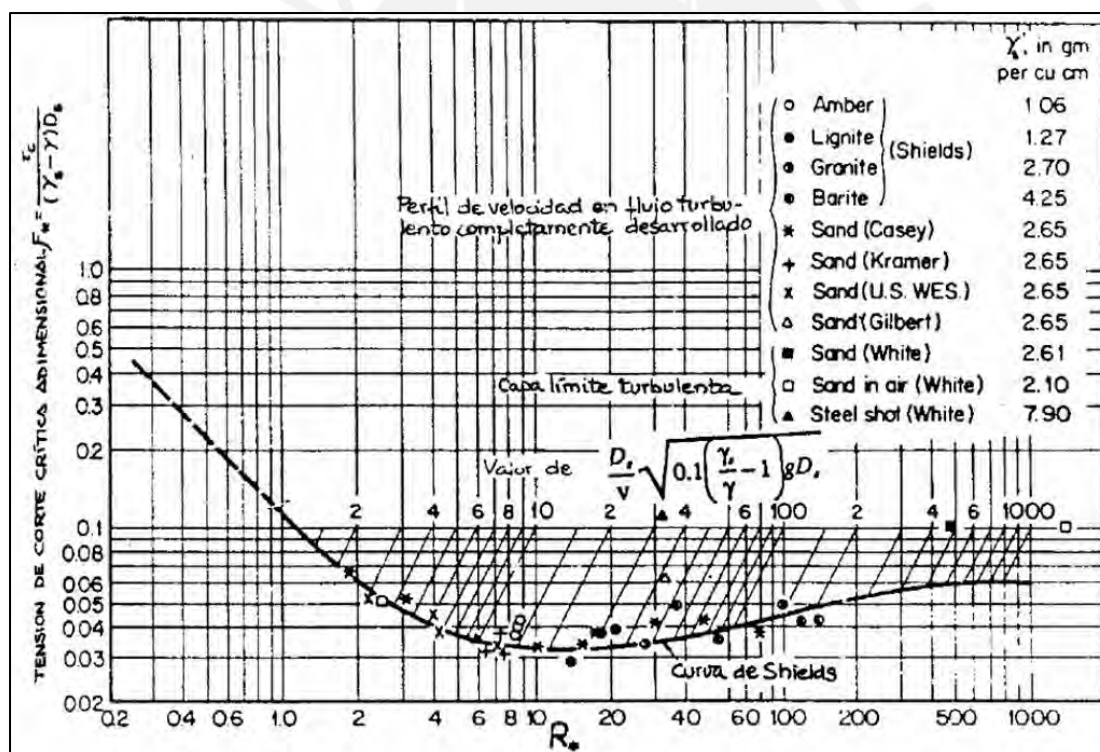


Figura 2.2 Diagrama de Shields

Fuente: Adoptado de Shields, 1936

Aunque las cantidades de sedimentos que viajan en suspensión y como carga de fondo (arrastre, rodadura o saltos) varía de acuerdo a diversos factores y en diversos tramos de un flujo, el porcentaje de sedimentos en suspensión suele ser mucho mayor. Morris & Fan (1998) mencionan que en muchos flujos la carga de fondo es menor al 15%.

2.3.2 Tipos de Erosión

Erosión de impacto

La erosión de impacto se produce cuando las gotas de lluvia golpean la superficie del terreno, ocasionando el desprendimiento de algunas partículas y transportándolas algunos centímetros de su lugar de origen.

La cantidad desprendida y la distancia transportada varían con respecto a las condiciones en las que se encuentran. El desprendimiento se ve afectado por las condiciones del viento, de la saturación del suelo y de si este se encuentra protegido; mientras que la distancia transportada se ve influenciada por la pendiente a la que se encuentra el material.

Erosión Laminar

Cuando se produce una tormenta que supera la tasa de infiltración y satura el suelo, se produce un flujo superficial laminar. Esta delgada capa de agua que escurre sobre el suelo produce la erosión laminar, la cual, por lo general, no suele ser homogénea debido a que la topografía rara vez lo es.

Erosión en Riles

La erosión en riles se forma cuando el escurrimiento superficial empieza a canalizarse en pequeños canales perpendiculares a las curvas de nivel de hasta 30 cm de profundidad. Morgan (2005) y Garcia-Chevesich (2015) coinciden en que pese a representar la mayoría de la erosión total de las laderas podría representar menos de la mitad de la erosión total.

Erosión en Cárcavas

La erosión en cárcavas se da por cursos de agua que tienen la característica de tener un corte cabezal y peldaños. Son más profundas que los riles y se consideran de área transversal mayor a 1 m²

Erosión Costera

Los bordes costeros están en constante cambio debido a fuerzas hídricas y eólicas; sin embargo, debido a la presión que puede llegar a ejercer una sola ola y el poder erosivo de las fuerzas hídricas, se le considera una erosión hídrica. Estas fuerzas constituyen tanto la erosión de las

grandes rocas litorales como el proceso dinámico de erosión y sedimentación en las arenas costeras.

2.3.3 Factores que afectan la Erosión

Clima

La precipitación es la variable climática más importante, y la principal en cuanto a erosión hídrica se refiere. La duración y la intensidad de una tormenta son las principales variables a considerar; sin embargo, la temperatura de las gotas es también un factor que influye en la erosión, a menor temperatura, menor infiltración, mayor escorrentía superficial y con ello mayor erosión.

La forma más adecuada de medir la fuerza que genera erosión de una tormenta es a través de la energía cinética del evento (Morgan, 2005). Aunque las condiciones de cada tormenta influyen en la energía cinética producida por esta; en términos generales, se puede asociar la intensidad de una tormenta con la energía cinética producida.

Vegetación

La cobertura vegetal reduce la energía cinética y con esto la erosión de impacto de las gotas de lluvia. Además, proporciona al suelo una rugosidad que disminuye la velocidad a la que viaja el flujo superficial y con ello la erosión producida.

Hojasca

Se encuentra en lugares que no han sido alterados por el hombre y se compone de tres principales capas: (1) L (del inglés Litter), material vegetal no descompuesto; (2) D (duff), material vegetal parcialmente descompuesto; y (3) H (humus) la capa con mayor cantidad de nutrientes en un estado disponible para las plantas, descomposición total (Brady & Weil, 2000 citado por Rea Borja & Acero Hernandez, 2015)

Este fenómeno reduce la erosión de impacto y la erosión de la escorrentía superficial igual que la vegetación.

Tipo de Suelo

El tipo de suelo es un factor importante debido a que no todos los suelos tienen la misma erosibilidad ya que esta se encuentra en función de variables como textura, contenido de materia orgánica, estructura y permeabilidad (Morgan, 2005).

La textura es un factor importante en la erosibilidad del suelo; sin embargo, la facilidad con la que erosionan las diversas texturas no tiene una relación lineal. La velocidad límite a la que se desprenden las partículas de acuerdo a su diámetro se encuentra representado en la Figura 2.3.

El contenido de materia orgánica puede aumentar muchas de las propiedades del suelo, además de facilitar el crecimiento de vegetación.

La estructura y permeabilidad influyen directamente en la cohesión y capacidad de infiltración del suelo. Cuando un suelo posee una baja capacidad de infiltración significa que existirá mayor escorrentía superficial, la cual es responsable de la erosión laminar y otros procesos de erosión hídrica. De otro lado, cuando el suelo posee una alta capacidad de infiltración, la escorrentía superficial será menor. Por tanto, a mayor capacidad de infiltración menor erosibilidad del suelo.

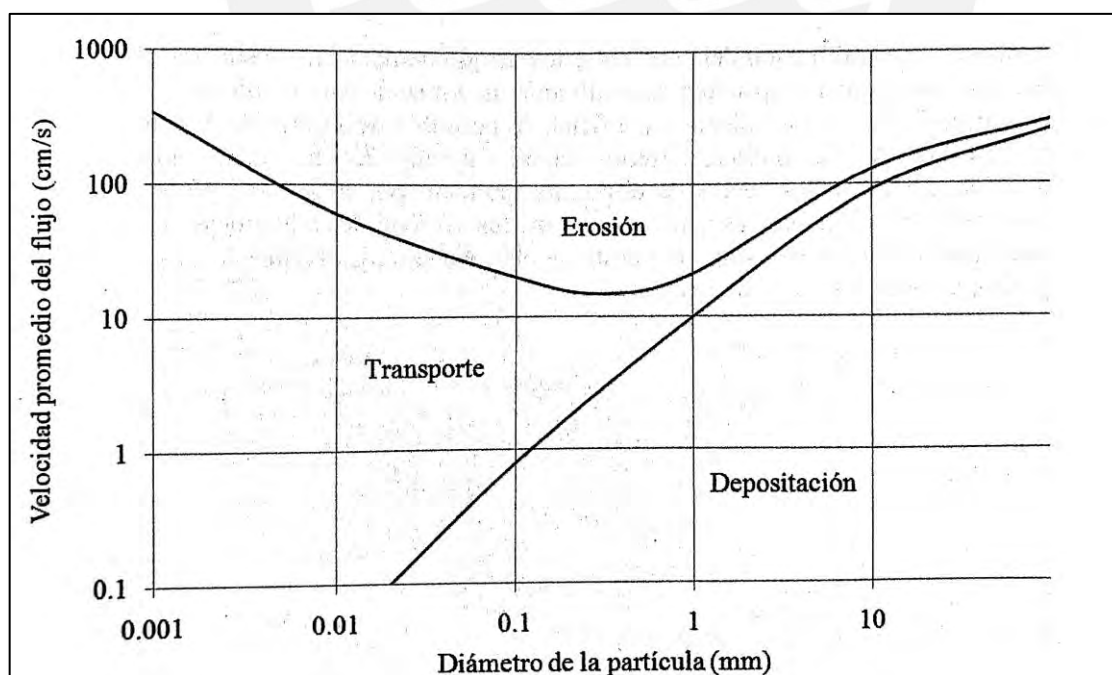


Figura 2.3 Diagrama de Hjulstrom

Fuente: Tomado de García-Chevesich, 2015 y adoptado de Hjulstrom, 1935

Topografía

La topografía es un factor importante para determinar la erosión. La pendiente del terreno influye en la distancia que recorres una porción de suelo desprendido debido a la erosión de impacto producida por las gotas de lluvia. Y la longitud de la pendiente influirá de manera directa en el poder erosivo del flujo superficial que se genere. Además, si consideramos una pendiente para tramos prolongados, la forma de la superficie influirá en la erosión y sedimentación.

Velocidad del flujo

La velocidad del flujo tiene una influencia notable en la erosión hídrica. En la Figura 2.3 se puede observar que, una vez desprendida la partícula, se necesita una menor energía para transportarla. Además, se puede observar que una vez erosionadas, las partículas de menor diámetro son las que pueden ser transportadas con baja energía.

Uso de la Tierra

Aunque la erosión es un proceso natural, por el sobre uso de las tierras agrícolas, el paisaje se ha visto alterado. En consecuencia, la erosión de los suelos se está acelerando (FAO, 1990, JIID, 1992, tomado de Geler Roffe et al., 2018)

Cabe mencionar que, en la actividad humana, las construcciones representan el factor más importante en términos de erosión debido a la agresiva alteración espacial por periodos de tiempo prolongados.

2.3.4 Erosión en Subcuencas

Es importante determinar la cantidad de material que es erosionado en toda la superficie de la cuenca durante una precipitación para poder estimar adecuadamente el sedigrama generado.

Uno de los métodos de mayor uso es la ecuación universal de suelos modificada desarrollada por Williams (1975) al adaptar la ecuación universal de suelos para estimar la generación de sedimentos para un evento único.

$$A = R \times K \times LS \times C \times P \quad (6)$$

Donde A es el rendimiento de sedimento en la cuenca y R el factor del evento de precipitación. El factor de erodabilidad (K), topográfico (LS), de cobertura (C) y de prácticas de prevención y control (P) son descritas a continuación.

Factor de Erodabilidad K

El factor de erodabilidad del USLE modificado se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$K_{USLE} = \frac{0.00021M^{1.14} \times (12 - OM) + 3.25 \times (C_{soilstr} - 2) + 2.5 \times (C_{perm} - 3)}{100} \quad (7)$$

En la cual M es el factor asociado al tamaño de partículas dada por la siguiente fórmula:

$$M = (100 - \%arcilla) \times (\%Limo + \%Arena Muy Fina) \quad (8)$$

OM es el % de materia orgánica y puede ser calculada con $1.724\%OC$, que es carbono orgánico. Csoilstr es el factor asociado a la estructura del suelo según la siguiente codificación como indica Suarez (2001)

Tabla 2.1 Parámetro Csoilstr

Csoilstr	Codificación
1	grano muy fino (<1mm)
2	grano fino (1-2 mm)
3	grano medio (2-5mm) y gránulo grueso (5-10mm)
4	grano liso, prismático, columnar y muy grueso (>10mm)

Fuente: Suarez, 2001

Mientras que Cperm es el factor asociado a la permeabilidad y se le atribuye la siguiente clasificación:

Tabla 2.2 Parámetro Cperm

Cperm	Conductividad hidráulica asociada (mm/h)	
1	Rápido	> 150
2	Moderado a Rápido	50 - 150
3	Moderado	15 - 50
4	Lento a Moderado	5 - 15
5	Lento	1 - 5
6	Muy Lento	< 1

Fuente: Suarez, 2001

Factor Topográfico LS

Los efectos de la inclinación y la longitud de la pendiente son muy importantes en la predicción de erosión y sedimentación (Traducido de Foster & Wischmeier, 1974). Por ello, estos autores desarrollaron ecuaciones para calcular el factor topográfico LS por segmentos. Con el desarrollo de tecnologías y los sistemas de información geográfica (SIG) y con base en las ecuaciones desarrolladas por Foster y Wischmeier, Desmet y Govers (1996) plantearon la siguiente ecuación (citado por Shi et al., 2004)

$$L_{i,j} = \frac{|A_{(i,j)} + D^2|^{(m+1)} - A_{(i,j)}^{(m+1)}}{x^m D^{m+2} (22.13)^m} \quad (9)$$

Donde:

L: Factor de longitud de pendiente

A: Acumulación de flujo

D: Lado del pixel

X: Coeficiente de forma

m: Factor que se encuentra en función del ángulo de la pendiente β .

$$F = \frac{\sin \beta / 0.0896}{3(\sin \beta)^{0.8} + 0.56} \quad (10)$$

$$m = \frac{F}{1+F} \quad (11)$$

Para el cálculo de la inclinación de la pendiente S se utilizan las siguientes ecuaciones dependiendo del ángulo de inclinación:

$$\text{Para } \beta < 0.09 \rightarrow S_{(i,j)} = 10.8 \sin \beta + 0.03 \quad (12)$$

$$\text{Para } \beta \geq 0.09 \rightarrow S_{(i,j)} = 16.8 \sin \beta - 0.5 \quad (13)$$

Factor de Cobertura C

El factor de cobertura C representa la influencia de la cobertura de un suelo a la erosión del mismo; los valores de este factor varían de 0 a 1. Como referencia, Dumas (2012) asigna valores en función a la cobertura según el mapa de estados erosivos de la cuenca hidrográfica del segura, estos se muestran en la Tabla 2.3.

Debido a la ausencia de factores de cobertura en el territorio nacional, el factor C será calculado a partir del índice de vegetación de diferencia normalizado (NDVI por sus siglas en inglés).

El índice de vegetación NDVI representa el tipo de cobertura que posee un suelo con valores que van de 0 a 1, siendo 0 un suelo completamente descubierto y 1 una cobertura vegetativa frondosa y completa.



Tabla 2.3 Tablas de valores de factor de cobertura C

Usos del suelo Corine Land Cover	%Cobertura	Factor C
Zonas industriales o comerciales		1.000
Zonas de extracción minera		1.000
Viñedos		0.525
Tierras de labor secano		0.435
Terrenos regados permanentemente		0.507
Terrenos principalmente agrícolas con vegetación natural		0.435
Tejido urbano discontinuo		1.000
Tejido urbano continuo		1.000
Pastizales naturales		0.130
Olivares		0.525
Mosaico de cultivos		0.435
Matorrales esclerófilos		0.153
Matorral boscoso en transición		0.153
Lámina de agua		0.000
Frutales		0.525
Espacios con vegetación escasa		0.900
Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes		0.435
Bosque mixto	Inferior al 2%	0.186
Bosque mixto	>2% y <7%	0.086
Bosque mixto	Superior al 7%	0.041
Bosque de frondosas	Inferior al 2%	0.186
Bosque de frondosas	>2% y <7%	0.086
Bosque de frondosas	Superior al 7%	0.041
Bosque de coníferas	Inferior al 2%	0.186
Bosque de coníferas	>2% y <7%	0.086
Bosque de coníferas	Superior al 7%	0.041

Fuente: Adaptado de Dumas, 2012

Factor de prácticas de prevención y control de erosión P

Este factor representa la influencia de las prácticas de conservación de suelo sobre las tasas de erosión de una parcela (Gonzalez del Tanago, 1991). Los valores varían de 0 a 1, donde el valor de 1 representa que no ha sido adoptada ninguna medida de mitigación ni prevención ante la erosión, mientras que si el valor se aproxima a 0 representa mayores medidas adoptadas. La Tabla 2.4 presenta valores presentados por Wischmeier y Smith (1979) para deducir el valor de P según las prácticas adoptadas.

Tabla 2.4 Valores del Factor P

VALORES DEL FACTOR P PARA LAS DISTINTAS PRÁCTICAS DE CONSERVACIÓN DE SUELOS (Wischmeier y Smith, 1979)							
Pendiente (%)	Trabajos a nivel		Trabajos en fajas			Trabajos en terrazas (2)	
	Factor	Máxima longitud de declive (m)	Factor P (1)	Anchura de faja (m)	Máxima longitud de declive (m)	Desagües en canales encespedados	Desagüe subterráneo en contrapendiente
1-2	0.60	130	0.30 - 0.60	43	260	0.12	0.05
3-5	0.50	100	0.25 - 0.50	33	200	0.10	0.05
6-8	0.50	65	0.25 - 0.50	33	130	0.10	0.05
9-12	0.60	40	0.30 - 0.60	26	80	0.12	0.05
13-16	0.70	26	0.35 - 0.70	26	55	0.14	0.05
17-20	0.80	20	0.40 - 0.80	20	40	0.16	0.06
21-25	0.90	16	0.45 - 0.90	16	33	0.18	0.06

(1) Los valores dados de P dependen del tipo y duración de la rotación agrícola

(2) Los valores dados de P incluyen la capacidad de retención de sedimentos dentro de la ladera y deben utilizarse para calcular la salida de sedimentos fuera de la misma o su contribución a la degradación específica de la cuenca a la que pertenece

Fuente: Tomado de Gonzalez del Tanago, 1991 y adaptado de Wischmeier y Smith, 1979

2.3.5 Erosión y Transporte de Sedimentos en Ríos

Capacidad de Transporte de Sedimentos

En la evaluación de transporte de sedimentos en ríos se pueden determinar ingresos y salidas en ciertos volúmenes de control (tramos de río con características similares). El ingreso de sedimentos es la sumatoria del material transportado por los tramos afluentes y el material

erosionado en la superficie de la cuenca, mientras que el efluente está en función de la capacidad del flujo de trasladar sedimentos o capacidad de transporte de sedimentos.

La capacidad de transporte es la función de predicción de la capacidad de sedimentos que pueden ser transportados por el flujo en una o más secciones transversales en función de los parámetros hidráulicos y de las propiedades del fondo del río. Esta capacidad de transporte comprende tanto la carga de fondo como la carga en suspensión.

De acuerdo con su desplazamiento, los sedimentos pueden clasificarse en transporte en suspensión, en el que las partículas se sostienen en el agua por efectos ascendentes de la turbulencia; o en transporte de fondo, en el que las partículas se desplazan por arrastre o por saltos sobre o muy cerca del fondo del cauce. (Bravo-Espinosa et al., 2004)

Potencial de transporte de sedimentos

El potencial de transporte de sedimentos es la cantidad de material de un tamaño de partícula que puede ser transportado por una condición hidrodinámica (Brunner, 2010). Este concepto se utiliza para, posteriormente, prorratear los diferentes tamaños de partícula con la finalidad de obtener la capacidad de transporte de sedimentos en la sección transversal.

Cada uno de los métodos presentados está desarrollado para un tamaño de partícula y ciertas condiciones. El mismo método será utilizado en todos los elementos del tramo del modelo (US Army Corps of Engineers, 2020). Además, el programa te permite seleccionar un método para potencial cohesivo que en el presente trabajo no será considerado. En la Tabla 2.5 se presenta la descripción de diversos métodos de potencial de transporte.

Tabla 2.5 Funciones de potencial de transporte

Método	Descripción	Ecuación
Ackers and White	<ul style="list-style-type: none"> - Función de carga total - Desarrollado en aforador para tamaños de partícula de arenas a gravas finas - Adaptado para fondos de canal con dunas, ondas o planos 	$X = \frac{G_{gr} s d_s}{D \left(\frac{u_*}{V}\right)^n}$ $G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1\right)$ <p>Donde:</p> <p>X: Concentración de sedimentos</p> <p>G_{gr}: Parámetro de transporte de sedimentos</p> <p>S: Gravedad específica de los sedimentos</p> <p>D_s: Diámetro medio de partícula</p> <p>D: Profundidad efectiva</p> <p>u*: Velocidad de corte</p> <p>V: Velocidad media del canal</p> <p>N: Exponente de transición, depende del tamaño de sedimento</p> <p>C: Coeficiente</p> <p>F_{gr}: Parámetro de movilidad del sedimento</p> <p>A: Parámetro crítico de movilidad del sedimento</p>
Engelund-Hansen	<ul style="list-style-type: none"> - Función de carga total - Desarrollado en aforador para arenas uniformes entre 0.19 y 0.93 mm de diámetro - Ecuación simple de transporte - En función de la velocidad, corte en el fondo y diámetro medio - Aplicación restringida para arenas 	$g_s = 0.05 \gamma_s V^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}}\right]^{3/2}}}$ <p>Donde:</p> <p>g_s: Unidad de transporte de sedimento</p> <p>γ: Peso específico del agua</p> <p>γ_s: Peso específico de las partículas</p> <p>V: Velocidad media del canal</p> <p>τ₀: Esfuerzo cortante al fondo del canal</p> <p>d₅₀: Diámetro 50 de las partículas</p>
Laursen-Copeland	<ul style="list-style-type: none"> - Función de carga total - Desarrollado en aforador y expandido con datos del río Arkansas - En función de la fuerza cortante y la relación entre la velocidad de corte y la 	$C_m = 0.01 \gamma \left(\frac{d_s}{D}\right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_0}{\tau_c} - 1\right) f\left(\frac{u_*}{\omega}\right)$ <p>Donde:</p> <p>C_m: Concentración de transporte de sedimentos</p> <p>γ: Peso específico del agua</p> <p>d_s: Diámetro medio de partícula</p>

	<p>velocidad de caída</p> <ul style="list-style-type: none"> - Copeland extendió su uso a gravas - Laursen incursiono en el rango de limos y un reciente estudio demostró su buen desempeño en el rango de arenas muy finas y limos gruesos 	<p>D: Profundidad efectiva del flujo</p> <p>τ': Esfuerzo de fondo por resistencia del grano</p> <p>τ_c: Esfuerzo crítico de fondo</p> <p>$f\left(\frac{u_*'}{\omega}\right)$: Función del cociente entre la velocidad de corte y la velocidad de caída</p>
Meyer-Peter Muller	<ul style="list-style-type: none"> - Función de carga de fondo - Desarrollado en aforador para arenas y gravas con fondo de lecho plano - Método usado con corrección de arrastre debido a la sobreestimación de carga en fondos no planos - En función de una relación simple del exceso de corte - Mejor desempeño en sistemas gravosos - Sobreestimación en transporte de materiales más finos 	$\left(\frac{k_r}{k_r'}\right)^{\frac{3}{2}} \gamma R S = 0.047(\gamma_s - \gamma) d_m + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{\frac{2}{3}} g_s^{2/3}$ <p>gs: Tasa de transporte de sedimentos</p> <p>kr: Coeficiente de rugosidad del lecho</p> <p>kr': Coeficiente de rugosidad del grano</p> <p>γ: Peso específico del agua</p> <p>γ_s: Peso específico del sedimento</p> <p>g: Gravedad</p> <p>Dm: Diámetro medio de partícula</p> <p>R: Radio hidráulico</p> <p>S: Gradiente de energía</p>
Toffaletti	<ul style="list-style-type: none"> - Función de carga total - Desarrollado en sistemas largos y en suspensión principalmente para arenas - Pobre desempeño en sistemas gravosos - En función de un conjunto de regresiones de la relación entre la hidráulica, la temperatura del agua y los sedimentos - Aplicación en "ríos largos" 	$g_{ssL} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{1+n_v-0.756z} - (2d_m)^{1+n_v-0.756z}}{1+n_v-0.756z}$ $g_{ssM} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{0.224z} \left[\left(\frac{R}{2.5}\right)^{1+n_v-z} - \left(\frac{R}{11.24}\right)^{1+n_v-z}\right]}{1+n_v-z}$ $g_{ssU} = M \frac{\left(\frac{R}{11.24}\right)^{0.224z} \left(\frac{R}{2.5}\right)^{0.5z} \left[R^{1+n_v-1.5z} - \left(\frac{R}{2.5}\right)^{1+n_v-1.5z}\right]}{1+n_v-1.5z}$ $g_{sb} = M(2d_m)^{1+n_v-0.756z}$ $M = 43.2C_L(1+n_v)VR^{0.756-n_v}$ $g_s = g_{ssL} + g_{ssM} + g_{ssU} + g_{sb}$ <p>gssL: Transporte de sedimentos en suspensión en la zona inferior</p> <p>gssM: Transporte de sedimentos en suspensión en la zona media</p> <p>gssU: Transporte de sedimentos en suspensión en la zona superior</p>

		<p>gsb: Transporte de sedimentos en fondo</p> <p>M: Parámetro de concentración de sedimentos</p> <p>CL: Concentración de sedimentos en zona inferior</p> <p>R: Radio hidráulico</p> <p>Dm: Diámetro medio de las partículas</p> <p>Z: Exponente que describe la relación entre sedimentos y sus características hidráulicas</p> <p>nv: Exponente de temperatura</p>
Yang	<ul style="list-style-type: none"> - Función de carga total - Desarrollado en aforador y datos de campo - Alta sensibilidad ante la velocidad del flujo - Tiene la mayor sensibilidad de los métodos a la velocidad de caída - En función de la potencia de corriente (producto de la velocidad y el esfuerzo cortante) - Incluye dos relaciones distintas para arenas y gravas 	$\log C_t = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0.457 \log \frac{u_*}{\omega}$ $+ \left(1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0.314 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega} \right)$ $\log C_t = 6.681 - 0.663 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 4.816 \log \frac{u_*}{\omega}$ $+ \left(2.784 - 0.305 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0.282 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega} \right)$ <p>Ct: Concentración total de sedimentos</p> <p>ω: Velocidad de caída de la partícula</p> <p>dm: Diámetro medio de partícula</p> <p>ν: Viscosidad cinemática</p> <p>u^*: Velocidad de corte</p> <p>V: Velocidad media del flujo</p> <p>S: Gradiente de energía</p>

Fuente: Elaboración propia a partir del manual de HEC-RAS (Brunner, 2010)

Velocidad de caída

La velocidad de caída se define como la velocidad con la que precipita una partícula de sedimento en un fluido en reposo, de profundidad ilimitada (Morocho Calle, 2004). La suspensión de una partícula de sedimento se produce cuando la velocidad de corte al nivel del lecho del río se aproxima a la velocidad de caída de la partícula. Las partículas se mantienen en suspensión siempre que las componentes verticales de la turbulencia a la altura del lecho excedan a la velocidad de caída.

Cuando se habla de tamaño de partículas se hace referencia a un diámetro medio, el cual, por conveniencia, suele ser representado como una esfera perfecta, lo que se encuentra alejado de la realidad. Para ajustar las fórmulas a la realidad se utiliza lo que se conoce como factor de forma (sf por sus siglas en ingles).

HEC-HMS presenta como alternativas de velocidad de caída los métodos de Toffaleti, Van Rijn, Rubey y Report 12 (Brunner, 2010), los cuales son presentados a continuación:

Rubey desarrolló una relación analítica entre el fluido, las propiedades de los sedimentos y la velocidad de caída basada en una combinación entre la ley de Stoke y una fórmula de impacto, esto lo consigue asumiendo un número de Reynolds. La fórmula se adecua bien para limos, arenas y gravas. Se sugiere que trabaja mejor con una gravedad específica de 2.65 y los ensayos fueron realizados a una temperatura de 16°C. Además, la velocidad de caída para partículas más cubicas y distribuciones más uniformes tienden a tener una mayor velocidad de caída que lo estimado. La fórmula de la velocidad de caída planteada por Rubey es la siguiente:

$$\omega = F_1 \sqrt{(s-1)gd_s} \quad (14)$$

$$\text{Donde: } F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gd^3(s-1)}} - \sqrt{\frac{36v^2}{gd^3(s-1)}} \quad (15)$$

Toffaleti utiliza un método empírico y presenta una tabla de velocidades de caída para un factor de forma de 0.9 y una gravedad específica de 2.65. Dichas velocidades de caída se presentan para un determinado rango de temperaturas y tamaño de partículas desde arenas muy finas hasta gravas medias. De este modo para el cálculo de la velocidad de caída se accede a la tabla sin necesidad de usar ecuaciones.

Van Rijn utiliza a Rubey como un punto de partida y aproxima curvas de la IACWR para velocidades de caída con un factor de forma de 0.7 y una temperatura de 20°C. Utiliza tres ecuaciones dependiendo del tamaño de las partículas, empezando por diámetros desde 0.001 mm. Las ecuaciones se presentan a continuación:

$$\omega = \frac{(s-1)gd}{18v} \quad 0.001 < d < 0.1 \text{ mm} \quad (16)$$

$$\omega = \frac{10v}{d} \left[\left(1 + \frac{0.01(s-1)gd^3}{v^2} \right)^{0.5} - 1 \right] \quad 0.1 < d < 1 \text{ mm} \quad (17)$$

$$\omega = 1.1[(s-1)gd]^{0.5} \quad d \geq 1 \text{ mm} \quad (18)$$

Report 12 es una solución iterativa que utiliza las curvas de Van Rijn. Utiliza la velocidad de caída para calcular un nuevo número de Reynolds hasta que la velocidad de caída obtenida tenga una tolerancia adecuada con la utilizada.

2.4 Hidrología

2.4.1 Ciclo hidrológico del agua

La hidrología estudia el ciclo hidrológico del agua; el cuál, no es regular, una muestra de ello son los períodos de sequías e inundaciones. Es precisamente contra estas irregularidades que lucha el hombre (Chereque Morgan, 1989). Como se puede observar en la Figura 2.4 el ciclo hidrológico no tiene principio ni fin y abarca muchos procesos hidrológicos, muchos de ellos muy complejos; sin embargo, para la presente tesis es de interés entender algunos de ellos.

La precipitación es el fenómeno por el cual el agua que se encuentra acumulada en las nubes en forma de vapor de agua (estado gaseoso) se condensa y cae a la superficie a la superficie terrestre en forma de gotas de agua (estado líquido). Conocer el volumen de agua que precipitará en un momento determinado es imposible; no obstante, gracias a la ciencia se puede tener conocimiento aproximado de las precipitaciones máximas correspondientes a diferentes periodos de retorno.

El agua subterránea es considerada toda aquella que se encuentra en los intersticios de las partículas de suelo. El estudio del agua subterránea abarca también ciencias como la hidrogeología y debido a su complejidad no será un tema de estudio. Sin embargo, es importante entender que el suelo cuenta siempre con un grado de saturación y tiene un límite de saturación a partir del cual no puede admitir mayor cantidad de agua.

Cuando las precipitaciones exceden este límite de saturación del suelo es cuando se produce la denominada escorrentía superficial. Agua que fluye sobre la superficie terrestre recorriendo las pendientes hasta un cuerpo de agua de mayores dimensiones en el cual desembocar.

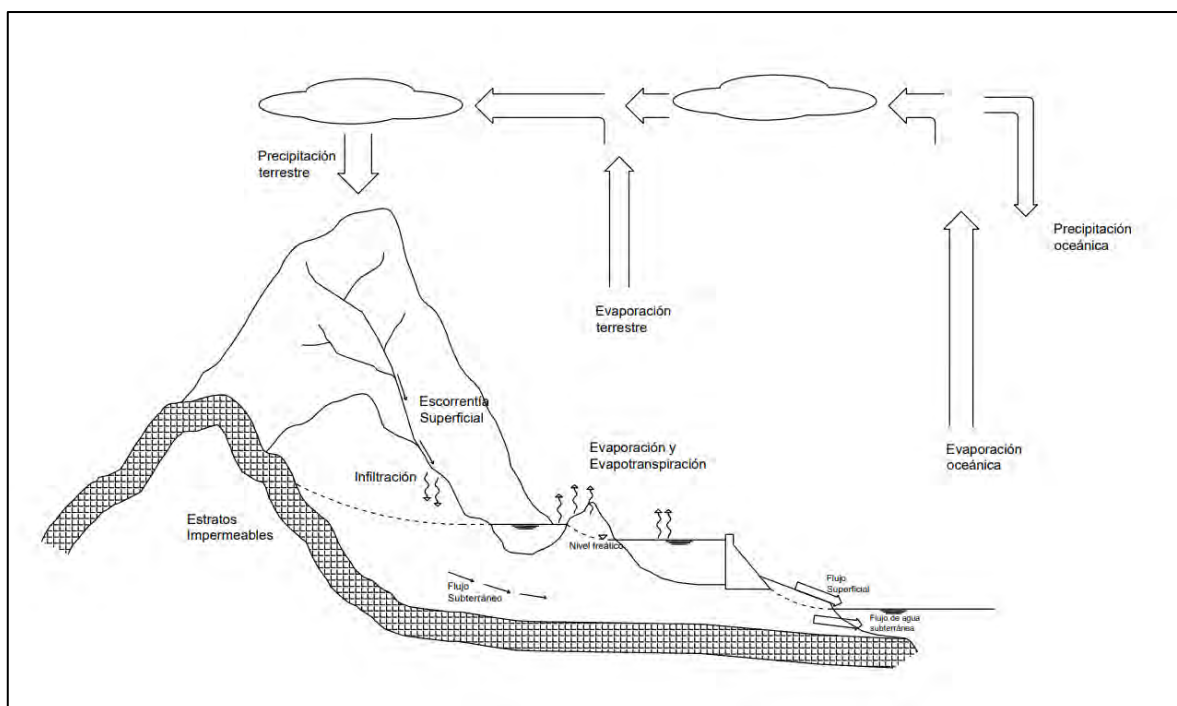


Figura 2.4 El ciclo hidrológico

Fuente: Propio, adaptado de: Chow et al., 1994

2.4.2 Cuenca hidrográfica

Una cuenca es un concepto básico para un análisis hidrológico. Se define como un área donde las aguas superficiales convergen hacia un cauce o una unidad natural, las cuales fluyen al mar a través de una red de cauces principales (Gaspari et al., 2013). Las cuencas hidrográficas son de gran tamaño; por esta razón se constituyen por cuencas más pequeñas. Esto conlleva que sea necesario realizar estudios y análisis de cada subcuenca según los objetivos que se requieran. Por ese motivo, existen cuencas, subcuencas y microcuencas, la denominación depende de la extensión de los ríos y cursos de agua que abarque. Generalmente, el caudal que escurre por la cuenca tiene proporción con el tamaño de la misma. (McCuen, 1989).

La cuenca hidrográfica es un complejo conjunto de recursos naturales (suelo, agua, aire, flora y fauna) en el que sus componentes interactúan entre sí haciendo única a cada cuenca. Por tanto, todo trabajo realizado por el hombre impacta sobre uno o más componentes que la conforman.

Algunos de los parámetros y características que definen a la cuenca son:

Perímetro de la cuenca

El perímetro de una cuenca se define como la longitud que rodea los límites de la cuenca hidrográfica; es decir, todos los puntos más altos y alejados en drenar agua por el mismo punto de salida. En un plano topográfico de curvas de nivel es posible delimitar la cuenca partiendo del punto de drenaje. Se traza líneas perpendiculares a las curvas de nivel hasta llegar al punto más alto de la cuenca o la línea divisoria, en la cual se continuará hasta encerrar la totalidad de la cuenca.

Área de drenaje de una cuenca

El área o área de drenaje de una cuenca está definida por todos los puntos que drenan hacia el mismo punto de salida.

Longitud de una cuenca

La longitud de drenaje es el recorrido más largo que pueda tener una gota de lluvia al escurrir por la cuenca. Puede considerarse como la longitud media del canal principal; sin embargo, dado que el canal principal no suele formarse desde el perímetro, es necesario trazar una línea adicional desde el inicio del canal principal hasta el punto más alejado situado en el perímetro que pueda drenar hacia el inicio del mismo.

Pendiente de una cuenca

La pendiente de una cuenca es la pendiente de la longitud media; es decir, la diferencia de cotas del punto de drenaje más alto del canal principal y punto de drenaje de la cuenca.

$$S = \frac{\Delta E}{L} \quad (19)$$

Hipsometría de una cuenca

La hipsometría de una cuenca es la relación entre la elevación y el área acumulada. Esta relación se puede representar de forma gráfica, mostrando el área acumulada en el eje de las abscisas, y la altitud de la cuenca en el eje de las ordenadas. De esta manera, para la máxima altitud de la cuenca, el área acumulada será mínima; mientras que para el nivel más bajo, el

área acumulada será e área total. De esta manera, la gráfica generada representa el relieve de la cuenca.

A manera de ejemplo, una curva lineal con una única pendiente, representaría a un ideal de cuenca rectangular con una única pendiente en toda su extensión, sin variaciones importantes en la topografía.

Forma de una cuenca

La forma de una cuenca influencia en la ruta que describe el agua que llega a la boca de la misma, y por ello influye en el caudal a lo largo del canal principal. Por ello, para definir la forma de una cuenca se tienen diversos parámetros como el ratio de circularidad y el ratio de elongación presentados por García-Chevesich (2015)

$$F_c = \frac{P}{(4\pi A)^{0.5}} \quad (20)$$

$$R_c = \frac{A}{A_o} \quad (21)$$

$$R_e = \frac{2}{L_m} \left(\frac{A}{\pi} \right)^{0.5} \quad (22)$$

Donde:

F_c, R_c: Ratio de circularidad

R_e: Ratio de elongación

P: Perímetro de la cuenca

A: Área de la cuenca

A_o: Área de un círculo con mismo perímetro que la cuenca

L_m: Largo máximo de la cuenca paralelo a su línea de drenaje principal

Aunque existen otras características adicionales para efectos del estudio las presentadas se consideran las relevantes.

2.4.3 Precipitación

Corrección de la data histórica

En la actualidad existen registro de precipitaciones en diversos lugares del mundo. La información recaudada puede encontrarse registrada a cada hora, cada cierta cantidad de horas, diarias, etc., por largos periodos de tiempo. Estos registros son útiles al momento de realizar ajustes probabilísticos. El problema radica en que, para realizar un adecuado análisis

probabilístico se requiere al menos 30 años de información, lo cual, para muchas estaciones no se tiene.

Existen diversas maneras de utilizar la información de precipitación recolectada por una estación meteorológica o hidrológica. Pero debido a la finalidad del trabajo, se requiere la precipitación máxima en 24 horas anual también llamadas precipitaciones máximas diarias (PMD). Para ello se requiere las precipitaciones de todo el año hidrológico ya que la ausencia de un día podría significar la ausencia del día de mayor precipitación del año. Esto conlleva a utilizar métodos para completar la información de la estación a utilizar. No obstante, también es posible utilizar una base de datos geoespacial de precipitaciones; en el caso de Perú la primera ha sido desarrollada recientemente por el SENAMHI. Debido a la falta de información y de estaciones en la extensión de la cuenca del Río Piura, se optó por utilizar la información PISCO considerando puntos en toda la extensión de la cuenca y la subcuenca.

Producto PISCO

La Dirección de Hidrología del SENAMHI a través de Aybar Camacho et al. (2017) desarrolló investigaciones desde el 2013 que culminaron con el desarrollo de la primera base de datos espacial denominada PISCO (Peruvian Interpolated data of the SENAMHI's Climatological and hydrological Observations) por sus siglas en inglés, a una resolución de grilla de 0.05° para una serie que inicia el 1 de enero de 1981 y termina el 31 de diciembre del 2016. La construcción del producto PISCO (PISCOp) involucró la utilización como covariable de la base de datos global del proyecto CHIRPS (Climate Hazards InfraRed Precipitation with Station data), el cual conjuga datos provenientes de sensores remotos, modelos y estaciones terrenas, y fue inspirado para su asimilación en modelos hidrológicos y desarrollo de productos para monitoreo de sequías e inundaciones.

Análisis de Información Pluviométrica

Wendor Chereque (1989) establece tres categorías en las cuales se pueden clasificar los problemas hidrológicos dependiendo del objetivo del proyecto; diseño de estructuras hidráulicas, satisfacción de demandas, y diseño y operación de embalses.

Para el diseño de estructuras hidráulicas es necesaria la evaluación y cuantificación de caudales máximos y mínimos; para la satisfacción de demanda es necesaria la evaluación en los puntos

de descarga; y en el diseño y operación de embalses es necesaria la evaluación de caudales en todo el espectro (media, máximos y mínimos).

Precipitación máxima diaria

La precipitación máxima diaria se define como la máxima precipitación producida en un periodo de 24 horas para un año hidrológico.

Modelos probabilísticos

En la mayoría de los casos, las series observadas son muy cortas, por lo que los datos de la muestra se usan para adoptar una distribución teórica de frecuencias, la cual a su vez serviría para extrapolaciones al nivel deseado. (Guevara Pérez, 2015).

En el análisis de tormentas y caudales máximos se utilizan modelos probabilísticos los cuales tienen cierto comportamiento según la distribución de frecuencias, el cual es independiente del tiempo. Dentro del análisis probabilístico, las distribuciones pueden ser discretas o continuas; para distribuciones discretas la función queda definida para valores específicos, mientras que en una distribución continua la función queda definida por rangos o intervalos.

Es de interés conocer las principales distribuciones continuas (Chereque Morgan, 1989), ya que dependiendo de la consistencia de la información con respecto al modelo se trabaja con una determinada distribución.

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria (Chow et al., 1994). A pesar de existir una gran cantidad de distribuciones de probabilidad, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018) recomienda, para el análisis estadístico de datos hidrológicos, utilizar las siguientes funciones:

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

Con la finalidad de determinar la tendencia de las PMD se ajustan los resultados a las diversas funciones de distribución presentadas y con ellas es posible determinar las lluvias para los diferentes periodos de retorno.

Precipitación Media

La precipitación media se utiliza para determinar la precipitación promedio en un área específica y existen diversos métodos para determinarla. Los más conocidos son: La media aritmética, el método de los polígonos de Thiessen y el método de las Isoyetas.

El método de la media aritmética es el más simple ya que solo se promedian las precipitaciones de las estaciones dentro del área de interés, funciona adecuadamente cuando se cuenta con un buen número de estaciones y las precipitaciones registradas no presentan una diferencia considerable.

El método de los polígonos de Thiessen consiste en considerar en cada punto del área una precipitación igual a la de la estación más cercana. Cuando se tienen diversas estaciones se trazan líneas entre ellas y se trazan rectas perpendiculares a la mitad de dichas líneas, formando polígonos de igual precipitación alrededor de cada estación.

Para calcular la precipitación media se realiza la sumatoria de las precipitaciones de cada estación multiplicada por su área correspondiente y se divide entre el área total. En la Figura 2.5 se puede observar un ejemplo del cálculo de la precipitación media a través del método de los polígonos de Thiessen.

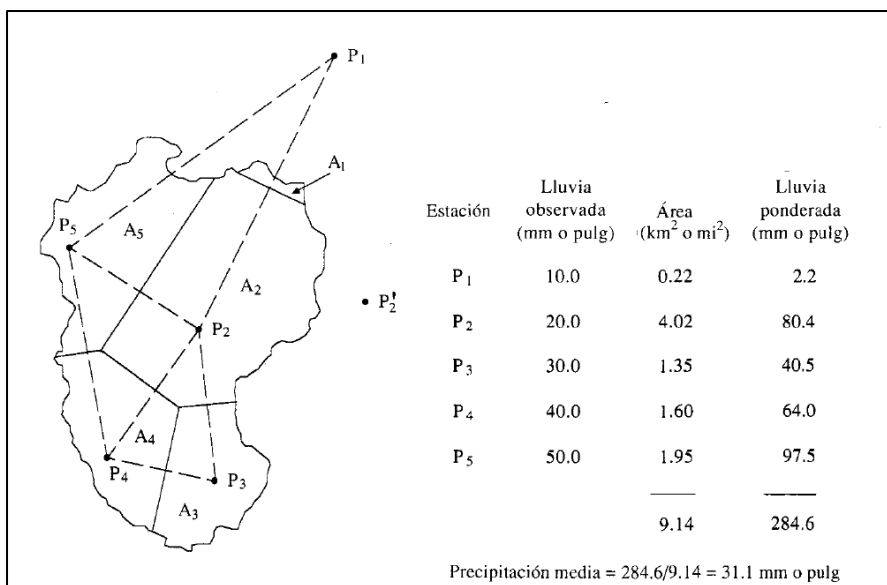


Figura 2.5 Polígonos de Thiessen.

Fuente: Chow et al., 1994

El método de las Isoyetas supera algunas de las limitaciones que contiene el método de polígonos. La construcción de isoyetas se realiza interpolando precipitaciones de estaciones adyacentes. Una vez que las isoyetas están construidas, se multiplica el área entre cada par de isoyetas por el promedio de las precipitaciones de las dos isoyetas adyacentes. En la Figura 2.6 se puede observar el ejemplo anterior pero desarrollado con el método de las Isoyetas.

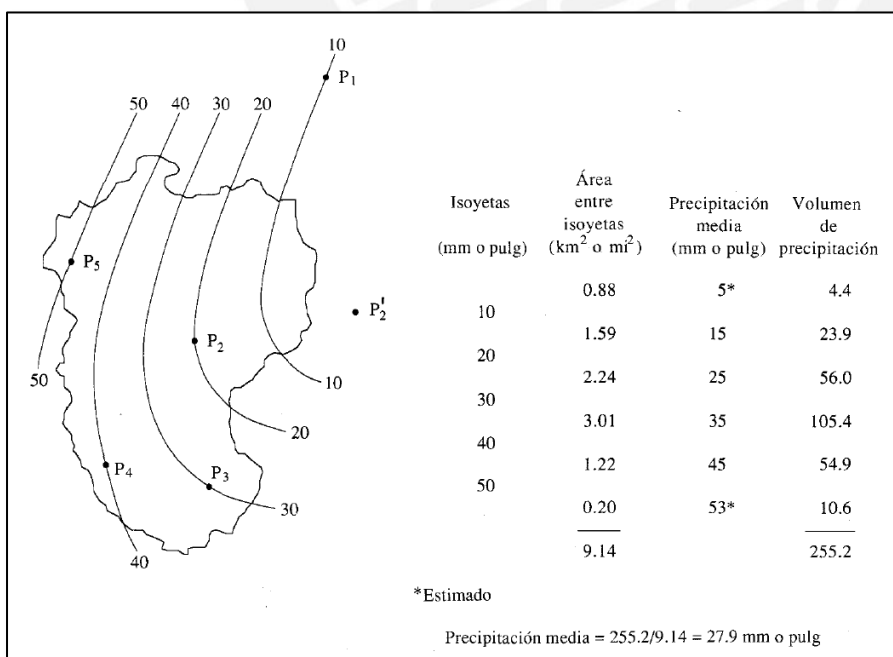


Figura 2.6 Método de Isoyetas.

Fuente: Chow et al., 1994

Curvas IDF

El grado óptimo de seguridad de una estructura depende, por un lado, de su costo y, por otro, del costo de las pérdidas asociadas con una falla (Aparicio Mijares, 1992).

La aplicación práctica de las curvas de intensidad frecuencia duración (IDF) es que permiten calcular la intensidad de diseño, para una probabilidad de no excedencia y para una determinada duración (Pulgarín & Poveda, 2008). Esto debido a que dependiendo de cada caso particular y del riesgo que represente podría no ser costeable o no ser ético.

Cabe resaltar que estadísticamente es imposible eliminar el riesgo de falla de una estructura por completo. Por esta razón es importante encontrar una relación entre la intensidad, la duración y la frecuencia de un determinado evento.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018) menciona que debido a la poca información pluviográfica con que se cuenta, es difícil elaborar estas curvas. Por este motivo plantea dos métodos para calcular las intensidades a partir de la precipitación máxima en 24 h. El primero es un cuadro con coeficientes para el cálculo de la intensidad en función de la duración de la tormenta, los que van de 1 a 48 horas.

Tabla 2.6 Coeficiente de duración de lluvias entre 48 y 1 h.

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90

20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: MTC, 2018

Y la segunda, es mediante la metodología Dick Peschke (Guevara, 1991), la cual relaciona la duración de las tormentas con la precipitación máxima en 24 horas a través de la expresión:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (23)$$

Donde:

Pd: Precipitación total (mm)

d: Duración (min)

P24h: Precipitación máxima en 24 horas (mm)

Finalmente, las curvas se calculan indirectamente a través de la relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \quad (24)$$

Donde:

I: Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n: Factores característicos de la zona de estudio

T: Periodo de retorno (años)

t: Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Hietograma y curva masa

La precipitación que desencadena un flujo de lodos no es la generada a lo largo del día de precipitación máxima, ya que son las horas de mayor precipitación del día las que ocasionan estos fenómenos. Un hietograma de lluvia es una gráfica de profundidad de lluvia o intensidad en función del tiempo (Chow et al., 1994); mientras que en la curva masa se muestra la precipitación acumulada a lo largo de un periodo de tiempo.

Por ello es necesario conocer la evolución de la precipitación con mayor detalle. A través de un hietograma podemos conocer la variación de la intensidad de precipitación por intervalos de tiempo específicos, mientras que la curva masa nos permite observar los valores acumulados de precipitación en el tiempo. Esto indica que la pendiente de la curva masa entre dos puntos

específicos nos indican la intensidad de precipitación para el periodo de tiempo entre ambos puntos. De esta manera podemos seleccionar la precipitación máxima en un periodo más corto de tiempo y con ello desarrollar un mejor modelo hidrológico.

En la Figura 2.7 se muestra un hietograma y curva masa de una tormenta ocurrida en 1981 a modo de ejemplo. Se observa con claridad la mayor intensidad de la tormenta en el hietograma y la precipitación acumulada final en la curva masa.

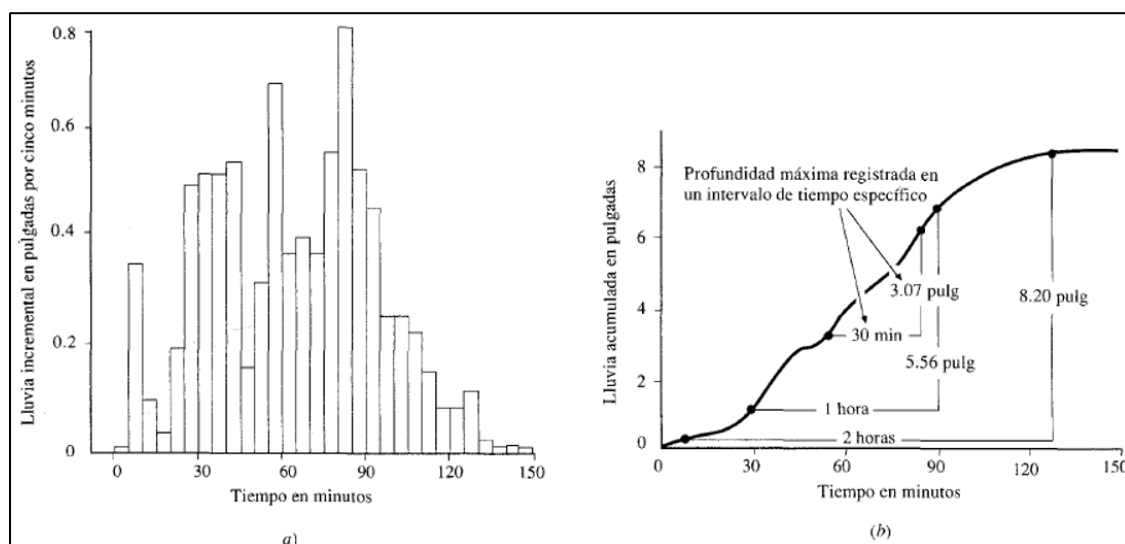


Figura 2.7 Hietograma y curva masa del pluviómetro 1-Bee para la tormenta del 24 al 25 de mayo de 1981 en Austin, Texas

Fuente: Chow et al., 1994

Método de bloque alterno

El método del bloque alterno es un método sencillo para generar un hietograma de diseño a partir de las curvas de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma obtenido a partir del método ofrece específica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Una vez conocido el periodo de retorno de diseño, se obtiene la intensidad en las curvas IDF para cada una de las duraciones $1!t, 2!t, 3!t, \dots$, y la profundidad correspondiente se consigue de multiplicar la intensidad y la duración. Teniendo en cuenta la diferencia entre valores sucesivos de profundidad, se consigue la cantidad de precipitación que debe considerarse por cada unidad adicional de tiempo M . Estos incrementos se reordenan en una secuencia de tal manera que la intensidad máxima se de en la mitad de la duración requerida T_d , y que el resto de bloques queden en

orden descendente alternando a ambos lados del bloque central, formando el hietograma de diseño. (Chow et al., 1994).

2.4.4 Escorrentía Superficial

Se ha estimado que la precipitación total sobre los continentes es, en promedio, de 100 000 km³ por año, lo que equivale a 685 mm anuales. De toda esta agua, un elevado porcentaje, el 65% se evapora y regresa a la atmósfera. De la parte restante, una porción se infiltra y, eventualmente, da lugar a la escorrentía subterránea; otra, aporta al mantenimiento de diversas formas de retención superficial; mientras que la mayoría se transforma en escorrentía superficial, la que se considera 35 000 km³ por año. (Rocha Felices, 1998)

Para hablar de escorrentía superficial o escorrentía directa es necesario definir el exceso de precipitación. La precipitación excedente, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de encontrar su curso a través de una cuenca en la superficie, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa, encontrando su camino a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial Hortoniano. (Chow et al., 1994).

La diferencia entre la precipitación total y el exceso de precipitación es lo que se conoce como pérdidas o abstracciones. Aunque existen diversos métodos para determinar las abstracciones para la escorrentía superficial, se presentará el método del Soil Conservation Service (SCS) usado en la presente tesis.

Método SCS para abstracciones

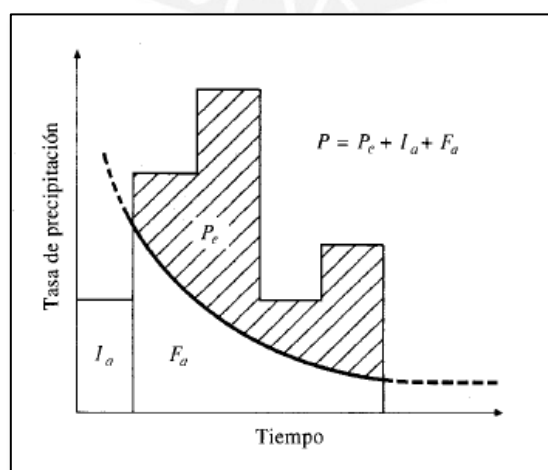


Figura 2.8 Variables del método de abstracciones de la SCS

Fuente: Chow et al., 1994

Previo a plantear la relación establecida por el SCS es necesario comprender ciertas relaciones de las variables en el método. La primera, es entender P_e como la escorrentía directa, siendo esta siempre menor o igual a la profundidad de precipitación o precipitación total P . Luego de que inicia la precipitación y previo a que ocurra la escorrentía, se produce una infiltración inicial I_a ; luego de esta infiltración se produce el encharcamiento, y con ella la escorrentía, ocurriendo adicionalmente una retención adicional en toda la cuenca F_a . La retención adicional F_a es siempre igual o menor a una retención potencial máxima S . Para entender mejor la relación algunas de las variables son presentadas en la Figura 2.8.

La hipótesis del SCS plantea que la relación entre lo real (la escorrentía superficial P_e y la retención adicional F_a) es igual a lo potencial (el potencial de escorrentía $P-I_a$ y la retención potencial máxima S), generando la siguiente ecuación:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P-I_a} \quad (25)$$

Además, por el principio de continuidad y como se aprecia en la Figura 2.8 se sabe que:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (26)$$

Luego de algunos experimentos el SCS desarrolló una relación empírica entre la abstracción inicial y la retención potencial máxima, considerando el primero 0.2 del segundo. Con dicha relación y resolviendo las dos ecuaciones previas se obtiene:

$$P_e = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad (27)$$

Al plasmar en una gráfica la relación entre la precipitación acumulada y la escorrentía directa acumulada, el SCS encontró un patrón de curvas a partir del cual se definió un número adimensional conocido como número de curva (CN) el cual se puede encontrar entre 0 y 100. Las gráficas a partir del cual fue definido se encuentran en la Figura 2.9. Según Kaffas y Hrissanthou (2015) este método es uno de los más simples y eficientes para el cálculo de la escorrentía directa considerando las pérdidas hidrológicas para un evento de precipitación en un área específica.

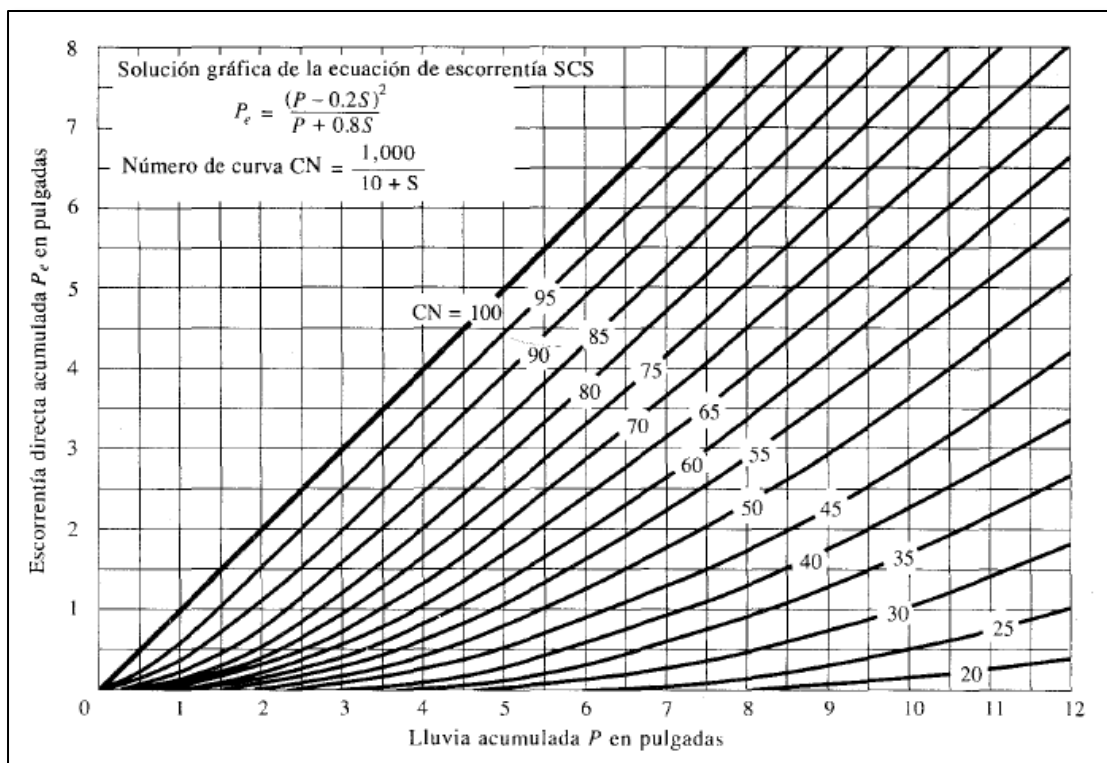


Figura 2.9 Soluciones de las ecuaciones de escorrentía del SCS

Fuente: Chow et al., 1994

El número de curva y el potencial de retención máximo S se relacionan a través de la siguiente ecuación, donde S está en pulgadas:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (28)$$

Los valores mostrados en la Figura 2.9 corresponden a condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II), las otras dos condiciones corresponden a condiciones secas (AMC I) y condiciones húmedas (AMC III).

Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de interés (Chow et al., 1994). Se consideran dos tramos bien definidos, el tiempo de entrada desde el punto más alejado hasta la entrada al río, y el tiempo de flujo que es el que demora en recorrer todo el río desde su entrada hasta su salida por el punto de interés.

La hipótesis fundamental en el diseño hidrológico se encuentra en la suposición de que la duración de la lluvia de diseño coincide con el tiempo de concentración de la cuenca, ya que

las lluvias con mayores duraciones no producen aumento de caudales punta (Vélez Upegui & Botero Gutiérrez, 2010). En dicha hipótesis radica la importancia de la determinación del tiempo de concentración cuando se requiere determinar caudales máximos. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo de mismo se presentan en el capítulo de modelamiento con HEC – HMS.

Hidrograma

Un hidrograma es un gráfico que representa la tasa de flujo en función del tiempo y en muchas ocasiones es usado para mostrar y analizar los caudales que se generan a partir de un evento de precipitación. Para generar estos hidrogramas es necesario seguir una metodología y hacer uso de hidrogramas unitarios.

El hidrograma unitario de una cuenca es el gráfico resultante de la escorrentía superficial de una unidad de exceso de precipitación sobre el área de drenaje y a una tasa constante (Chow et al., 1994). Dicho de otro modo, el área bajo el gráfico del hidrograma unitario es igual a la unidad.

El SCS plantea un hidrograma adimensional que presenta el caudal en función del caudal pico y el tiempo en función al tiempo en que se produce dicho pico en el hidrograma unitario.

El caudal pico y el hidrograma unitario pueden ser calculados en función del tiempo de retardo (Snyder, 1938). Los valores del caudal pico y el tiempo de ocurrencia de este caudal pico pueden ser calculados simplídicamente a partir del tiempo de retardo y de la duración de lluvia efectiva a través de un hidrograma unitario triangular simplificado presentados en el National Engineering Handbook, en el capítulo 16, Hidrogramas (2007), tal como se muestra en la Figura 2.10, donde q_p es el caudal pico, T_p el tiempo en el que ocurre dicho pico y t_p el tiempo de retardo.

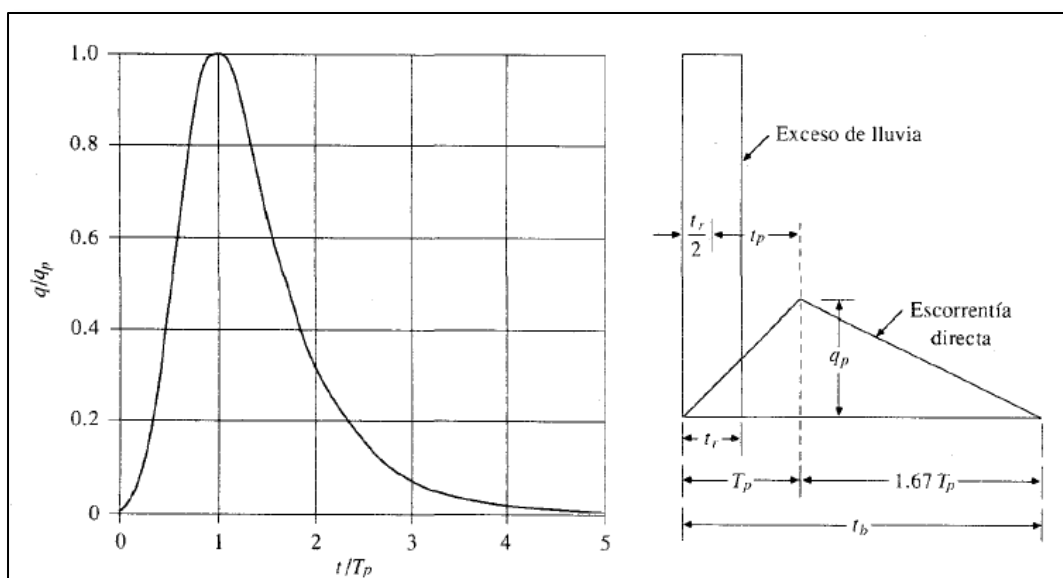


Figura 2.10 Hidrograma unitario de la SCS e hidrograma unitario triangular.

Fuente: Chow et al., 1994

El tiempo de retardo está es la diferencia entre el punto medio de la precipitación efectiva y el pico de la escorrentía directa (Simas & Hawkins, 1996). De manera adicional, a partir de un estudio de hidrogramas unitarios en muchas cuencas demuestra que el tiempo de retardo es aproximadamente 0.6 del tiempo de concentración de la cuenca.

2.4.5 Tránsito de avenidas

El cálculo de tránsito de avenidas consiste en determinar como un hidrograma a la entrada de un tramo de canal o río se atenúa hacia aguas abajo. Javier Sánchez (2013) afirma que es fundamental determinar cómo se atenúa el pico de un hidrograma cuando se trata de un evento de avenida de carácter catastrófico.

Existen diversas metodologías para el cálculo de tránsito de avenidas, muchas de las cuales buscan representar las características físicas del cauce para determinar su influencia en el desarrollo de la onda. Uno de los no mencionados y más importantes es el factor de rugosidad de Manning.

Factor de rugosidad de Manning (n)

El factor de rugosidad de Manning, n , es un valor que depende de diversos factores: la rugosidad superficial, la vegetación, la irregularidad del canal, el alineamiento del canal, la sedimentación y socavación, las obstrucciones que pueda haber, la forma y tamaño del canal,

el nivel de agua, el caudal, el cambio estacional, el material en suspensión y la carga en el lecho del cauce.

Aunque existen diversos métodos para el cálculo del coeficiente de rugosidad, la falta de información en toda la extensión de la cuenca, y la fiabilidad del método con el que se ha trabajado en muchos estudios, se optó por utilizar la ecuación desarrollada por Woody L. Cowan (1956) para su estimación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (29)$$

Donde n_0 es un valor base para un canal recto uniforme y liso que solo se ve influenciado por los materiales naturales de los que este compuesto, n_1 es un factor de corrección de la rugosidad, n_2 para considerar las variaciones de forma y tamaño en la sección transversal, n_3 considera las obstrucciones, n_4 considera la vegetación y m_5 los efectos que puedan tener los meandros a lo largo del canal. La descripción de estos valores se encuentra en la Tabla 2.7.

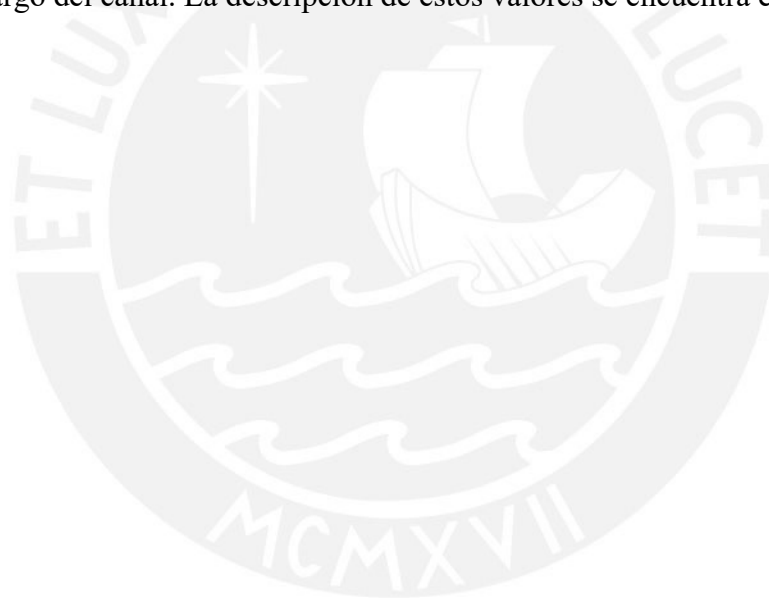


Tabla 2.7 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de manning

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Chow, 1994

2.5 Reología

2.5.1 Clasificación de los Flujos

Los flujos de agua usualmente transportan una baja concentración de sedimentos que afecta de manera mínima el comportamiento del flujo; la concentración de estos flujos suele encontrarse por debajo de 4% en volumen (vol%) o 20% en peso (wt%) (Pierson, 2007). En otras condiciones, la presencia de una gran cantidad de partículas de sedimentos influye en la mezcla, generando cambios en las propiedades del fluido y el comportamiento del flujo. Cuando esto ocurre se le conoce como flujos hiperconcentrados (Wan & Wang, 1994).

En la hidráulica de los flujos de barro y detritos se han realizado diversos estudios por un gran número de autores, y desde diferentes puntos de vista: observaciones de campo, características del flujo, comportamiento de los materiales, composición, etc. Sin embargo, no existe aún un acuerdo en la bibliografía específica del tema en referencia a una clasificación única y aceptada de este tipo de procesos (Brea et al., 2005). Pierre Y. Julien & Claudia A. León, en su estudio “Mud floods, mudflows and debris flows. Classification, rheology and structural design” (2000) emplean la clasificación de flujos hiperconcentrados de sedimentos en función de la reología de la mezcla agua-sedimentos y las describen de la siguiente manera:

Inundaciones de lodo (Mud floods)

Son flujos hiperconcentrados de partículas no cohesivas, como lo son las arenas. El comportamiento de estos fluidos se da para un rango de concentración de sedimentos no mayor al 40%. Se comportan como flujos turbulentos, y como en el caso de flujos turbulentos de agua, su resistencia al desplazamiento depende básicamente de la rugosidad de la superficie sobre la que se desplaza.

Flujo de lodos (Mud flows)

Se caracterizan por una alta concentración de limos y arcillas (partículas menores a 0.0625 mm), lo cual hace variar considerablemente las propiedades dentro de la matriz del fluido. Se trata de un flujo sumamente viscoso, que a altas concentraciones es capaz de arrastrar bolones. Basado en resultados de laboratorio, este tipo de flujo se encuentra en un rango de concentraciones de 45 a 55%. Los flujos producidos por fallas de presas de relaves se asemejan bastante a flujos de lodos debido a la concentración que presentan, así como el alto contenido

de finos en los relaves. Estos flujos presentan una elevada viscosidad y esfuerzo de cedencia, lo cual les permite trasladarse largas distancias por pendientes medias a bajas velocidades.

Flujo de escombros (Debris flows)

Los flujos de escombros se refieren a una mezcla de materiales clásticos, incluidos bolones y escombros de madera. En este tipo de flujos la interacción entre partículas internas se da rodeada de un fluido viscoso. Esta interacción entre las partículas internas lubricadas es el principal mecanismo de disipación de energía. Los casos en los que no se presenta un fluido viscoso como medio de interacción (flujos granulares) se definen como una sub-clase de los flujos de escombros.

En el contexto peruano, la palabra huayco describe a cualquier flujo hiperconcentrado de sedimentos, definiéndose como un fenómeno de drenaje natural, ocasionado por precipitaciones de corta duración y alta intensidad que producen erosión, transporte y depósitos rápidos y violentos de materiales detríticos inconsolidados, en una cuenca pequeña y con pendiente pronunciada (Guadalupe G. & Carrillo H., 2012)

Capítulo 3. Cuenca Hidrográfica

La cuenca hidrográfica presentada en este capítulo es la aceptada y presentada por las autoridades competentes y se ha utilizado como base de referencia para el desarrollo del modelo y como base para la distribución de los puntos de los cuales se obtendrá la información pluviométrica para abarcar toda el área de la cuenca.

En la medida de las posibilidades se presentan parámetros para la cuenca del río Piura en su totalidad, el punto de control en el puente Sánchez Cerro determina el punto final de análisis, por ende, el punto final hasta el cuál el modelo será calibrado

3.1 Ubicación y Delimitación de la Cuenca

La cuenca hidrográfica del Río Piura, tal como se muestra en la Figura 3.1, se encuentra ubicado en el departamento de Piura, en el cuadrante 17M al sur del Ecuador según el Sistema Geodésico de Coordenadas de 1984 (WGS 1984) con coordenadas UTM: 9 351 196,25 a 9 477 038,59 Norte y 493 547,49 a 676 699,89 Este; limitando por el Sur -de Este a Oeste- con las vertientes altas de los ríos Ñaupe, Santa Rosa, Quebrada Piedra Blanca, las lagunas Ramón y

Ñapique y el desierto de Sechura; por el Norte con las vertientes altas de los ríos Chira y Chipillico; por el Este con las vertientes altas de los ríos Huancabamba y Quiroz; y por el Oeste con el Océano Pacífico y el flanco montañoso de la costa. (Autoridad Autónoma de la Cuenca Hidrográfica Chira Piura, 2005)

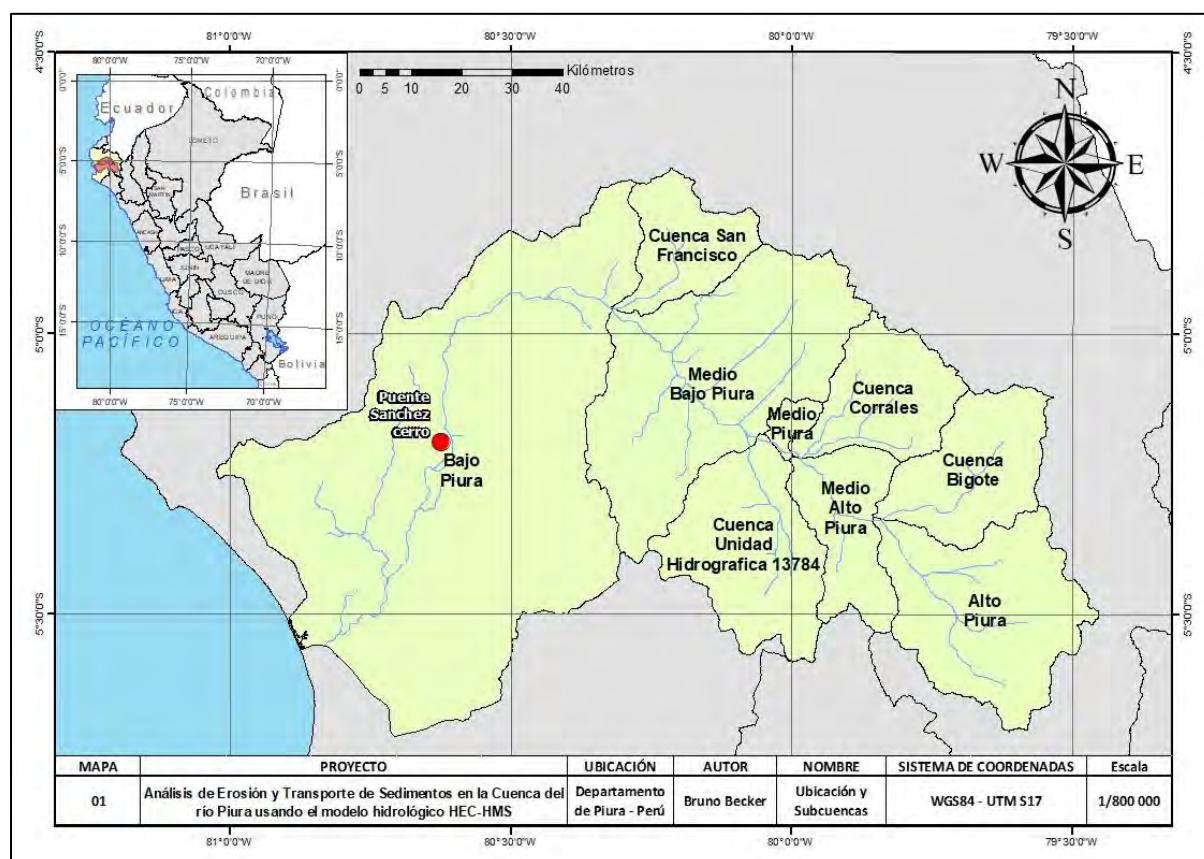


Figura 3.1 Ubicación de la Cuenca

Fuente: Elaboración propia

3.2 Subcuencas

La cuenca hidrográfica del Río Piura se encuentra dividida en 9 subcuencas, siendo estas Bajo Piura, Cuenca San Francisco, Medio Bajo Piura, Medio Piura, Cuenca Corrales, Medio Alto Piura, Cuenca Bigote, Alto Piura y la Cuenca Unidad Hidrográfica 13784 tal como se muestra en el plano de ubicación en el Anexo A. Estas subcuencas comprenden la distribución asignada por las autoridades competentes y extraídas del portal web de GEO GPS PERÚ (n.d.). Para el presente estudio serán solo una guía de referencia para la posterior distribución de puntos de interés hidrológico y para la adaptación del modelo.

Se analizan las subcuencas de manera independiente para caracterizar de manera más precisa las diversas regiones de la cuenca, las cuales serán usadas de guía para la distribución del

modelo. Para ello se determinó el centroide de cada una de las subcuencas haciendo uso de la función Feature to Point en ArcGis.

No obstante, debido a que algunas subcuencas poseen áreas amplias, se hizo una división en cuatro partes a aquellas subcuencas con un área mayor a 1000 km², y se determinó el centroide de los nuevos polígonos generados, tal como se muestra en la Figura 3.2. Cabe resaltar que los nuevos puntos generados con este procedimiento solo serán útiles para tener más puntos de control al momento de determinar la hidrología de la cuenca.

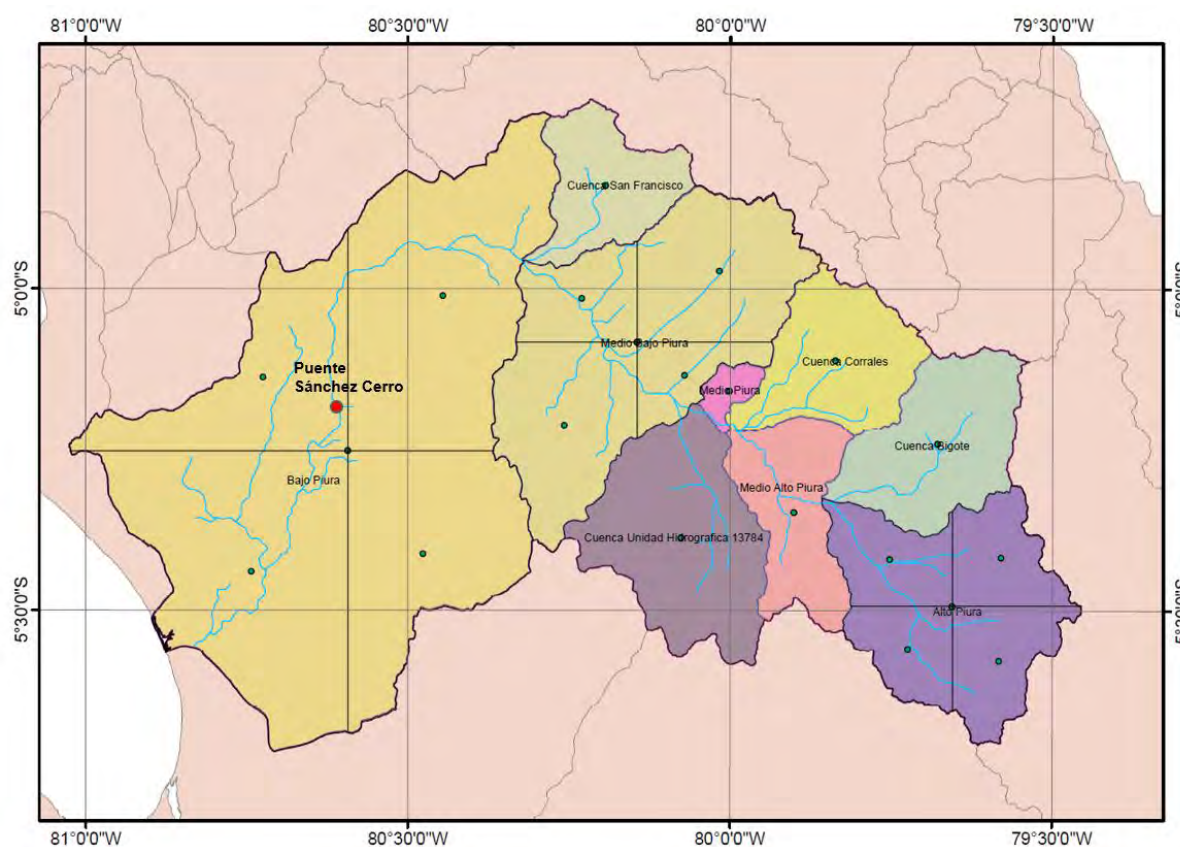


Figura 3.2 Centroides de las subcuencas y los polígonos generados.

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 3.1 se muestra las posiciones de los centroides de las 9 subcuencas, y los otros 8 puntos establecidos con la nomenclatura Norte, Este, Sur y Oeste seguido de la subcuenca en la que se encuentra el punto de interés.

Tabla 3.1 Puntos de Interés generados

Puntos de Interés	X	Y
Alto Piura	79° 39' 17.859" O	5° 29' 38.703" S
Medio Alto Piura	79° 54' 1.910" O	5° 20' 53.529" S
Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	80° 4' 31.556" O	5° 23' 15.400" S
Medio Piura	80° 0' 3.933" O	5° 9' 34.254" S
Cuenca Bigote	79° 40' 39.834" O	5° 14' 30.115" S
Cuenca Corrales	79° 50' 11.532" O	5° 6' 45.031" S
Medio Bajo Piura	80° 8' 38.866" O	5° 5' 2.560" S
Bajo Piura	80° 35' 34.228" O	5° 15' 9.163" S
Cuenca San Francisco	80° 11' 35.881" O	4° 50' 24.974" S
NO Bajo Piura	80° 43' 28.181" O	5° 8' 18.959" S
NE Bajo Piura	80° 26' 43.335" O	5° 0' 43.204" S
SO Bajo Piura	80° 44' 32.903" O	5° 26' 24.923" S
SE Bajo Piura	80° 28' 34.782" O	5° 24' 46.741" S
NO Alto Piura	79° 45' 6.993" O	5° 25' 15.250" S
NE Alto Piura	79° 34' 44.803" O	5° 25' 7.071" S
SO Alto Piura	79° 43' 24.880" O	5° 33' 38.844" S
SE Alto Piura	79° 34' 55.877" O	5° 34' 43.915" S
NO Medio Bajo Piura	80° 13' 48.568" O	5° 0' 56.556" S
NE Medio Bajo Piura	80° 1' 0.113" O	4° 58' 22.854" S
SO Medio Bajo Piura	80° 15' 25.779" O	5° 12' 47.381" S
SE Medio Bajo Piura	80° 4' 13.197" O	5° 8' 7.572" S

Fuente: Elaboración propia.

Capítulo 4. Información hidrológica

4.1 Recolección de Información

Para la obtención de la información hidrológica se hizo uso del producto PISCO, del cual se obtuvo la información para los puntos de interés presentados en la Tabla 3.1. Para el producto PISCO se ha desarrollado un control de calidad minucioso que incluye un proceso de completación de datos, siendo de mayor fiabilidad lugares donde se tenga información de pluviómetros (Aybar Camacho et al., 2017)

Para obtener las precipitaciones diarias en cada uno de los puntos presentados a través del producto PISCO es necesario descargar dicha información de la página del SENAMHI y luego extraer dicha información en cada punto presentado previamente a través de un lector de códigos. Para extraer dicha información se hizo uso de sus coordenadas, las cuales fueron colocadas en un Excel, y del código presentado en el Anexo G, el cual fue trabajado en el programa R.

Se obtuvieron las precipitaciones diarias de cada uno de los 25 puntos establecidos anteriormente.

4.2 Precipitación Máxima Diaria

A partir de las precipitaciones diarias se obtuvo las precipitaciones máximas diarias para cada año y para cada punto de control, de tal manera que fue posible extraer la precipitación máxima diaria para cada estación para los 36 años con los que se contó información. Dicha información se muestra en la Tabla 4.1. Con la información de la precipitación máxima diaria anual es posible determinar tormentas de diseño para diferentes periodos de retorno.

Tabla 4.1 Precipitaciones máximas diarias para los 21 puntos de control extraído de PISCO

Año	Punto de control																				
	Alto Piura	Bajo Piura	Cuenca Bigote	Cuenca Corrales	Cuenca San Francisco	Cuenca U. Hidrográfica 13784	Medio Alto Piura	Medio Bajo Piura	Medio Piura	NE Alto Piura	NE Bajo Piura	NE Medio Bajo Piura	NO Alto Piura	NO Bajo Piura	NO Medio Bajo Piura	SE Alto Piura	SE Bajo Piura	SE Medio Bajo Piura	SO Alto Piura	SO Bajo Piura	SO Medio Bajo Piura
1981	102.0	5.0	51.6	71.2	43.9	72.7	130.8	78.1	112.5	60.6	33.2	75.2	137.1	5.1	61.1	96.6	6.7	69.8	90.2	1.1	40.1
1982	36.8	2.4	62.1	59.2	23.8	16.5	46.7	31.9	51.1	25.2	3.6	48.6	52.6	1.8	15.2	44.0	3.0	36.1	31.0	0.6	6.6
1983	64.0	66.2	37.5	65.3	59.7	123.8	113.3	132.8	131.3	37.8	60.5	92.4	55.9	49.0	89.9	46.5	91.4	126.6	69.5	72.0	88.3
1984	19.6	4.9	17.4	16.0	19.1	10.5	14.2	20.5	20.3	16.6	10.6	22.6	26.2	5.3	15.6	16.2	7.4	16.3	15.5	1.8	13.3
1985	13.0	6.0	14.8	27.8	10.1	9.9	11.1	24.9	24.1	15.4	6.5	28.2	8.8	3.6	15.5	15.1	6.0	22.5	12.5	1.1	10.5
1986	8.6	1.6	17.3	21.5	9.5	3.0	7.2	6.4	12.3	14.8	1.2	14.7	5.6	1.6	4.9	21.0	1.7	7.4	5.3	1.3	3.5
1987	55.6	21.5	27.3	45.5	36.9	48.9	70.3	62.0	63.1	40.6	45.8	51.9	72.8	20.6	53.1	49.7	36.2	58.7	49.4	12.7	53.5
1988	15.9	1.3	31.1	16.5	16.3	6.4	10.5	9.7	11.5	19.0	2.5	14.9	14.6	1.8	4.9	15.6	2.7	9.2	10.1	1.1	3.4
1989	28.2	7.6	40.2	76.4	39.5	27.6	32.4	86.3	62.1	47.7	26.7	63.4	24.1	4.5	62.4	35.9	13.0	67.7	23.0	1.4	39.4
1990	12.7	0.4	17.0	13.0	5.3	1.1	3.2	8.1	5.5	14.4	0.8	10.7	5.3	0.5	3.8	14.2	0.5	6.1	5.8	0.4	1.3
1991	12.6	0.7	16.8	19.2	15.8	2.0	3.4	13.7	6.7	24.4	2.8	23.7	3.7	1.0	8.6	21.6	1.5	7.2	5.9	0.9	2.7
1992	57.8	23.4	33.8	70.9	44.6	68.0	76.0	60.3	92.2	39.3	47.2	71.0	76.2	23.5	54.1	54.3	20.3	73.3	50.2	16.9	52.9
1993	66.1	12.0	32.0	73.2	44.4	29.5	46.7	64.7	45.3	51.6	29.6	79.6	90.1	12.8	44.1	44.5	16.2	67.9	43.4	7.2	27.4
1994	34.2	15.1	22.7	37.9	27.5	23.0	28.2	31.4	50.9	43.5	15.6	39.9	28.5	8.7	19.2	31.3	18.8	28.8	33.5	7.2	17.9
1995	18.1	2.4	25.6	36.3	10.7	37.1	30.1	29.9	47.7	19.2	4.0	24.9	19.9	1.6	10.7	38.6	6.1	33.2	12.3	2.3	8.8
1996	12.2	0.5	13.9	17.1	7.2	7.4	18.2	19.0	32.4	16.2	0.7	17.6	11.5	0.4	7.4	20.9	0.5	25.1	9.3	0.3	3.9
1997	50.9	25.4	17.5	26.5	25.9	18.7	25.2	30.7	35.8	44.3	8.7	32.8	35.4	16.6	18.9	45.2	25.0	29.9	28.1	15.2	13.6
1998	116.4	77.4	55.6	64.7	64.6	126.6	205.4	92.6	128.9	54.7	75.8	60.9	186.3	86.4	72.0	146.7	114.0	105.3	109.5	78.0	90.2
1999	44.3	9.6	43.1	73.8	32.4	25.9	56.4	64.5	58.6	37.1	18.9	45.2	42.1	14.5	40.3	53.9	12.8	56.7	42.1	8.1	22.2

2000	67.4	6.7	44.1	41.4	21.3	30.4	83.4	43.1	56.3	37.2	8.7	45.4	67.7	4.8	22.4	43.5	6.2	47.0	54.2	2.7	14.5
2001	47.1	63.7	27.5	42.7	64.2	53.2	64.1	66.7	59.5	44.5	62.7	57.7	52.4	41.4	66.5	49.5	59.6	62.2	45.5	21.0	65.0
2002	70.4	60.5	61.5	69.8	97.6	86.9	88.3	111.2	131.3	57.7	82.0	115.9	72.6	33.5	92.3	69.3	65.7	103.1	68.4	39.9	109.1
2003	29.7	7.2	44.3	30.6	12.1	19.1	38.7	25.4	32.3	23.5	7.8	29.1	42.2	8.2	11.4	35.2	8.9	24.1	20.0	4.1	11.2
2004	12.4	2.6	19.7	22.9	7.6	9.9	23.0	17.3	26.3	15.0	2.5	18.7	17.1	1.7	7.2	23.9	2.2	16.2	7.4	2.1	5.5
2005	60.4	4.5	29.3	52.7	12.8	23.4	42.3	33.8	41.6	49.4	11.3	37.9	53.2	3.3	20.8	55.1	6.2	31.9	51.2	1.9	14.8
2006	60.2	7.7	51.3	60.8	32.7	46.6	74.8	49.4	62.9	39.8	18.2	58.1	85.8	7.1	31.9	51.2	10.7	58.7	55.2	6.7	23.4
2007	30.4	0.9	25.3	24.5	15.7	9.0	22.4	20.7	32.7	29.9	4.2	26.6	23.5	1.0	11.6	40.5	1.3	24.7	27.5	1.3	4.9
2008	74.7	26.0	54.8	84.2	42.6	80.3	91.4	93.8	102.2	58.9	30.4	66.1	74.4	25.7	66.0	86.6	37.2	90.5	70.1	16.4	73.8
2009	62.2	5.9	32.8	70.3	30.4	38.5	49.7	65.7	76.4	51.5	13.1	55.3	50.3	7.0	28.1	72.0	16.1	70.7	90.5	7.6	26.7
2010	64.1	29.1	68.2	58.8	48.2	45.8	70.5	48.7	72.0	45.1	29.9	65.4	65.2	34.0	41.0	91.0	41.5	48.7	68.9	19.2	41.3
2011	37.0	3.7	56.9	34.6	22.8	28.1	58.3	43.6	85.4	36.6	5.8	60.6	53.6	2.7	20.1	25.5	5.8	56.7	24.7	3.2	16.8
2012	78.5	12.8	43.4	56.7	34.9	63.5	69.2	46.3	64.4	49.3	27.2	40.4	83.4	16.8	35.4	58.8	16.5	56.7	91.6	7.2	35.5
2013	16.5	25.3	12.5	33.3	20.7	24.1	32.1	47.5	54.1	10.7	19.9	42.7	18.0	31.4	30.9	33.0	28.8	47.0	19.4	28.2	21.0
2014	23.3	3.4	19.2	37.0	3.6	4.4	15.7	7.8	11.5	29.6	5.4	12.8	16.9	2.4	4.5	32.8	2.5	9.4	19.7	1.0	3.1
2015	51.3	14.4	29.5	46.8	41.9	53.3	75.7	60.8	91.6	45.4	29.7	50.8	64.4	9.0	42.2	31.2	16.1	70.3	52.0	4.3	40.3
2016	41.2	29.7	30.8	53.3	31.3	41.2	47.7	42.1	65.3	65.5	43.3	46.7	46.9	43.2	31.9	54.3	23.7	46.2	50.9	12.2	31.1
Máx.	116.4	77.4	68.2	84.2	97.6	126.6	205.4	132.8	131.3	65.5	82.0	115.9	186.3	86.4	92.3	146.7	114.0	126.6	109.5	78.0	109.1
Mín	8.6	0.4	12.5	13.0	3.6	1.1	3.2	6.4	5.5	10.7	0.7	10.7	3.7	0.4	3.8	14.2	0.5	6.1	5.3	0.3	1.3
Media	44.3	16.3	34.1	45.9	29.9	36.6	52.1	47.0	57.2	36.4	22.1	45.8	49.6	14.8	32.4	46.3	20.4	47.6	40.7	11.4	28.8
D. Est.	26.3	20.0	15.5	20.6	20.0	31.3	40.4	30.1	34.5	15.3	21.7	23.7	37.5	18.2	24.5	26.7	25.5	29.6	27.8	17.7	27.7
Var.	690.1	401.2	241.0	425.6	399.0	978.6	1634.4	908.1	1191.6	235.0	469.0	562.0	1408.3	329.9	601.7	714.5	649.9	876.6	771.3	314.7	765.4

Fuente: Elaboración propia

4.3 Distribución estadística

En la presente tesis, el enfoque se encuentra en determinar hidrogramas de máximas avenidas, siendo estos los escenarios más críticos debido al riesgo que representan. Para el análisis de dicha información se utilizan modelos estadísticos.

Para realizar el cálculo del ajuste a las distribuciones se utilizaron 2 software, el principal fue Hydrognomon con el cual se realizó el ajuste de todas las distribuciones a excepción de la de Log Gumbel (también conocida como Fréchet), procedimiento que se realizó con ayuda del software Hidroesta.

4.3.1 Prueba de Bondad de Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste sirven para determinar cuál de las distribuciones de probabilidad se ajusta mejor a un conjunto de registros de una variable aleatoria, siendo las más usadas en hidrología la prueba de Chi – cuadrado y la de Kolmogorov – Smirnov.

Para las 21 estaciones seleccionadas y distribuidas a lo largo y extenso de toda la cuenca se realizó el análisis estadístico y la prueba de bondad de ajuste comparando el delta teórico con el delta tabular para determinar la mejor distribución. Se hizo uso de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov.

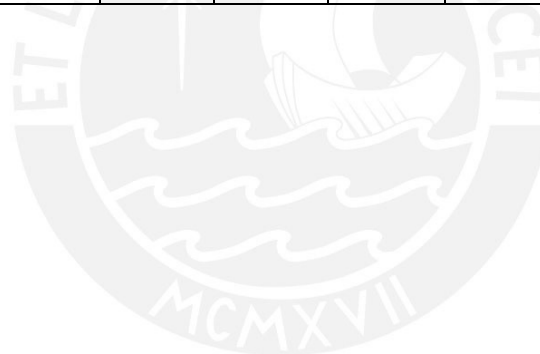
Esta prueba consiste en determinar la máxima diferencia entre la función de probabilidad de los datos observados con la función de probabilidad estimada, en donde, aquella con la mínima diferencia corresponderá a la distribución de probabilidad con mejor ajuste. Los resultados se encuentran mostrados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov

Estación	Δ Tabular	Distribución								Δ min	Distribución elegida
		Normal	Log Normal 2 p	Log Normal 3 p	Gamma 2 p	Gamma 3 p	Log Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel		
		Δ Teórico									
Alto Piura	0.2267	0.0937	0.1537	0.0968	0.1076	0.0943	0.1418	0.1124	0.1757	0.0937	Distribución Normal
Bajo Piura	0.2267	0.2045	0.1654	0.1745	0.0798	0.1831	0.0792	0.1901	0.1062	0.0792	Distribución Log Pearson tipo III
Cuenca Bigote	0.2267	0.1030	0.1199	0.0918	0.0950	0.0901	0.0933	0.1086	0.1330	0.0901	Distribución Gamma 3 p
Cuenca Corrales	0.2267	0.0893	0.1374	0.0886	0.1140	0.0893	0.1447	0.1267	0.1739	0.0886	Distribución Log Normal 3 p
Cuenca San Francisco	0.2267	0.0777	0.1025	0.0576	0.0582	0.0498	0.1220	0.0605	0.1559	0.0498	Distribución Gamma 3 p
Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	0.2267	0.1447	0.1725	0.0723	0.0814	0.0632	0.1789	0.0811	0.1922	0.0632	Distribución Gamma 3 p
Medio Alto Piura	0.2267	0.0913	0.1055	0.0633	0.0647	0.0708	0.1635	0.0518	0.1784	0.0518	Distribución Gumbel
Medio Bajo Piura	0.2267	0.0989	0.1144	0.0624	0.0816	0.0613	0.1498	0.0763	0.1791	0.0613	Distribución Gamma 3 p
Medio Piura	0.2267	0.1107	0.1278	0.0749	0.0975	0.0750	0.1948	0.0803	0.2010	0.0749	Distribución Log Normal 3 p
NE Alto Piura	0.2267	0.1094	0.1796	-	0.1552	0.1094	0.2226	0.1690	0.2514	0.1094	Distribución Normal
NE Bajo Piura	0.2267	0.1489	0.1873	0.1115	0.0849	0.1134	0.1303	0.1143	0.1562	0.0849	Distribución Gamma 2 p
NE Medio Bajo Piura	0.2267	0.0804	0.1039	0.0671	0.0744	0.0631	0.1381	0.0744	0.1747	0.0631	Distribución Gamma 3 p
NO Alto Piura	0.2267	0.0883	0.1282	0.0850	0.0962	0.0974	0.1865	0.0651	0.2095	0.0651	Distribución Gumbel

NO Bajo Piura	0.2267	0.2174	0.1961	0.1626	0.0685	0.1568	0.0694	0.1894	0.1113	0.0685	Distribución Gamma 2 p
NO Medio Bajo Piura	0.2267	0.1430	0.1476	0.1049	0.0766	0.0988	0.1093	0.0994	0.1516	0.0766	Distribución Gamma 2 p
SE Alto Piura	0.2267	0.1558	0.0770	0.0692	0.0918	0.0877	0.0762	0.0927	0.1456	0.0692	Distribución Log Normal 3 p
SE Bajo Piura	0.2267	0.2082	0.1700	0.1649	0.0854	0.1522	0.1041	0.1950	0.1399	0.0854	Distribución Gamma 2 p
SE Medio Bajo Piura	0.2267	0.0896	0.1557	0.0881	0.1223	0.0877	0.1970	0.1161	0.2170	0.0877	Distribución Gamma 3 p
SO Alto Piura	0.2267	0.1042	0.1576	0.0833	0.1038	0.0800	0.1659	0.0912	0.1972	0.0800	Distribución Gamma 3 p
SO Bajo Piura	0.2267	0.2480	0.2110	0.2499	0.1686	0.2674	0.0873	0.2652	0.1410	0.0873	Distribución Log Pearson tipo III
SO Medio Bajo Piura	0.2267	0.1451	0.1665	0.0986	0.0590	0.0970	0.0826	0.1071	0.1253	0.0590	Distribución Gamma 2 p

Fuente: Elaboración propia.



Al momento de obtener las precipitaciones para los distintos periodos de retorno se observaron valores aparentemente sobre estimados en aquellas cuyos valores se ajustaron a la distribución Log Pearson tipo III, por lo que se realizó un análisis de tormentas para todas las distribuciones elegidas para las distintas estaciones y los resultados se muestran en la Tabla 4.3. Para el caso de la estación SO Bajo Piura se excluyeron aquellas distribuciones que no cumplían con un ajuste con un nivel de significación del 5%.

Se puede observar que la precipitación estimada en la distribución Log Pearson tipo III se encuentra, para periodos de retorno altos, cada vez más alejada de los valores extrapolados del resto de distribuciones. Por ese motivo se consideró prudente seleccionar la segunda distribución con mejor ajuste para estos dos casos particulares, que en ambos casos corresponde a la distribución gamma de 2 parámetros.

Tabla 4.3 Análisis de tormentas para distintas distribuciones

Estación	Distribución	Tiempo de retorno					
		5	10	25	50	100	500
Bajo Piura	Normal	33.40	42.34	51.88	58.04	63.58	74.79
	Log Normal 2 p	23.04	35.28	55.57	74.52	97.04	165.57
	Log Normal 3 p	29.21	41.89	59.00	72.48	86.55	121.90
	Gamma 2 p	26.85	41.73	62.26	78.20	94.38	132.56
	Gamma 3 p	29.26	43.03	60.97	74.41	87.79	118.64
	Log Pearson tipo III	23.57	46.09	96.82	158.77	250.27	647.84
	Gumbel	30.93	42.82	57.85	69.00	80.07	105.64
SO Bajo Piura	Log Normal 2 p	15.54	25.45	43.07	60.51	82.14	152.53
	Gamma 2 p	18.29	32.07	52.32	68.58	85.38	125.81
	Log Pearson tipo III	14.44	28.31	59.19	96.36	150.50	379.00
	Gumbel	24.29	34.82	48.13	58.00	67.80	90.45

Fuente: Elaboración propia

Con la distribución de probabilidad seleccionada se procede a realizar la extrapolación de las precipitaciones para un periodo de retorno específico, el cual corresponde a una determinada probabilidad según la función de densidad, considerando que el periodo de retorno es la inversa de la frecuencia.

Realizada la corrección correspondiente para las estaciones mencionadas, la Tabla 4.4 muestra los valores de precipitación máxima diaria para los distintos periodos de retorno con los que se trabajará en la presente tesis.

Tabla 4.4 Precipitaciones correspondientes a distintos periodos de retorno

Estación	Precipitación (mm)					
	Tiempo de retorno (años)					
	5	10	25	50	100	500
Alto Piura	66.75	78.47	90.97	99.04	106.30	121.00
Bajo Piura	26.85	41.73	62.26	78.20	94.38	132.56
Cuenca Bigote	46.81	54.96	64.27	70.63	76.60	89.37
Cuenca Corrales	63.42	72.85	83.01	89.64	95.64	107.90
Cuenca San Francisco	44.70	57.07	72.32	83.33	94.04	118.09
Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	59.26	79.03	103.63	121.52	138.97	178.39
Medio Alto Piura	81.63	105.62	135.94	158.43	180.76	232.35
Medio Bajo Piura	70.58	87.86	108.41	122.88	136.70	167.11
Medio Piura	84.96	103.35	124.75	139.65	153.81	184.86
NE Alto Piura	49.52	56.36	63.65	68.36	72.60	81.18
NE Bajo Piura	35.56	50.75	70.81	85.96	101.12	136.28
NE Medio Bajo Piura	64.75	77.83	93.11	103.74	113.80	135.69
NO Alto Piura	76.95	99.23	127.38	148.26	168.99	216.89
NO Bajo Piura	24.35	37.84	56.45	70.90	85.57	120.18
NO Medio Bajo Piura	49.43	65.52	85.93	100.96	115.76	149.50
SE Alto Piura	63.88	80.66	103.05	120.51	138.61	183.59

SE Bajo Piura	33.53	52.54	78.89	99.40	120.24	169.50
SE Medio Bajo Piura	71.46	87.49	106.05	118.87	130.97	157.12
SO Alto Piura	63.04	78.13	95.64	107.76	119.20	143.97
SO Bajo Piura	18.29	32.07	52.32	68.58	85.38	125.81
SO Medio Bajo Piura	46.06	65.03	89.93	108.69	127.39	170.69

Fuente: Elaboración propia

4.4 Precipitación Media

Posterior a ello se generaron curvas Isoyetas dentro de toda la cuenca para los distintos periodos de retorno a fin de calcular una precipitación media de la PMD para cada subcuenca.

4.4.1 Curvas Isoyetas

Con ayuda del programa ArcGis y las precipitaciones de diseño, se generaron las curvas isoyetas para cada periodo de retorno. Los mapas de Isoyetas son presentados en el Anexo A. Posteriormente se determinó la precipitación media de cada subcuenca para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Los resultados son mostrados en la Tabla 4.5

Tabla 4.5 Precipitaciones de diseño por subcuenca para diferentes Tr

Precipitación de diseño						
Subcuenca	Periodo de retorno					
	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
Alto Piura	62.69	77.73	96.19	109.76	123.07	154.13
Bajo Piura Down	16.95	30.04	49.74	66.02	82.38	122.75
Bajo Piura Independiente	28.99	46.46	71.07	90.33	110.08	157.08
Bajo Piura Mid Left	20.42	33.13	51.58	66.10	80.81	115.97
Bajo Piura Mid Right	28.93	44.59	66.37	83.09	100.53	140.31
Bajo Piura Up	33.55	47.84	67.13	81.42	95.62	128.80
Cuenca Bigote	49.37	58.13	68.28	75.31	82.00	96.39
Cuenca Corrales	62.71	72.64	83.61	90.88	97.56	111.42

Cuenca Hidrográfica 13784	60.12	80.35	105.89	124.51	142.94	184.41
Cuenca San Francisco	45.04	57.28	72.56	83.57	94.48	118.66
Medio Alto Piura	78.39	100.12	127.96	148.24	168.24	213.99
Medio Bajo Piura	56.91	72.54	92.02	105.91	119.66	149.97
Medio Piura	81.54	99.73	121.10	136.69	150.95	182.76

4.5 Curvas IDF

Para la generación de las curvas IDF se hizo uso de la metodología Dick Peschke. Se calcularon las intensidades para los distintos periodos de retorno (Inversa de la frecuencia) y para distintas duraciones a fin de estimar los parámetros para el cálculo de las curvas IDF. Las intensidades, duraciones y periodos de retorno utilizados para el cálculo de los parámetros y la posterior generación de las curvas IDF se muestran en la Tabla 4.6. Las curvas IDF resultantes se muestran en el Anexo B.



Tabla 4.6 Intensidades, duraciones y periodos de retorno para la estimación de los parámetros de Dick Peschke

Subcuenca	Tiempo de retorno (años)	Duración (min)	10	20	30	40	50	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	1440
			PMD Base (mm)																	
Alto Piura	5	62.69	108.58	64.56	47.64	38.39	32.47	28.32	16.84	12.43	10.01	8.47	7.39	6.58	5.95	5.45	5.04	4.69	4.39	2.61
	10	77.73	134.64	80.06	59.06	47.60	40.27	35.12	20.88	15.41	12.42	10.50	9.16	8.16	7.38	6.76	6.25	5.81	5.45	3.24
	25	96.19	166.61	99.07	73.09	58.90	49.83	43.46	25.84	19.07	15.37	13.00	11.34	10.10	9.14	8.36	7.73	7.20	6.74	4.01
	50	109.76	190.12	113.04	83.40	67.22	56.86	49.59	29.49	21.76	17.53	14.83	12.94	11.52	10.43	9.54	8.82	8.21	7.69	4.57
	100	123.07	213.17	126.75	93.51	75.37	63.75	55.60	33.06	24.39	19.66	16.63	14.50	12.92	11.69	10.70	9.89	9.21	8.62	5.13
	500	154.13	266.96	158.74	117.11	94.39	79.84	69.64	41.41	30.55	24.62	20.83	18.16	16.18	14.64	13.40	12.38	11.53	10.80	6.42
Bajo Piura Down	5	16.95	29.35	17.45	12.88	10.38	8.78	7.66	4.55	3.36	2.71	2.29	2.00	1.78	1.61	1.47	1.36	1.27	1.19	0.71
	10	30.04	52.03	30.94	22.82	18.40	15.56	13.57	8.07	5.95	4.80	4.06	3.54	3.15	2.85	2.61	2.41	2.25	2.10	1.25
	25	49.74	86.14	51.22	37.79	30.46	25.76	22.47	13.36	9.86	7.94	6.72	5.86	5.22	4.72	4.32	4.00	3.72	3.49	2.07
	50	66.02	114.35	67.99	50.16	40.43	34.20	29.83	17.74	13.09	10.55	8.92	7.78	6.93	6.27	5.74	5.30	4.94	4.63	2.75
	100	82.38	142.69	84.84	62.60	50.45	42.67	37.22	22.13	16.33	13.16	11.13	9.71	8.65	7.82	7.16	6.62	6.16	5.77	3.43
	500	122.75	212.60	126.42	93.27	75.17	63.58	55.46	32.98	24.33	19.61	16.59	14.47	12.89	11.66	10.67	9.86	9.18	8.60	5.11
Bajo Piura Independiente	5	28.99	50.21	29.85	22.02	17.75	15.01	13.10	7.79	5.75	4.63	3.92	3.42	3.04	2.75	2.52	2.33	2.17	2.03	1.21
	10	46.46	80.46	47.84	35.30	28.45	24.06	20.99	12.48	9.21	7.42	6.28	5.47	4.88	4.41	4.04	3.73	3.47	3.26	1.94
	25	71.07	123.09	73.19	54.00	43.52	36.81	32.11	19.09	14.09	11.35	9.60	8.38	7.46	6.75	6.18	5.71	5.32	4.98	2.96
	50	90.33	156.46	93.03	68.64	55.32	46.79	40.81	24.27	17.90	14.43	12.21	10.65	9.48	8.58	7.85	7.26	6.76	6.33	3.76
	100	110.08	190.67	113.37	83.64	67.41	57.02	49.73	29.57	21.82	17.58	14.87	12.97	11.56	10.46	9.57	8.84	8.23	7.71	4.59
	500	157.08	272.06	161.77	119.35	96.19	81.37	70.97	42.20	31.13	25.09	21.22	18.51	16.49	14.92	13.66	12.62	11.75	11.01	6.54
Bajo Piura Mid Left	5	20.42	35.36	21.03	15.51	12.50	10.58	9.22	5.48	4.05	3.26	2.76	2.41	2.14	1.94	1.78	1.64	1.53	1.43	0.85
	10	33.13	57.38	34.12	25.17	20.29	17.16	14.97	8.90	6.57	5.29	4.48	3.90	3.48	3.15	2.88	2.66	2.48	2.32	1.38
	25	51.58	89.34	53.12	39.19	31.59	26.72	23.30	13.86	10.22	8.24	6.97	6.08	5.42	4.90	4.48	4.14	3.86	3.61	2.15
	50	66.10	114.49	68.07	50.22	40.48	34.24	29.86	17.76	13.10	10.56	8.93	7.79	6.94	6.28	5.75	5.31	4.94	4.63	2.75
	100	80.81	139.97	83.22	61.40	49.49	41.86	36.51	21.71	16.02	12.91	10.92	9.52	8.48	7.68	7.03	6.49	6.04	5.66	3.37
	500	115.97	200.86	119.43	88.12	71.02	60.07	52.39	31.15	22.99	18.52	15.67	13.67	12.17	11.01	10.08	9.32	8.67	8.13	4.83
	5	28.93	50.10	29.79	21.98	17.71	14.98	13.07	7.77	5.73	4.62	3.91	3.41	3.04	2.75	2.52	2.32	2.16	2.03	1.21

Bajo Piura Mid Right	10	44.59	77.24	45.93	33.88	27.31	23.10	20.15	11.98	8.84	7.12	6.03	5.26	4.68	4.24	3.88	3.58	3.34	3.12	1.86
	25	66.37	114.96	68.36	50.43	40.64	34.38	29.99	17.83	13.16	10.60	8.97	7.82	6.97	6.30	5.77	5.33	4.96	4.65	2.77
	50	83.09	143.91	85.57	63.13	50.88	43.04	37.54	22.32	16.47	13.27	11.23	9.79	8.72	7.89	7.22	6.68	6.22	5.82	3.46
	100	100.53	174.11	103.53	76.38	61.56	52.07	45.42	27.01	19.92	16.06	13.58	11.85	10.55	9.55	8.74	8.08	7.52	7.04	4.19
	500	140.31	243.03	144.50	106.61	85.92	72.68	63.39	37.69	27.81	22.41	18.96	16.54	14.73	13.33	12.20	11.27	10.50	9.83	5.85
Bajo Piura Up	5	33.55	58.12	34.56	25.50	20.55	17.38	15.16	9.01	6.65	5.36	4.53	3.95	3.52	3.19	2.92	2.70	2.51	2.35	1.40
	10	47.84	82.86	49.27	36.35	29.29	24.78	21.61	12.85	9.48	7.64	6.46	5.64	5.02	4.54	4.16	3.84	3.58	3.35	1.99
	25	67.13	116.27	69.13	51.01	41.11	34.77	30.33	18.03	13.30	10.72	9.07	7.91	7.05	6.38	5.84	5.39	5.02	4.70	2.80
	50	81.42	141.02	83.85	61.87	49.86	42.18	36.79	21.87	16.14	13.01	11.00	9.60	8.55	7.73	7.08	6.54	6.09	5.71	3.39
	100	95.62	165.62	98.48	72.66	58.56	49.53	43.20	25.69	18.95	15.27	12.92	11.27	10.04	9.08	8.31	7.68	7.15	6.70	3.98
	500	128.80	223.09	132.65	97.87	78.87	66.72	58.19	34.60	25.53	20.57	17.40	15.18	13.52	12.23	11.20	10.35	9.63	9.03	5.37
Cuenca Bigote	5	49.37	85.52	50.85	37.52	30.24	25.58	22.31	13.26	9.79	7.89	6.67	5.82	5.18	4.69	4.29	3.97	3.69	3.46	2.06
	10	58.13	100.68	59.86	44.17	35.59	30.11	26.26	15.61	11.52	9.28	7.85	6.85	6.10	5.52	5.05	4.67	4.35	4.07	2.42
	25	68.28	118.27	70.32	51.88	41.81	35.37	30.85	18.34	13.53	10.91	9.23	8.05	7.17	6.49	5.94	5.49	5.11	4.78	2.85
	50	75.31	130.45	77.57	57.23	46.12	39.01	34.03	20.23	14.93	12.03	10.18	8.88	7.91	7.15	6.55	6.05	5.63	5.28	3.14
	100	82.00	142.02	84.45	62.30	50.21	42.47	37.05	22.03	16.25	13.10	11.08	9.66	8.61	7.79	7.13	6.59	6.13	5.75	3.42
	500	96.39	166.96	99.27	73.24	59.03	49.93	43.55	25.90	19.11	15.40	13.02	11.36	10.12	9.16	8.38	7.74	7.21	6.75	4.02
Cuenca Corrales	5	62.71	108.62	64.58	47.65	38.40	32.48	28.33	16.85	12.43	10.02	8.47	7.39	6.58	5.96	5.45	5.04	4.69	4.39	2.61
	10	72.64	125.82	74.81	55.20	44.48	37.63	32.82	19.51	14.40	11.60	9.82	8.56	7.63	6.90	6.32	5.84	5.43	5.09	3.03
	25	83.61	144.82	86.11	63.53	51.20	43.31	37.78	22.46	16.57	13.36	11.30	9.85	8.78	7.94	7.27	6.72	6.25	5.86	3.48
	50	90.88	157.40	93.59	69.05	55.65	47.07	41.06	24.41	18.01	14.52	12.28	10.71	9.54	8.63	7.90	7.30	6.80	6.37	3.79
	100	97.56	168.98	100.48	74.13	59.75	50.54	44.08	26.21	19.34	15.58	13.18	11.50	10.24	9.27	8.48	7.84	7.30	6.84	4.07
	500	111.42	192.98	114.75	84.66	68.23	57.71	50.34	29.93	22.08	17.80	15.05	13.13	11.70	10.58	9.69	8.95	8.33	7.81	4.64
Cuenca Hidrográfica 13784	5	60.12	104.13	61.91	45.68	36.81	31.14	27.16	16.15	11.92	9.60	8.12	7.08	6.31	5.71	5.23	4.83	4.50	4.21	2.50
	10	80.35	139.18	82.76	61.06	49.21	41.62	36.30	21.59	15.93	12.84	10.86	9.47	8.44	7.63	6.99	6.46	6.01	5.63	3.35
	25	105.89	183.40	109.05	80.46	64.84	54.85	47.84	28.45	20.99	16.91	14.31	12.48	11.12	10.06	9.21	8.51	7.92	7.42	4.41
	50	124.51	215.66	128.23	94.61	76.25	64.50	56.25	33.45	24.68	19.89	16.82	14.67	13.07	11.83	10.83	10.00	9.31	8.73	5.19
	100	142.94	247.59	147.22	108.61	87.54	74.05	64.58	38.40	28.33	22.83	19.31	16.85	15.01	13.58	12.43	11.48	10.69	10.02	5.96
	500	184.41	319.41	189.92	140.12	112.93	95.53	83.32	49.54	36.55	29.46	24.92	21.73	19.36	17.52	16.03	14.82	13.79	12.92	7.68
Cuenca San Francisco	5	45.04	78.02	46.39	34.23	27.58	23.33	20.35	12.10	8.93	7.20	6.09	5.31	4.73	4.28	3.92	3.62	3.37	3.16	1.88
	10	57.28	99.22	59.00	43.53	35.08	29.67	25.88	15.39	11.35	9.15	7.74	6.75	6.01	5.44	4.98	4.60	4.28	4.01	2.39

	25	72.56	125.68	74.73	55.14	44.44	37.59	32.78	19.49	14.38	11.59	9.80	8.55	7.62	6.89	6.31	5.83	5.43	5.08	3.02
	50	83.57	144.75	86.07	63.50	51.18	43.29	37.76	22.45	16.56	13.35	11.29	9.85	8.77	7.94	7.27	6.71	6.25	5.86	3.48
	100	94.48	163.64	97.30	71.79	57.86	48.94	42.68	25.38	18.73	15.09	12.77	11.13	9.92	8.97	8.21	7.59	7.07	6.62	3.94
	500	118.66	205.53	122.21	90.16	72.66	61.47	53.61	31.88	23.52	18.95	16.03	13.98	12.46	11.27	10.32	9.53	8.88	8.32	4.94
Medio Alto Piura	5	78.39	135.77	80.73	59.56	48.00	40.61	35.42	21.06	15.54	12.52	10.59	9.24	8.23	7.45	6.82	6.30	5.86	5.49	3.27
	10	100.12	173.41	103.11	76.07	61.31	51.86	45.23	26.90	19.84	15.99	13.53	11.80	10.51	9.51	8.70	8.04	7.49	7.02	4.17
	25	127.96	221.63	131.78	97.23	78.36	66.28	57.81	34.37	25.36	20.44	17.29	15.08	13.43	12.15	11.13	10.28	9.57	8.97	5.33
	50	148.24	256.76	152.67	112.64	90.78	76.79	66.98	39.82	29.38	23.68	20.03	17.47	15.56	14.08	12.89	11.91	11.09	10.39	6.18
	100	168.24	291.40	173.26	127.83	103.02	87.15	76.01	45.20	33.34	26.87	22.73	19.83	17.66	15.98	14.63	13.52	12.58	11.79	7.01
	500	213.99	370.64	220.38	162.59	131.04	110.85	96.68	57.49	42.41	34.18	28.91	25.22	22.47	20.32	18.61	17.19	16.01	15.00	8.92
Medio Bajo Piura	5	56.91	98.57	58.61	43.24	34.85	29.48	25.71	15.29	11.28	9.09	7.69	6.71	5.97	5.41	4.95	4.57	4.26	3.99	2.37
	10	72.54	125.65	74.71	55.12	44.42	37.58	32.77	19.49	14.38	11.59	9.80	8.55	7.62	6.89	6.31	5.83	5.43	5.08	3.02
	25	92.02	159.38	94.77	69.92	56.35	47.67	41.57	24.72	18.24	14.70	12.43	10.84	9.66	8.74	8.00	7.39	6.88	6.45	3.83
	50	105.91	183.44	109.07	80.47	64.86	54.86	47.85	28.45	20.99	16.92	14.31	12.48	11.12	10.06	9.21	8.51	7.92	7.42	4.41
	100	119.66	207.26	123.24	90.92	73.28	61.99	54.06	32.15	23.72	19.11	16.17	14.10	12.56	11.37	10.40	9.61	8.95	8.39	4.99
	500	149.97	259.76	154.46	113.96	91.84	77.69	67.76	40.29	29.73	23.96	20.26	17.67	15.74	14.24	13.04	12.05	11.22	10.51	6.25
Medio Piura	5	81.54	141.23	83.97	61.96	49.93	42.24	36.84	21.90	16.16	13.02	11.02	9.61	8.56	7.74	7.09	6.55	6.10	5.71	3.40
	10	99.73	172.74	102.71	75.78	61.07	51.66	45.06	26.79	19.77	15.93	13.48	11.75	10.47	9.47	8.67	8.01	7.46	6.99	4.16
	25	121.10	209.76	124.72	92.02	74.16	62.73	54.71	32.53	24.00	19.34	16.36	14.27	12.71	11.50	10.53	9.73	9.06	8.49	5.05
	50	136.69	236.75	140.77	103.86	83.70	70.80	61.75	36.72	27.09	21.83	18.47	16.11	14.35	12.98	11.88	10.98	10.22	9.58	5.70
	100	150.95	261.46	155.46	114.70	92.44	78.19	68.20	40.55	29.92	24.11	20.40	17.79	15.85	14.34	13.13	12.13	11.29	10.58	6.29
	500	182.76	316.55	188.22	138.87	111.92	94.67	82.57	49.10	36.22	29.19	24.69	21.54	19.19	17.36	15.89	14.68	13.67	12.81	7.61

Fuente: Elaboración propia

4.6 Hietogramas

Para la generación de los hietogramas que serán ingresados en el modelo se utilizó el método de bloques alternos. Todos los hietogramas desarrollados para cada subcuenca y para cada periodo de retorno se muestran en el capítulo de resultados.

La duración de las tormentas de diseño fue ajustada al tiempo de concentración, siendo 24 horas la máxima duración utilizada. Es decir, para todas las subcuencas con tiempos de concentración mayores a 24, se utilizó 24 horas como duración de la tormenta de diseño.

Capítulo 5. Modelo HEC-HMS

Para generar el modelo de análisis de precipitación en la cuenca del río Piura es necesario representar las características de la cuenca hidrográfica por lo que se requiere no solo información hidrológica sino también información topográfica.

5.1 Tratamiento del modelo digital de elevación (DEM)

El primer paso es generar un modelo digital de elevación para el área de interés. Para ello se utilizó un shapefile de la cuenca del río Piura, y la información digital de elevación a través del satélite SRTM. El detalle de la generación del DEM mostrado en la se encuentra en el Anexo C.

Generación de Subcuencas

Luego de tener el modelo digital de elevación delimitado, se procede al tratamiento de la información a través del menú GIS del programa HEC-HMS. Este menú incluye referencias espaciales y herramientas que permiten delimitar la cuenca a partir de la información geoespacial (US Army Corps of Engineers, 2020).

El resultado del tratamiento de datos y la generación de subcuencas a partir de del modelo digital de elevación es el mostrado en la Figura 5.1, y se encuentra detallado en el Anexo D.

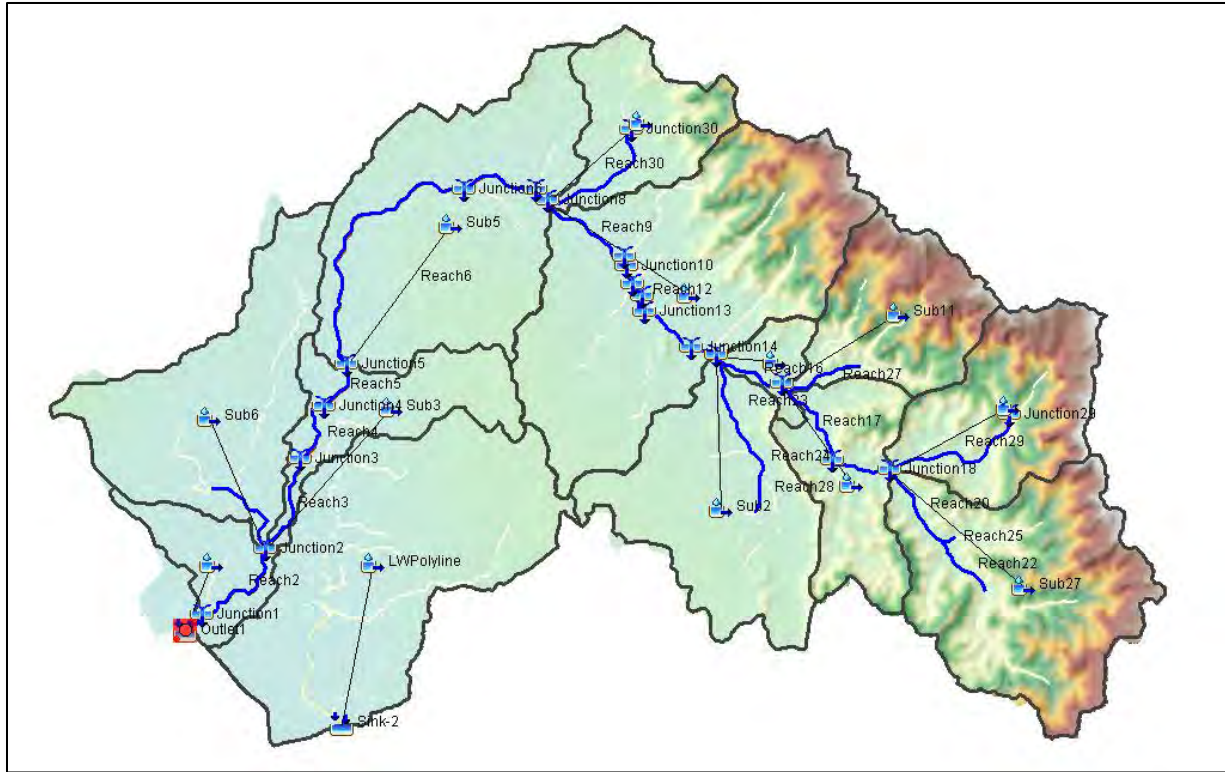


Figura 5.1 Modelo de Subcuencas HEC-HMS

Fuente: Elaboración propia

Posterior al tratamiento de la información geoespacial, se procedió a asignarles nombres a las subcuencas en función a la distribución de subcuencas presentada previamente, tal como se muestra en el mapa del modelo en el Anexo A. Es importante mencionar que debido a que el puente Sánchez Cerro es un punto de control, la subcuenca Bajo Piura Up lo tiene como punto de salida. Por esta razón las subcuencas Bajo Piura Mid Right, Bajo Piura Mid Left, Bajo Piura Down y Bajo Piura Independiente, aunque presentadas en el modelo no serán calibradas ni influyen en el mismo. El detalle de los tramos de influencia se encuentra en el plano del Anexo A.

Se determinaron las características morfométricas de las subcuencas por ser de interés para el estudio y para el posterior cálculo del tiempo de concentración, los resultados se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Parámetros morfométricos de las subcuencas

Subcuenca	Longitud Cauce(km)	Pendiente Cauce(m/m)	Área (km ²)	Pendiente Cuenca(%)	Altura media	Diámetro (km)
Alto Piura	57.74	0.042367	1145.60	24.42	1010.88	38.19
Cuenca Bigote	48.07	0.064300	679.87	25.21	1143.87	29.42
Medio Alto Piura	49.09	0.018890	490.18	15.82	300.56	24.98
Cuenca Corrales	46.05	0.068405	570.03	25.73	1311.75	26.94
Medio Piura	19.15	0.005764	126.77	6.95	92.98	12.70
Cuenca Hidrográfica 13784	51.96	0.003724	938.13	3.22	101.44	34.56
Medio Bajo Piura	57.04	0.001814	1729.75	10.05	470.80	46.93
Cuenca San Francisco	42.97	0.032773	459.52	8.28	256.30	24.19
Bajo Piura Up	85.45	0.002017	1378.81	1.38	84.01	41.90
Bajo Piura Mid Right	61.27	0.003742	460.63	0.77	98.81	24.22
Bajo Piura Mid Left	65.81	0.001294	991.29	0.79	46.88	35.53
Bajo Piura Down	38.02	0.001436	271.84	0.42	16.73	18.60
Bajo Piura Independiente	64.95	0.003710	1524.83	0.82	84.74	44.06

Fuente: Elaboración propia

5.2 Métodos de Análisis en Subcuencas

En el modelo, para las subcuencas, se configuraron los métodos de abstracciones, de transformación y de erosión. Como método de abstracciones se utilizó el de la SCS (Soil Conservation Service), como método de transformación se utilizó el hidrograma unitario del SCS. Además, para evaluar la erosión en la cuenca, la versión utilizada del software presenta 2 métodos, el método Build-up Wash-off, y el MUSLE (Ecuación Universal de Pérdida de Suelos Modificada, por sus siglas en inglés), siendo este último el escogido debido a que el primero fue desarrollado principalmente para ecosistemas urbanos, y al trabajar con todas las subcuencas de una cuenca hidrográfica, predomina el ecosistema natural.

Los parámetros que se utilizaron fueron determinados independientemente para cada uno de las subcuencas dependiendo de su morfometría y de las características del suelo.

5.2.1 Método de abstracciones del SCS

Para el método de abstracciones del SCS se realizó la determinación del número de curva (CN) haciendo uso de los mapas de uso mayor de suelos y de coberturas vegetales (GEO GPS PERU) con los cuales se determinaron la clasificación hidrológica de los suelos en A, B, C y D, y los distintos tipos de coberturas.

Se interpolaron las áreas de ambas clasificaciones para asignar el valor correspondiente de CN adecuadamente. Posteriormente se obtuvo un promedio ponderado de CN para cada una de las subcuencas, los resultados se muestran en el plano de CN en el Anexo A y en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Número de curva (CN) por subcuenca

Subcuenca	CN
Cuenca San Francisco	65
Bajo Piura MidRight	66
Bajo Piura Up	66
Medio Piura	69
Bajo Piura Independiente	70
Cuenca Hidrográfica 13784	70
Bajo Piura MidLeft	71
Medio Bajo Piura	71
Bajo Piura Down	73
Medio Alto Piura	76
Cuenca Bigote	79
Alto Piura	81
Cuenca Corrales	82

Fuente: Elaboración propia

No se asignó un porcentaje de área impermeable debido a que estas áreas fueron incluidas en el análisis del CN. El detalle de la determinación del CN se encuentra en el Anexo E.

5.2.2 Hidrograma Unitario del SCS

Para la determinación del tiempo de concentración y con ello el tiempo de retardo de cada subcuenca, se hizo uso de las características morfométricas de las subcuencas que fueron calculadas exportando el modelo de HEC-HMS a un formato vectorial y determinándolas con ayuda de sistemas de información georreferenciada.

Para cuencas de gran extensión, donde se imposibilita cumplir la condición de uniformidad en la lluvia, se considera un tiempo representativo del flujo en las laderas mas el viaje en el cauce para el tiempo de concentración. Para dicho cálculo existen diversas fórmulas que lo relacionan con parámetros de la cuenca (Tabla 5.1 y Tabla 5.2).

Para la estimación del tiempo de concentración se recomienda emplear el valor medio obtenido de varias ecuaciones empíricas disponibles en la literatura científica (Vélez Upegui & Botero Gutiérrez, 2010). Las fórmulas utilizadas en el presente trabajo fueron:

Bransby – Williams (Wanielista et al., 1997)

$$T_c = 14.6 \cdot \frac{L}{A^{0.1} \cdot S^{0.2}} \quad (30)$$

Fórmula Australiana (citado por Villón Béjar, 2004)

$$T_c = \frac{58 \cdot L}{A^{0.1} \cdot S^{0.2}} \quad (31)$$

Giandotti (Arbeláez et al., 1997)

$$T_c = \frac{4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L}{25.3 \cdot (S \cdot L)^{0.5}} \quad (32)$$

Kiprich (1940)

$$T_c = 0.0078 \cdot \frac{L_p^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (33)$$

SCS (1986)

$$T_c = \frac{100 \cdot L_p^{0.8} \cdot [(1000/CN) - 9]^{0.7}}{1900 \cdot (S \cdot 100)^{0.5}} \quad (34)$$

Témez (1991)

$$T_c = 0.3 \cdot \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76} \quad (35)$$

Donde:**Tc: Tiempo de Concentración (horas)****L: Longitud del curso de agua más largo (km)****S: Pendiente promedio del cauce principal (m/m)****A: Área de la cuenca (km²)****Lp: Longitud del cauce (pies)****NC: Número de curva**

Los resultados de dichas fórmulas empíricas se muestran en la Tabla 5.3 y el tiempo de retardo para cada subcuenca se consideró el 0.6 del tiempo de concentración calculado.

Tabla 5.3 Cálculo del Tiempo de Concentración y el Tiempo de Retardo

Subcuenca	Temez	Bransby - Williams	Kirpich	SCS	Giandotti	Fórmula Australiana	Promedio	Lag Time
Alto Piura	11.9	12.6	5.1	6.9	8.7	13.0	9.7	5.8
Cuenca Bigote	9.6	10.2	3.8	6.2	6.5	10.5	7.8	4.7
Medio Alto Piura	12.3	13.7	6.1	8.7	11.7	14.2	11.1	6.7
Cuenca Corrales	9.2	9.8	3.6	5.4	5.7	10.1	7.3	4.4
Medio Piura	7.5	7.8	4.7	7.6	9.6	8.0	7.5	4.5
Cuenca Hidrográfica 13784	17.5	18.9	12.0	24.0	24.9	19.5	19.4	11.7
Medio Bajo Piura	21.5	22.5	16.9	14.2	14.5	23.2	18.8	11.3
Cuenca San Francisco	10.0	10.8	4.5	14.7	11.7	11.2	10.5	6.3
Bajo Piura Up	28.7	33.8	22.2	60.6	37.7	34.8	36.3	21.8
Bajo Piura Mid Right	19.8	23.9	13.5	62.3	22.4	24.6	27.8	16.7
Bajo Piura Mid Left	25.6	29.4	21.5	56.8	41.0	30.3	34.1	20.5
Bajo Piura Down	16.5	18.9	13.6	47.8	37.6	19.5	25.6	15.4
Bajo Piura Independiente	20.7	22.5	14.2	56.9	34.4	23.2	28.7	17.2

Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Ecuación Universal de Suelos Modificada (MUSLE)

Factor de Erodabilidad K

Para la determinación del factor K se hizo uso de la Base de Datos Armonizada de Suelos del Mundo (HSWD por sus siglas en inglés) (FAO et al., 2012). Debido a que la información de la misma solo muestra % de arena limo y arcilla, se realizó una búsqueda de calicatas en zonas cercanas a la cuenca Piura, y se encontraron las calicatas de un estudio de suelos del proyecto de rehabilitación de camino departamental 21 km en EMP. TU – 106 (Huasimo) Cabo Inga, Distrito de Tumbes, Provincia de Tumbes – Tumbes (2018)

Si bien las calicatas solo estaban tamizadas hasta la malla #200, lo que implica que se solo se contaba con la distribución granulométrica de gruesos, mas no de finos (limos ni arcillas), se encontró una relación. Con los % de arena se encontró que las 21 calicatas del estudio podían corresponder a suelos Arenoso, Areno Franco, Franco Arenoso, Franco, Franco Limoso, Franco Arcilloso o Arcilloso. Aunque los % de arena muy fina tienen mucha variación en el porcentaje global, se encontró cierto patrón en función al % de arena total.

Se encontró que el % promedio de arena muy fina en relación al total de arena es de 49% con un máximo de 59.3% y un mínimo de 37%. Por este motivo se considerará el % de arena muy fina como el 49% de la arena total.

Se identificaron 7 tipos de suelo según la HSWD, por lo que el cálculo será hecho para estos, para posterior al cálculo del factor K realizar un promedio ponderado en función al área para cada subcuenca. La información de estos tipos de suelos es presentada en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Tipos de suelos identificados

Suelo	%Arena	%Limo	%Arcilla	%Arena muy fina	%OC	Clase Textural
Suelo 1	85.6	8.9	5.5	41.9	0.87	Arenoso
Suelo 2	33.2	25.6	41.2	16.3	2.69	Arcilloso
Suelo 3	38.6	31.8	29.6	18.9	5.61	Franco Arcilloso
Suelo 4	56	31.2	12.8	27.4	0.44	Franco Arenoso
Suelo 5	39.2	27	33.8	19.2	2.28	Franco Arcilloso
Suelo 6	49.9	23.5	26.6	24.5	2.62	Franco Areno-Arcilloso
Suelo 7	55.2	30	14.8	27.0	3.02	Franco Arenoso

Fuente: Elaboración propia

A partir de esta información se calcula M y OM, para $C_{soilstr}$ se realiza la clasificación de acuerdo a lo presentado previamente y para C_{perm} se realiza la clasificación en base a la permeabilidad media de las clases texturales presentada por la FAO (2006) como se muestra en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Permeabilidad media de las clases texturales

Clase Textural	Permeabilidad media (cm/h)
Arenosos	5
Franco arenosos	2.5
Franco	1.3
Franco arcillosos	0.8
Arcilloso limosos	0.25
Arcilloso	0.05

Fuente: Elaboración propia

Con lo presentado previamente se determinan los valores necesarios para la ecuación de erosión y con ello los valores finales de K según los suelos presentados en la Tabla 5.6 y el mapa de suelos en la Figura 5.2.

Tabla 5.6 Resumen del Factor de Erodabilidad

Suelo	%Arena	%Limo	%Arcilla	%Arena muy fina	%OC	M	OM	C soilstr	C perm	K
Suelo 1	85.6	8.9	5.5	41.9	0.87	4804.8	1.50	2	3	0.3472
Suelo 2	33.2	25.6	41.2	16.3	2.69	2461.8	4.64	1	6	0.1561
Suelo 3	38.6	31.8	29.6	18.9	5.61	3570.3	9.67	1	4	0.0474
Suelo 4	56	31.2	12.8	27.4	0.44	5113.4	0.76	2	3	0.3990
Suelo 5	39.2	27	33.8	19.2	2.28	3059.0	3.93	1	4	0.1519
Suelo 6	49.9	23.5	26.6	24.5	2.62	3519.6	4.52	2	4	0.1985
Suelo 7	55.2	30	14.8	27.0	3.02	4860.5	5.21	2	3	0.2276

Fuente: Elaboración propia

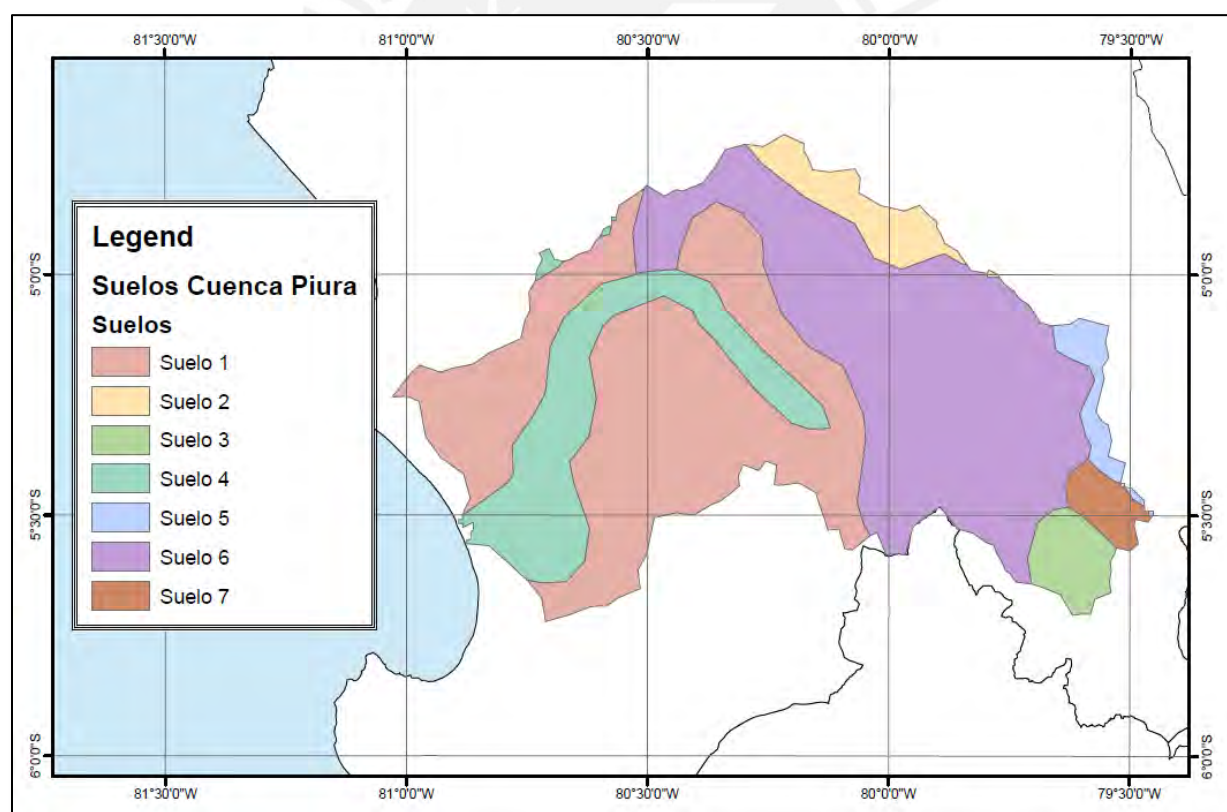


Figura 5.2 Factor de Erodabilidad K

Fuente: Elaboración propia

Ya conocidas las subcuencas, se procede a realizar la interpolación entre los valores de erodabilidad y las subcuencas y posterior a ello determinar un promedio ponderado en función de las áreas obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Factor de Erodabilidad por Subcuenca

Subcuenca	K
Alto Piura	0.1569
Bajo Piura Down	0.3815
Bajo Piura Independiente	0.3575
Bajo Piura MidLeft	0.3586
Bajo Piura MidRight	0.3649
Bajo Piura Up	0.3184
Cuenca Bigote	0.1884
Cuenca Corrales	0.1981
Cuenca hidrografica 13784	0.2856
Cuenca San Francisco	0.1872
Medio Alto Piura	0.1985
Medio Bajo Piura	0.2591
Medio Piura	0.1985

Fuente: Elaboración propia

Factor Topográfico LS

Las ecuaciones para obtener el factor topográfico LS fueron trabajadas con ayuda del modelo digital (DEM), generando diferentes raster para cada variable calculada obteniendo finalmente un raster del factor LS. Los resultados se muestran en el mapa de la Figura 5.3 y en la Tabla 5.8.

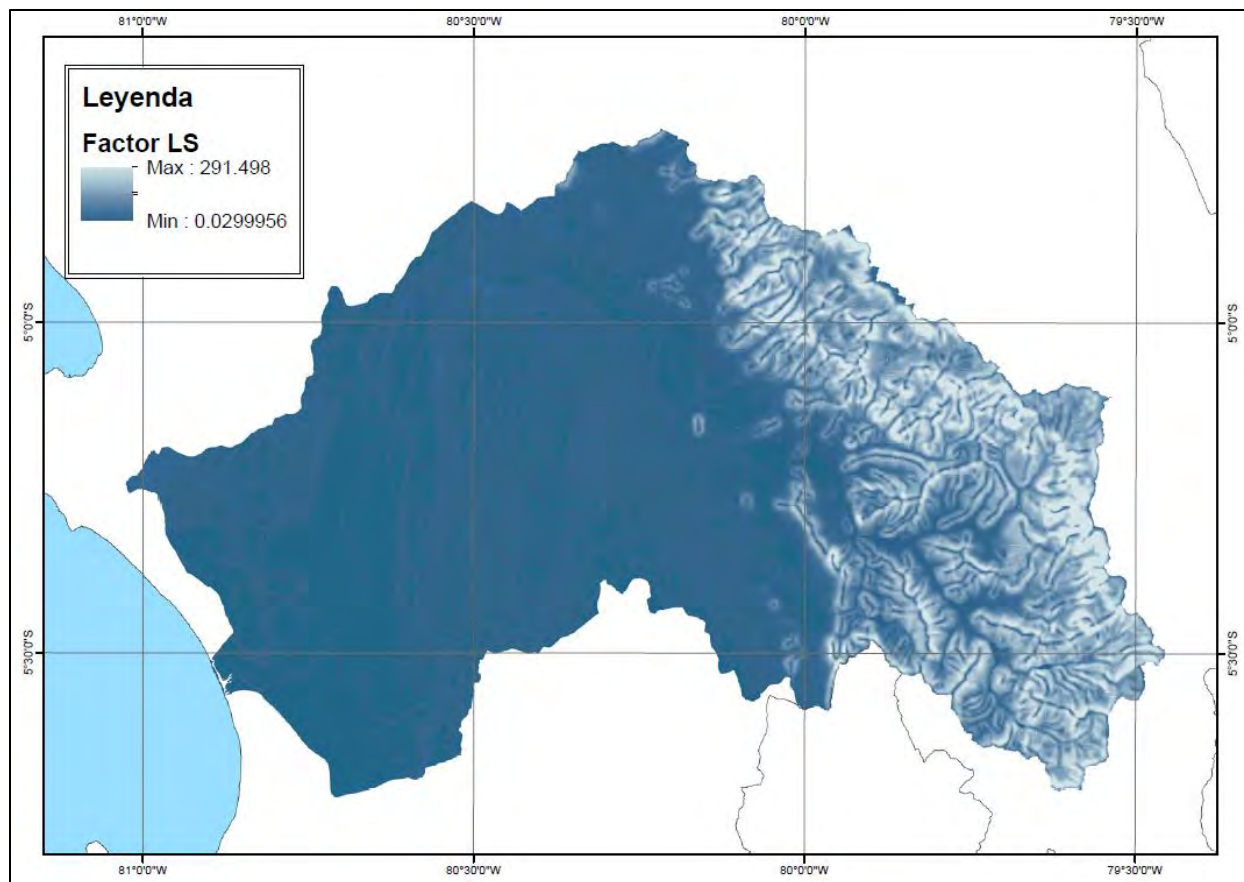


Figura 5.3 Factor topográfico LS

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.8 Factor topográfico LS por subcuenca

Subcuenca	Desv. Est	LS
Alto Piura	2.6750	4.5473
Bajo Piura Down	0.1099	0.1008
Bajo Piura Independiente	0.0965	0.1274
Bajo Piura MidLeft	0.1169	0.1428
Bajo Piura MidRight	0.1138	0.1251
Bajo Piura Up	0.2653	0.2207
Cuenca Bigote	3.2989	4.7167
Cuenca Corrales	2.7914	4.8343
Cuenca hidrografica 13784	1.1395	0.5461
Cuenca San Francisco	2.0115	1.4760

Medio Alto Piura	2.0143	2.7677
Medio Bajo Piura	2.6185	1.8499
Medio Piura	1.2895	1.1249

Fuente: Elaboración propia

El factor LS contempla la longitud e inclinación de la pendiente, por lo que valores máximos mostrados en la Figura 5.3 representan una topografía muy escarpada; mientras que, los valores que se acercan a 0, representan una topografía casi plana.

Además, observando los factores promedio por subcuenca, se observa que las cuencas aguas arriba presentan mayores valores, lo que indica pendientes más pronunciadas en la zona alta de la cuenca. Mientras que, en la zona baja de la cuenca, se encuentran los menores valores debido a las bajas pendientes.

Factor de Cobertura C

Para la obtención de este parámetro es necesario contar con las bandas roja e infrarroja satelitales, para lo cual se utilizaron las imágenes satelitales Landsat 8 descargadas de la plataforma EarthExplorer, un proyecto desarrollado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS)

Para el cálculo se utilizó la combinación de 4 imágenes satelitales de entre los años 2019 y 2020, ya que la cuenca en cuestión se encontraba en la intersección de estas. Se seleccionaron aquellas imágenes satelitales con 10% de nubosidad o menos, y se pudo obtener 4 imágenes libres de nubosidad en toda el área de la cuenca.

Se procedió al cálculo del índice NDVI con las bandas 4 y 5, correspondientes a la franja roja e infrarroja respectivamente, con la siguiente expresión:

$$NDVI = (PIR - VIS)/(PIR + VIS) \quad (36)$$

Donde:

NDVI: Índice normalizado de diferencias de vegetación

PIR: Banda infrarroja cercana

VIS: Banda roja visible

El raster resultante muestra valores que varían desde -1 a 1, siendo todos los valores en el rango de -1 a 0 representativos de nubosidad en la imagen o superficies de agua. Para el caso particular en el que no existe nubosidad sobre la zona de estudio, todos los valores en dicho rango corresponden a superficies de agua, lo que fue comprobado con una inspección visual del raster obtenido.

En el estudio “Cálculo de factor C de la USLE, en la cuenca del río Carache, Trujillo-Venezuela usando imágenes del Satélite Miranda VRSS-1” (Pacheco et al., 2014) los autores establecieron una correlación entre el índice NDVI y el factor de cobertura C, la cual fue plasmada en una ecuación con un coeficiente de determinación de 0,99, a partir de la cual se hará el cálculo del factor en la presente tesis. Dicha relación se muestra en la Figura 5.4.

$$C = 11.288NDVI^5 - 35.785NDVI^4 + 40.316NDVI^3 - 17.326NDVI^2 + 0.5099NDVI + 0.9977 \quad (37)$$

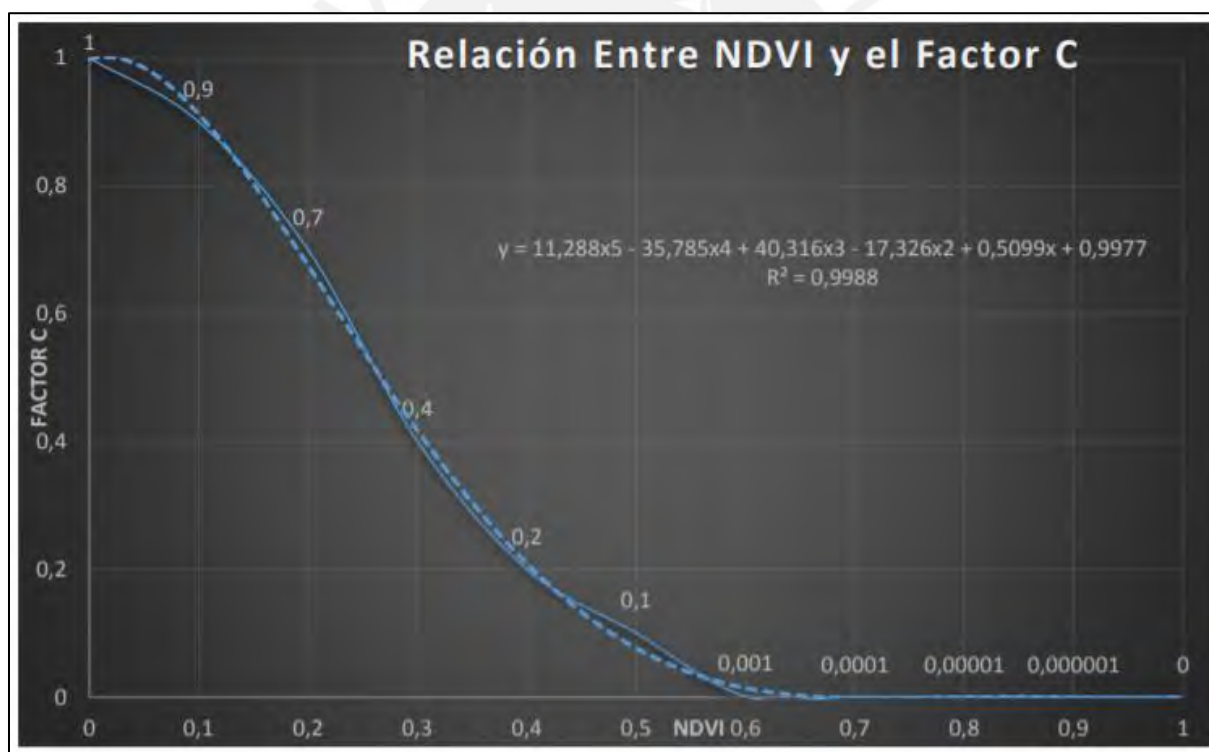


Figura 5.4 Relación entre NDVI y el Factor de Cobertura C.

Fuente: (Pacheco et al., 2014)

Debido a que la fórmula se encuentra establecida para valores de NDVI de 0 a 1, se realizó la corrección del raster para que los valores en el rango de 0 a -1 correspondientes a superficies de agua tengan asignados el valor de 1, de esta manera el factor C resultante será 0, el cual es el valor

presentado por Dumas (2012) para superficies de agua. El resultado es mostrado en el mapa de la Figura 5.5.

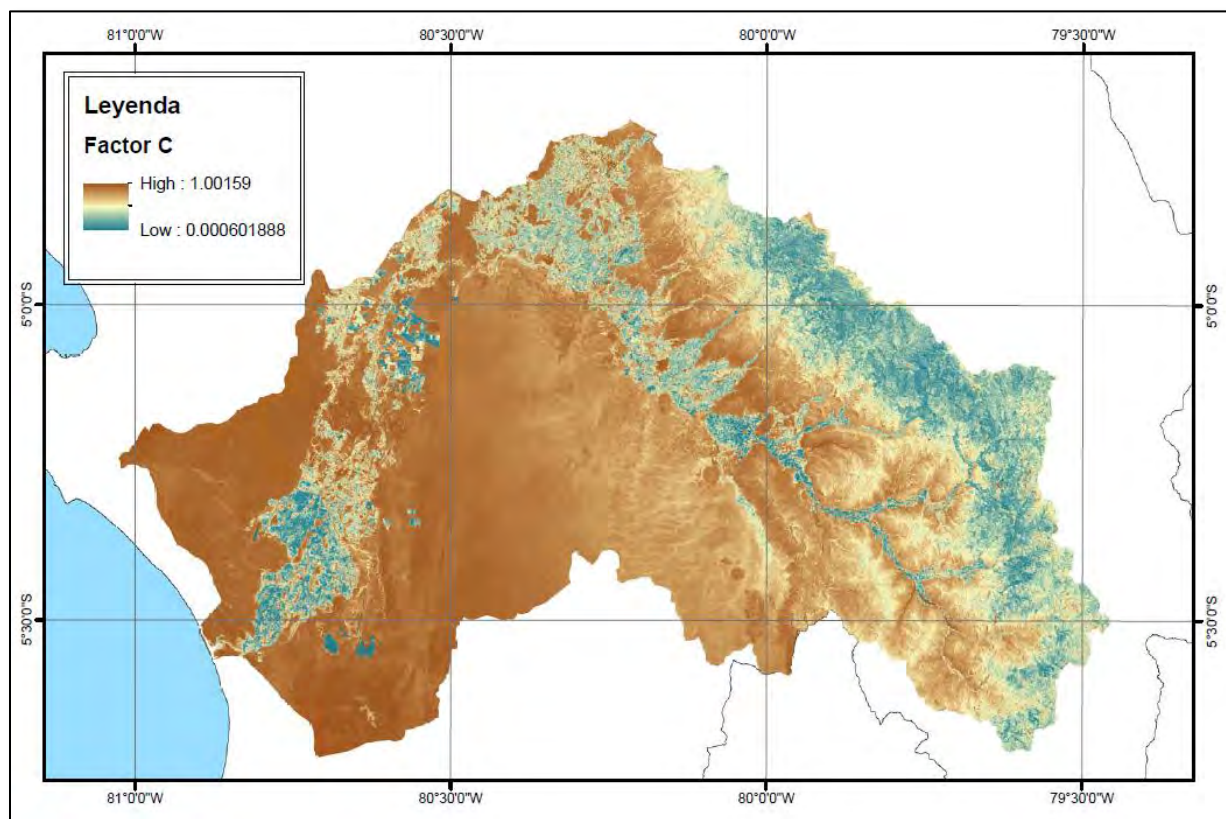


Figura 5.5 Factor de cobertura C

Fuente: Elaboración propia

Luego se determinó el valor promedio del factor de cobertura C, obteniendo el siguiente resultado:

Tabla 5.9 Factor de cobertura C por subcuena

Subcuena	Desv. Est	C promedio
Alto Piura	0.1941	0.5713
Bajo Piura Down	0.2966	0.7171
Bajo Piura Independiente	0.1393	0.8978
Bajo Piura MidLeft	0.2295	0.8257
Bajo Piura MidRight	0.1797	0.8290
Bajo Piura Up	0.2186	0.7514
Cuenca Bigote	0.2094	0.4919

Cuenca Corrales	0.2187	0.4462
Cuenca hidrográfica 13784	0.1109	0.7833
Cuenca San Francisco	0.2014	0.6732
Medio Alto Piura	0.1518	0.7382
Medio Bajo Piura	0.2217	0.6762
Medio Piura	0.2700	0.7126

Fuente: Elaboración propia

Valores más cercanos a 0 representan coberturas de menor permeabilidad, como por ejemplo, superficies de agua o pavimentos; mientras que valores cercanos a 1 representan coberturas de mayor permeabilidad, como por ejemplo terreno expuesto sin vegetación.

Factor de Prácticas de Prevención y Control P

Para la cuenca en estudio no se encontraron referencias de medidas adoptadas para el control de la erosión por lo que el factor P ha sido asumido en 1.

Tabla 5.10 Factores MUSLE por subcuenca

Subcuenca	Factor de Erodabilidad (K)	Factor Topográfico (LS)	Factor de Cobertura (C)	Factor de Practicidad (P)
Alto Piura	0.1689	4.5473	0.5713	1
Cuenca Bigote	0.2045	4.7167	0.4919	1
Medio Alto Piura	0.2168	2.7677	0.7382	1
Cuenca Corrales	0.2163	4.8343	0.4462	1
Medio Piura	0.2168	1.1249	0.7126	1
Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	0.3124	0.5461	0.7833	1
Medio Bajo Piura	0.2808	1.8499	0.6762	1
Cuenca San Francisco	0.2006	1.476	0.6732	1
Bajo Piura Up	0.3456	0.2207	0.7514	1
Bajo Piura Mid Right	0.395	0.1251	0.829	1

Bajo Piura Mid Left	0.3902	0.1428	0.8257	1
Bajo Piura Down	0.4078	0.1008	0.7171	1
Bajo Piura Independiente	0.3893	0.1274	0.8978	1

Fuente: Elaboración propia

El resumen de los parámetros calculados para la ecuación universal de suelos modificada se presenta en la Tabla 5.10.

5.3 Modelo de Erosión y Transporte de Sedimentos

Adicionalmente, debido a que el presente estudio tiene como objetivo determinar la influencia de la erosión y transporte de sedimentos en el flujo, es necesario activar el modelo de transporte de sedimentos en la cuenca. Para la elección del método de potencial de transporte se tomaron en cuenta diversos factores. Considerando los beneficios y limitaciones de todos los posibles métodos, presentados en la Tabla 2.5, el acceso a la información para determinar los parámetros de entrada y teniendo en cuenta el amplio uso y aceptación de los métodos, se optó por utilizar el método de Meyer – Peter Muller.

Para el método de velocidad de caída, considerando los 4 métodos posibles, se optó por el de Van Rijn debido a que es un método iterativo que toma como base el de Rubey, y a que tiene una mayor aceptación que el método de Report 12. Mientras que el método de Toffaleti no fue escogido debido a que, al ser un método empírico con una tabla de valores, con determinadas condiciones, es bastante limitante. Además, la gravedad específica y las densidades de las gravas, arenas, limos y arcillas se dejaron en los valores estándar por defecto.

5.4 Ríos

En el modelo, para los tramos de río, se configuraron los métodos de tránsito de caudales y de transporte de sedimentos. Para tránsito de caudales se hizo uso del método Muskingum-Cunge y para la sedimentación el método de ratio de volumen.

5.4.1 Muskingum-Cunge

El método Muskingum-Cunge es un método de tránsito de avenidas basado en la ley de la conservación de la masa y la difusión representativa de la conservación de momento. En ocasiones se le considera un método de coeficientes variables debido a que los parámetros son recalculados por tramos basados en las propiedades del canal y en la profundidad del flujo (US Army Corps of Engineers, 2020).

De acuerdo con el manual técnico de referencia del HEC-HMS (2020), este método se encuentra basado en la solución de las ecuaciones de continuidad (33) y de momento (34) como siguen:

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q_L \quad (38)$$

$$S_f = S_o - \frac{\delta y}{\delta x} \quad (39)$$

Combinando las ecuaciones y usando una aproximación lineal, se obtiene:

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + c \frac{\delta Q}{\delta x} = \mu \frac{\delta^2 Q}{\delta x^2} + c q_L \quad (40)$$

Donde,

$$c = \frac{dQ}{dA} \quad (41)$$

$$\mu = \frac{Q}{2BS_o} \quad (42)$$

Siendo B el ancho en la superficie del agua, para finalmente obtener:

$$O_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q_L \Delta x) \quad (43)$$

Los coeficientes se encuentran en función de los parámetros K y X, y se expresan de la siguiente manera:

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad (44)$$

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad (45)$$

$$C_3 = \frac{2(1-X) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad (46)$$

$$C_4 = \frac{2\left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad (47)$$

Para K y X:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (48)$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right) \quad (49)$$

Debido a la variación de los valores K y X, y por ende de los coeficientes C, el programa realiza iteraciones para cada Δx y Δt . Los parámetros a ingresar en el modelo de tránsito de caudales para dichos cálculos son, en su mayoría, características físicas del cauce y sus secciones transversales, por lo que se hará uso de la información recopilada para el cálculo del tiempo de concentración para definir los parámetros de longitud y pendiente del cauce.

Los componentes de longitud y pendiente son calculados a partir del modelo exportado a ArcGis. Además, se asume una sección transversal rectangular como adaptación debido a la escasa información, dejando al tirante como la variable calculada durante la iteración. También, se consideran los anchos calculados en el siguiente apartado para el cálculo del ratio de volumen en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11 Parámetros físicos del cauce

Tramo	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Ancho (m)
Tramo1_MAP	9 782.52	0.001623	71.17
Tramo2_MAP	16 668.75	0.001181	71.17
Tramo3_MP	12 373.98	0.001485	84.02
Tramo4_MBP	4 528.04	0.001899	83.97
Tramo5_MBP	10 390.00	0.000685	83.97
Tramo6_MBP	3 305.68	0.000727	83.97
Tramo7_MBP	3 029.39	0.000675	83.97
Tramo8_MBP	3 118.69	0.000868	83.97
Tramo9_MBP	1 892.87	0.000277	83.97
Tramo10_MBP	16 869.78	0.000686	83.97
Tramo11_BPU	2 596.37	0.000858	87.86

Tramo12_BPU	13 468.23	0.00044	87.86
Tramo13_BPU	47 406.04	0.000505	87.86

Fuente: Elaboración propia

Para la rugosidad de Manning se hizo uso de la fórmula desarrollada por Woody L. Cowan (1956). El n_0 se identificó a partir de la granulometría superficial de la cual se hace uso para el método de volumen de ratio, la cual se muestra en la Tabla 5.14, para las correcciones n_1 y n_2 de irregularidades y variaciones en la sección transversal se consideran mínimas. Para el n_3 , efecto de las obstrucciones, se considera insignificante ya que no se han reportado obstrucciones ni se aprecian en las imágenes satelitales. El factor n_4 de vegetación se considera por tramos a partir de lo observado en las imágenes satelitales al igual que el factor m_5 , efecto de los meandros.

El cálculo de estos factores se realiza únicamente para los tramos del río principal hasta el punto de control en el puente Sánchez Cerro, y los resultados se muestran en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12 Cálculo de la rugosidad de Manning (n)

Subcuenca	Tramo	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	m_5	n
Medio Alto Piura	Tramo1_MAP	0.020	0.000	0.000	0.000	0.010	1.00	0.030
	Tramo2_MAP	0.020	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.039
Medio Piura	Tramo3_MP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.00	0.034
Medio Bajo Piura	Tramo4_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo5_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo6_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo7_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo8_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo9_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo10_MPB	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
Bajo Piura Up	Tramo11_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo12_MBP	0.024	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.044
	Tramo13_MBP	0.020	0.000	0.000	0.000	0.010	1.30	0.039

Fuente: Elaboración propia

HEC-HMS recomienda considerar un caudal intermedio entre el caudal base y el caudal pico para el flujo índice. Considerando los eventos observados del 3, 25 y 30 de marzo se considera un flujo de 2000 m³/s como flujo índice. Este valor representa solo una referencia en las iteraciones del programa.

Debido a que el ancho promedio del cauce principal se considera mayor a 70 m en los tramos concernientes al modelo, tal como se presenta posteriormente en la Tabla 5.15.

Idealmente se deben obtener las secciones transversales a lo largo del cauce a distancias conocidas. Sin embargo, debido a la falta de información y a la magnitud de la cuenca analizada se asumen las secciones transversales como rectangulares. Esta es una limitante que deberá ser trabajada para futuras investigaciones para análisis de tramos más cortos.

Tabla 5.13 Resumen de parámetros Muskingum-Cunge

Tramo del río	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Manning	Ancho (m)
Tramo1_MAP	9782.5	0.001623	0.030	71.17
Tramo2_MAP	16668.8	0.001181	0.039	71.17
Tramo3_MP	12374.0	0.001485	0.034	84.02
Tramo4_MBP	4528.0	0.001899	0.044	83.97
Tramo5_MBP	10390.0	0.000685	0.044	83.97
Tramo6_MBP	3305.7	0.000727	0.044	83.97
Tramo7_MBP	3029.4	0.000675	0.044	83.97
Tramo8_MBP	3118.7	0.000868	0.044	83.97
Tramo9_MBP	1892.9	0.000277	0.044	83.97
Tramo10_MBP	16869.8	0.000686	0.044	83.97
Tramo11_BPU	2596.4	0.000858	0.044	87.86
Tramo12_BPU	13468.2	0.000440	0.044	87.86
Tramo13_BPU	47406.0	0.000505	0.039	87.86

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 5.13 se presenta un resumen de los parámetros obtenidos para modelo Muskingum – Cunge.

5.4.2 Ratio de Volumen

Para el método de sedimentación se escogió el método de ratio de volumen. Para cada tramo se asignó una curva granulométrica correspondiente al material en el lecho del tramo, el cual fue asumido de acuerdo a un estudio geotécnico realizado por el ingeniero Jose Carlos Rivas a lo largo de la cuenca (2014). De dicho estudio, se hizo uso de las calicatas mostradas en la Figura 5.6. Se les asignó calicatas representativas a los diferentes tramos de río como se muestra en la Tabla 5.14

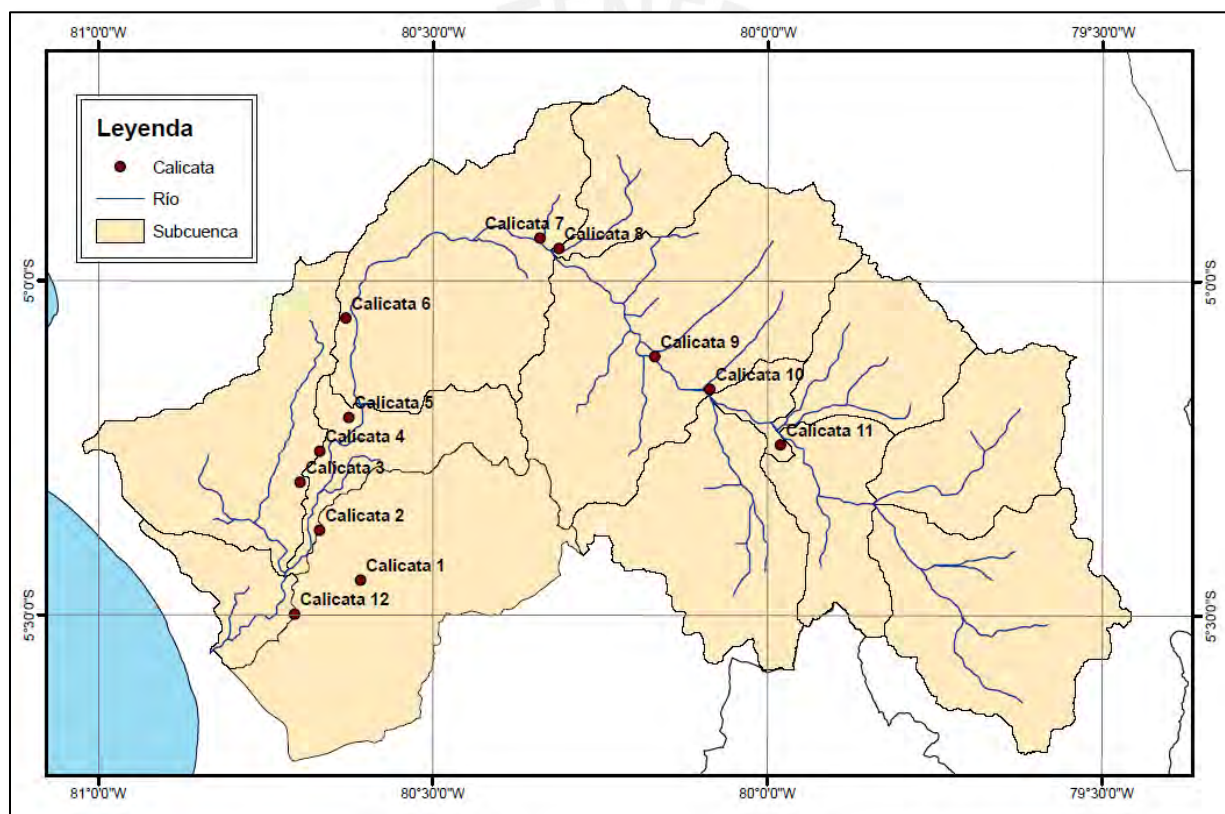


Figura 5.6 Ubicación de calicatas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.14 Calicata representativa para los diferentes tramos de río

Subcuenca	Reach	Calicata
Alto Piura	AP_Ramal_1	Calicata 11
	AP_Ramal_2	
	AP_Ramal_3	
Cuenca Bigote	CB_Ramal_1	Calicata 11
Medio Alto Piura	Tramo1_MAP	Calicata 11
	Tramo2_MAP	
Cuenca Corrales	CC_Ramal_1	Calicata 11
	CC_Ramal_2	
Medio Piura	Tramo3_MP	Calicata 10
Cuenca Hidrográfica 13784	CH13784_Ramal_1	Calicata 10
	CH13784_Ramal_2	
	CH13784_Ramal_3	
Medio Bajo Piura	Tramo4_MBP	Calicata 9
	Tramo5_MBP	
	Tramo6_MBP	
	Tramo7_MBP	
	Tramo8_MBP	
	Tramo9_MBP	
	Tramo10_MPB	
Cuenca San Francisco	CSF_Ramal_1	Calicata 8
Bajo Piura Up	Tramo11_MBP	Calicata 7
	Tramo12_MBP	
	Tramo13_MBP	Calicata 6
Bajo Piura Mid Right	Tramo14_BPMR	Calicata 5

	Tramo15_BPMR	Calicata 4
	Tramo16_BPMR	Calicata 3
Bajo Piura Mid Left	BPML_Ramal_1	Calicata 3
	BPML_Ramal_2	
Bajo Piura Down	Tramo17_BPD	Calicata 3
	Tramo18_BPD	

Fuente: Elaboración propia

Las curvas granulométricas de las calicatas son presentadas en el Anexo F y para el modelo solo fue necesario definir los parámetros de los tramos hasta la subcuenca Bajo Piura Up.

Adicionalmente, el modelo es necesario determinar el ancho y la profundidad del lecho. El ancho de lecho fue considerado un promedio entre lo calculado a partir de la topografía del modelo de elevación digital y lo observado a través del software Google earth. Se obtuvo el ancho del río en tres puntos para cada subcuenca, al inicio al medio y al final. Con dichas medidas se calcularon dos promedios, el de la topografía y el observado a través de Google Earth, y el ancho de lecho final considerado fue un promedio entre ambos valores.

Para la profundidad de lecho y el factor de la capa activa se asumieron 3 metros y 2 respectivamente, ya que es lo recomendado como rango inicial en la guía de aplicación de HEC-HMS (2021), valores que también fueron asumidos en el estudio “Impact of Projected Climate Change on Streamflow and Sediment Yield – A Case Study of the Chaliyar River Basin, Kerala” (Sathya & Thampi, 2020)

El valor de la profundidad del lecho busca contemplar un espesor de material en el que los que el material pueda mezclarse en periodos de tiempo largo, por lo que 3 metros es un supuesto recomendado con el cual iniciar y que podría ser calibrado de tenerse la información. Por otro lado, el factor de la capa activa es por el cual el programa multiplica al d_{90} por cada intervalo de tiempo, obteniendo un espesor de capa activa. Aunque este valor puede ser ajustado, 2 veces el d_{90} es una estimación recomendada.

Los valores de ancho, profundidad y factor de la capa activa son presentados en la Tabla 5.15

Tabla 5.15 Parámetros de Ratio de Volumen por Subcuenca

Subcuenca	Ancho de lecho	Profundidad del lecho	Factor de la capa activa
Medio Alto Piura	71.17	3	2
Medio Piura	84.02	3	2
Medio Bajo Piura	83.97	3	2
Bajo Piura Up	87.86	3	2

Fuente: Elaboración propia

5.5 Calibración del modelo

La calibración es un proceso iterativo en el cual se ajustan algunos parámetros para que los resultados del modelo sean más precisos. Los parámetros que se calibran corresponden a aquellos cuya estimación no corresponde a una característica física mensurable u observable. El proceso iterativo se muestra en la Figura 5.7.

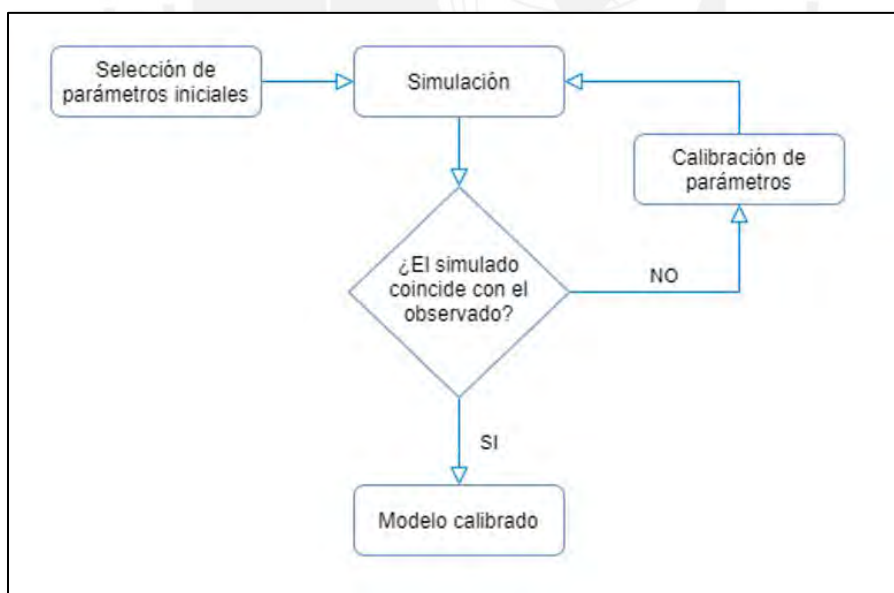


Figura 5.7 Proceso de calibración

Fuente: Elaboración propia

En el presente trabajo se realizó la calibración del número de curva (CN) a partir de 3 eventos históricos producidos en marzo del 2017. Los registros de caudales máximos y de sedimentos para dichos eventos se obtuvieron para el punto de control en el puente Sánchez Cerro.

En la Figura 5.8 se muestra un esquema de cómo influyen de manera secuencial las subcuencas en el punto de control en que se desarrolló el trabajo. Es importante acotar que los cursos de agua perteneciente a cada una de las subcuencas también influyen; sin embargo, el parámetro de calibración es de las subcuencas.

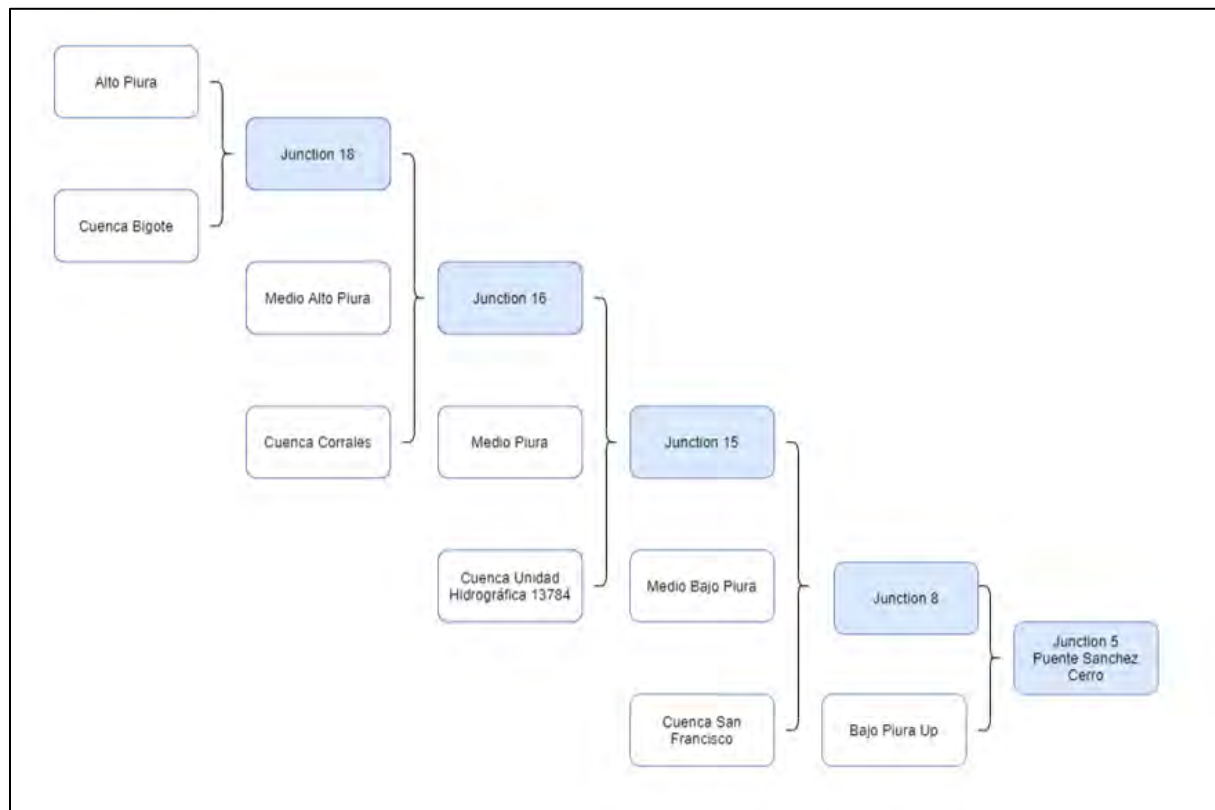


Figura 5.8 Esquema de modelo HEC-HMS

Fuente: Elaboración propia

Para verificar que los sedimentos generados durante el evento y ajustar el flujo base considerado para el modelo se consideró el trabajo de fin de máster “Análisis del comportamiento hidráulico – sedimentológico del río Piura, tramo Presa los Eijidos – Sector Cordillera, Perú. Problemática actual y propuestas de solución” (Córdova Elera, 2020) en cual se desarrolla una regresión para la tasa de sedimentos considerando caudales históricos de diversos años, incluido el generado por el evento del 25 de marzo.

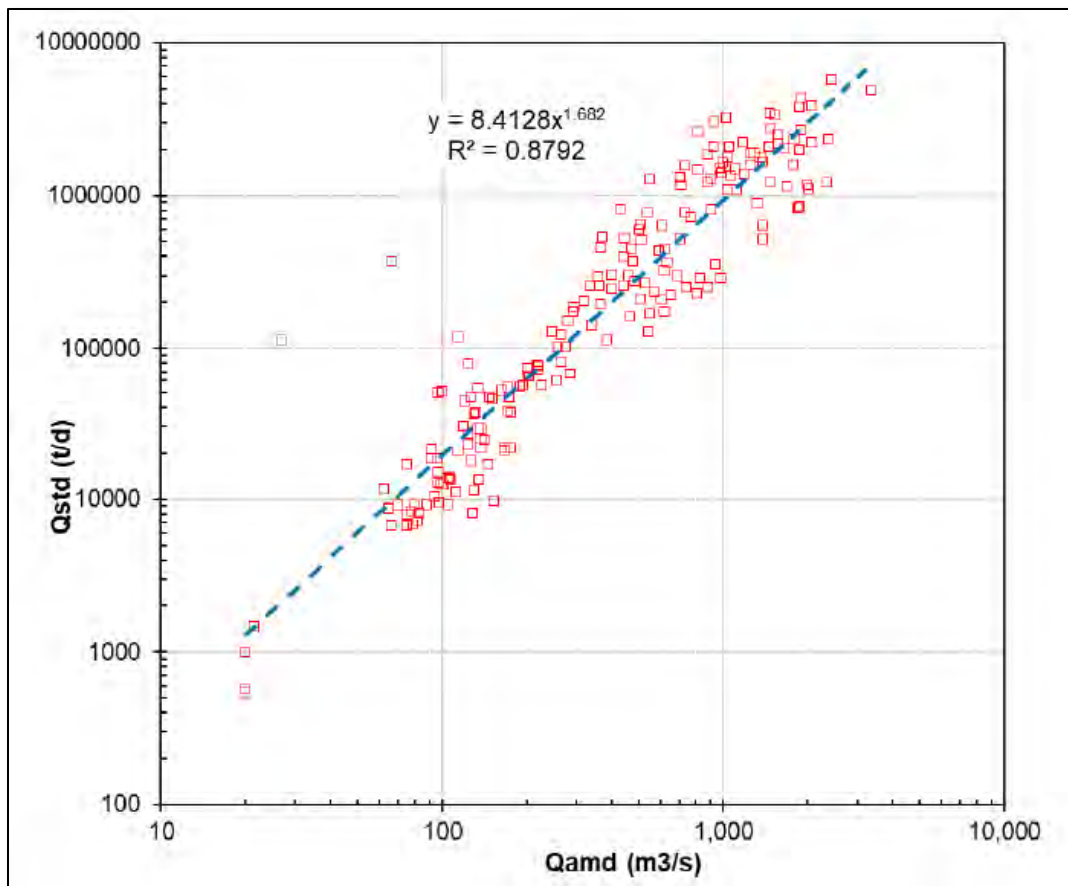


Figura 5.9 Tasa de sedimentos en suspensión y caudales en el río Piura para eventos (1973, 1983, 1998 y 2017).

Fuente: Córdova Elera, 2020

Luego del proceso iterativo se obtuvieron las variaciones en los números de curva presentados en la Tabla 5.16.

Tabla 5.16 Curva Número (CN) - Calibración

Subcuenca	CN inicial	CN Calibrado	Variación
Alto Piura	81	79	-2
Cuenca Bigote	79	77	-2
Medio Alto Piura	76	72	-4
Cuenca Corrales	82	92	10
Medio Piura	69	67	-2

Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	70	74	4
Medio Bajo Piura	71	67	-4
Cuenca San Francisco	65	56	-9
Bajo Piura Up	66	70	4

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, con el modelo ya calibrado se obtienen los caudales máximos y se presenta la comparación con los caudales registrados in situ a través del portal de transparencia del Proyecto Especial Chira Piura (Gobierno Regional de Piura, n.d.) mostrada en la Tabla 5.17.

Tabla 5.17 Caudales máximos por evento. Observado – Simulado (m³/s).

Fecha	03/03/2017	25/03/2017	30/03/2017
Observado	1977.0	3468.0	2254.0
Simulado	2180.7	3695.6	2038.1
Error Relativo (%)	+10.3	+6.6	-9.6

Fuente: Elaboración propia

La aproximación obtenida por Córdova (2020) se muestra en la Figura 5.9. Con la fórmula ahí descrita se realiza el cálculo de los sedimentos generados por el evento simulado del 25 de marzo a partir del caudal promedio. Según ello, la cantidad de sedimentos registrados en el puente Sánchez Cerro correspondería a 2 038 301.9 toneladas, mientras que el obtenido en el modelo es de 1 918 365.2. La diferencia de 5.9% es aceptable considerando el carácter exponencial de la generación de sedimentos.

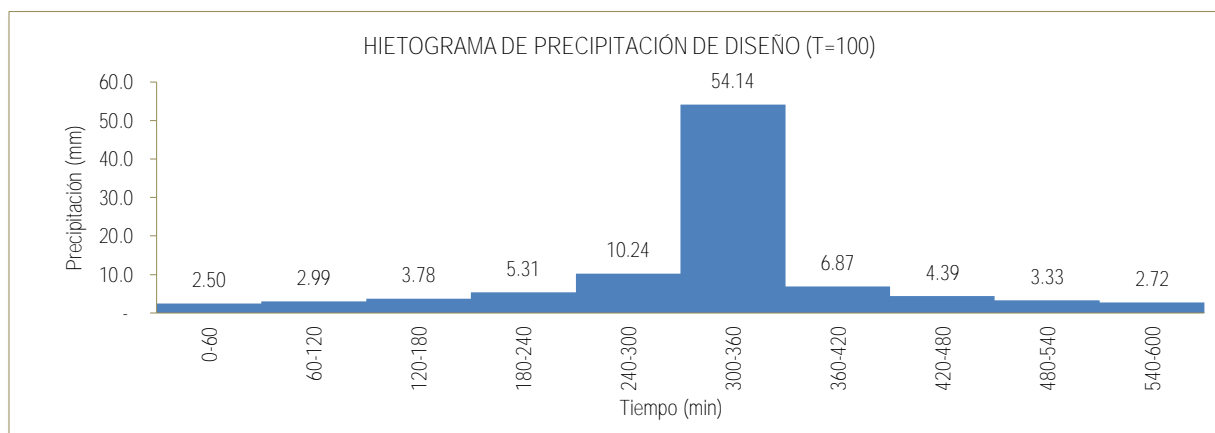
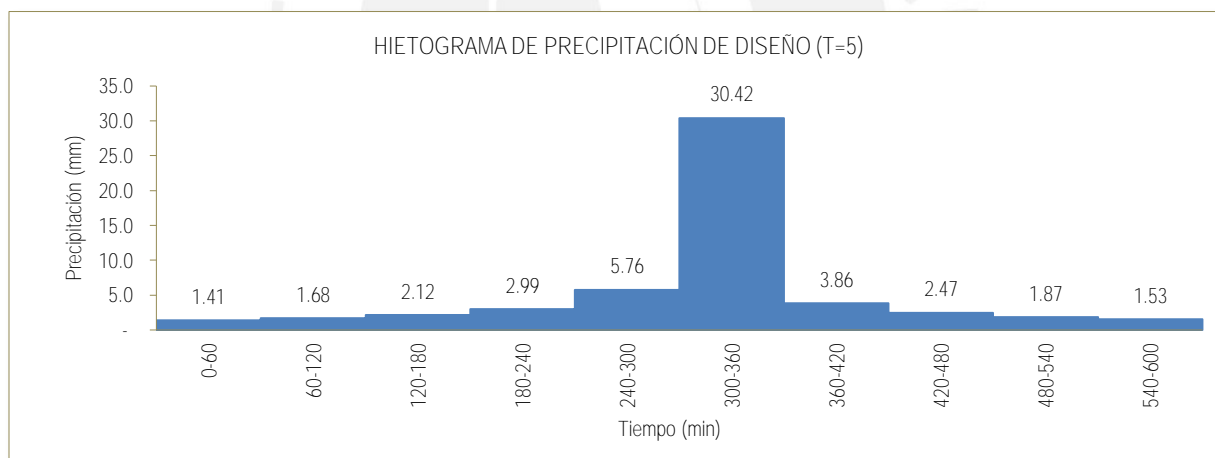
Capítulo 6. Resultados y Discusión

6.1 Hietogramas de Precipitación e Isoyetas

En las Figura 6.1; Figura 6.2 y Figura 6.3 se presentan los hietogramas de precipitación para las subcuencas Alto Piura, Medio Bajo Piura y Bajo Piura Up; de esta manera se abarca todo el espectro de altitudes de la zona de estudio. De manera adicional, en las Figura 6.4, Figura 6.5 y Figura 6.6 se presentan Isoyetas de toda la cuenca para periodos de retorno de 5, 100 y 500 años respectivamente. La totalidad de hidrogramas e Isoyetas se presentan en los Anexos G y A respectivamente.

Tanto en las isoyetas como en los hidrogramas se puede apreciar que el espectro de precipitaciones para la zona media y alta de la cuenca es de similar intensidad; sin embargo, en la zona baja de la cuenca las precipitaciones son menores.

Alto Piura



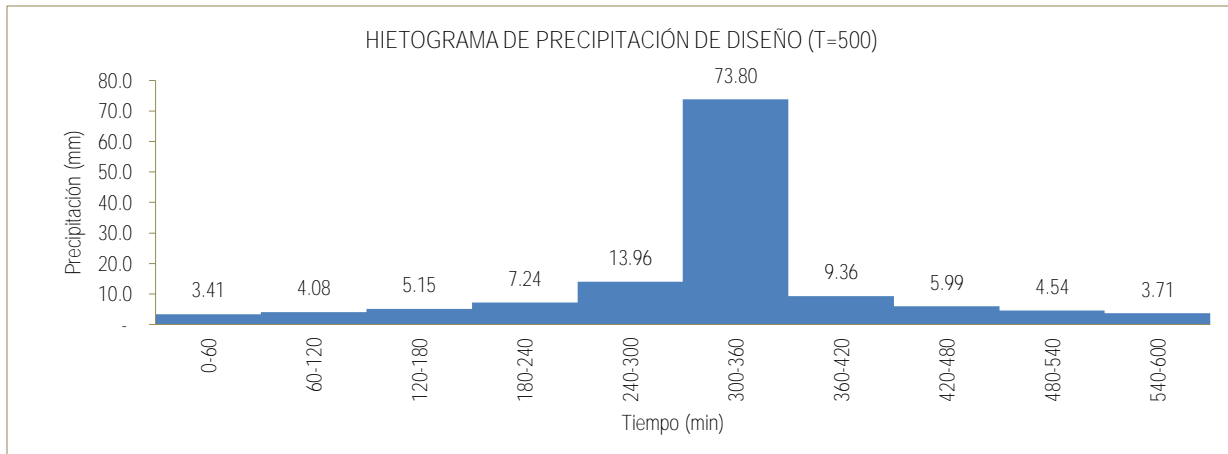
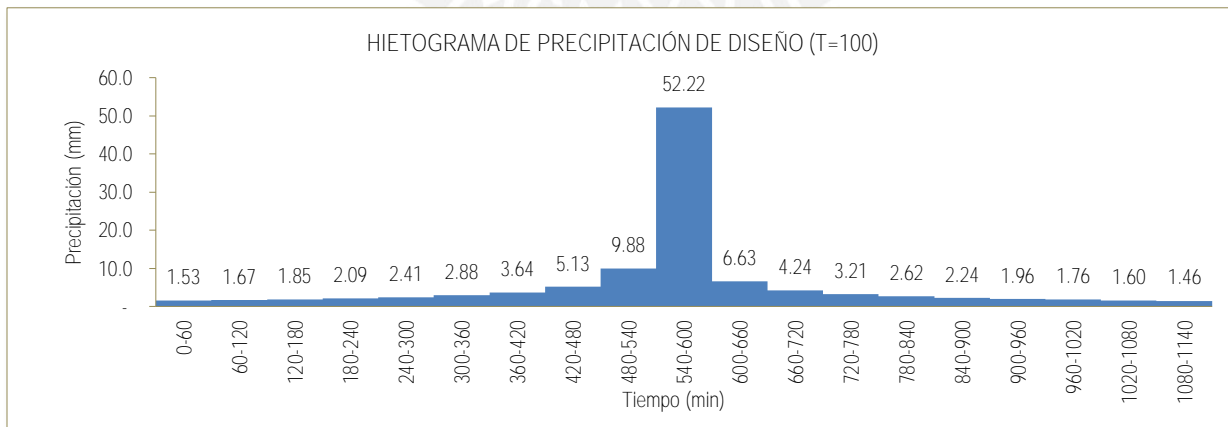
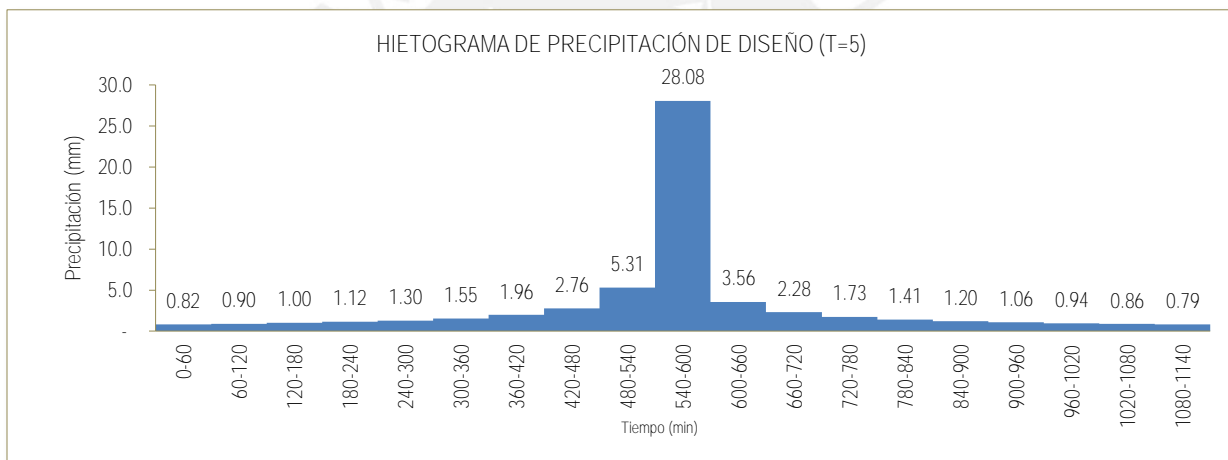


Figura 6.1 Hietogramas – Alto Piura

Fuente: Elaboración propia

Medio Bajo Piura



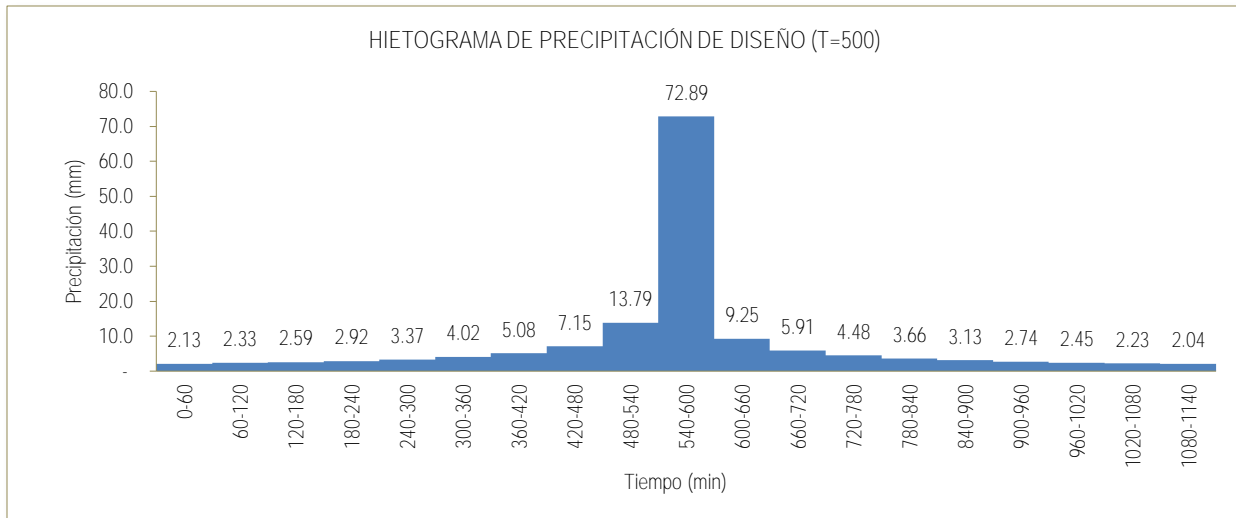
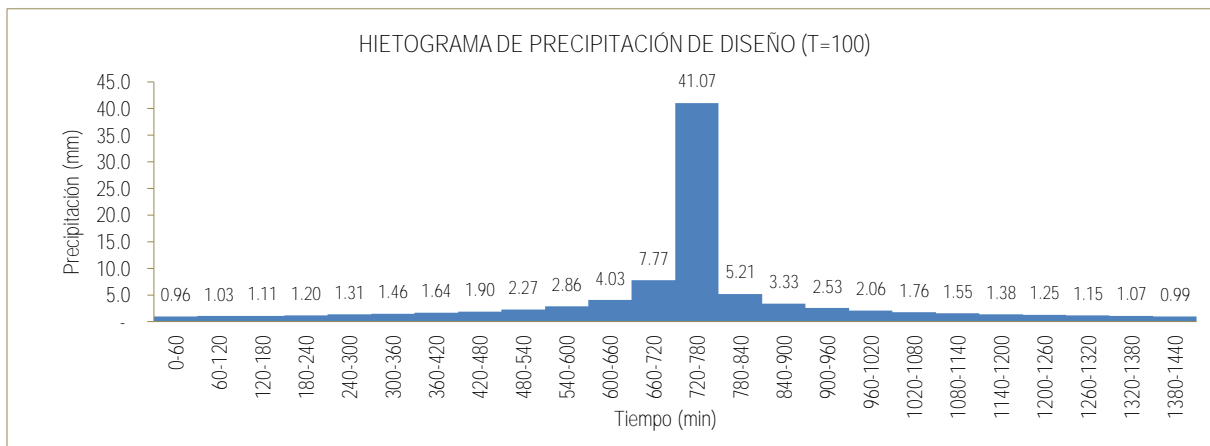
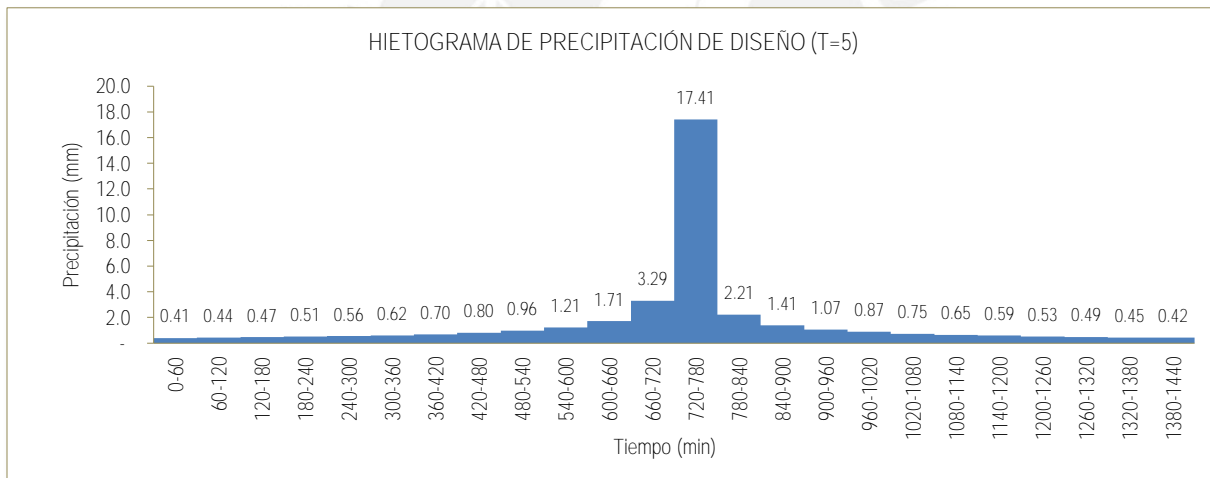


Figura 6.2 Hietogramas – Medio Bajo Piura

Fuente: Elaboración propia

Bajo Piura Up



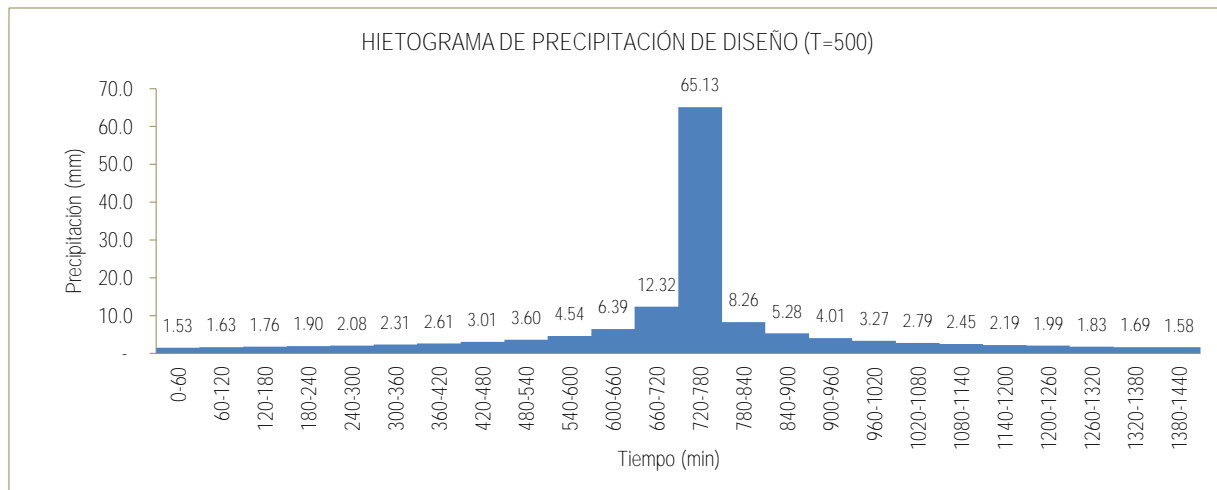


Figura 6.3 Hietogramas – Bajo Piura Up

Fuente: Elaboración propia

ISOYETAS DE LA CUENCA PIURA PARA T=5; T=100 y T=500

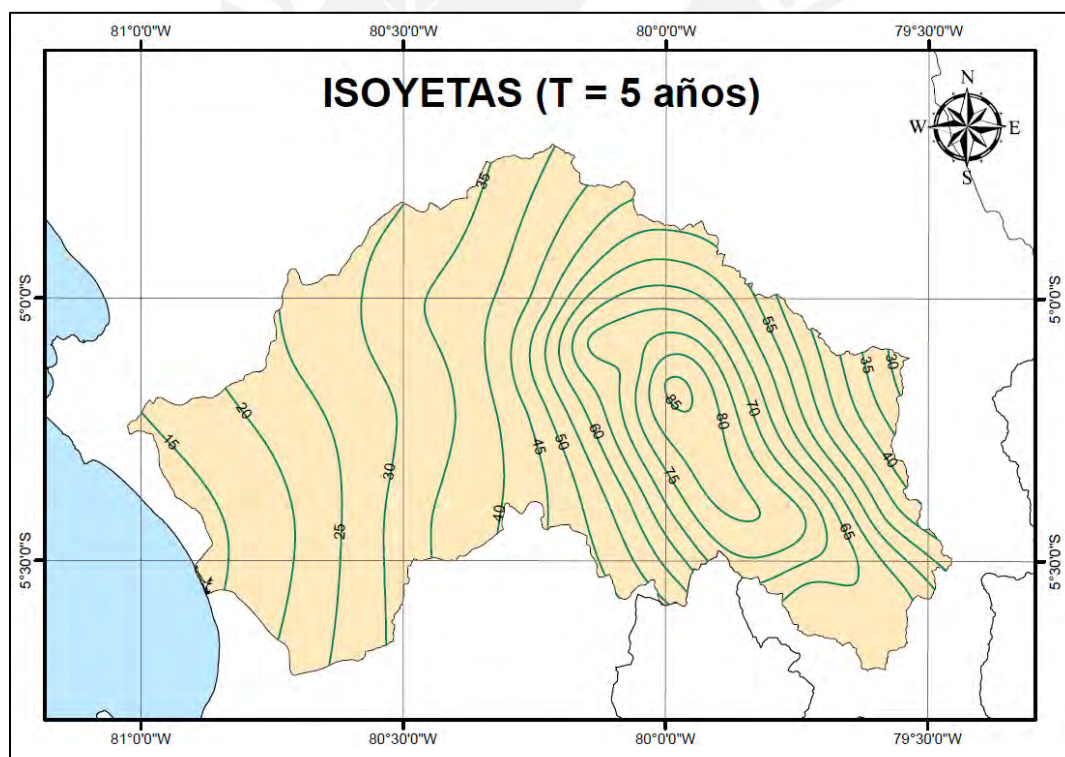


Figura 6.4 Isoyetas para T=5 años

Fuente: Elaboración propia

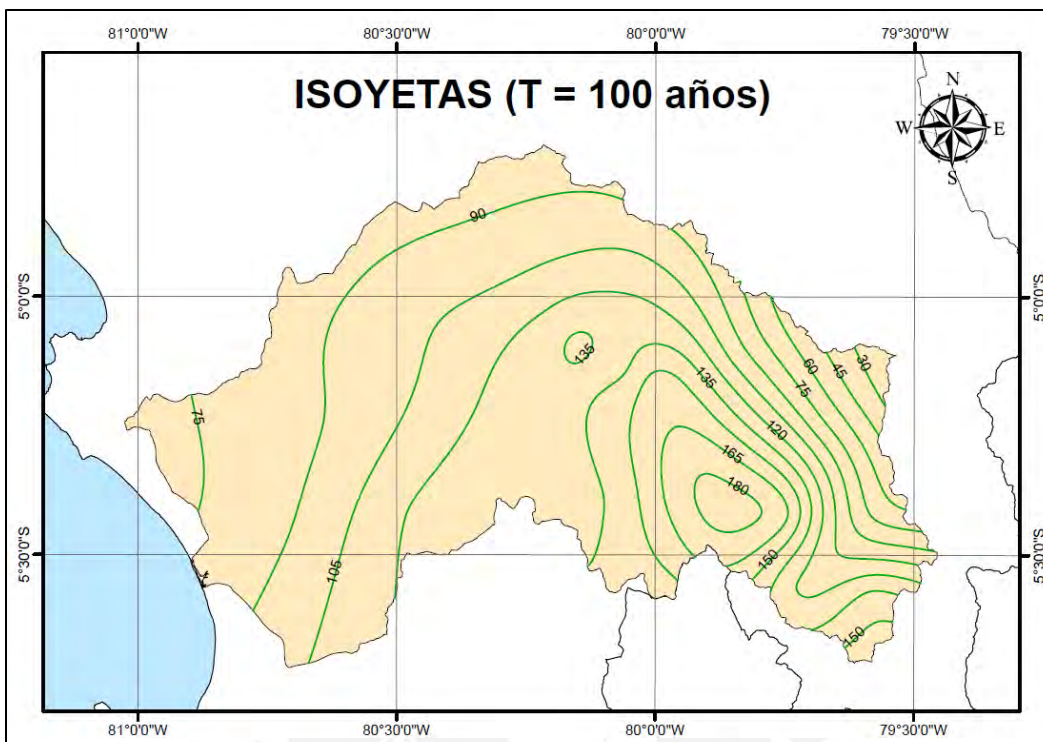


Figura 6.5 Isoyetas para T=100 años

Fuente: Elaboración propia

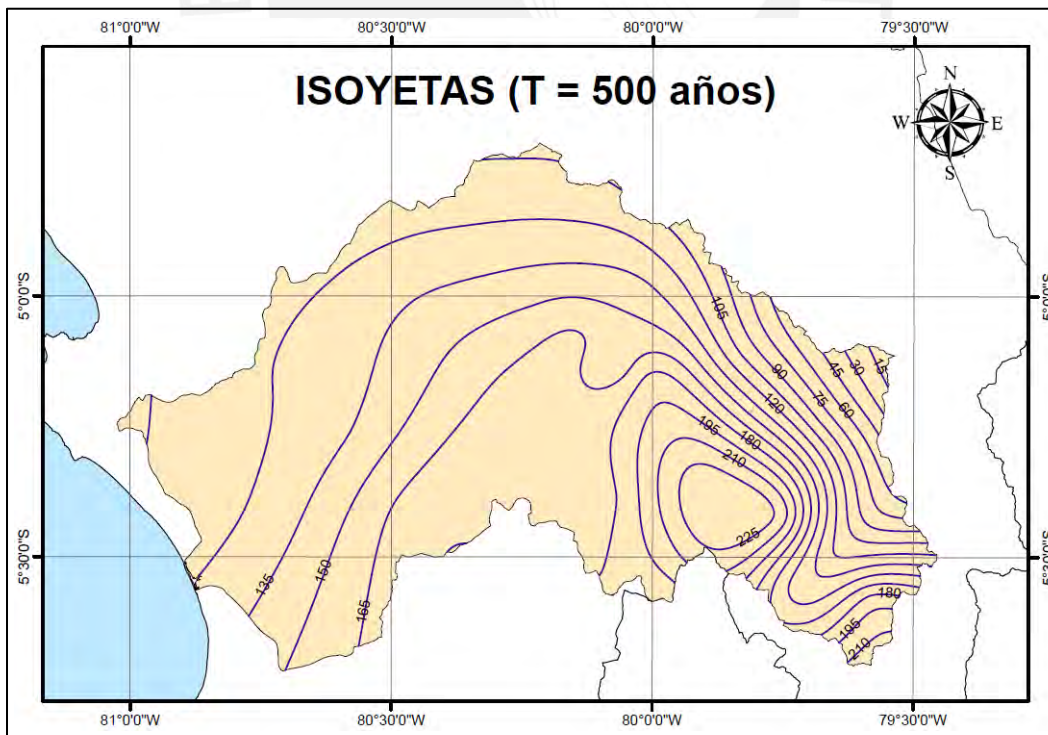


Figura 6.6 Isoyetas para T=500 años

Fuente: Elaboración propia

6.2 Caudales e hidrogramas

Como resultado del modelo hidrológico se presentan los caudales obtenidos para las diversas subcuencas y para el punto de control en el puente Sánchez Cerro.

En la Tabla 6.1 se presentan los caudales máximos alcanzados en las 9 subcuencas aguas arriba del punto de control, y en el mismo, el puente Sánchez Cerro. Dichos caudales fueron obtenidos para las simulaciones con periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

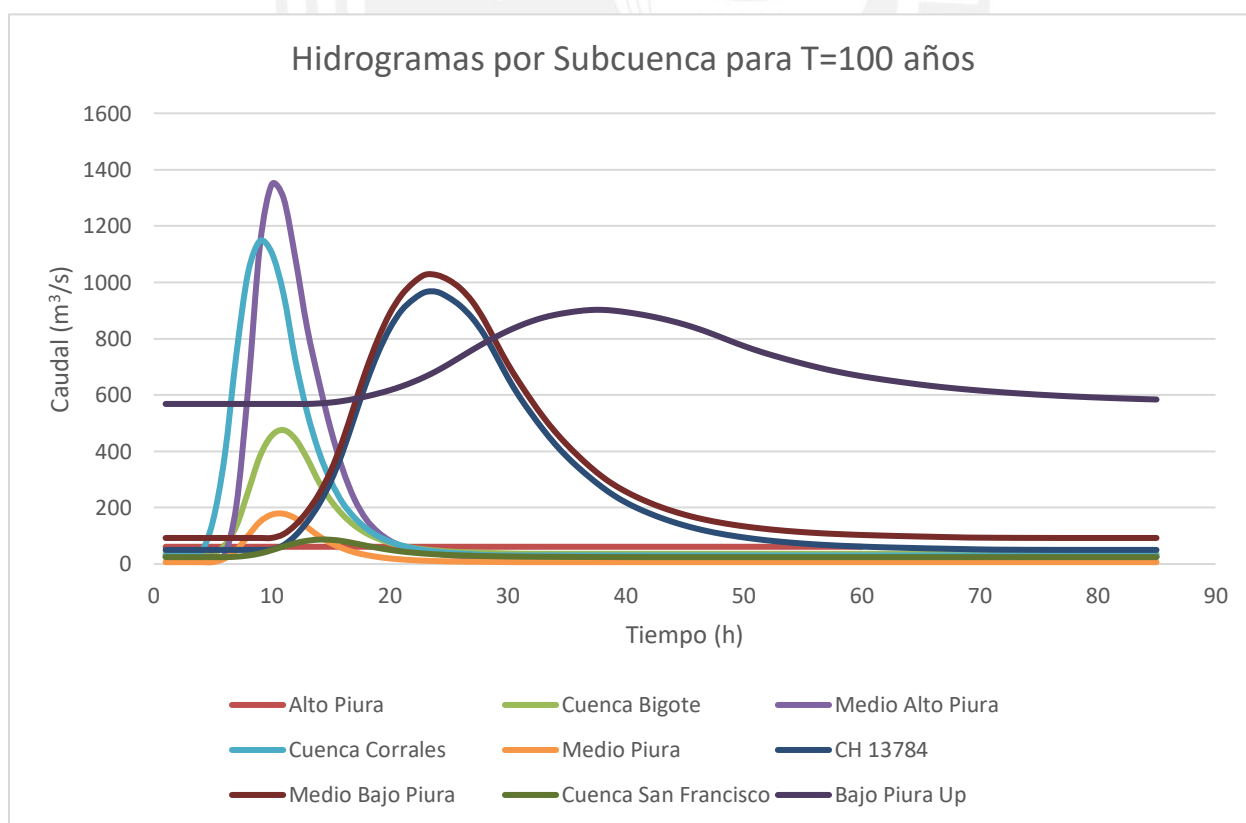
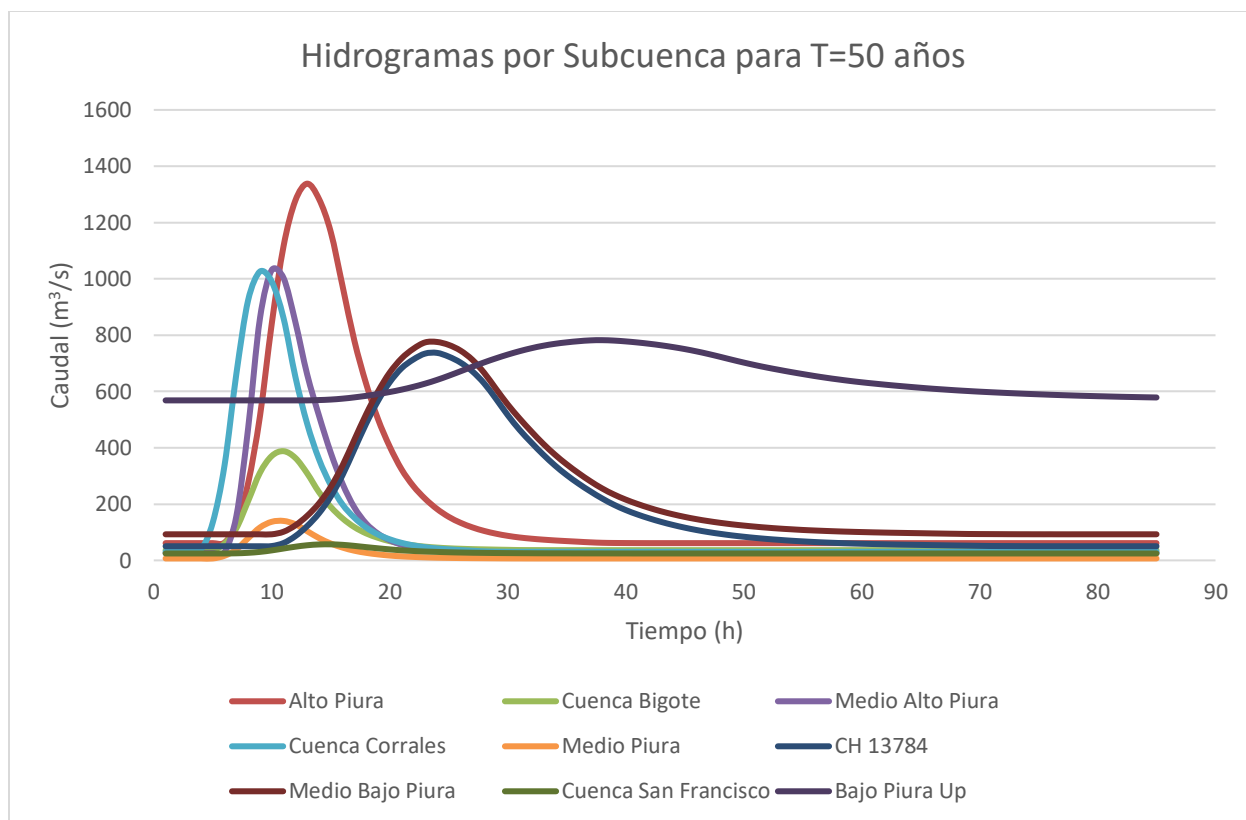
Tabla 6.1 Caudales máximos para distintos periodos de retorno

Elemento	Área de drenaje	T 5 años	T 10 años	T 25 años	T 50 años	T 100 años	T 500 años
Alto Piura	1145.6	594.7	768.7	1061.3	1338	1671.1	2705.9
Cuenca Bigote	679.87	187.7	235.5	314.4	387.9	475.5	740.6
Medio Alto Piura	490.18	374.5	518	776	1031.3	1347.3	2376
Cuenca Corrales	570.03	697.3	785.2	915.6	1025.9	1147	1475.8
Medio Piura	126.77	56.7	75.8	108.5	140.1	178.5	299.8
C. Unidad Hidrográfica 13784	938.13	273.5	373.9	555.4	737.1	966	1735.1
Medio Bajo Piura	1729.8	285.9	388.6	579.8	775.8	1026.8	1884.7
Cuenca San Francisco	459.52	24.6	26.7	38.7	57.0	86.7	218.9
Bajo Piura Up	1378.8	595.9	626.8	697.7	782.2	902.3	1376.5
Puente Sánchez Cerro	7518.7	2015	2368.7	2978.1	3563.3	4283.3	6586.6

Fuente: Elaboración propia

Los hidrogramas resultantes a partir de los cuales se extrajeron los caudales máximos para los periodos de retorno de 50, 100 y 500 años y son presentados en las figuras Figura 6.7 y Figura 6.8.

En las Figura 6.7 se aprecian los hidrogramas resultantes para cada una de las 9 subcuencas, mientras que en la Figura 6.8 se aprecia el hidrograma resultante para el punto de control (Puente Sánchez Cerro) en comparación con los hidrogramas de las subcuencas.



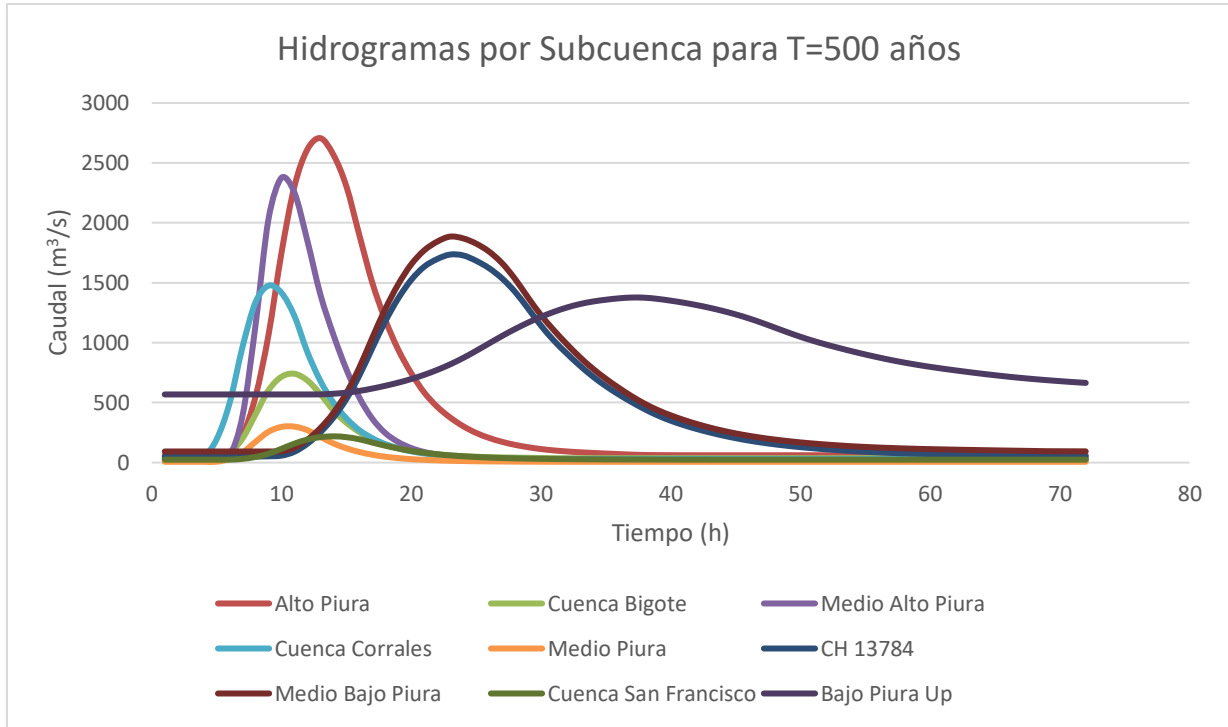
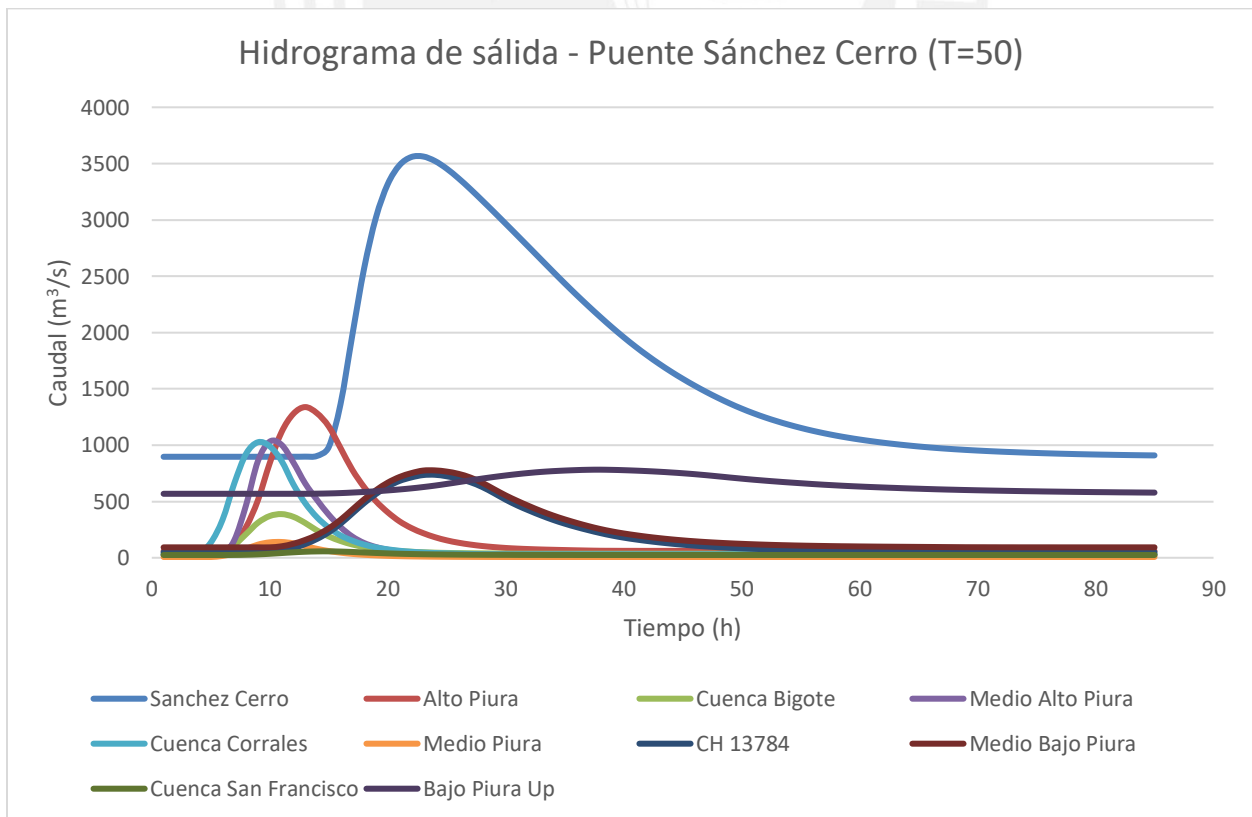


Figura 6.7 Hidrogramas por subcuencas

Fuente: Elaboración propia



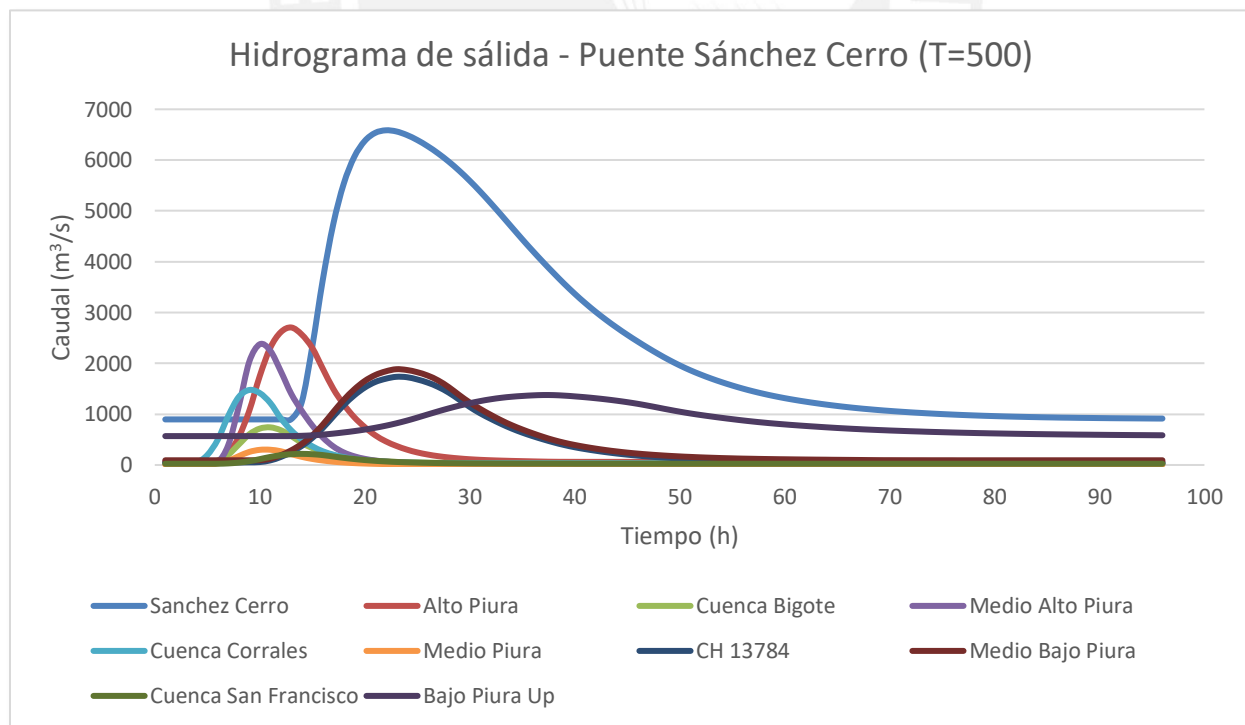
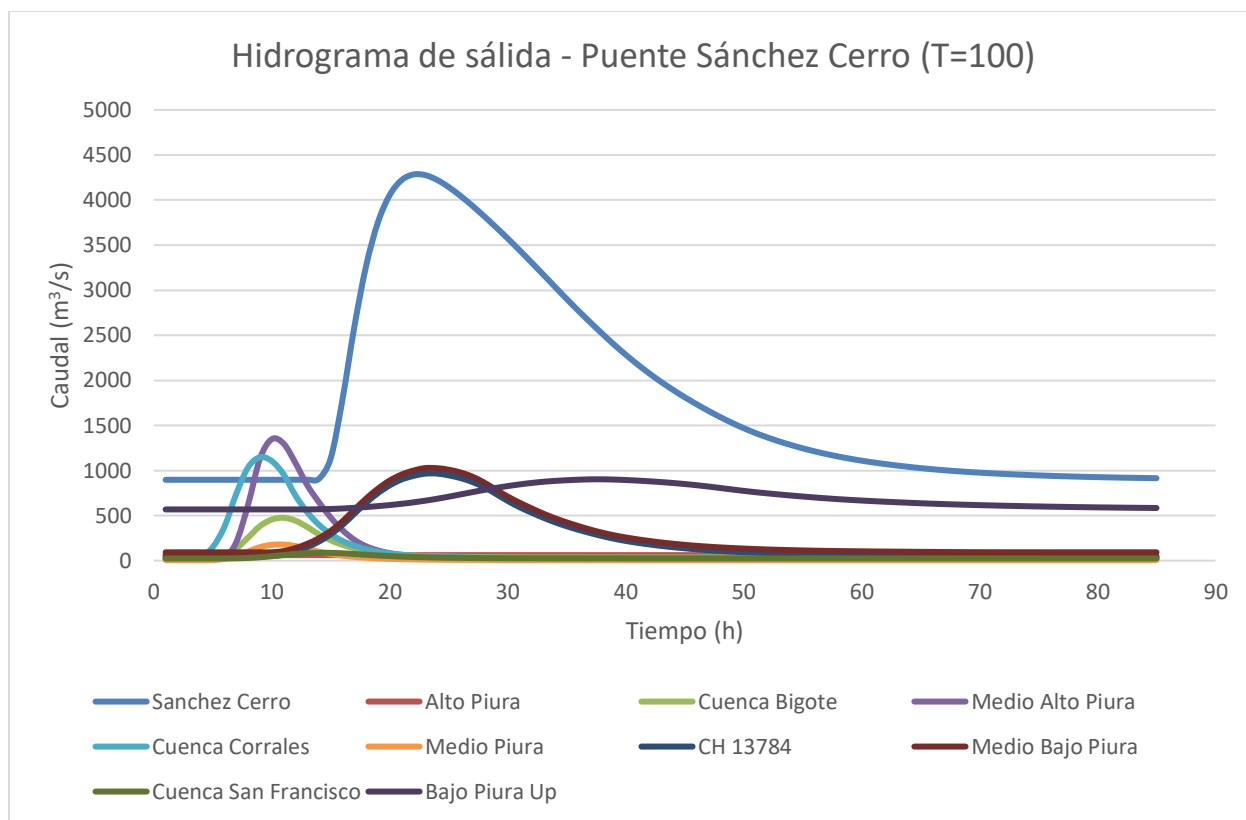


Figura 6.8 Hidrograma de salida en Puente Sánchez Cerro

Fuente: Elaboración propia

Los hidrogramas unitarios difieren entre cuencas debido a que cada una de ellas representa un única combinación de características físicas que afectan al volumen y tiempo de la salida de agua (Heerdegen, 1974). Y el hidrograma unitario es la base en la generación de los hidrogramas resultantes por lo que aquellas características físicas repercuten directamente en los resultados observados.

Es apreciable, por tanto, que uno de los parámetros de mayor influencia es el área de drenaje. En la Figura 6.8 se observa con claridad que el hidrograma resultante en el puente Sánchez Cerro presenta caudales muy superiores a los generados en las subcuencas ya que su área de drenaje abarca todas las subcuencas trabajadas.

Tabla 6.2 Pérdida y exceso de volumen de agua x subcuenca. T = 500 años

Subcuenca	Volumen de pérdida de agua (MMC)	Volumen de Escorrentía (MMC)	CN
Alto Piura	64.63	85.72	79
Cuenca Bigote	33.42	18.75	77
Medio Alto Piura	40.27	52.45	72
Cuenca Corrales	12.41	36.36	92
Medio Piura	11.01	7.67	67
Cuenca Hidrográfica 13784	71.89	106.45	74
Medio Bajo Piura	152.36	110.85	66
Cuenca San Francisco	40.20	6.84	56
Bajo Piura Up	109.45	89.28	70

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 6.2 se presentan la pérdida de agua y la escorrentía directa en millones de metros cúbicos (MMC). Es importante resaltar la influencia del número de curva, observemos que la Cuenca Corrales y la Cuenca San Francisco tienen un CN de 92 y 56 respectivamente, el más alto y el más bajo de las subcuencas trabajadas.

Para la Cuenca Corrales el volumen de escorrentía es aproximadamente 3 veces el volumen de agua perdida, mientras que, para la Cuenca San Francisco la escorrentía directa es incluso mucho

menor que las pérdidas. Si bien la relación no es directa, no es el único parámetro que influye en estos valores, el CN tiene un impacto directo y significativo en la escorrentía directa, y por lo tanto, en el hidrograma resultante.

Es importante mencionar que no se calibra el método de tránsito de avenidas, ya que para poder calibrarse sería necesario contar un hidrograma de caudal observado completo para uno de los eventos simulados.

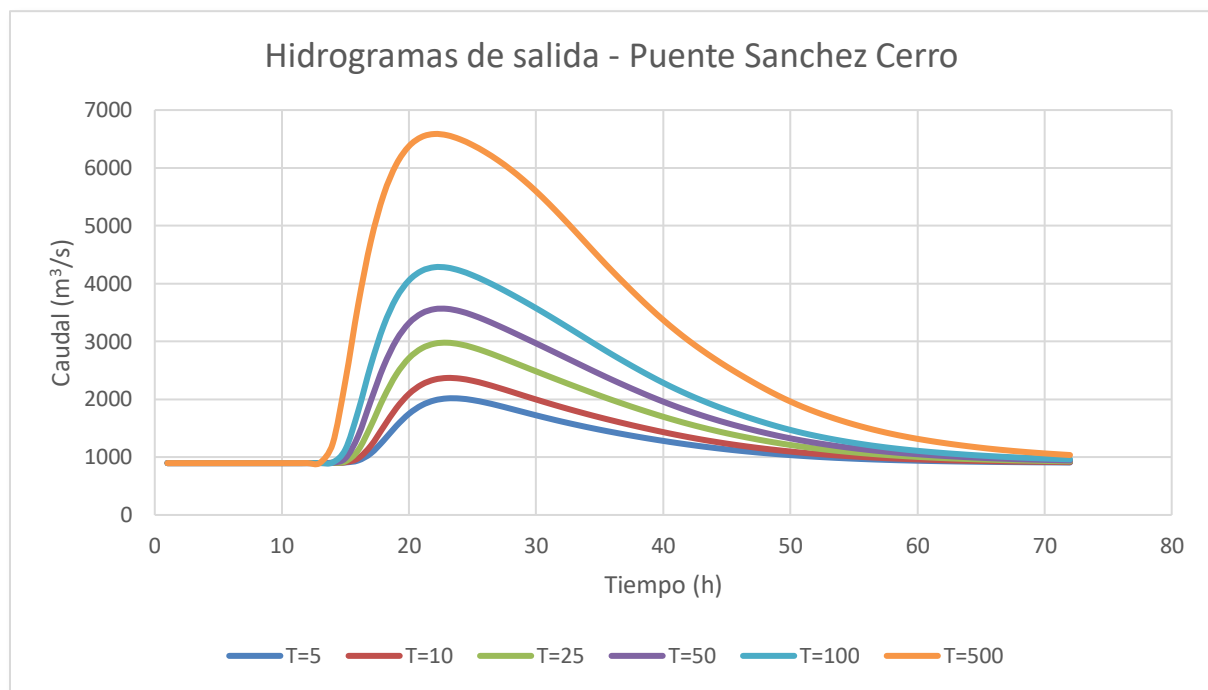


Figura 6.9 Hidrogramas de salida en Puente Sánchez Cerro para distintos periodos de retorno

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6.9 se muestran los hidrogramas de salida en el puente Sánchez Cerro para los distintos periodos de retorno. Bajo las mismas características físicas y con una relación similar de la distribución de precipitación sobre las subcuencas se mantiene una misma distribución del hidrograma que se ve intensificada por la variación en la intensidad de la precipitación. Cabe resaltar que la precipitación es un fenómeno natural, y que debido a que el área de estudio es extensa, su distribución sobre la cuenca puede variar entre eventos y no mantener la misma relación que el estudio presentado haciendo variar el hidrograma resultante.

6.3 Sedimentos

Se obtuvo también información de la carga de sedimentos totales generada por dichos eventos. En la Tabla 6.3 se presentan los sedimentos totales generados durante cada uno de los eventos para cada uno de las subcuencas y los sedimentos transportados al punto de interés en el puente Sánchez Cerro.

Tabla 6.3 Sedimentos totales generados (En millones de toneladas)

Sedimentos totales (Millones de toneladas)								
Elemento	Altitud Media	Área de drenaje	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500
Alto Piura	1164	1145.6	3.530	4.360	5.758	7.095	8.725	13.939
Cuenca Bigote	1297	679.87	1.281	1.505	1.866	2.197	2.587	3.767
Medio Alto Piura	414	490.18	1.755	2.294	3.260	4.225	5.439	9.534
Cuenca Corrales	1426	570.03	3.313	3.685	4.239	4.712	5.235	6.678
Medio Piura	191	126.77	0.101	0.127	0.170	0.212	0.263	0.430
C. Unidad Hidrográfica 13784	199	938.13	0.623	0.812	1.160	1.514	1.970	3.565
Medio Bajo Piura	535	1729.8	2.067	2.620	3.635	4.678	6.025	10.755
Cuenca San Francisco	320	459.52	0.072	0.047	0.145	0.206	0.274	0.547
Bajo Piura Up	117	1378.8	1.218	1.263	1.364	1.483	1.651	2.300
Puente Sánchez Cerro	-	7518.7	1.229	1.275	1.378	1.499	1.669	2.326

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que los sedimentos totales que alcanzan el punto de control del Puente Sánchez Cerro son menores que los generados por cuencas aguas arriba a pesar de que en este punto confluyen todos los ramales de las subcuencas presentadas, como por ejemplo la subcuenca Alto Piura. Esto se debe al proceso de erosión y sedimentación. La subcuenca Alto Piura, como se puede observar en la Tabla 5.1, presenta pendientes medias de cauce y de cuenca más pronunciadas, favoreciendo la erosión; mientras que aguas abajo, las pendientes favorecen la sedimentación,

disminuyendo la concentración de sedimentos al momento que el caudal alcanza el punto de control.

Para el periodo de retorno de 500 años se presenta la distribución de carga de sedimentos generada para las distintas subcuencas en la Figura 6.10.

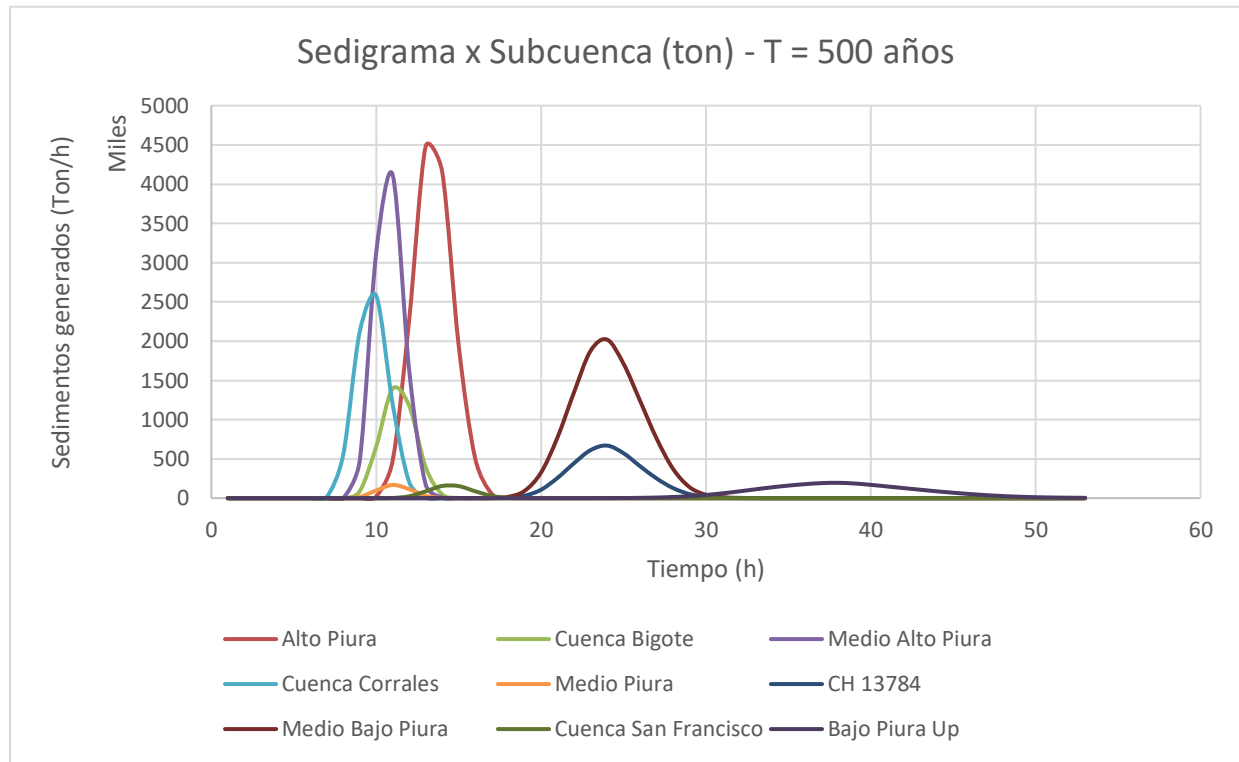


Figura 6.10 Sedimentos generados por subcuenca para el periodo de retorno de 500 años

Fuente: Elaboración propia

6.4 Hidrogramas vs Sedigramas

Se realizó además un cálculo para determinar el caudal sólido y la generación de gráficos de hidrograma vs sedigramas para cada una de las subcuencas. En la Tabla 6.4 se presentan los caudales máximos generados durante el evento de 500 años y el % de concentración en volumen de sólidos para dichos caudales. Los caudales sólidos fueron calculados a partir de la carga de sedimentos (clasificados como gravas, arenas, limos y arcillas) por horas extraída del programa, y con ayuda del peso específico de los mismos. Mientras que el caudal líquido fue calculado como la resta entre el caudal total (generado por el programa) y el caudal sólido calculado.

Tabla 6.4 Caudal sólido y concentración de sedimentos en volumen para T=500 años

Subcuenca	Altitud media	Caudal máximo			%Concentración en volumen
		Total	Sólido	Líquido	
Alto Piura	1164	2705.9	908.5	1797.4	33.6
Cuenca Bigote	1297	740.6	283.2	457.4	38.2
Medio Alto Piura	414	2251.3	835	1416.3	37.1
Cuenca Corrales	1426	1415.5	523	892.5	37
Medio Piura	191	299.8	34.2	265.6	11.4
C. Unidad Hidrográfica 13784	199	1728.1	135.9	1592.2	7.9
Medio Bajo Piura	535	1870.2	409.8	1460.4	21.9
Cuenca San Francisco	320	211.9	43	168.9	20.3
Bajo Piura Up	117	1375	39.6	1335.4	2.9

Fuente: Elaboración propia

Se presentan los gráficos de hidrograma vs. sedigrama clasificando las subcuencas en zona alta, zona media y zona baja en función al tránsito del flujo. La zona alta está compuesta por Alto Piura, Cuenca Bigote, Medio Alto Piura y Cuenca Corrales; la zona media por Medio Piura, Cuenca Unidad Hidrográfica 13784, Medio Bajo Piura y Cuenca San Francisco; y la zona baja por Bajo Piura Up.

Zona alta

En las figuras Figura 6.11, Figura 6.12, Figura 6.13 y Figura 6.14 se muestran los gráficos de las subcuencas Alto Piura, Cuenca Bigote, Medio Alto Piura y Cuenca Corrales con un máximo % concentración en volumen de 33.6%, 38.2%, 37.1 y 37% respectivamente. Estos valores son presentados para periodo de retorno de 500 años

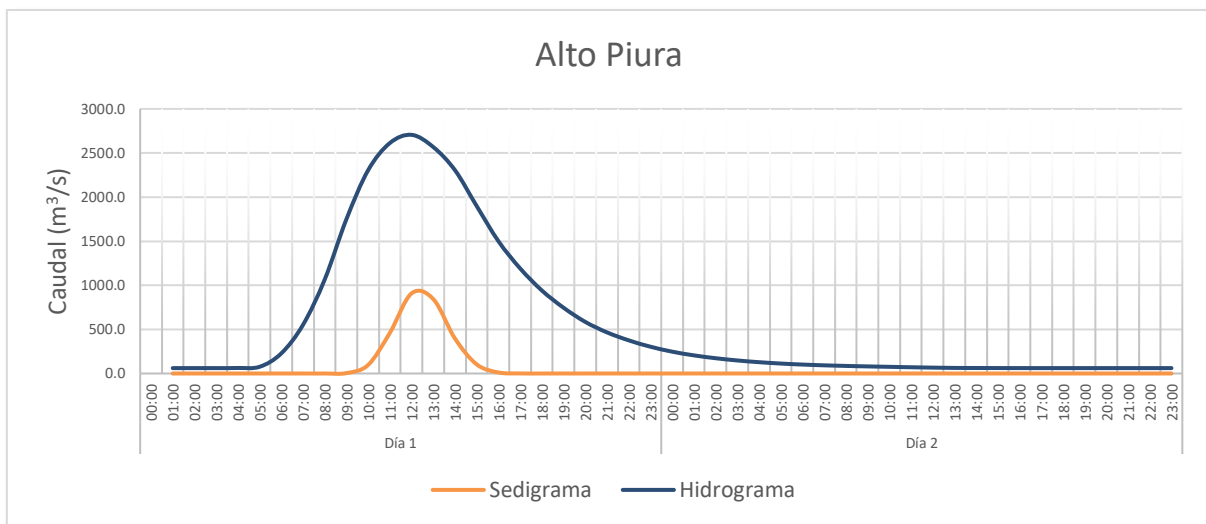


Figura 6.11 Hidrograma vs Sedigrama – Alto Piura

Fuente: Elaboración propia

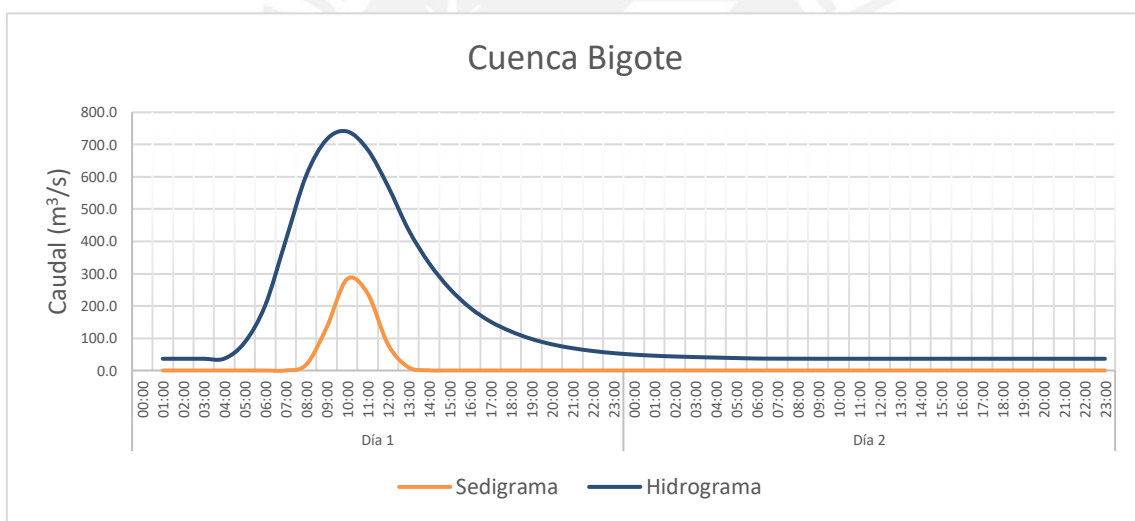


Figura 6.12 Hidrograma vs Sedigrama – Cuenca Bigote

Fuente: Elaboración propia

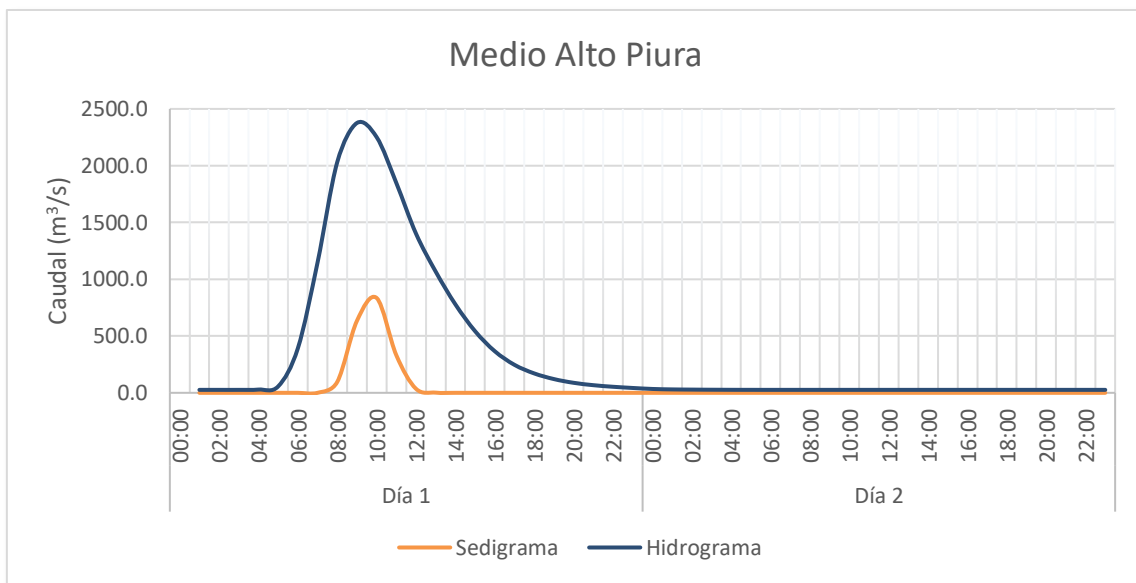


Figura 6.13 Hidrograma vs Sedigrama – Medio Alto Piura

Fuente: Elaboración propia

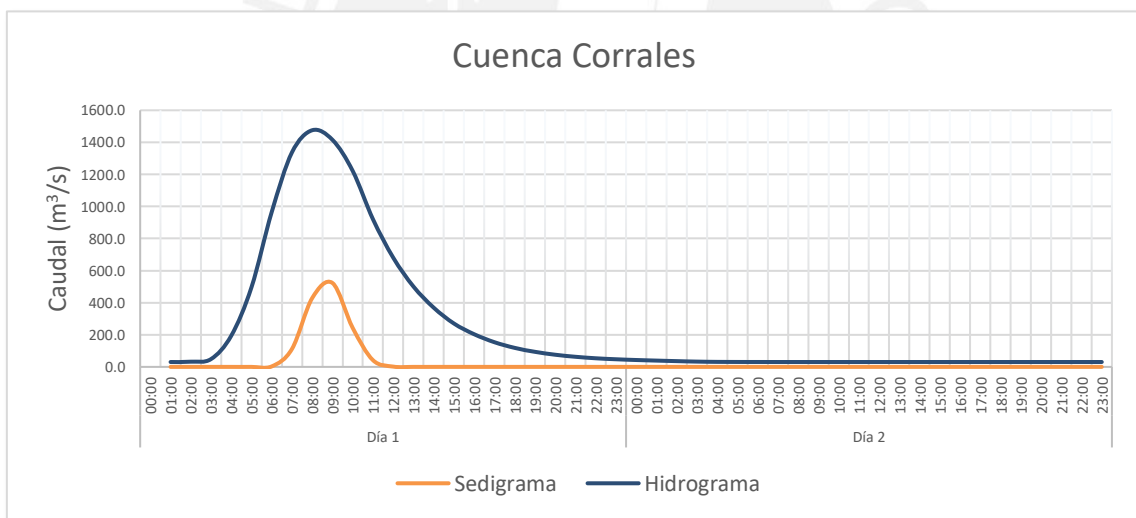


Figura 6.14 Hidrograma vs Sedigrama – Cuenca Corrales

Fuente: Elaboración propia

Zona media

En las figuras Figura 6.15, Figura 6.16, Figura 6.17 y Figura 6.18 se muestran los gráficos de las subcuencas Medio Piura, Cuenca Unidad Hidrográfica 13784, Medio Bajo Piura y Cuenca San Francisco con un máximo % concentración en volumen de 11.4%, 7.9%, 21.9% y 20.3% respectivamente.

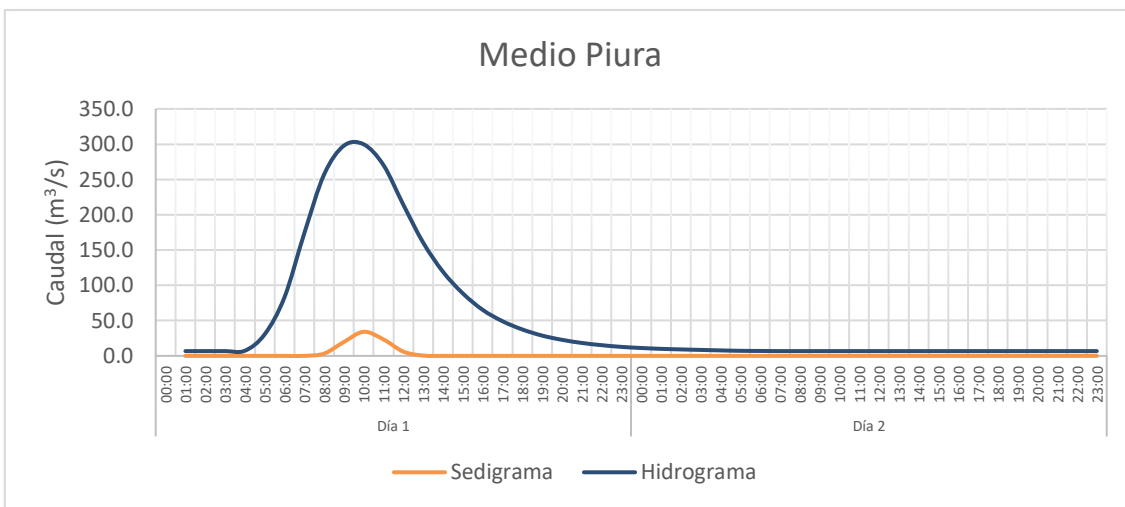


Figura 6.15 Hidrograma vs Sedigráma – Medio Piura

Fuente: Elaboración propia

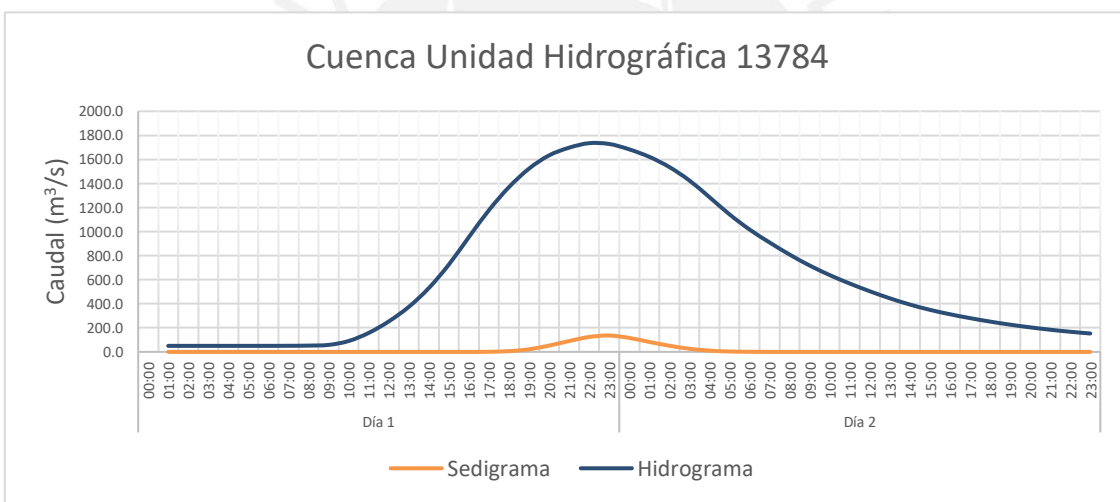


Figura 6.16 Hidrograma vs Sedigráma – Cuenca Unidad Hidrográfica 13784

Fuente: Elaboración propia

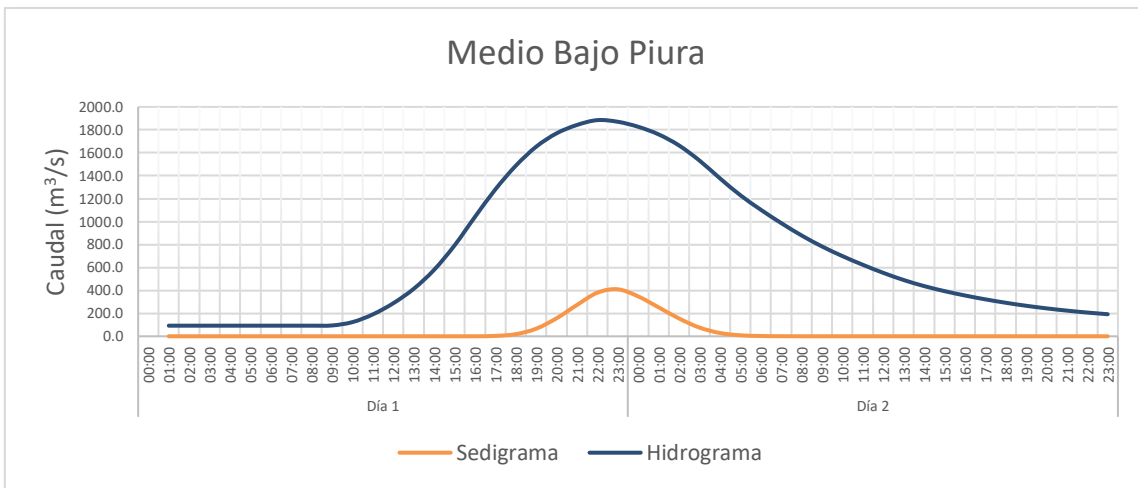


Figura 6.17 Hidrograma vs Sedigrama – Medio Bajo Piura

Fuente: Elaboración propia

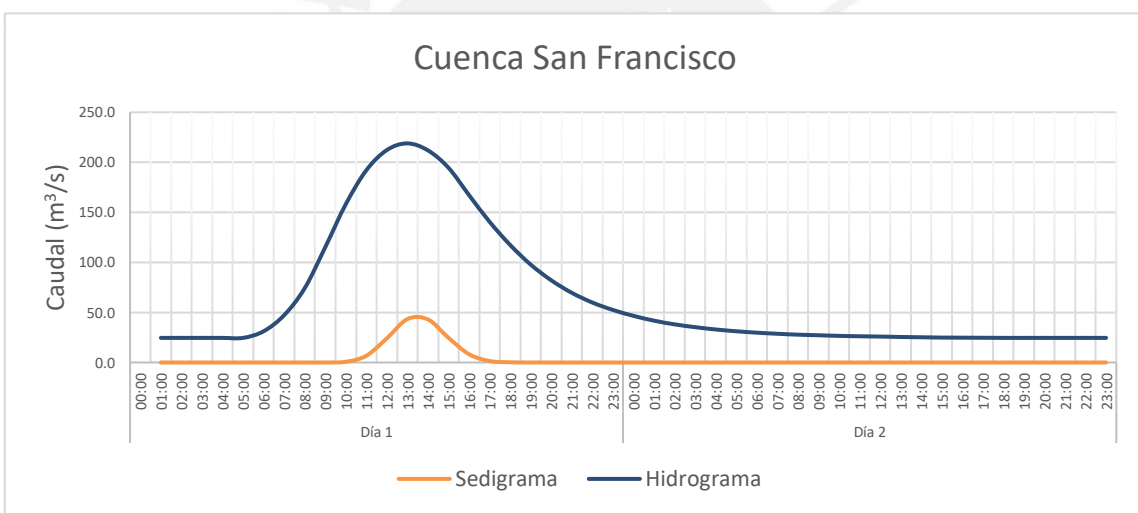


Figura 6.18 Hidrograma vs Sedigrama – Cuenca San Francisco

Fuente: Elaboración propia

Zona baja

En la Figura 6.19 se muestra el gráfico de la subcuenca Bajo Piura Up con un máximo % concentración en volumen de 2.9%.

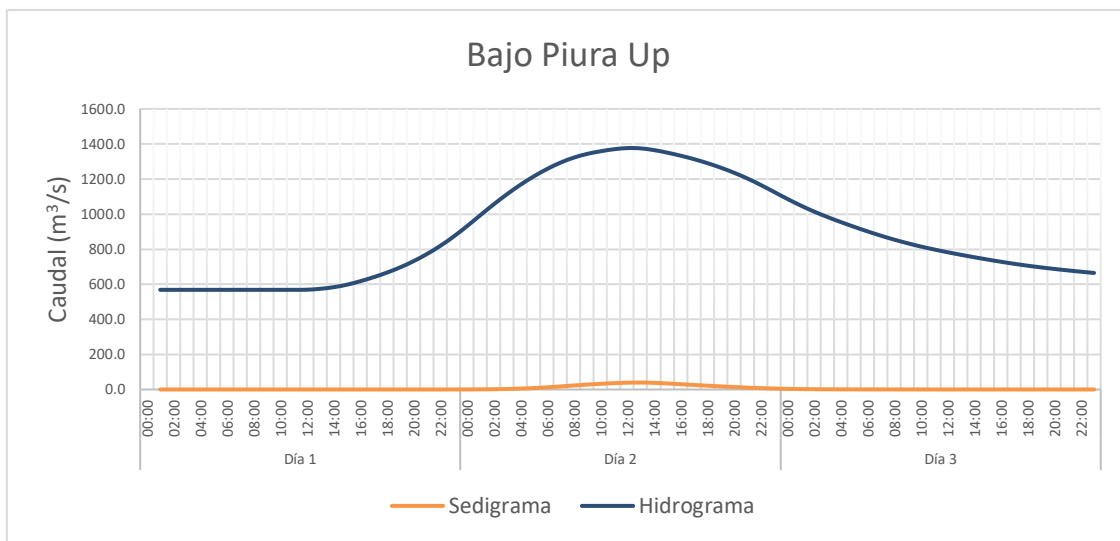


Figura 6.19 Hidrograma vs Sedigrama – Bajo Piura Up

Fuente: Elaboración propia

Tal como se observa en las figuras presentadas y en el análisis de concentración de sedimentos, se puede destacar que la concentración de sedimentos es mayor en las subcuencas más altas, con topografía más accidentada y mayores pendientes, y donde se produce la mayor cantidad de precipitación.

Concentración en Volumen

En la Tabla 6.5 se muestran los porcentajes máximos de concentración de sedimentos alcanzados por subcuenca para los distintos periodos de retorno. Como se observa, las concentraciones son menores para mayores periodos de retorno; esto se debe a que, para mayores volúmenes de flujo líquido, se reducen las concentraciones de sedimentos.

Tabla 6.5 Concentración máximo en volumen para los diferentes eventos

Subcuenca	Periodo de Retorno					
	5	10	25	50	100	500
Alto Piura	38.9	37.3	35.7	34.8	34.0	33.6
Cuenca Bigote	48.7	45.8	42.3	40.4	39.6	38.2
Medio Alto Piura	39.6	38.5	37.6	37.2	37.0	37.1
Cuenca Corrales	38.8	38.3	37.9	37.6	37.3	37.0

Medio Piura	12.8	12.4	11.9	11.7	11.5	11.4
Cuenca Unidad Hidrográfica 13784	7.7	7.5	7.6	7.6	7.7	7.9
Medio Bajo Piura	22.5	22.3	21.7	21.8	21.8	21.9
Cuenca San Francisco	1.2	2.5	19.5	25.0	24.6	20.3
Bajo Piura Up	0.5	0.7	1.2	1.8	2.3	2.9

Fuente: Elaboración propia

Los parámetros de la ecuación universal de pérdida de suelos modificada (MUSLE) determinan la erosión generada en cada subcuenca. El factor que más variación presenta debido a las características propias de cada subcuenca es el factor topográfico. El % concentración en volumen de sedimentos que alcanzan en los picos difiere significativamente entre la zona alta de la cuenca y la zona baja de la misma.

Se presentó el análisis para 500 años de periodo de retorno debido a que, aunque no corresponden a los eventos con mayor concentración de sedimentos para todas las subcuencas, si corresponden a los peores escenarios debido a los caudales generados.

En la cuenca San Francisco se aprecia una diferencia notoria entre la concentración para el evento de 5 años de periodo de retorno y el de 500 años. Esta cuenca corresponde a la de menor número curva siendo la causal de una mayor infiltración. Por ello, el arrastre de sedimentos se vuelve notorio ante precipitaciones de mayor intensidad que se dan para los mayores periodos de retorno.

6.5 Discusión general de resultados

El comportamiento y concentración del flujo de agua se ve afectado por innumerables factores a lo largo y ancho de la cuenca. Sin embargo, es importante reconocer 2 factores principales, la precipitación y el terreno. Esto es apreciable en la variación de las precipitaciones en el espacio – tiempo de la cuenca, y en la concentración de sedimentos, que varía significativamente en la zona alta, media y baja de la cuenca.

La precipitación en la cuenca Piura es de mayor intensidad en las zonas media y alta de la misma, y menor en la zona baja, más cercana a la costa, variando también en función del tiempo. Desde

el momento en que el agua entra en contacto con el terreno, se dividen varios procesos que forman parte del ciclo hidrológico, para los que es importante tener información del terreno para predecir los caudales generados por la escorrentía y el transporte de sedimentos.

En el presente estudio se observa que la relación entre los caudales generados y la precipitación no es directa, esto debido a que solo una parte de la precipitación deriva a escorrentía superficial, y las tasas de evapotranspiración e infiltración varían en el espacio. Además, se observa que los caudales pico ocurren en distintos tiempos para las diversas subcuencas. Sin embargo, como se observa para los hidrogramas en el puente Sanchez Cerro, la intensidad de la precipitación, bajo mismas condiciones, presenta una influencia directa en la escorrentía.

Los sedimentos transportados por la escorrentía superficial dependen, como se mencionó en la bibliografía, de las condiciones del terreno (topografía, cobertura, composición del suelo). En el marco de los parámetros del suelo, se encontró que el más influyente, para el presente estudio, es el factor topográfico, debido a la diferencia de magnitud de el mismo en la zona alta en comparación con la zona media y baja.

Esto se ve reflejado en las concentraciones de sedimentos, donde las concentraciones para la zona alta de la cuenca son superiores al 30% para todos los periodos de retorno evaluados; mientras que, en la zona baja, la concentración es menor al 5%.

Es importante señalar que, en la mayoría de los casos, las concentraciones son mayores para menores intensidades, aunque la cantidad de sedimentos transportada sea menor que para periodos de retorno mayores. Esto debido a que, a mayores tasas de escorrentía superficial, el caudal líquido tiene un mayor incremento que el caudal sólido.

No obstante, en la cuenca San Francisco y la cuenca Bajo Piura Up las concentraciones no siguen este patrón, obteniendo las mayores concentraciones para 50 y 500 años respectivamente. Esto se debe a que, los caudales generados para los bajos periodos de retorno no son suficientemente altos para alcanzar la máxima capacidad de transporte de sedimentos.

En la cuenca San Francisco, esto ocurre porque se tiene una alta capacidad de infiltración, y para bajos periodos de retorno la escorrentía superficial, es baja. Mientras que, en la cuenca Bajo Piura

Up, las intensidades son menores que en la zona alta de la cuenca y las condiciones del terreno no favorecen la erosión.

La diferencia en la cantidad de sedimentos generados en las cuencas altas y las cuencas bajas es considerable. Teniendo en cuenta que el punto de calibración se encuentra en la parte baja de la cuenca, y observando la gran cantidad de partículas que son sedimentadas desde la parte alta de la cuenca hasta el punto de control, nos anuncia la importancia de realizar más investigación considerando varios puntos de control en la extensión de toda la cuenca, para generar un modelo más exacto y poder entender el comportamiento real del flujo en todo su recorrido.

Es importante señalar que el modelo cuenta con ciertas limitaciones. Al ser un modelo de gran escala con aproximación gruesa para muchos de los parámetros, mucha de la información tiene potencial de mejora. En primer lugar, la precipitación podría ser más precisa si se contara con información hidrológica histórica en más puntos de control. Además, sería ideal tener un levantamiento topográfico más exacto de toda la cuenca y la estratigrafía en toda la extensión de la cuenca, ya que esto permitiría obtener valores más precisos para el cálculo del número de curva, así como de los factores de la ecuación universal de suelos modificada. En tercer lugar, de tenerse la batimetría de todos los cursos de agua en toda la extensión de la cuenca y más puntos de control con caudales observados para eventos hidrológicos registrados, se podría realizar un modelo más exacto para la interacción erosión – sedimentación, para una mejor estimación para otros escenarios.

Aún con las limitaciones presentadas, este estudio es un punto de partida y constituye una primera aproximación que permite reconocer la gran variación de flujos que existen a lo largo de una misma cuenca. Realizar modelos de menor escala para subcuencas más pequeñas y específicas, significaría un avance en el estudio de riesgos y en los posibles planes de control y mitigación de riesgos ante eventos extraordinarios como el fenómeno del niño.

Finalmente, entender la influencia de las características físicas de la cuenca en toda su extensión para la generación de hidrogramas y sedigramas, nos lleva a comprender que la concentración de sedimentos, y, por ende, el comportamiento del flujo varía según el tiempo y el espacio. Y que, para zonas con alta concentración de sedimentos, recrear modelos detallados, ayudaría a estimar el impacto de eventos extraordinarios.

Capítulo 7. Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

Objetivo Específico 1:

Tomando como referencia las distintas fuentes expuestas se puede concluir que, en las subcuencas de las zonas altas, en donde la concentración se encuentra por arriba de 30% es necesario considerar la influencia de los sedimentos en los modelos hidráulicos e hidrológicos. Las características del flujo a estas concentraciones pueden verse alterada, por lo que un modelo de inundación considerando solo la influencia del agua puede subestimar los caudales de salida.

Objetivo Específico 2:

Es importante reconocer además que el comportamiento del sedígrama varía en función del tiempo junto con el hidrograma generando que el comportamiento del flujo varíe por cierto periodo de tiempo.

De los parámetros descritos en la Tabla 5.10, se vuelve evidente la directa relación entre los parámetros y los resultados, siendo el factor topográfico el de mayor influencia debido a la gran disparidad de este factor entre subcuencas. Por ello se puede decir que en aquellas subcuencas o zonas con topografía escarpada la probabilidad de elevadas concentraciones de sedimentos es alta, a diferencia de zonas o subcuencas planas o con pendiente suave.

Las tasas de erosión de la cuenca varían significativamente entre subcuencas debido a la influencia de las características físicas del terreno. Aunque las precipitaciones de mayor periodo de retorno tienen mayor incidencia en las tasas de erosión, los factores considerados en la ecuación universal de suelos modificado tienen una gran implicancia en las tasas de erosión para bajos periodos de retorno.

Objetivo Específico 3:

Además, se puede concluir que, aunque la intensidad de precipitación tiene una incidencia directa en el sedígrama, existe un límite en la concentración que depende de factores topográficos. En las distintas subcuencas se puede observar que el % de concentración para caudales altos disminuye.

No obstante, es importante resaltar que los caudales si influyen de manera directa en los sedimentos totales, ya que, aunque disminuyan las concentraciones (debido a que a mayor periodo de retorno la concentración en volumen disminuye), al aumentar el caudal, también se incrementan los sedimentos totales.

Finalmente, al observar la magnitud de los hidrogramas y sedigramas, se vuelve evidente que eventos extraordinarios (como el fenómeno El Niño) representan un riesgo para la región de Piura, por lo que es importante, a partir de este, y futuros estudios, plantear planes de control y mitigación de las consecuencias que dichos eventos podrían tener.

7.2 Recomendaciones

La falta de información, tanto a nivel hidrológico como a nivel de suelos, representa una gran limitante en el desarrollo de estudios. Si bien este trabajo de investigación representa una primera aproximación en relación a la erosión y transporte de sedimentos en la cuenca del río Piura, aun se requiere mucho trabajo de campo para obtener resultados más certeros. Además, tener una idea general del comportamiento de la cuenca hidrográfica Piura puede representar un punto de partida para estudios más específicos en distintas zonas de esta.

Los parámetros y la bibliografía pueden ser tomados como punto de partida para el desarrollo más específicos de los mismos. Esto debido a que muchas de las aproximaciones se realizaron en base a imágenes satelitales de 30 x 30 que para ciertos parámetros pueden no ser muy prácticos.

Desarrollar modelos a partir de imágenes satelitales con mejor resolución impactaría directamente en la definición del cauce del río, pudiendo definir parámetros de manera más precisa, y por ende, mejorando el modelo.

Los trabajos en campo son importantes para desarrollar modelos más precisos, ya que permitiría mejorar los parámetros ingresados al modelo.

Capítulo 8. Referencias

Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie* (Grupo Nori). Editorial Limusa S.A.

Arbeláez, A. C., Vélez, M. V., & Smith, R. (1997). Diseño hidrológico con información escasa. Un caso de estudio:

- Río San Carlos. *Avances En Recursos Hidráulicos*, 04, 1–18.
- Autoridad Autónoma de la Cuenca Hidrográfica Chira Piura. (2005). *Evaluación Local Integrada y Estrategia de Adaptación al cambio climático en la Cuenca del Río Piura*.
- Aybar Camacho, C., Lavado Casimiro, W., Huerta Julca, A., Fernández Palomino, C., Vega Jácome, F., Sabino Rojas, E., & Felipe-Obando, O. G. (2017). *Uso del Producto Grillado PISCO de Precipitación en Estudios, Investigaciones y Sistemas Operacionales de Monitoreo y Pronóstico Hidrometeorológico*.
- Azurin Gonzáles, C. (2010). *Estudio para la conformación de un programa de inversión pública que permita disminuir la vulnerabilidad frente al incremento de caudales originados por precipitaciones extremas en la cuenca Media y Baja del río Piura*.
- Bravo-Espinosa, M., Osterkamp, W. R., & Lopez, V. L. (2004). TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CORRIENTES NATURALES : REVISIÓN TÉCNICA DE ECUACIONES EMPÍRICAS DE PREDICCIÓN DEL ARRASTRE DE SEDIMENTOS DE FONDO. *TERRA Latinoamericana*, 22, 10.
- Brea, J. D., Spalletti, L., Hopwood, H. J., & Spalletti, P. (2005). Conceptos y aplicaciones sobre flujos densos en la hidráulica de ríos. *Ingeniería Del Agua*, 12(3), 1. <https://doi.org/10.4995/ia.2005.2560>
- Brunner, G. W. (2010). *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual Version 4.1* (4.1; Issue January, p. 411). US ARMY CORPS OF ENGINEERS - HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (HEC).
- Chereque Morgan, W. (1989). *Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. te. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGraw-Hill Interamericana.
- Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada* (M. E. Suárez R. (ed.)). McGraw-Hill Interamericana.
- Córdova Elera, Y. E. (2020). *Análisis del comportamiento hidráulico – sedimentológico del río Piura, tramo Presa los Eijidos – Sector Cordillera, Perú. Problemática actual y propuestas de solución*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Cowan, W. L. (1956). Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, 37(7), 473–475.
- Dumas, Á. (2012). *Riesgo de erosión hídrica en la cuenca hidrográfica del río Mundo* [Universidad Complutense de Madrid]. <http://eprints.ucm.es/17468/>
- Duque Escobar, J. (2019). *MANUAL DE GEOLOGIA PARA INGENIEROS*. Universidad Nacional de Colombia.
- Eder, M., Barbeito, O., Ambrosino, S., Hillman, G., Moya, G., & Rodriguez, A. (2017). Análisis y Modelo Hidráulico (2D) de Flujs Hiperconcentrados en Pedemonte Occidental de la Sierra de Ambato, Catamarca, Argentina. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 16(1), 65–87.
- Environmental Systems Research Insitute Inc. (n.d.). *ArcGIS for Desktop*. <https://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/manage-data/raster-and-images/what-is-raster-data.htm>

- FAO. (2006). *Permeabilidad del Suelo*.
http://www.fao.org/fishery/static/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s09.htm
- FAO, IIASA, ISRIC, ISS-CAS, & JRC. (2012). *Harmonize Worl Soil Database (version 1.2)*.
- Foster, G. R., & Wischmeier, W. H. (1974). Evaluating Irregular Slopes for Soil Loss Prediction. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 17(2), 305–309. <https://doi.org/10.13031/2013.36846>
- García-Chevesich, P. A. (2015). *Control de la Erosión y Recuperación de Suelos Degradados*. Outskirts Press.
- Gaspari, F. J., Rodríguez Vagaría, A. M., Senisterra, G. E., Delgado, M. I., & Besteiro, S. (2013). Elementos metodológicos para el manejo de cuencas hidrográficas. In E. de la U. de La Plata (Ed.), *Elementos metodológicos para el manejo de cuencas hidrográficas* (1st ed.). Universidad Nacional de La Plata.
<https://doi.org/10.35537/10915/27877>
- Geler Roffe, T., Ligtenberg, A., & De By, R. A. (2018). Modelo para el pronóstico dela dinámica de erosión en los suelos debido a los cambios en e uso de la tierra. *Tecnologías Espaciales, Desastres y Agricultura En Iberoamérica (I)*, 158–166. <http://journal.um-surabaya.ac.id/index.php/JKM/article/view/2203>
- GEO GPS PERU. (n.d.-a). *Capacidad de Uso Mayor de Tierras - CUM - MINAM - ZEE*.
<https://www.geogpsperu.com/2017/08/capacidad-de-uso-mayor-de-tierras-cum.html>
- GEO GPS PERU. (n.d.-b). *Mapa de Cobertura Vegetal Actualizado - MINAM*.
<https://www.geogpsperu.com/2016/06/mapa-de-cobertura-vegetal-actualizado.html>
- GEO GPS PERU. (n.d.-c). *Mapa de Subcuencas Hidrográficas - ANA*. <https://www.geogpsperu.com/2018/07/mapa-de-subcuencas-hidrograficas-ana.html>
- Gobierno Regional de Piura. (n.d.). *Proyecto Especial Chira Piura*. Informes Diarios Hidrometeorológicos.
<http://www.chirapiura.gob.pe/datos>
- Gobierno Regional de Tumbes. (2018). *Estudio de Suelo: Rehabilitación de Camino Departamental 21 Km en EMP. TU - 106 (Huasimo) Cabo Inga, Distrito de Tumbes, Provincia de Tumbes - Tumbes*.
- Gonzalez del Tanago, M. (1991). La ecuación universal de pérdidas de suelo. Pasado, presente y futuro. *Ecología (Madrid)*, 5, 13–50.
- Goyburo, A. (2017). *Monitoreo y Caracterización del Transporte de Sedimentos Durante Crecidas o Eventos Extremos de El Niño en el Río Tumbes*.
- Guadalupe G., E., & Carrillo H., N. (2012). Caracterización y análisis de los huaycos del 5 de abril del 2012 Chosica- Lima. *Rev. Del Instituto de Investigación (RIIGEO), FIGMMG-UNMSM*, 15(Nº 29), 69–82.
<https://core.ac.uk/download/pdf/304894015.pdf>
- Guevara Pérez, E. (2015). *Métodos para el Análisis de Variables Hidrológicas y Ambientales*. Autoridad Nacional del Agua.
- Heerdegen, R. G. (1974). the Unit Hydrograph: a Satisfactory Model of Watershed Response? *JAWRA Journal of*

- the American Water Resources Association*, 10(6), 1143–1161. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1974.tb00634.x>
- Ibarrola, E. L. (n.d.). *Introducción a Los Fluidos No Newtonianos* (p. 11).
- INGEMMET. (2017). *Evaluación Geológica De Las Zonas Afectadas por El Niño Costero 2017 en la Región Piura*. https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/816/1/A6765-Evaluacion_geologica_Niño_Costero_2017_region_Piura.pdf
- Insuasty Enríquez, J. E. (2012). Dinámica de flujo de lodos. *Revista Unimar*, 60, 43–54.
- Julien, P. Y., & León, C. S. (2000). Mud floods, mudflows and debris flows classification, rheology and structural design. In *Proceedings of International Workshop on the Debris Flow Disaster* (p. 15).
- Kaffas, K., & Hrisanthou, V. (2015). Estimate of Continuous Sediment Graphs in a Basin, Using a Composite Mathematical Model. *Environmental Processes*, 2(2), 361–378. <https://doi.org/10.1007/s40710-015-0069-3>
- Kiprich, Z. P. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Engineering*, 10(6), 362.
- Knebl, M. R., Yang, Z. L., Hutchison, K., & Maidment, D. R. (2005). Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/ RAS: A case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. *Journal of Environmental Management*, 75(4 SPEC. ISS.), 325–336. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2004.11.024>
- Langbein, W. B., & Schumm, S. A. (1958). Yield of Sediment in Relation to Mean Annual Precipitation. *Transactions, American Geophysical Union*, 39(6), 1076–1084.
- León Tinoco, Y. D., & Huarhua Zaquinaula, D. F. (2015). *Impacto del Cambio Climático en la Oferta Hídrica Superficial de la Cuenca del Río Piura*. Universidad Nacional Agraria La Molina.
- Majidi, A., & Shahedi, K. (2012). Simulation of Rainfall-Runoff Process Using Green-Ampt Method and HEC-HMS Model (Case Study : Abnama Watershed , Iran). *International Journal of Hydraulic Engineering*, 1(1), 5–9. <https://doi.org/10.5923/j.ijhe.20120101.02>
- McCuen, R. (1989). *Hydrologic Analysis and Design*. Prentice-Hall Inc.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf
- Montero Mena, K. (2019). *Caracterización de ENSO y El Niño costero entre los años 1950-2018 en la región Piura*. <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/4202>
- Morgan, R. P. C. (2005). *Soil Erosion & Conservation* (Third Edit). Blackwell Publishing.
- Morocho Calle, F. (2004). *Estudio “Sedimentación del reservorio de Poechos y recuperación de volumen de agua de regulación para sistema CHIRA-PIURA.”*
- Morris, G. L., & Fan, J. (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs*,

- and Watersheds for Sustainable Use*. McGraw-Hill Book Co.
- NRCS. (2007). Hydrographs. In *National Engineering Handbook*.
- Orellana Cabello, R. E. (2021). *MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL ANÁLISIS DE INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE PIURA UTILIZANDO HEC-HMS Y HEC-RAS*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Pacheco, H., Marcano, A., & Cartaya, S. (2014). Cálculo del factor C de la USLE, en la cuenca del río Carache, Trujillo-Venezuela usando imágenes del Satélite Miranda VRSS-1. *XVI SIMPOSIO INTERNACIONAL SELPER 2014*.
- Pearce, A. J. (1976). Magnitude and Frequency of Erosion by Hortonian Overland Flow. *The Journal of Geology*, 84(1), 65–80.
- Pierson, T. C. (2007). Hyperconcentrated flow — transitional process between water flow and debris flow. *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena*, 159–202. https://doi.org/10.1007/3-540-27129-5_8
- Pulgarín, E., & Poveda, G. (2008). Estimación de curvas IDF basadas en las propiedades de escala de la lluvia. *XVIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología, XVIII*, 1–11.
- Quincho Olazábal, J. (2015). Estudio Experimental del Transporte de Sedimentos en Suspensión y Fondo y Comparación con Fórmulas Empíricas en los Ríos Puyango-Tumbes y Zarumilla. In *Universidad Nacional Agraria La Molina Facultad De Agronomía*.
- Rau, P. (2013). El Fenómeno El Niño y su influencia sobre las precipitaciones en Peru, nuevas perspectivas. *V Congreso Internacional de Hidraulica, Hidrologia, Saneamiento y Medio Ambiente*, 1–9. <http://www.construccion.org/index.php?e=eventos/0485-Lim-HidroGeo/prese.htm>
- Rea Borja, V. L., & Acero Hernandez, J. A. (2015). *Analisis Del Comportamiento De Los Sedimentadores Instalados Para La Ocupación E Intervención De Cauces En La Cuenca Del Rio Casanare Durante La Construcción Del Oleoducto Araganey Y Banadía, Entre Los Años 2011 a 2013*.
- Rivas Saavedra, J. C. (2014). *Informe de Servicios de Investigaciones Geotécnicas - Proyecto: Tratamiento de Cauce del Río Piura para el Control de Inundaciones"*.
- Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Salgado, G., & Bonola, I. (2012). *Modelación numérica para el análisis de deslizamientos y flujos de lodo y escombros en cuencas*.
- Sánchez San Román, F. J. (2013). *Tránsito de Hidrogramas* (p. 10). Universidad Salamanca.
- Sathya, A., & Thampi, S. G. (2020). Impact of Projected Climate Change on Streamflow and Sediment Yield – A Case Study of the Chaliyar River Basin , Kerala. *Roorkee Water Conclave 2020*.
- Shi, Z. H., Cai, C. F., Ding, S. W., Wang, T. W., & Chow, T. L. (2004). Soil conservation planning at the small watershed level using RUSLE with GIS: A case study in the Three Gorge Area of China. *Catena*, 55(1), 33–

48. [https://doi.org/10.1016/S0341-8162\(03\)00088-2](https://doi.org/10.1016/S0341-8162(03)00088-2)
- Shields, A. (1936). *Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-Load Movement* (No. 167).
- Simas, M. J., & Hawkins, R. H. (1996). Lag time characteristics for small watersheds in the U.S. In *Water Resources Engineering 98'*.
- Snyder, F. F. (1938). Synthetic unit-graphs. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 19(1), 447–454.
<https://doi.org/10.1029/TR019i001p00447>
- Soil Conservation Service. (1986). Urban hydrology for small watersheds. In *Technical Release 55* (2nd ed.). Engineering Division, SCS, US Department of Agriculture.
- Suarez Díaz, J. A. (2001). *Control de Erosión en Zonas Tropicales*. Universidad Industrial de Santander.
- Témez, J. R. (1991). Extended and improved rational method. Version of the highways administration of Spain. *Proc. XXIV Congress*, 33–40.
- UNESCO. (2010). *Procesos de Erosión - Sedimentación en Cauces y Cuencas* (J. D. Brea & F. Balocchi (eds.)).
- US Army Corps of Engineers. (2020). *HEC-HMS Users Manual*.
<https://www.hec.usace.army.mil/confluence/hmsdocs/hmsum/4.4>
- US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center. (2020). *HEC-HMS Technical Reference Manual*.
- USACE Hydrologic Engineering Center. (2021). *HEC-HMS Applications Guide*.
<https://www.hec.usace.army.mil/confluence/hmsdocs/hmsag/surface-erosion-and-sediment-routing-studies/case-study-estimating-sediment-yield-in-the-upper-north-bosque-river-watershed-unbrw>
- USGS. (n.d.). *EarthExplorer*. <https://earthexplorer.usgs.gov/>
- Velasco Ocaña, M. M. (2002). *INVESTIGACIÓN HIDRÁULICA Y SEDIMENTOLÓGICA DEL TRAMO URBANO DEL RÍO PIURA*. Universidad de Piura.
- Vélez Upegui, J. J., & Botero Gutiérrez, A. (2010). Estimación del Tiempo de Concentración y Tiempo de Rezago en la Cuenca Experimental Urbana de la Quebrada San Luis, Manizales. *Dyna*, 78(165), 58–71.
- Villón Béjar, M. (2004). *Hidrología*. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Wan, Z., & Wang, Z. (1994). *Hyperconcentrated Flow* (p. 290). A.A. Balkema.
- Wanielista, M., Kersten, R., & Eaglin, R. (1997). *Hydrology: Water quantity and quality control*. John Wiley & Sons Inc.
- Williams, J. R. (1975). Sediment-Yield Prediction with Universal Equation Using Runoff Energy Factor. *Present and Prospective Technology for Predicting Sediment Yields and Sources*.