REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

"ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE SIGUAS POR SOCAVACIÓN DE SUS PILARES ANTE EVENTOS EXTREMOS – AREQUIPA"

Tesis presentada por el Bachiller:

Llerena Longoria, Paúl Christian

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor:
Ing. Hidalgo Valdivia, Alejandro

AREQUIPA – PERÚ

2018

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

Análisis Experimental de la Vulnerabilidad del Puente Siguas por socavación de sus pilares ante eventos extremos - Arequipa.

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

LLERENA LONGORIA, PAUL CHRISTIAN

Nuestro DICTAMEN es:

APROBADO

OBSERVACIONES:

Arequipa, 14 de NOVIEMBRE del 2018

COD: 1783

COD: 1950

COD 2592

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Dedicado a Mi Familia,
Quienes siempre estuvieron presentes cuando la vida se puso difícil.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

A Dios
Por darme la vida y guiar siempre mí camino.

A mis padres, Corina y Paul.
Por su amor incondicional, por ser mí ejemplo a seguir y apoyarme en cada paso que doy.

A mi hermano, Víctor
Por su cariño, por acompañarme en los malos y buenos momentos y alentarme a seguir adelante.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INTRODUCCION

Según Vásquez y Bendezú, el crecimiento agregado de una economía puede entenderse como el resultado del crecimiento de sus economías regionales y de la progresiva interacción entre ellas a lo largo del tiempo, situaciones que se ven estimuladas por la inversión en capital privado, la inversión en infraestructura de servicios públicos y las mejoras en el aprovechamiento de nuevas tecnologías en el interior de un país, entre otros factores (Arturo Vásquez Cordano, 2008).

Para economías en vías de desarrollo, como la nuestra, la inversión en infraestructura vial debe ser reconocida como uno de los principales objetivos a ejecutar para impulsar el crecimiento económico a través de la interacción de los mercados locales y su integración espacial con los centros económicos.

Debido a la carencia de infraestructura vial adecuada a lo largo de todo el país es que se ha perdido oportunidades de inversión pública y privada, ya que las decisiones de producción y de consumo en caso de empresas o hogares, nacen de una comunicación adecuada.

Las vías de comunicación que el Perú necesita deben ser capaces de afrontar las condiciones que presenta nuestro territorio; el cual sufre de diversos fenómenos naturales que afectan a las vías de comunicación recientes, como terremotos o tormentas prolongadas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

RESUMEN EJECUTIVO

La presente investigación provee un marco de análisis teórico y experimental del efecto de la socavación local en los pilares de un puente existente en la red de infraestructura vial principal en el sur del Perú, por un evento extremo. El puente a estudiar es el puente Siguas ubicado en la progresiva 925+025 de la carretera Panamericana Sur.

En los primeros tres capítulos se presenta la información general y teórica para el análisis del macro y micro entorno de la socavación, que va desde un análisis hidrológico hasta el análisis de la socavación en el mismo pilar.

Para ello se presentó la metodología usada en para el análisis de cada aspecto importante para el cálculo de la socavación.

Se analizó y ejecutó un modelo hidrológico que tiene como objetivo encontrar las descargas máximas de la cuenca en el punto de control.

Para después encontrar las características hidráulicas necesarias para el estudio de la socavación en pilares del puente Siguas.

Posteriormente se analizó la socavación general y local en pilares del puente Siguas de manera teórica, comparando metodologías usadas actualmente.

Adicionalmente, se realizaron ensayos de laboratorio con un prototipo de pilar del puente Siguas para la observación del fenómeno y comprobación de la influencia de las principales variables consideradas.

Finalmente, se estimó de manera cualitativa la vulnerabilidad y el riesgo del puente Siguas al ser afectado por el fenómeno de la socavación.

PALABRAS CLAVE:

Puente, Socavación, Hidrología, Hidráulica Fluvial, Modelo Hidráulico

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ABSTRACT

The present investigation provides a framework of theoretical and experimental analysis of the effect of local scour on the pillars of an existing bridge in the main road infrastructure network in southern Peru, due to an extreme event. The bridge to be studied is the Siguas Bridge located in the progressive 925 + 025 of the Panamericana Sur highway.

In the first three chapters the general and theoretical information is presented for the analysis of the macro and micro environment of the scour, which ranges from a hydrological analysis to the analysis of scour in the same pillar.

For this, the methodology used in the analysis of each important aspect for the calculation of the scour was presented.

A hydrological model that aims to find maximum discharges from the basin at the control point was analyzed and executed.

Then find the hydraulic characteristics necessary for the study of the scour on pillars of the Siguas Bridge.

Subsequently, the general and local scour on pillars of the Siguas Bridge was analyzed in a theoretical manner, comparing currently used methodologies.

Additionally, laboratory tests were carried out with a prototype of the Siguas bridge pillar for observing the phenomenon and checking the influence of the main variables considered.

Finally, the vulnerability and risk of the Siguas Bridge was qualitatively estimated to be affected by the phenomenon of scour.

KEYWORDS:

Bridge, Scour, Hidrology, Hydraulics, Hydraulics Model

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ÍNDICE

TOMO I

INTRODUCCION
RESUMEN EJECUTIVO
ABSTRACT
ÍNDICE
CAPÍTULO 1 1
1. Planteamiento Teórico 1
1.1. Descripción del Problema 1
1.2. Antecedentes Investigativos 2
1.3. Justificación e Importancia 3
1.4. Objetivos 4
1.4.1. Objetivo General 4
1.4.2. Objetivos Específicos 4
1.5. Alcances y Limitaciones 4
1.6. Hipótesis 5
Capítulo 2 6
2. Marco Teórico 6
2.1. Aspectos Generales 6
2.1.1. Evento Extremo 6
2.1.2. Socavación 6
2.1.3. Riesgo 6
2.1.4. Peligro 6
2.1.5. Vulnerabilidad 6
2.1.6. Lluvia 6
2.2. Aspectos Hidrológicos 7
2.2.1. Cuenca y sus Tipos 7
2.2.2. Curva Hipsométrica 7
2.2.3. Escorrentía Superficial 7
2.2.4. Tiempo de Concentración 8
2.2.5. Método del Número de Curva 8
2.2.6. Hidrograma 9
2.2.7. Hidrograma Sintéticos 10
2.2.8. Hidrograma Unitario 10
2.2.9. Tránsito de Avenidas en Cauces 10
2.2.10. Método de Muskingum-Cunge 11
2.2.11. Patrón de Precipitación 12
2.2.12. Análisis de Consistencia de Datos Históricos de Precipitación 13
2.2.13. Análisis de Frecuencias para Eventos Extremos 14
2.2.14. Hietogramas de Precipitación 15
2.3. Aspectos Hidráulicos 15
2.3.1. Canal No Prismático 15
2.3.2. Rugosidad de un Canal Natural 16
2.3.3. Distribución de Velocidades en Canales 16
2.3.4. Pendientes de Cauces Naturales 17

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.3.5. Flujo Sub crítico, crítico y súper crítico 18
2.3.6. Flujo a través de Compuertas 19
2.4. Aspectos Relacionados a la Socavación 20
2.4.1. Proceso de Erosión 20
2.4.2. Transporte del Sedimento 21
2.4.3. Tipos de Socavación 22
2.4.4. Factores Influyentes para la Socavación Local 23
2.5. Aspectos Relacionados al Modelamiento Hidráulico 26
2.5.1. Modelo Hidráulico Físico 26
2.5.2. Análisis Dimensional 27
2.5.3. Teorema de Buckingham-Pi 28
2.5.4. Similitud en Modelos Físicos 29
Capítulo 3 31
3. Descripción de la Zona de Estudio 31
3.1. Caracterización de la Cuenca del río Siguas 31
3.1.1. Ubicación de la Cuenca del río Siguas 31
3.1.2. Características Hidrográficas 32
3.1.3. Accesibilidad 35
3.1.4. Características Climáticas 35
3.1.5. Características Socio-Económicas 35
3.1.6. Características Geológicas y del Suelo 38
3.1.7. Características Hidrológicas 39
3.2. Caracterización del Puente Siguas 40
3.2.1. Ubicación del Puente Siguas 40
3.2.2. Descripción del Puente Siguas 40
3.2.3. Estado Actual del Puente Siguas – Visita de Campo 42
3.2.4. Análisis de la Muestra de Suelo del Cauce del Río Siguas 46
Capítulo 4 51
4. Metodología de Trabajo 51
4.1. Aspectos Generales 53
4.2. Aspectos Hidrológicos 53
4.3. Aspectos Hidráulicos 54
4.4. Socavación en Pilares del Puente Siguas 55
4.5. Análisis Experimental de la Socavación del Puente Siguas 56
4.6. Riesgo ante la Socavación de los Pilares del Puente Siguas 56
Capítulo 5 57
5. Modelamiento Hidrológico de la Cuenca del Río Siguas 57
5.1. Hidrología de la Cuenca del Río Siguas 57
5.1.1. Delimitación de la Cuenca 58
5.1.2. Características de la Cuenca del Río Siguas 60
5.1.3. Discretización de la Cuenca 67
5.1.4. Características de las Subcuencas del río Siguas 69
5.1.5. Estimación de Parámetros de Escorrentía 80
5.1.6. Características del Tránsito de Hidrogramas 87
5.2. Datos Históricos de Precipitaciones de la Cuenca del Río Siguas 91
5.2.1. Análisis de Consistencia de Datos Históricos 92
5.2.2. Estaciones a Usar en el Modelo Hidrológico 113
5.2.3. Análisis de Frecuencia de Precipitaciones Máximas Diarias 114

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.2.4. Precipitación Máxima a Usar 147
5.3. Patrón de Precipitación del Proyecto 152
5.3.1. Hietogramas de Proyecto a Usar 162
5.4. Modelo Hidrológico de la Cuenca del Río Siguas 168
Capítulo 6 178
6. Modelamiento Hidráulico del Puente Siguas 178
6.1. Modelamiento Hidráulico con HEC-RAS 178
6.1.1. Geometría del Cauce a Utilizar 178
6.1.2. Información Hidrológica a Utilizar 185
6.1.3. Resultados del Modelo en HEC-RAS 187
Capítulo 7 195
7. Análisis Teórico de la Socavación en el Puente Siguas 195
7.1. Consideraciones 195
7.1.1. Geometría del Puente Siguas 195
7.1.2. Características del Suelo 197
7.1.3. Características Generales 201
7.2. Tipos de Socavación a Calcular 201
7.3. Socavación General en el Puente Siguas 202
7.3.1. Socavación General en la Sección del Puente Siguas 207
7.4. Socavación Local en Pilares del Puente Siguas 211
7.4.1. Métodos para el Cálculo de la Socavación Local 212
7.4.2. Determinación de la Metodología a Utilizar 233
7.5. Socavación Resultante en Pilares del Puente Siguas 235
Capítulo 8 237
8. Análisis Dimensional, Modelamiento Hidráulico y Análisis Experimental de la Socavación en los Pilares del Puente Siguas 237
8.1. Análisis Dimensional 237
8.1.1. Variables del Fenómeno de la Socavación 237
8.2. Influencia de Variables en el Modelo 240
8.2.1. Influencia del Tirante y del Ancho del Pilar 240
8.2.2. Influencia del Ángulo de Ataque del Flujo 240
8.2.3. Influencia de la Forma del Pilar 241
8.2.4. Influencia del Tiempo 241
8.2.5. Influencia del Suelo 242
8.2.6. Influencia de la Velocidad 242
8.3. Modelo Físico del Puente Siguas 243
8.3.1. Similitud Geométrica 243
8.3.2. Similitud Cinemática y Dinámica 244
8.4. Análisis Experimental de los Pilares del Puente Siguas 244
8.4.1. Instalaciones y Materiales Utilizados en los Ensayos de Socavación 244
8.4.2. Metodología, Procedimiento y Toma de Datos de Ensayos de Socavación 255
8.4.3. Análisis de Datos de Ensayos de Socavación 264
Capítulo 9 284
9. Riesgo y Vulnerabilidad de los Pilares del Puente Siguas 284
9.1. Estimación de la Vulnerabilidad de los Pilares ante la Socavación 284
9.2. Estimación del Peligro 285
9.3. Cálculo del Riesgo 287

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CONCLUSIONES 290
RECOMENDACIONES 294
BIBLIOGRAFÍA 296

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPÍTULO 1

1. Planteamiento Teórico

1.1. Descripción del Problema

El Perú es un país muy diverso en su geografía y en su clima, por lo que los encargados del diseño y construcción de infraestructura tan importante para la sociedad, como lo es un puente, día a día deben enfrentarse a la peculiaridad que presenta la naturaleza peruana.

Los puentes deben ser diseñados y construidos para mantener su servicio y soportar los efectos que puedan tener los fenómenos naturales que ocurren en su área de influencia como grandes avenidas o sismos severos.

Los puentes tienen una importancia social innegable ya que son sinónimo de transporte y comunicación, el hecho de perder alguna vía por una falla en un puente puede significar pérdidas humanas, daños a las propiedades y a la interrupción del servicio. Además, del aislamiento de comunidades, los costos de reposición, los costos sociales, políticos y estratégicos.

Este proyecto está orientado al estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca y puente Siguas, para calcular la socavación en sus pilares ante un evento extremo y realizar un estudio experimental de este fenómeno. Esto debido a las características del terreno en el cual esta cimentado el puente y debido a la importancia que tiene este puente en la vía Panamericana Sur.

Una falla en el puente Siguas, provocaría que la zona sur del país sea aislado vía terrestre del resto del territorio nacional, lo cual perjudicaría las actividades comerciales, habría escasez y encarecimiento de alimentos y de artículos de primera necesidad.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 1.1. Variables, Subvariables, Indicadores y Subindicadores

Variable	Sub-Variable	Indicador	Sub-Indicador
Socavación	Hidrología	Precipitación	Intensidad de lluvia (mm), Área (km2), Pendiente (%), Tiempo (hrs)
		Cuenca	
		Patrón	
	Hidráulica	Flujo	Tirante (m), Velocidad (m/s), Coeficiente de rugosidad, Cauce (km)
		Geometría	
	Hidráulica Fluvial	Suelo	Granulometría (mm), Forma, Ángulo
		Pilar	

Fuente: Elaboración Propia

1.2. Antecedentes Investigativos

En el Perú se han realizado algunas investigaciones sobre el tema a tratar en el presente trabajo, entre las cuales podemos resaltar:

- Erosión en Pilares y Estribos de Puentes: Cuando el puente forma parte de una carretera o de un ferrocarril tiene que diseñarse para que cumpla sus objetivos viales. Pero, cuando un puente cruza un río es inevitable considerarlo, además, como una estructura hidráulica. Entre el río y el puente hay una profunda interacción en la que cada uno trata de influir sobre el otro. Para efectos del mejor conocimiento de los problemas antes señalados se entiende como Estudios Hidráulicos los relativos al conocimiento y manejo del río y su interacción con el puente. Corresponden a la Hidrología, Hidráulica Fluvial, Transporte de Sedimentos y al Diseño en los aspectos pertinentes. Precisamente, se llama

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Hidráulica de Puentes a los aspectos de la Hidráulica General aplicados al Diseño de Puentes (Rocha Felices, 2013).

- Socavación al Pie de Estribos de Puentes en Lechos No Cohesivos: El presente trabajo es el resultado de pruebas de laboratorio del fenómeno de socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos, para el cual se han realizado 135 ensayos de socavación, utilizando materiales no cohesivo fino y grueso, estribos de formas rectangulares, trapezoidales y cilíndricos, con relaciones de longitud de estribo entre ancho del canal L/B desde 0.125 hasta 0.25, relaciones de longitud de estribo entre tirante de agua L/Y desde 1 hasta 5, Números de Froude desde 0.2 hasta 1.5, pendientes de canal desde 0.25% hasta 3.50% y tamaños de partículas d50=0.24mm y 1.25mm (Venegas Espinoza, 2011).
- El Fenómeno del Niño 2017: En el presente año, el Perú ha sufrido un fenómeno del Niño que ha causado diversos desastres, dentro de los cuales ha afectado las vías de comunicación, Arequipa tuvo el 8.6% de su infraestructura existente afectada por las fuertes lluvias de las cuales corresponden a 15 puentes destruidos y 53 puentes afectados. Esta estadística incluye puentes peatonales, sin embargo deja a la región Arequipa como la tercera región más afectada por las fuertes lluvias, lo que hace urgente realizar estudios para prevenir y proteger la infraestructura arequipeña existente (Cámara Nacional de Comercio, 2017).

1.3. Justificación e Importancia

El presente proyecto propone un estudio para la prevención y solución a la problemática existente que se tiene en el Perú en los últimos años. El Perú ha sufrido de cambios y fenómenos climáticos importantes en los últimos años y han afectado considerablemente a las estructuras de servicios básicos de la sociedad como transporte y salud.

Los lamentables acontecimientos climáticos de los últimos años han mostrado la gran vulnerabilidad de ciudades y centros poblados, así como de muchas estructuras que, lamentablemente, han fallado. La experiencia vivida ha mostrado que los daños causados por el Fenómeno del niño han sido considerablemente muy grandes. Una parte importante de nuestra reflexión sobre el tema tiene que estar encaminada al esclarecimiento de las causas que motivan la gran intensidad de dicho impacto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Las causas son básicamente cuatro:

La magnitud de la alteración climática producida

La gran separación entre algunos Fenómeno del niño

La pobreza que existe de manera crónica en gran parte de la población afectada, y

La falta de planificación en la ocupación territorial y en el desarrollo de las infraestructuras (Rocha Felices, El Impacto del Fenómeno de El Niño en Zonas Urbanas, 2017).

Por los continuos cambios climáticos de los últimos años que pueden persistir en los siguientes es que la infraestructura existente debe ser estudiada y de ser necesario protegida para evitar posibles fallas y paralizaciones de los servicios de la sociedad.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Determinar experimentalmente la vulnerabilidad del Puente Siguas por socavación de sus pilares ante eventos extremos.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Obtener las descargas máximas con periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.
- Determinar las características hidráulicas del flujo con las descargas máximas, a su paso a través de la sección del puente Siguas.
- Determinar la socavación general y local del puente Siguas.
- Comparar los métodos de cálculo de la socavación del puente Siguas.
- Determinar la socavación local mediante un método experimental.
- Determinar la vulnerabilidad del puente Siguas ante una precipitación extrema.

1.5. Alcances y Limitaciones

El alcance a abarcar para el presente proyecto de tesis es el estudio de la socavación local de los pilares del puente Siguas bajo sus condiciones reales para determinar su vulnerabilidad y riesgo ante un evento de precipitación extremo. Los cálculos y la realización de los modelos se hicieron con softwares libres presentes en el mercado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Las limitaciones para el presente proyecto de tesis son la cantidad de información disponible de datos históricos de precipitación, los antecedentes investigativos ya que en Arequipa no se cuenta con antecedentes de este tipo de proyecto y que la mayoría de información se encuentra en otro idioma. La otra limitación presente son las instalaciones para realizar ensayos experimentales de socavación en la ciudad de Arequipa.

1.6. Hipótesis

"Los pilares de puentes cimentados sobre un estrato de suelo granular han tenido problemas en su estabilidad durante las avenidas de eventos extremos por lo que es probable que el puente Siguas de Arequipa, que está cimentado sobre arena, pueda estar vulnerable ante una avenida de un evento extremo"

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 2

2. Marco Teórico

2.1. Aspectos Generales

2.1.1. Evento Extremo

Según el IPCC, lo define como "un suceso o evento raro o poco frecuente para su distribución estadística, un episodio que se encuentre sobre el percentil 90 (Climático, 2001)".

2.1.2. Socavación

Según Rodríguez Díaz (2010) la socavación es "La acción erosiva del agua de una corriente, que excava y transporta el suelo del lecho y de las márgenes. La socavación puede tener lugar tanto en suelos sueltos como en roca sólida (Díaz, 2010)"

2.1.3. Riesgo

El riesgo se refiere a las pérdidas esperadas a causa de una amenaza determinada en un elemento en riesgo, analizado durante un periodo de tiempo (A.W. Coburn, 1991). Se trata del producto entre el peligro y la vulnerabilidad.

2.1.4. Peligro

El peligro es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural que tiene potencial de dañar, en una magnitud determinada, la infraestructura física o algún área poblada. También es llamada como amenaza (Prevención, 2006).

2.1.5. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad es el grado de exposición de un elemento o conjunto de elementos ante la ocurrencia de un peligro determinado en una magnitud determinada (Prevención, 2006).

2.1.6. Lluvia

Es la precipitación de partículas de agua, en forma líquida, que caen de las nubes con una intensidad promedio para cierta región. Cuando esta intensidad es superada se puede referir a esta como lluvia intensa (Prevención, 2006).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.2. Aspectos Hidrológicos

2.2.1. Cuenca y sus Tipos

La cuenca es un área de la superficie terrestre en donde la precipitación que cae sobre ella tiende a ser drenada por el sistema de escorrentía hacia un mismo punto de salida.

Existen diversos tipos de cuencas, si las clasificamos según el punto de salida de la escorrentía, existen cuencas endorreicas en donde el punto de salida se encuentra dentro del área de la cuenca que generalmente es un lago, y cuencas exorreicas en donde su punto de salida es una corriente o en el mar (Aparicio Mijares, 1992).

Adicionalmente, las cuencas pueden ser aforadas o no aforadas según contemple o no instrumentos de medición para la prevención e intervención de las estructuras hidráulicas a lo largo del cauce de las corrientes formadas por la precipitación sobre esta cuenca. Las cuencas aforadas son aquellas que cuentan con instrumentos de medición mientras que las no aforadas, como indica su nombre, no cuentan con dichos instrumentos.

Si las clasificamos según el área que ocupan, las cuencas pueden ser pequeñas (área menor a 12.50 km2), cuencas medianas (12.50km2 < área < 250 km2) y cuencas grandes (área > 250 km2) (Ponce, 1989).

2.2.2. Curva Hipsométrica

La curva hipsométrica permite conocer la distribución de la masa de la cuenca desde los niveles más altos a los más bajos. El área bajo esta curva es indicativo del estado de desarrollo del funcionamiento de la cuenca, cuando se tiene más del 60% del área bajo esta indica desequilibrio o juventud de la cuenca, cuando se tiene valores entre el 30 y 45% se tiene madurez y con valores inferiores al 30% implica senectud en la cuenca (Racca, 2007).

2.2.3. Escorrentía Superficial

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación, sobre una cuenca, que circula sobre o bajo la superficie de esta y que llega a una corriente para finalmente ser drenada fuera de la cuenca (Aparicio Mijares, 1992).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La distribución de la precipitación varía en espacio y tiempo, en hidrología se recomienda asumir algunas de estas variables como constantes para simplificar los análisis en el modelo. Por lo que para cuencas pequeñas puede considerarse que la precipitación es constante en espacio y tiempo, las cuencas medianas son analizadas considerando que son constantes en el espacio pero variables en el tiempo y las cuencas grandes son aquellas en donde la escorrentía puede ser modelada considerando el espacio y el tiempo como variables (Ponce, 1989).

Para la transformación de precipitación a escorrentía se pueden usar diversos métodos, los más usados son el método racional para cuencas pequeñas, el método del hidrograma unitario para cuencas medianas y para cuencas grandes se usan los métodos de tránsito de avenidas, esto acorde a las variables a considerar para la precipitación (Ponce, 1989).

La precipitación a usar en el modelo hidrológico debe tener una distribución en temporal, esta puede ser expresada como discreta o continua. La distribución continua representa una acumulación de la lluvia a lo largo del tiempo mientras que una distribución discreta se expresa mediante un hietograma (Ponce, 1989).

2.2.4. Tiempo de Concentración

La concentración de la cuenca implica que la escorrentía de toda al área de la cuenca está aportando al flujo en el punto de salida. Por lo que el tiempo de concentración trata de cuanto demora el hidrograma en el punto de salida en alcanzar el pico de caudal, es decir en alcanzar la concentración en donde toda la cuenca aporte a la escorrentía.

2.2.5. Método del Número de Curva

Es un método desarrollado por el Soil Conservation Service. En el cual, se determina la precipitación efectiva que aporta al escurrimiento, esta precipitación efectiva depende de la precipitación total y de un parámetro denominado Número de Curva (CN) que representa las pérdidas por infiltración que se tendrán según la humedad antecedente a la precipitación (Ponce, 1989).

El número de curva varía de 1 a 100 y es función del tipo de suelo, el uso del suelo, las condiciones de superficie y de la humedad antecedente. La ecuación para determinar el número de curva es la siguiente:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$Q = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S}$$

$$P \geq 0.2 * S$$

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

En donde Q es la precipitación o escorrentía superficial, P es la precipitación total, S es la retención potencial del suelo y CN es el número de curva (Ponce, 1989).

Sin embargo para cuencas no aforadas, el número de curva puede ser estimado por tablas proporcionadas por el SCS que varían según la cobertura del suelo. La clasificación que se tiene es la siguiente:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significantemente cuando entran al contacto con el agua, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos (Chow, 1994).

Adicional a esto, para el cálculo del número de curva se tiene que tomar en cuenta el porcentaje de área impermeable, como nevados, lagos o ríos que estén dentro del área de la cuenca.

2.2.6. Hidrograma

Un hidrograma es una expresión gráfica del caudal en función del tiempo, en las abscisas el tiempo puede estar distribuido en horas, días, meses o años. El área bajo la curva del hidrograma es el volumen de agua que ha escurrido a través del punto de salida en el intervalo de tiempo considerado (Román, 2004).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.2.7. Hidrograma Sintéticos

Para la determinación de la respuesta de una cuenca pequeña o mediana ante una precipitación corta y homogénea se puede utilizar algunas fórmulas empíricas que, basándose en características físicas de la cuenca como área, pendiente o longitud del cauce, proporciona un hidrograma resultante. En la bibliografía encontramos distintas alternativas ante este método como el hidrograma sintético de Snyder, el hidrograma sintético del Soil Conservation Service y el hidrograma unitario (Román, 2004).

2.2.8. Hidrograma Unitario

Fue propuesto por Sherman en 1932, es un concepto fundamental que ayuda mucho para la determinación de la escorrentía ante precipitaciones determinadas.

En resumen, el hidrograma unitario es el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en el punto de salida de la cuenca si se produjera una precipitación unitaria con una intensidad de 1mm y una duración de 1 hora.

Este tipo de hidrogramas tienen 2 propiedades, primero la propiedad de afinidad que trata en que si la intensidad de la lluvia es de 2 mm y la duración de una hora, bastará con multiplicar las ordenadas del hidrograma unitario para obtener el hidrograma resultante. La segunda propiedad es la propiedad de aditividad que consta en que si se tiene una precipitación de 1mm con duración de 2 horas, se dibujaría junto con el hidrograma unitario uno igual con inicio una hora después para luego sumar las ordenadas y obtener el hidrograma resultante. Ambas propiedades pueden usarse combinadas por lo que ante cualquier precipitación es posible determinar el hidrograma resultante, conociendo el hidrograma unitario de la cuenca (Román, 2004).

2.2.9. Tránsito de Avenidas en Cauces

En un cauce en donde puede escurrir un volumen de agua, se tienen 2 hidrogramas, uno de entrada y otro de salida. El tránsito de hidrogramas trata de simular la variación de estos hidrogramas al recorrer el cauce.

Los métodos existentes para el cálculo del tránsito de avenidas en cauces se pueden dividir en dos tipos: hidráulicos e hidrológicos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Los métodos hidráulicos se basan en la solución de las ecuaciones de conservación de la masa y cantidad de movimiento para el escurrimiento no permanente. Estos métodos forman un sistema de ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas no lineales, del que no existe una solución analítica conocida, por lo que se resuelve mediante algún método numérico.

Los métodos hidrológicos utilizan simplificaciones para llegar a soluciones más simples pero menos aproximadas (Aparicio Mijares, 1992). Para el presente proyecto de tesis se utilizará el método de Muskingum and Cunge.

2.2.10. Método de Muskingum-Cunge

Para analizar el método de Muskingum-Cunge, se debe analizar primero el método de Muskingum.

En el método de Muskingum, se toma un tramo de cauce para el análisis el almacenamiento entre la entrada y la salida de este cauce se basa en el Sprisma y el Scuña que se definen:

$$Sprisma = K * O$$
$$Scuña = b * (I - O)$$

En donde:

S=almacenamiento en el tramo considerado de un cauce

I=caudal de entrada en ese tramo

O= caudal de salida de ese tramo

K = constante para ese tramo de cauce referente al almacenamiento en prisma

b = constante para ese tramo de cauce referente al almacenamiento en cuña

Sumando ambas expresiones tenemos:

$$S = Sprisma + Scuña$$
$$S = KO + b(I - O)$$
$$S = K(\frac{b}{K} * I + (1 - \frac{b}{K} * O)$$

Si reemplazamos X por la relación b/K, obtenemos:

$$S = K(XI + (1 - X)O)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En donde: X = constante adimensional para este tramo de cauce que asigna mayor o menor importancia relativa al almacenamiento en cuña o en prisma.

K puede asimilarse al tiempo de recorrido de la onda cinemática de un extremo a otro del tramo estudiado. K y delta t debe estar en las mismas unidades (horas o días).

X es una constante que teóricamente puede estar entre 0 y 0.5, pero normalmente 0.2 – 0.3, de esta va a depender la mayor o menor amortiguación del hidrograma a lo largo del tramo del cauce.

Cunge, combinó métodos hidráulicos con la simplicidad del método de Muskingum para calcular las constantes K y X, mediante parámetros hidráulicos del cauce.

$$K = \Delta x / c$$

$$X = \frac{1}{2} * (1 - \frac{Q}{BSoC\Delta x})$$

En donde tenemos:

Δx = longitud del tramo del cauce considerado

C = velocidad media

So = pendiente del Cauce

Q = caudal

B = anchura del cauce

La correcta aplicación de este método se debe elegir correctamente los tramos de cauce a analizar de tal manera que el tramo analizado inicialmente entregue un caudal de entrada para el siguiente tramo y así sucesivamente (Román, 2004).

2.2.11. Patrón de Precipitación

El patrón de precipitación es la distribución en el tiempo de la intensidad de la tormenta del proyecto que es la fuente que alimenta todo el modelo hidrológico, esta puede obtenerse mediante registros de estaciones pluviométricas y en caso de no contar con registros se puede optar por el uso de metodologías o formulas empíricas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Dick Peschke

  En el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones se sugiere la siguiente expresión para el cálculo de precipitaciones a partir de la precipitación máxima en 24 horas (Comunicaciones, 2008):

$$Pd = P24h * (\frac{d}{1440})^{0.25}$$

  Donde:

  Pd = precipitación total (mm)

  D = duración en minutos

  P24h = precipitación máxima en 24 horas (mm)

2.2.12. Análisis de Consistencia de Datos Históricos de Precipitación

Al momento de obtener datos históricos de precipitación previos al análisis estadístico según el periodo de retorno se debe verificar la consistencia o validez de estos datos, según un análisis gráfico y un análisis de curva masa.

- Análisis Gráfico

  El análisis gráfico de los datos de precipitación se realiza con el acumulado anual de sus máximos mensuales por cada estación, graficando así en las abscisas los años representados y en las ordenadas lo máximos acumulados obtenidos. Esto para ver si se tienen saltos o desviaciones que no se deban considerar en los datos para que en la extrapolación de los mismos no se tenga resultados erróneos.

- Análisis de Doble Masa

  Para conocer la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca, es necesario determinar una curva masa media de precipitación (Aparicio Mijares, 1992).

  Teniendo los datos de precipitación diaria, se obtiene el acumulado de los máximos anuales, primero se debe graficar los datos dibujados en las abscisas el promedio de los acumulados de todas las estaciones a analizar y en las ordenadas los acumulados máximos de cada estación. Con esta gráfica

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

escogemos la estación base con la que se analizarán todas las estaciones independientemente.

Para el análisis independiente por estación, se debe graficar en las abscisas los acumulados máximos anuales de la estación base y en las ordenadas los acumulados máximos de la estación en estudio. Al tener esto se observa el coeficiente de correlación entre los datos que entrega una idea de la relación que tienen entre sí, este dato debe ser lo más cercano a 1 para que los datos sean válidos.

2.2.13. Análisis de Frecuencias para Eventos Extremos

"Se refiere a las técnicas cuyo objetivo es analizar la ocurrencia de variables hidrológicas en un cargo estadístico usando datos registrados y predicciones fundamentales de las leyes estadísticas" (Chow, 1994).

- Factores de Frecuencia

Cualquier valor aleatorio puede representarse en la siguiente forma (Chow, 1994):

$$x1 = x2 + \Delta x$$

Donde:

X1 = valor de la variable aleatoria

X2 = media de la distribución

Δx = desviación de la media

$$\Delta x = s * K$$

Donde:

s = desviación estándar

K = factor de frecuencia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov-Kolmogorov

  Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada Fo(xm) y la estimada F(xm) (Aparicio Mijares, 1992).

$$D = \max(Fo(xm) - F(xm))$$

  Con un valor crítico de tablas que depende del número de datos y en el nivel de significancia seleccionado.

  Si D>d, se acepta la hipótesis nula. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$Fo(xm) = 1 - (\frac{m}{n+1})$$

  Donde m es el número de orden del dato xm en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos (Aparicio Mijares, 1992).

- Límites de Confianza

  Los estimativos estadísticos usualmente se presentan con un rango o intervalo de confianza, dentro del cual razonablemente puede esperarse que caiga el valor correcto. El tamaño del intervalo de confianza depende del nivel de confianza b. Los valores extremos superior e inferior del intervalo de confianza se conocen como los límites de confianza.

2.2.14. Hietogramas de Precipitación

El hietograma de precipitación es la distribución de la lluvia de proyecto en el tiempo. Es posible obtenerlo mediante las curvas IDF o con el método de los bloques alternos que realiza una distribución discreta y simétrica de la intensidad de la lluvia durante toda su duración.

2.3. Aspectos Hidráulicos

2.3.1. Canal No Prismático

Los ríos se comportan como un canal no prismático ya que la geometría de sus secciones transversales, su rugosidad y su pendiente no es constante a lo largo del desarrollo de su cauce. Un canal no prismático es aquel que presenta estas condiciones (Chow V. , 2004).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.3.2. Rugosidad de un Canal Natural

El coeficiente de rugosidad para canales prismáticos y no prismáticos es difícil de determinar debido a que es un parámetro adimensional. Para flujo en canales naturales es más difícil de estimar que en canales hechos por el hombre ya que puede variar horizontal y verticalmente según cambie el tirante del río y según la progresiva en la que se realice la medición.

El autor recomienda para estos casos seguir el procedimiento desarrollado por Cowan en 1956, que a partir del reconocimiento de ciertos factores importantes para el coeficiente de rugosidad se pueda determinar analíticamente el valor de n. Estos valores para estos factores deben ser determinados en campo. La fórmula de Cowan es la siguiente:

$$n = (no + n1 + n2 + n3 + n4) * m5$$

Donde:

no =Representa el material del canal

n1 = Representa el efecto de las irregularidades de la superficie del canal

n2 = Representa las variaciones en forma y tamaño de la sección

n3 = Representa las obstrucciones a lo largo del tramo del canal

n4 = Representa la vegetación en el canal

m5 = Representa la corrección por meandros (Chow V. , 2004).

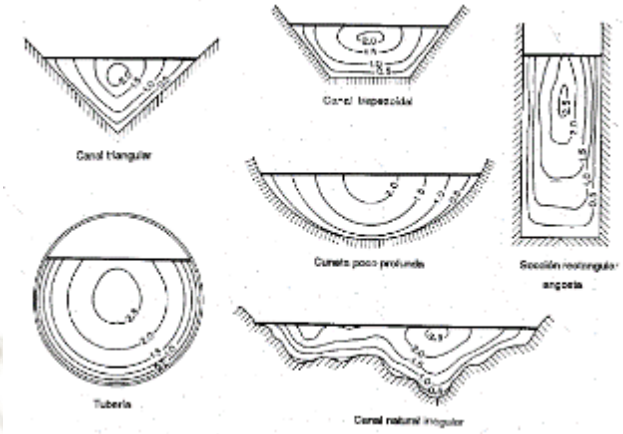
2.3.3. Distribución de Velocidades en Canales

Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades de este no están uniformemente distribuidas en su sección. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05 a 0.25 de la profundidad; cuanto más cerca a las bancas, más profundo se encuentra este máximo (Chow V. , 2004).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 2.1 Distribución de velocidades en canales naturales

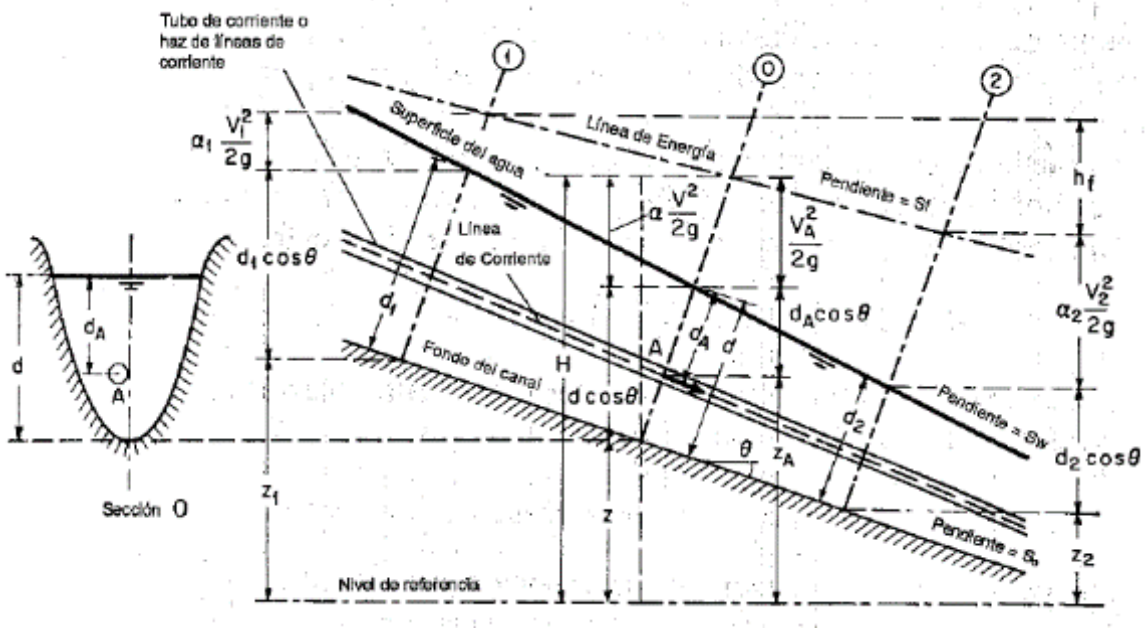


Fuente: (Chow V. , 2004)

2.3.4. Pendientes de Cauces Naturales

En la hidráulica de canales existen dos pendientes principales: la pendiente del fondo y la pendiente de fricción que corresponde a la línea de energía.

Figura 2.2. Pendientes en Canales Abiertos



Fuente: (Chow V. , 2004)

En canales no prismáticos, la pendiente del fondo puede variar muy rápidamente en distancias cortas, sin embargo la pendiente de la línea de energía no tiene saltos tan pronunciados y se puede calcular con la siguiente fórmula:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$Sf = \frac{hf}{x}$$

Donde:

Sf = Pendiente de la línea de energía (m/m)

Hf = Pérdida de energía entre 2 puntos (m)

X = Distancia entre los 2 puntos (m)

La pérdida de energía consiste en una pérdida por fricción entre las líneas de flujo y las paredes del canal, adicionalmente también se presentan pérdidas por contracciones y expansiones propias de los canales no prismáticos (Chow V. , 2004).

2.3.5. Flujo Sub crítico, crítico y súper crítico

Un flujo puede clasificarse como sub crítico o súper crítico comparando la relación de inercia y fuerzas gravitacionales en una estación. Las fuerzas inerciales están caracterizadas por el término de velocidad y la fuerza gravitacional está representada por el término g*D.

Esta relación es el número de Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

Donde:

Fr = Número de Froude

V = Velocidad promedio (m/s)

G = constante gravitacional (9.81 m/s2)

D = Profundidad Hidráulica (m)

Cuando Fr > 1, el flujo es súper crítico y las fuerzas de inercia dominan. Como resultado la velocidad del canal es alta y el tirante es bajo, este es un flujo rápido.

Cuando Fr < 1, el flujo es sub crítico y las fuerzas gravitacionales dominan. Este tipo de flujo es asociado a velocidades bajas y tirantes altos. Estos son flujos calmados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para la relación Fr = 1, el flujo y el tirante son llamados críticos. El flujo crítico es la condición de transición, donde no domina ni la fuerza gravitacional ni la fuerza inercial (Chow V. , 2004).

2.3.6. Flujo a través de Compuertas

El flujo a través del orificio formado entre el labio inferior de la compuerta y el fondo del canal puede considerarse bidimensional. Nótese que la descarga supercrítica bajo la compuerta reduce progresivamente su profundidad a lo largo de una corta distancia, l, aguas abajo, hasta una sección en donde la contracción del chorro es completa, llamada vena contracta (Marbello Pérez, 2008).

La ecuación con la que podemos encontrar el caudal con los tirantes en una compuerta es la siguiente:

$$Q = Cd * a * B * \sqrt{2gy1}$$

En donde:

Y1 = Tirante antes de la compuerta

G = Constante gravitacional (9.81 m/s2)

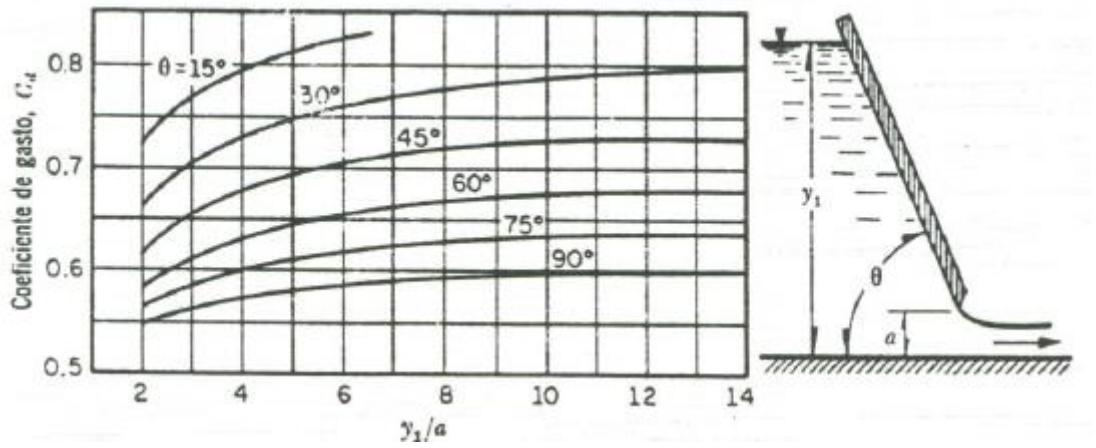
A = Abertura de compuerta

B = Ancho de canal

Cd = Coeficiente de Descarga

Todos los datos son tomados en campo excepto Cd que es tomado por ábacos que es el siguiente:

Figura 2.3. Ábaco del Coeficiente de Descarga



Fuente: (Marbello Pérez, 2008)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

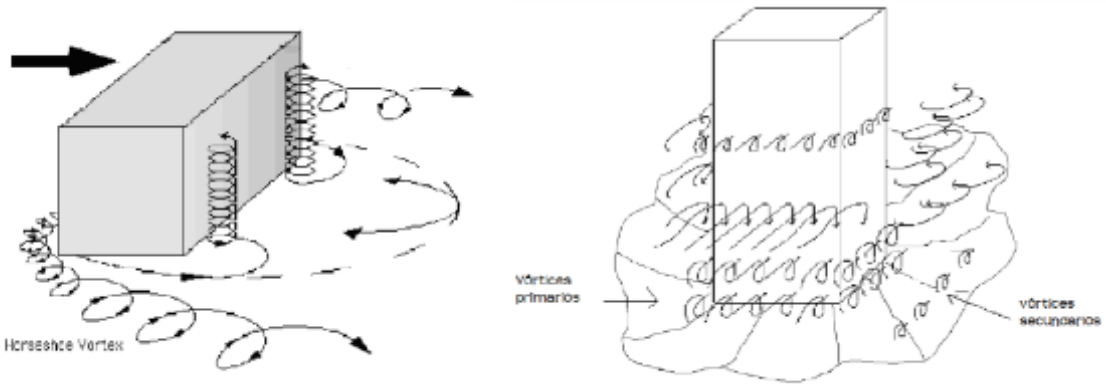
2.4. Aspectos Relacionados a la Socavación

2.4.1. Proceso de Erosión

"La geometría del foso de erosión es realmente muy importante ya que es el elemento clave para comprender los fenómenos que ocurren durante el proceso de erosión.

Cuando cualquier estructura se sitúa en medio de una corriente de agua, se genera un fenómeno en tres dimensiones debido a la presencia del obstáculo. En el caso de una pila se ha visto que ocurre lo siguiente: El flujo se acelera alrededor de ésta, de manera que el gradiente de velocidad vertical del flujo se transforma en un gradiente de presión en la parte donde impacta directamente sobre la estructura. Este gradiente de presión provoca una corriente vertical hacia abajo que impacta en el lecho, en la base de la pila, donde se forma un vórtice que arrastra el material del lecho alrededor y aguas abajo de la estructura. Éste es el llamado vórtice de herradura, conocido por este nombre debido a la forma que adquiere cuando se observa desde encima" (Bermúdez Badia, 2010).

Figura 2.3. Proceso de Erosión por el Flujo para Pilares



Fuente: (Bermúdez Badia, 2010)

El flujo al momento de entrar en contacto con el pilar, por el mismo obstáculo que este representa se forma vórtices que son los causantes del fenómeno de socavación.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.4.2. Transporte del Sedimento

El transporte de sedimento se clasifica en dos grupos: por suspensión o por arrastre. En la presente tesis nos centramos en el segundo caso ya que este transporte determina la morfología de la fosa de erosión y sedimentación. Para que se dé este caso tenemos que definir algunos parámetros teniendo en cuenta la granulometría de nuestro lecho y la geometría del canal y pilar a estudiar (Bermúdez Badia, 2010).

Al ser la socavación un fenómeno de erosión, se puede distingue una primera etapa de desprendimiento de las partículas del lecho, seguida de una etapa de transporte y, finalmente, una etapa de sedimentación. Para que se desarrolle la primera etapa de desprendimiento todo material, incluido las rocas, de acuerdo con estudios experimentales debe tener una velocidad crítica o erosiva a partir de la cual la fuerza cortante que aporta el flujo sobre estas partículas generarán desprendimiento o movimiento (Rodríguez Díaz, 2010).

Al tener esta condición se presentan 2 tipos de flujo para el análisis de socavación que son los siguientes:

- Socavación de Aguas Claras

  En este tipo de socavación la velocidad del flujo no supera la velocidad erosiva del suelo del cauce, como lo indica su nombre no hay desprendimiento de material por el flujo en una sección previa a la del pilar por lo que esta socavación es máxima ya que solo se presenta la evacuación de partículas más no su reposición.

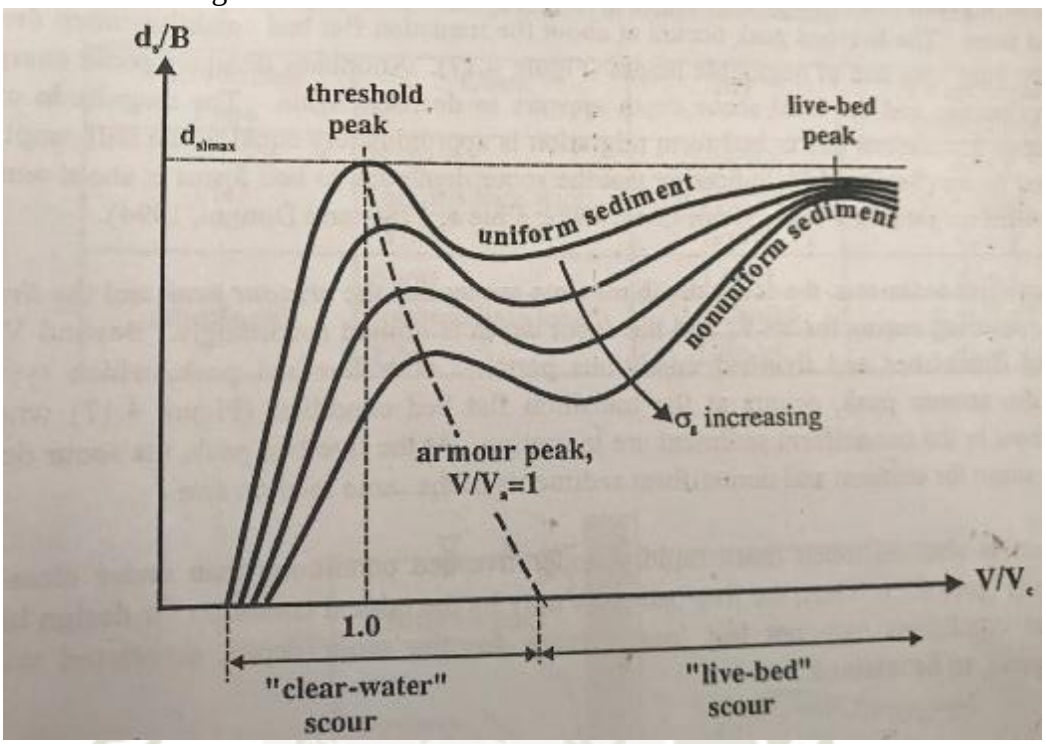
- Socavación con Lecho Vivo

  Cuando la velocidad del flujo supera la velocidad erosiva del suelo, se presenta socavación por lecho vivo el cual tiene un crecimiento uniforme hasta que llega a un pico el cual ya no es superado, el comportamiento es asintótico. Este pico es menor que el alcanzado por la socavación de aguas claras (Coleman, 2000).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 2.4. Velocidad vs Profundidad de Socavación



Fuente: (Coleman, 2000)

2.4.3. Tipos de Socavación

Adicional a la distinción previa de la socavación analizada en el título anterior, se debe comentar que la socavación puede ser analizada según el objeto afectado o según su ubicación. Los tipos de socavación a estudiar en el presente proyecto de tesis son los siguientes:

- Socavación General

  La socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido de la corriente, a consecuencia del aumento de la velocidad (Rodríguez Díaz, 2010).

  Así mismo esta socavación se puede dividir en dos tipos de socavación, socavación general analizada a corto plazo cuando es analizada durante el desarrollo de una avenida o un conjunto de avenidas y la socavación general analizada a largo plazo cuando es analizada durante varios años, esto normalmente se da cuando se analizan ríos que tienen un caudal base constante (Coleman, 2000).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

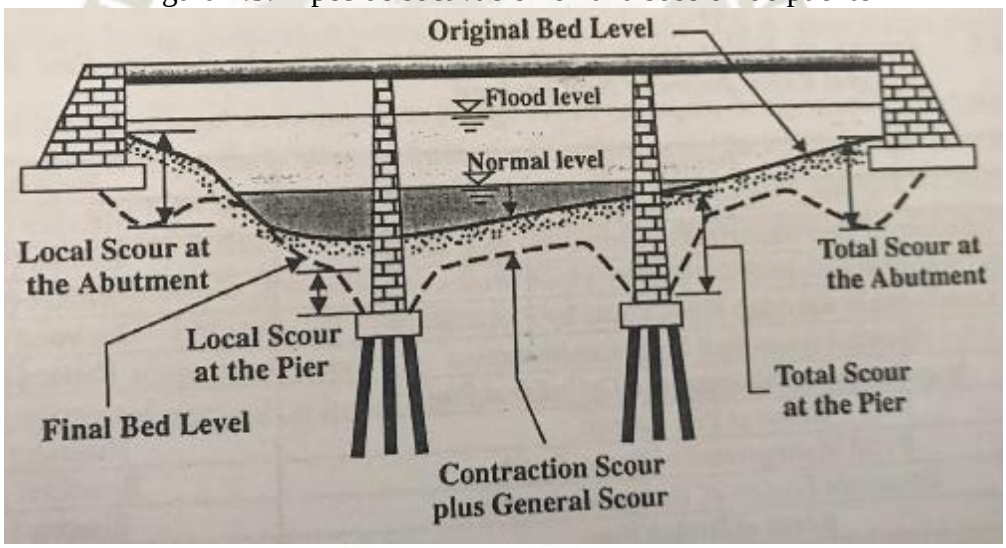
- Socavación Local

  Este tipo de socavación se puede dar en pilares como en estribos de puentes, se debe conocer las características del cauce y del flujo, el cálculo de esto representa el descenso del lecho adyacente a la estructura, medido desde el fondo del cauce luego de producirse los demás tipos de socavación posibles, excepto cuando la teoría de la socavación local defina expresamente los parámetros de cálculo (Rodríguez Díaz, 2010).

- Socavación por Contracción o Transversal

  Este tipo de socavación es el descenso del fondo del cauce de un río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido al incremento de la velocidad de la corriente en esa zona cuando se construyen obras hidráulicas dentro del cauce de un río.

Figura 2.5. Tipos de socavación en una sección de puente



Fuente: (Coleman, 2000)

2.4.4. Factores Influyentes para la Socavación Local

Para el estudio y análisis de la socavación local es necesario conocer la incidencia de cada una de sus variables.

2.4.4.1. Velocidad

El desarrollo de la socavación es directamente proporcional a la velocidad, como este es directamente proporcional al caudal. Según las condiciones explicadas en los títulos anteriores, según esta variable depende si el análisis

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

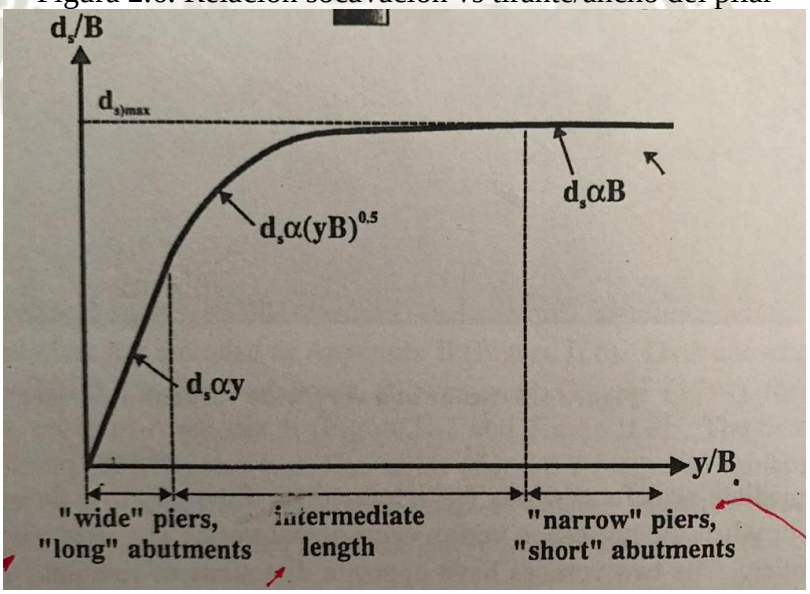
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

se hace en condiciones de aguas claras o en condiciones de lecho vivo (Coleman, 2000).

2.4.4.2. Tirante y Ancho del Pilar

Según aumenta el caudal que escurre a través del puente la velocidad y el tirante van variando según el tiempo. La socavación es directamente proporcional al tirante del flujo y está estrictamente relacionado con el ancho del pilar analizado, ya que según el avance del tirante puede ser dominante el ancho del pilar o el mismo tirante. Esto debido a que cuando el flujo aporta un tirante pequeño ($b/y<0.7$) los remolinos generados dependen directamente el tirante del flujo, sin embargo cuando el flujo aporta un tirante mayor ($b/y>5$) la socavación depende directamente del ancho del pilar. Cuando se tienen valores intermedios se debe hacer un estudio considerando ambas variables (Coleman, 2000).

Figura 2.6. Relación socavación vs tirante/ancho del pilar



Fuente: (Coleman, 2000)

2.4.4.3. Sedimento

Es importante conocer la curva granulométrica y la estratificación del suelo en donde está cimentado el puente en estudio, ya que depende de esto las consideraciones a tomar.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

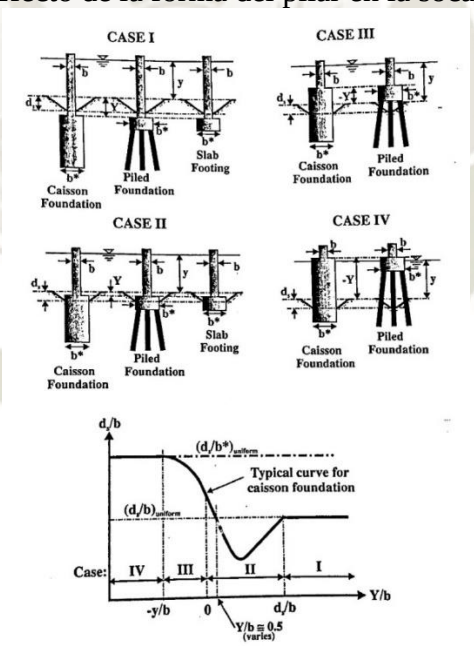
Lo principal a rescatar aquí es el estudio que se puede realizar respecto a las velocidades críticas que se tienen por deciles según la curva granulométrica y comparar estas velocidades con las velocidades obtenidas en las avenidas más frecuentes en los puentes en estudio (Coleman, 2000).

2.4.4.4. Forma

La forma del pilar es un punto crucial en el análisis de la socavación de un puente. Como ya se explicó anteriormente, la socavación es directamente proporcional al ancho del pilar. Es por esto que al momento de la ingeniería de los puentes se debe tener en cuenta en donde será cimentado este y bajo qué condiciones para poder tomar decisiones acertadas acerca de la forma y dimensiones del pilar.

Según la forma del pilar y según el avance de la socavación general se pueden presentar hasta 4 casos en el análisis de socavación.

Figura 2.7. Efecto de la forma del pilar en la socavación local



Fuente: (Coleman, 2000)

- Zona 1

  Cuando el nivel del lecho se encuentra coincidente con el ancho del pilar, la socavación es menor.

- Zona 2

  Cuando el nivel de la socavación general hace que el nivel del lecho coincida con el tope de la zapata, la socavación es mínima ya que la

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

transición entre ambos elementos genera una barrera para el desarrollo vertical de los vórtices formados por el flujo del agua.

- Zona 3 y 4

  Cuando el nivel del lecho se encuentra al mismo nivel que la zapata la socavación empieza a aumentar hasta llegar a su máximo por tener un obstáculo mayor en el desarrollo de su escorrentía.

  En este caso se realizó el análisis para un pilar cimentado sobre una zapata, esto funcionaría de la misma manera siendo un pilar hincado con el ancho variable (Coleman, 2000).

2.4.4.5. Tiempo

El desarrollo de la socavación es asintótico. Cuando llega a su punto máximo, permanece en ese punto hasta que alguna de las variables cambia a lo largo del tiempo (Coleman, 2000).

Bajo condiciones de flujo constante, la socavación máxima se puede encontrar en horas para las arenas y gravas, para materiales cohesivos en días, para rocas sedimentadas en meses o años y para rocas conformadas en siglos. Lo que muestra la importante relación entre el tiempo y el tipo de suelo a utilizar (L.A. Arneson, 2012).

2.5. Aspectos Relacionados al Modelamiento Hidráulico

2.5.1. Modelo Hidráulico Físico

"Es la simulación física de un fenómeno hidráulico, que ocurre en relación con una obra de ingeniería, en un sistema semejante simplificado que permite observarlo y controlarlo con facilidad, además confirmar la validez del diseño de la obra, optimizarla o tomar nota de los efectos colaterales, que deberán ser considerados durante la operación de la misma" (Palacios, 2013).

Los modelos físicos se pueden clasificar en:

- Modelos Geométricamente Semejantes, son aquellos en donde se conserva la semejanza de todas las variables geométricas, existe un único factor de reducción o amplificación llamado escala.
- Modelos Geométricamente Distorsionados, son los modelos en donde se conserva la semejanza con el prototipo, pero los factores a usar para la

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

reducción o amplificación son distintos para diferentes dimensiones del mismo (Palacios, 2013).

2.5.2. Análisis Dimensional

El análisis dimensional no proveerá por sí mismo una solución completa a un problema, pero la solución parcial que proporciona, indicará que cualquiera que sea la forma de una relación desconocida que conecta las magnitudes implicadas, ciertas características de ésta son ineludibles.

Considerando una magnitud física a la propiedad medible de un elemento o conjunto físico, Cuando algo es medible lo hacemos en un sistema de referencia, pero este no tiene por qué ser único. Dentro de las magnitudes físicas existen una serie de magnitudes únicamente dependientes de sí mismas a las que llamaremos magnitudes fundamentales pudiendo el resto de las magnitudes expresarse en función de estas. A estas últimas las denominaremos magnitudes derivadas.

Las unidades fundamentales son las que, en cada problema, quieran tomarse como tales, y pueden estar formadas por cualquier conjunto de magnitudes físicas independientes entre sí (Palacios, 2013).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5.3. Teorema de Buckingham-Pi

Sean q1, q2, q3,… qn las n magnitudes físicas relevantes del problema a estudio y que se relacionan entre sí mediante un conjunto conocido de ecuaciones homogéneas. Esta relación puede expresarse de la forma:

$F(q1, q2, q3, \dots, qn) = 0$; De forma equivalente $q1 = f(q2, q3, \dots, qn)$

Si el sistema formado por las n variables tiene dimensión k, existe, al menos, un conjunto k de variables independientes, y el resto de variables dado por j =n-k puede expresarse en función de una serie de j monomios adimensionales. En este caso, la relación funcional mencionada líneas arriba puede expresarse de una forma más compacta. Reemplazando las variables por los monomios encontrados.

Téngase en cuenta que el sistema formado por las k variables independientes no tiene por qué ser único, aunque si debe cumplir la condición de independencia lineal entre ellas (Palacios, 2013). El procedimiento a seguir para la práctica del teorema:

- Identificar todas las magnitudes físicas existentes en el modelo.
- Elegir las magnitudes físicas más relevantes en función de aquellos aspectos que se quieren analizar en el modelo.
- Expresar las n magnitudes físicas del problema en función del conjunto de variables fundamentales.
- Seleccionar dentro de las magnitudes físicas más relevantes, el conjunto linealmente independientes de dimensión de k sobre el que se expresarán las demás (j=n-k) variables como monomios adimensionales.
- Calcular los monomios adimensionales y comprobar posibles errores.
- Expresar los monomios en función de la magnitud que se ha considerado como relevante.
- Realizar una interpretación física del resultado.
- Asegurarse de la independencia de cada uno de los monomios.
- Finalmente, comparar los resultados de los distintos ensayos (Palacios, 2013).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5.4. Similitud en Modelos Físicos

Para comprobar que el modelo represente adecuadamente las condiciones reales se deben comprobar que exista la similitud geométrica, cinemática y dinámica.

2.5.4.1. Similitud Geométrica

Esta similitud es independiente de la clase de movimiento y contempla sólo similitud en la forma. La propiedad característica de los sistemas geométricamente similares, ya sea figuras planas, cuerpos sólidos o modelos de flujo, es que la relación de cualquier longitud en el modelo con respecto a la longitud correspondiente en el prototipo, es en todas partes igual.

La similitud geométrica es quizá el requisito más obvio en un sistema modelo proyectado para corresponder a un sistema prototipo dado. Sin embargo, la similitud geométrica perfecta no siempre es fácil de obtener. No sólo debería ser la forma general del modelo geométricamente similar a la del prototipo, sino que también deberían ser geométricamente similares las inevitables rugosidades de la superficie (Palacios, 2013).

2.5.4.2. Similitud Cinemática

La similitud cinemática implica similitud en el movimiento. Esto implica similitud de longitud (esto es similitud geométrica) y en adición similitud de intervalos de tiempo. Entonces, ya que las longitudes correspondientes se encuentran en una relación fija, las velocidades de las partículas correspondientes deben estar en una relación fija de magnitudes de tiempos correspondientes.

Cuando los movimientos de los fluidos son cinemáticamente similares, los patrones formados por líneas de corriente son geométricamente similares en los tiempos correspondientes. Ya que los límites consisten de líneas de corriente, los flujos cinemáticamente similares sólo son posibles a través de límites geométricamente similares. No obstante esta condición no es suficiente para asegurar la similitud geométrica, a cierta distancia a partir de los límites, de los patrones de líneas de corriente por tanto los límites geométricos similares no es necesario que impliquen flujos similares de manera cinemática (Palacios, 2013).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.5.4.3. Similitud Dinámica

La similitud dinámica entre dos sistemas geométrica y cinemáticamente similares, requiere que la razón de todas las fuerzas homólogas (incluyendo la fuerza de inercia) en los dos sistemas sea la misma.

Pero no todas estas relaciones pueden considerarse como independientes debiendo determinarse algunas de ellas una vez establecidas las demás. Así tenemos fuerzas que actúan en forma mínima comparada con la fuerza actuante predominante y otras fuerzas no actúan según el caso que se esté tratando. Los problemas de obras hidráulicas y de ingeniería fluvial gobernados por flujo libre son dominados por las fuerzas de gravedad. La ley de semejanza en este caso, llamada semejanza de Froude, garantiza que esta fuerza en su proporción con la resultante, se reproduzca correctamente en el modelo (Palacios, 2013).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 3

3. Descripción de la Zona de Estudio

3.1. Caracterización de la Cuenca del río Siguas

3.1.1. Ubicación de la Cuenca del río Siguas

La cuenca del río Siguas, es parte integrante de la cuenca del río Quilca, ubicada en su lado derecho, se desarrolla en el flanco oeste de la cordillera occidental de los andes peruanos, los cauces más extremos nacen en los nevados (volcanes) Ampato y Sabancaya, a una altitud de entre 5400 y 6100 m.s.n.m., cuyo drenaje se manifiesta en un conjunto de cauces naturales, quebradas y ríos.

La cuenca del Siguas limita tanto al norte, noreste y oeste, con la cuenca hidrográfica del río Colca, al sureste con la cuenca del río Yura, afluente del río Uchumayo – Vítor y al Sur con la cuenca del río Vítor. La confluencia de los ríos Siguas y Vítor en el extremo sur (fuera del área de estudio), da lugar al río Quilca, el cual mediante un recorrido de corta distancia confluye finalmente a la Hoya Hidrográfica del Océano Pacífico.

La altitud de la subcuenca se encuentra entre los 1300 y 5500 m.s.n.m., esto se detallará de mejor manera en el capítulo 5.

Políticamente, la cuenca del río Siguas está ubicada en la jurisdicción de la provincia de Caylloma, departamento y región Arequipa, cuyas coordenadas geográficas extremas que delimitan al área son: 71º39’01” - 72º07’07” de longitud oeste y 15º43’00” - 16º11’04” de latitud sur y, para la zona de captación en el cauce del río Siguas es: 72º01’02” longitud oeste y 16º11’04” latitud sur (Comunicaciones, Estudio de Hidrología y Drenaje de la Cuenca del Río Quilca, 2012).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 2.1. Cuencas Hidrográficas de Arequipa – Cuenca del Río Quilca

Fuente: Gobierno Regional de Arequipa – "Cuencas Hidrográficas Arequipa"

3.1.2. Características Hidrográficas

La cuenca del río Siguas, es parte de la hidrografía de la cuenca del río Quilca. El río Siguas al unirse con el río Vítor forma el río Quilca, que desemboca al Océano Pacifico. El río Siguas se forma al confluir los ríos Lluta y Lihualla, teniendo como fuentes de alimentación los deshielos de los nevados Ampato y Sabancaya y parte del Hualca Hualca y Ananta y además, las precipitaciones pluviales de las partes altas de las cuencas.

En esta superficie se desarrolla un conjunto de drenes naturales, como quebradas, ríos, entre otras, que están agrupados en cuatro franjas de escorrentía superficial, dos en el lado izquierdo y otros dos en el lado derecho con respecto al nevado Ampato.

El río La Mina – Lluta tiene su origen en el lado norte del nevado Ampato, aproximadamente a una altitud de 5200 m.s.n.m., sigue un curso orientado de norte a sur, una longitud estimado de 51,80 km hasta la confluencia con el río Huasamayo, con un desnivel de 3800 m, una pendiente de 7 % aproximadamente, de régimen hidrológico perenne, alimentado por numerosas vertientes provenientes de los deshielos del nevado Ampato. Presentándose en

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

su relieve morfológico, hasta el sector de Toroya, una mayor intensidad de drenaje. Desarrollando un sistema en forma de árbol respecto a sus tributarios.

El río Seraj – Tarucani ubicado más hacia el Norte, nace a una altitud aproximada de 5 200 m.s.n.m., flanco norte del nevado Sabancaya y sur del otro nevado contiguo Hualca Hualca. Se orienta de este a oeste hasta la altura del cerro Pucapunta, con drenaje pobre y sistema subparalelo por encontrarse en la altiplanicie. Luego se encajona hasta el sector de Ichocollo confluencia con el río Huasamayo, con orientación de norte a sur, en este tramo existe una buena densidad de drenaje desarrollando un sistema dendrítico - rectangular, de régimen permanente alimentado por los flujos subterráneos que vierte en sus nacientes provenientes del deshielo de los nevados Hualcahualca y Sabancaya. La longitud de este río es de 34 km, un desnivel de 2200 m hasta la confluencia con el río La Mina.

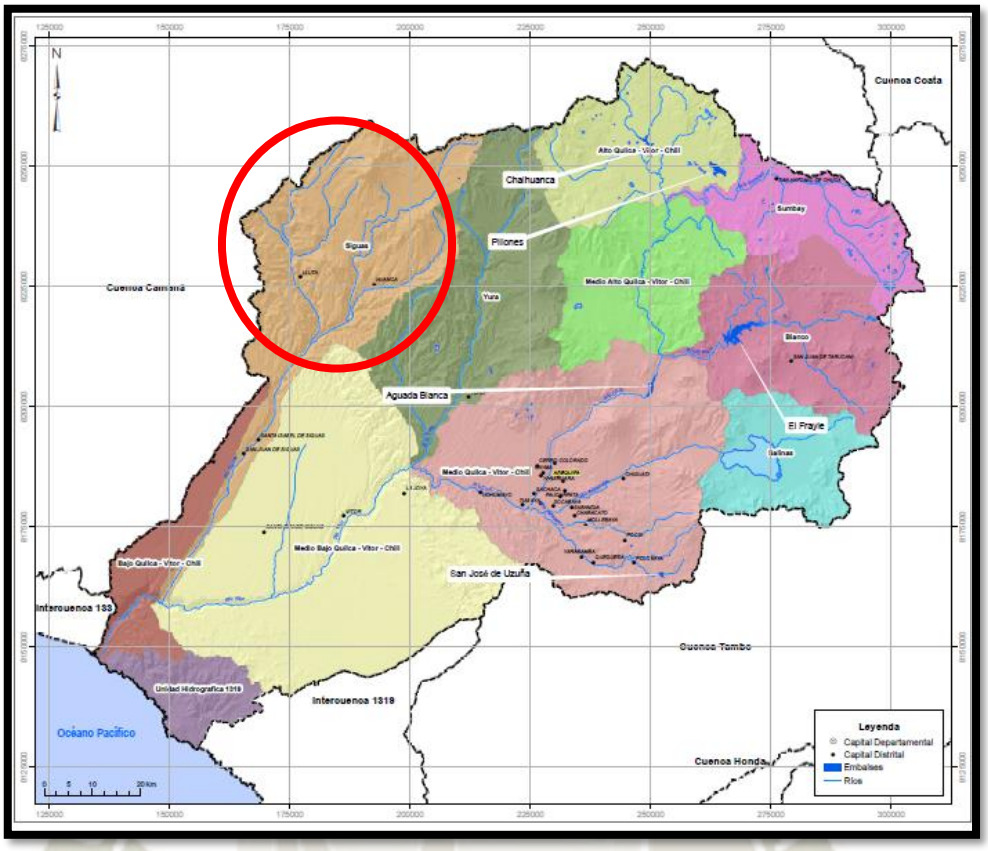
Desde la confluencia de ambos cursos continúa encajonado con una orientación general de norte a sur y denominaciones como Lluta o Huasamayo al que entrega sus aguas el Proyecto Majes proveniente del lado oeste, tiene una longitud de 38 km y un desnivel de 1 000 m, con pendiente de 5,50 % aproximadamente, hasta confluir con el río Siguas; en este tramo y sólo en la margen derecha es nítido el desarrollo del drenaje denso en el sistema dendrítico, mientras la margen izquierda carece de drenaje.

El río Pichirijma es de mayor longitud y está ubicado en la parte central, con respecto al nevado Ampato Nace en las Pampas de Huanohuara del extremo este, a una altitud cercana a los 4800 m.s.n.m., se orienta de este al suroeste en curso sinuoso y encajonado (profundo), hasta confluir con el río Lihualla del lado izquierdo. Tiene una longitud de 39 km, un desnivel de 2810 m y una pendiente de 4 % aproximadamente. El drenaje desarrollado en esta microcuenca es ralo y, sólo en la margen derecha, parte alta, sectores de Moca y Cuñirca presenta un sistema de drenaje subparalelo respecto al colector principal.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 2.2. Cuenca Hidrográfica Quilca – Subuenca Siguas



Fuente: Autoridad Nacional del Agua – "Plan de Gestión de Recursos Hídricos de la Cuenca Quilca"

El río Lihualla está ubicado en el extremo sureste del área, al norte de Tacra, cerca de la divisoria de las aguas con la cuenca del río Yura a una altitud de 4800 m.s.n.m. Se orienta hacia el suroeste en curso sinuoso profundo, en valle abierto pasando por varias localidades entre las principales Huanca y Murco. Conformado por un conjunto de ríos pequeños como: Colquemarca, Huaypune, Quellocancha, Jaruma, Huaycco, Condori, Chaquimayo, entre otras, todos confluyen al río Lihualla, constituyéndose como colector principal localmente, cuyo recorrido tiene una longitud de 33,80 km hasta la confluencia con el río Pichirijma. Tiene un desnivel de 1400 m y una pendiente de 5,20 % aproximadamente. Este río es de régimen hidrológico permanente alimentado por los deshielos del nevado Ampato, variando su caudal según las estaciones hidroclimáticas de la región. El drenaje es denso y uniforme en ambos márgenes con desarrollo del sistema subparalelo y dendrítico.

La confluencia de los ríos Pichirijma y Lihualla al sur de la localidad de Murco, a una altitud aproximada de 2000 m.s.n.m., dan origen al denominado río Siguas,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

que sigue un curso sinuoso, encañonado y profundo hacia el suroeste hasta confluir con río Lluta en la cota de 1990 m.s.n.m., tiene una longitud de 15,10 km, un desnivel de 665 m y una pendiente aproximada de 5,20 % (Comunicaciones, Estudio de Hidrología y Drenaje de la Cuenca del Río Quilca, 2012).

3.1.3. Accesibilidad

El acceso a la subcuenca Alto Siguas que comprende los sectores de Huanca, Taya y LLuta, es a través de una vía asfaltada en su tramo inicial (aproximadamente de 35 km), que parte de Arequipa pasando por los baños La Calera en Yura hasta llegar a los poblados antes indicados y, la parte alta de Lluta (Querque), también es accesible desde la irrigación Majes.

El acceso a la parte baja que comprende la subcuenca del bajo Siguas a una altitud comprendida entre los 1200 a 1500 m.s.n.m., es a través de la carretera Panamericana Sur en la progresiva 930+000 (Comunicaciones, Estudio de Hidrología y Drenaje de la Cuenca del Río Quilca, 2012).

3.1.4. Características Climáticas

La temperatura es el elemento meteorológico cuyas variaciones están más ligadas al factor altitudinal. En el presente caso, el clima experimenta variaciones que van desde el tipo semi-cálido a sub-tropical (14.30°C en Siguas a 1300 m.s.n.m) hasta el tipo frío (-1.0°C cerca a los nevados).

La humedad relativa que se tiene en la estación disponible indica un 60% en la zona más cercana al litoral.

La precipitación media en la cuenca es de 50 mm, pero el dato varía considerablemente a lo largo de toda la cuenca. Teniendo en cuenta la escasa precipitación en la zonas entre los 1000 a 2000 m.s.n.m, y el aumento de precipitaciones hasta los 5500 m.s.n.m (ANA, 2008).

3.1.5. Características Socio-Económicas

El agua proveniente del río Siguas se deriva para diversos fines, entre ellos está la actividad agrícola, la energética, la poblacional.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Uso Poblacional

El uso poblacional puede estar administrado por municipalidades o juntas administradoras de agua potable dependiendo de la zona en donde se esté analizando la demanda hídrica. Se presenta la siguiente tabla con los datos del uso poblacional del agua del río Siguas.

Tabla 2.1 Uso poblacional del agua del río Siguas

Uso Poblacional del Agua del río Siguas			
Unidad de Demanda	Población (Hab.)	Demanda Hídrica (MMC/año)	Derecho Otorgado (MMC/año)
El Pedregal (Majes)	35041	1.918	1.804
Santa Rita de Siguas	4823	0.264	0.473
San Juan de Siguas	1370	0.075	0.189
Santa Isabel de Siguas	1238	0.068	0.095
Huanca	1656	0.073	0.000
Lluta	1341	0.059	0.000

Fuente: Elaboración Propia

- Uso Energético

El agua del río Siguas, aporta a la generación eléctrica en las siguientes centrales hidroeléctricas.

Es necesario aclarar que el uso que las empresas dan a este recurso es un uso no consuntivo por lo que el caudal que recogen del río Siguas, lo devuelven.

Tabla 2.2. Centrales Hidroeléctricas en la cuenca del río Siguas

Centrales Hidroeléctricas en la Cuenca del Río Siguas			
Usuario	Captación	Pot. Instalada (MW)	Licencia (m3/s)
GEPSA- CH La Joya	Pampa de Majes	9.60	3.00
SEAL - CH Lluta	Río Huarca Mocco	N/D	0.08
SEAL - CH Huanca	Río Puente	N/D	0.12
SEAL - CH Siguas I	Río Siguas	0.92	1.40

Fuente: Elaboración Propia

- Uso Agrario

El uso agrario de la cuenca del Siguas se concentra en torno de las siguientes juntas de usuarios:

- La junta de usuarios de Santa Rita de Siguas
- La junta de usuarios Ampato-Siguas-Quilca

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- La junta de usuarios de la Pampa de Majes

La cuenca del río Siguas la podemos dividir en 3 subcuencas, subcuenca Alto siguas, subcuenca Bajo Siguas y la Irrigación de Santa Rita de Siguas. En el siguiente cuadro se observa los principales cultivos sembrados en estas subcuencas.

En el recorrido del río Siguas y de su valle existe una serie de obras de captación de agua, en su mayoría bocatomas rústicas. Existen 34 bocatomas, de las cuales solo 6 son de concreto armado. Además, existen 42 canales con toma directa del río y un canal que se inicia en el manantial Ocurunga (ANA, 2008).

Tabla 2.3 Cultivos típicos de la cuenca del río Siguas

Principales Cultivos Típicos de la Cuenca del Siguas					
Subcuenca Alto Siguas		Subcuenca Bajo Siguas		Irrigación Santa Rita de Siguas	
Huanta, Taya, Lluta, Querque		Valle de Siguas			
Cultivo	%	Cultivo	%	Cultivo	%
Alfalfa	44.00	Alfalfa	70.00	Alfalfa	42.90
Papa	10.00	Frutales	4.40	Frutales	2.60
Maíz	25.00	Papa	4.80	Papa	4.60
Amiláceo	1.00	Maíz Chala	10.00	Maíz Chala	13.70
Habas	10.00	Ajo	5.00	Ajo	3.40
Cebada	10.00	Cebolla	3.80	Cebolla	3.40
		Zapallo	2.00	Marisol	3.90
				Tuna	11.90
				Ají Paprika	13.60

Fuente: Elaboración Propia

La junta de usuarios Ampato-Siguas-Quilca, en el que comprende el área del valle de Siguas, proporcionó la siguiente información de las bocatomas de concreto.

De la información, se puede observar que los caudales requeridos en cada caso no son caudales considerables respecto al caudal base que escurre a través del río Siguas (ANA, Formulación de los Planes Participativos de Gestión de Recursos Hídricos en Cuencas Piloto, 2008).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 2.4 Estructuras Hidráulicas Inventariadas de la cuenca del río Siguas

Estructuras Hidráulicas Inventariadas en el río Siguas	
Bocatoma	Caudal de Diseño (m3/s)
Bocatoma Lluclla Alta	0.40
Bocatoma Pie de Cuesta	0.20
Bocatoma Betancourt	0.30
Bocatoma Ranchería	0.12
Bocatoma La Quebrada	0.40
Bocatoma Quilcapampa	0.70
Canal de Riego Pitay	0.12
Canal de Riego Sondor	0.28
Canal de Riego Santa Isabel	0.10
Canal de Riego San Juan	0.10
Caudal Total	**2.72**

Fuente: Elaboración Propia

Para mejor información de la distribución del agua del río Siguas para el uso agrícola, observar el Esquema de Usos del Agua del río Siguas en los Anexos.

3.1.6. Características Geológicas y del Suelo

En el área de la cuenca del río Siguas se exponen una variedad de unidades litológicas de naturaleza tanto sedimentaria, ígnea, metamórfica y de depósitos superficiales, con edades que varían desde el Precámbrico hasta el Cuaternario reciente (IGM, 1997).

Para la caracterización de los suelos de la cuenca del río Siguas, dividiremos la cuenca en 3 subcuencas, Alto Siguas, Bajo Siguas y la Irrigación Santa Rita de Síguas.

En la subcuenca Alto Siguas, los suelos se encuentran distribuidos en laderas y planicies. Presentan relieves topográficos ligeramente inclinados (2-10 %). Corresponde a los sectores de Huanca, Taya y Lluta. Son tramos de suelos mayoritariamente superficiales, poco profundos. Gradualmente han ido perdiendo su capa arable debido a su sistema de riego, la erosión ocasionada por las lluvias y topografía. Presenta ligera pedregosidad en la superficie y en su perfil. Retentivo de humedad. Buen contenido de materia orgánica. No presenta problemas de drenaje y salinidad.

En la subcuenca Bajo Siguas, contiene suelos predominantemente franco-arenosos. Se ubican en terrenos cuyas pendientes fluctúan de 0 a 5 % (moderadamente a fuertemente inclinada). Contenido de materia orgánica, alto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Los suelos ubicados en las partes bajas y colindantes con el río presentan problemas de drenaje y salinidad. Vienen siendo degradados por las filtraciones provenientes de la Irrigación Majes [actualmente gran parte de los predios, abandonados]. Sectores afectados: Capellania, Sarzal, Yungas, San Juan de Siguas, Pachaqui, La Ramada, La Cornejo entre otros. En las áreas con problemas de drenaje y salinidad sólo crecen pastos naturales

En la Irrigación Santa Rita de Siguas, comprende los suelos desarrollados sobre una llanura aluvial elevada, bajo un relieve topográfico plano o casi a nivel (1 a 2 %). Son de calidad agrológica regular [tienden a mejorar con el curso de los años de irrigación]. Los perfiles son de textura moderadamente gruesa. Se hallan totalmente libres de problemas de drenaje y salinidad (ANA, Diagnóstico de Problemas y Conflictos en la Gestión del Agua de la Cuenca Chili-Quilca, 2008).

3.1.7. Características Hidrológicas

En el esquema de usos del agua del río Siguas que se encuentra en los Anexos, se observa que en la cuenca del Siguas no se tiene ningún embalse que controle el escurrimiento. Sin embargo, el río Siguas recibe 34 m3/s de una derivación del río Colca-Siguas que está controlado por la represa Condoroma.

Además a lo largo del desarrollo del río Siguas, existen bocatomas y canales que extraen agua del río, entre estas las más importantes son:

- La toma Pitay, de la junta de usuarios de Pampa de Majes que extrae 20 m3/s. Parte de este caudal es usado por la planta de tratamiento en el Pedregal para el uso poblacional.
- La toma Santa Rita, de la junta de usuarios Santa Rita de Siguas que extrae 3 m3/s. Parte de este caudal es usado por la planta de tratamiento en el poblado de Santa Rita.
- También se tiene tomas más pequeñas y en su mayoría rusticas, como Huanca, Lluta, Pitay, Sondor, Santa Isabel, San Juan, entre otros, que su caudal no es tan grande como para tomarlos en cuenta por separado.

El río Siguas presenta un caudal base, que permanece perenne a lo largo del año obtenido por deshielos y agua subterránea, de aproximadamente 1.50 m3/s el cual es usado para el regadío de las zonas aledañas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Según lo descrito en el presente título, todos los usos consuntivos de los cuales el río Siguas es participe se cubren con el caudal base y con el caudal aportado por la represa Condoroma, por lo que para el análisis hidrológico a realizar no se tomarán en cuenta. Los datos a usar para la predicción de los caudales de diseño se obtendrán de un modelo de transformación de precipitación a escorrentía.

Se optó por el modelo de transformación de precipitación a escorrentía por la falta de estaciones hidrométricas en el río Siguas. Es así que según el análisis climático de la cuenca, que básicamente depende de las altitudes, se tomará estaciones pluviométricas representativas para el análisis hidrológico de la cuenca.

3.2. Caracterización del Puente Siguas

Para la descripción del puente Siguas, se solicitó información al Ministerio de Transportes y Comunicaciones el cual proporcionó una memoria descriptiva y planos del puente Siguas de un informe de mantenimiento rutinario, esta información se puede observar en los Anexos.

La información primordial que se necesita del puente para la realización de un análisis de socavación de sus pilares es la granulometría del terreno en donde fue cimentado y la geometría de los pilares del puente. La granulometría fue obtenida de una visita a campo y la geometría se obtuvo de informe proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

3.2.1. Ubicación del Puente Siguas

El puente Siguas está ubicado en la progresiva 925+025 de la Carretera Paramericana Sur, en la ruta 001-S, en el sector Camaná-Vitor, provincia de Arequipa, departamento y región de Arequipa.

Sus coordenadas geográficas son latitud -16.34° y longitud -72.12°.

3.2.2. Descripción del Puente Siguas

El puente Siguas es una estructura tipo reticulado metálico, conformado por tres tramos simplemente apoyados, con una longitud total de 113.00 m, construido en el año 1952, su estructura fue comprada a proveedores europeos después de la segunda guerra mundial. La superestructura está conformada por tres

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

reticulados tipo MAN. La brida inferior de ambos reticulados se encuentran unidas mediante vigas transversales, las que a su vez soportan la losa de concreto armado.

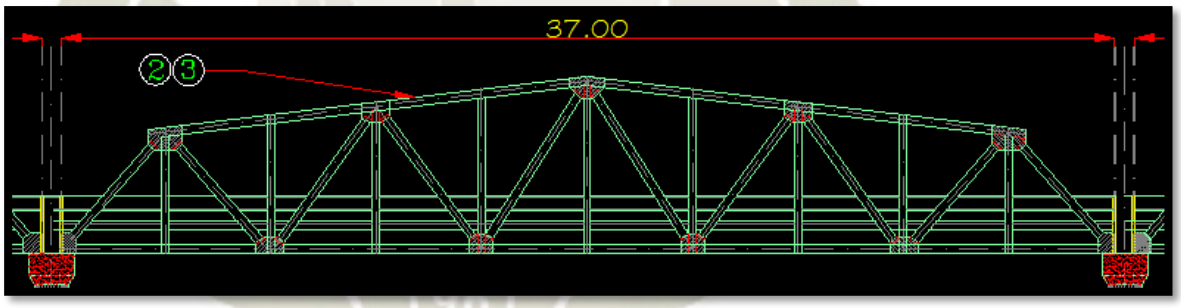
- Superestructura

  La superestructura muestra una longitud total de 113 m, que consta de 3 tramos en donde el tramo mayor es de 37 m.

  El puente es un conjunto de 3 armaduras metálicas de peralte variable, sin arriostramiento superior, con conexiones remachadas y sus estructuras simplemente apoyadas.

  El peralte de las armaduras es de 6.20 m en el centro de luz y 4.30 en los extremos, la distancia entre las vigas es de 9.70 m (entre armaduras). Además en el tablero se cuenta con una losa de concreto armado de 0.20 m de espesor con una carpeta asfáltica de 2 plgs.

Figura 2.3. Armadura central de la superestructura del puente Siguas



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Tiene un alineamiento recto, con un ancho de vía de 8 m contando con 0.45 m de vereda a cada lado de la vía.

- Subestructura

  La subestructura consta de pilares y estribos. Los estribos son de tipo gravedad de concreto simple de f'c=140 kg/cm2, de altura de 12.50 m medido desde la rasante hasta la cota de cimentación.

  Los pilares son de tipo tarjeta de concreto armado, conformados por dos columnas de sección circular de diámetro 1 m unidas mediante una pantalla de 0.30 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

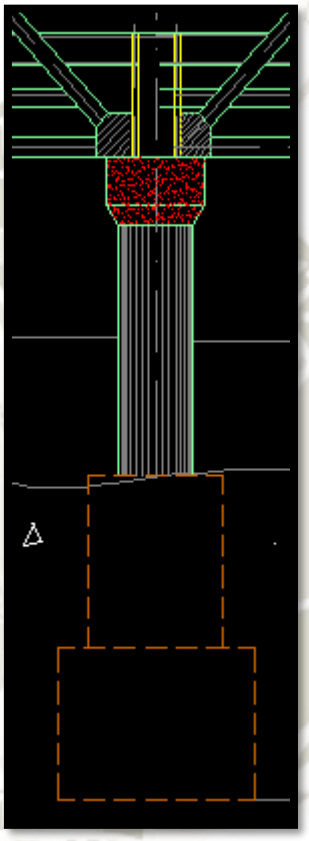
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La cimentación de los pilares y estribos son zapatas de concreto simple de geometría rectangular y de profundidad de 5 m.

En los Anexos, se adjunta la Memoria Descriptiva de Puente Siguas y el plano del Puente Siguas, proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Figura 2.4. Vista del pilar del puente Siguas



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

3.2.3. Estado Actual del Puente Siguas – Visita de Campo

Se realizó una visita de campo al puente Siguas con el objetivo de confirmar la geometría del puente Siguas, ver el estado de las estructuras, el estado de la socavación, obtener una muestra del suelo en donde fue cimentado el puente y obtener datos necesarios para parámetros hidráulicos a calcular.

En general la subestructura se encuentra en buen estado de conservación estructural, salvo el natural desgaste. Sin embargo, en la superestructura se observa que la losa del tablero presenta desgaste, fisuras y agujeros que afectan la estabilidad del tablero (Fotografía 2.2).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 2.1. Visita a campo Puente Siguas

Fuente: Elaboración Propia

En la fotografía 2.2, se observa las fisuras producto del colado del concreto durante la construcción de la losa, las cuales han sido resanadas. Se observa una falla del concreto de la losa de aproximadamente 0.50 m de diámetro en donde se observa el acero estructural por lo que se debe evaluar una demolición parcial de la losa o la ejecución de un resane a esta zona.

En la subestructura se observa que se han realizado trabajos para evitar la socavación local en los pilares del puente, se observa en la fotografía 2.3 que sobre la fundación de los pilares se construyeron 4 bloques de concreto ciclópeo, distribuidos 2 a cada lado del pilar separados 4 m aproximadamente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 2.2. Fallas en el tablero del Puente Siguas

Fuente: Elaboración Propia

Estos bloques tienen como dimensiones 2.20 m de largo, 1.20 m de ancho y 0.60 m de peralte.

Se conversó con las autoridades de la zona, las cuales indicaron que se realizaron esas obras por cuenta propia de las autoridades locales para prevenir el fenómeno de la socavación en avenidas en épocas de lluvias.

En el capítulo 7, 8 y 9 se analizará la eficiencia de esta medida adoptada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 2.3 Bloques construidos para evitar socavación

Fuente: Elaboración Propia

El estado de la socavación en los pilares y estribos muestra que las fundaciones de los pilares y estribos ya han sido descubiertas, además se observó un acorazamiento del lecho generalizado. Se observa que la zona por donde escurre el caudal base del río, se encuentra entre 1.50 a 2.00 m del tope de concreto de las fundaciones de los pilares, esto debido a la socavación general del lecho (Fotografía 2.4).

Se elaboró un panel fotográfico de la visita de campo, la cual se encuentra en los Anexos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fotografía 2.4. Cauce del río Siguas - Caudal base

Fuente: Elaboración Propia

3.2.4. Análisis de la Muestra de Suelo del Cauce del Río Siguas

Para la determinación de la profundidad de socavación en el lecho y en los pilares del puente Siguas es necesario conocer el peso específico del suelo y su granulometría. Por lo que en el terreno alrededor de los pilares se hizo una calicata de donde se extrajo 4 kg de suelo aproximadamente.

Los ensayos que se realizaron fueron, granulometría mecánica, contenido de humedad y peso específico.

- Granulometría

  El objetivo de realizar este ensayo es obtener la curva granulométrica de la muestra obtenida. Se siguió el siguiente procedimiento:

  - Se secó la muestra (5kg) durante 24 horas.
  - Por cuarteo se seleccionó una muestra de 2 kg.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Se ordenó los tamices de 2”, 1 ½”, 1”, ¾”, ½”, 3/8”, la malla nro.4, 10, 20, 60, 100, 200 y el fondo.
- Se pasó la muestra a través de los tamices. Se pesó el peso retenido en cada malla.
- Se elaboró la curva granulométrica y se calculó los índices principales.
- Se clasificó el tipo de suelo.

La tabla obtenida del procedimiento descrito es la siguiente:

Tabla 2.5. Curva granulométrica del Suelo Puente Siguas

Curva Granulométrica del Suelo Puente Siguas					
	Peso Muestra	2000		Variación Peso de Muestra	0.075%
Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (grf)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Pasante (%)	Abertura*Porcentaje Retenido
2"	50.800	0	0.0	100.0	0.0
1 1/2"	38.100	122.5	6.1	93.9	233.5
1"	25.400	201	10.1	83.8	255.5
3/4"	19.050	156.5	7.8	76.0	149.2
1/2"	12.700	173	8.7	67.3	109.9
3/8"	9.525	103.5	5.2	62.1	49.3
Nro. 4	4.750	228	11.4	50.7	54.2
Nro. 10	2.000	205.5	10.3	40.5	20.6
Nro.20	0.850	152.5	7.6	32.8	6.5
Nro.60	0.250	417	20.9	12.0	5.2
Nro.100	0.150	159	8.0	4.0	1.2
Nro.200	0.075	64.5	3.2	0.8	0.2
Fondo	0	15.5	0.8	0.0	
	Peso Total (grf)	1998.5		Diametro Medio (mm)	8.85

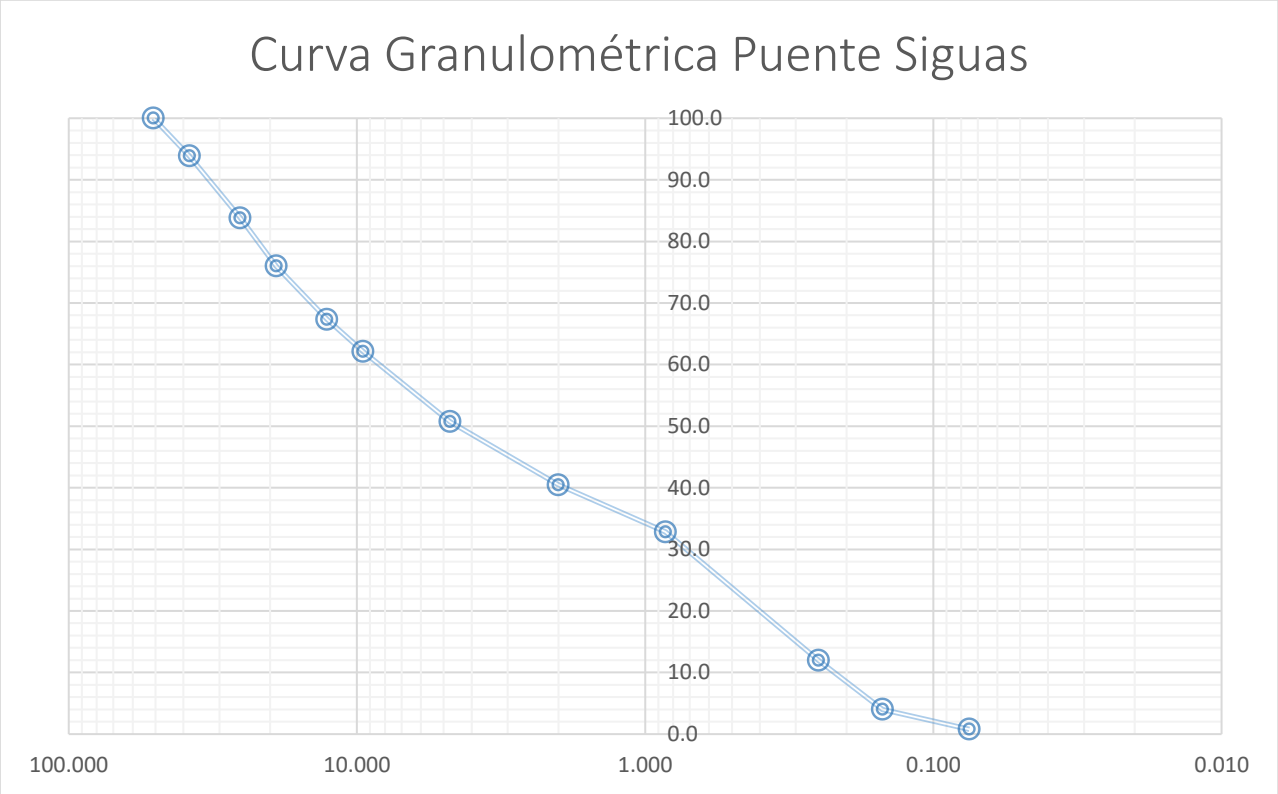
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 2.1 Curva granulométrica del Suelo Puente Siguas



Fuente: Elaboración Propia

De la curva obtenemos los percentiles granulométricos siguientes:

Tabla 2.6. Percentiles Granuométricos del suelo del Puente Siguas

Diámetro Representativo	Diámetro de Suelo (mm)
d10	0.25
d20	0.40
d30	0.70
d40	1.10
d50	4.70
d60	8.50
d70	15.00
d80	23.00
d90	35.00
d100	50.80

Fuente: Elaboración Propia

Coeficiente de Uniformidad = 34.00
Coeficiente de Curvatura = 0.231

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para la clasificación del tipo de suelo obtenemos:

Tabla 2.7. Clasificación del suelo del Puente Siguas

Clasificación del Suelo del Puente Siguas			
Tipo de Suelo	Intervalo	Peso (grf)	Porcentaje del Total
Porcentaje de Grava	Peso entre 76.2 y 4.75mm	984.50	49.262
Porcentaje de Arena	Peso entre 4.75 y 0.075mm	998.50	49.962
Porcentaje de Limo y Arcilla	Pasante de 0.075mm	15.50	0.776
Peso Total		1998.5	

Fuente: Elaboración Propia

Para la clasificación del suelo del Puente Siguas se usará el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, que según los datos descritos, se observa que el porcentaje pasante de la malla Nro. 200 (0.075 mm) es 0.776 %, por lo que se trata de un suelo grueso. Entonces, 99.22 % del total es suelo grueso, al dividir entre 2 y comparar este porcentaje con el del total de suelo que es arena (49.962), el porcentaje de arena es mayor se trata de un suelo arenoso.

Finalmente, debido a que el coeficiente de uniformidad y de curvatura indican que el suelo es mal gradado, la clasificación indica que el suelo es de tipo SP con nombre: Arena mal graduada con grava.

- Contenido de Agua

  Para el contenido de humedad, la muestra que se puso a secar para la prueba de granulometría se pesó antes y después de estar en el horno. Con estos pesos se calcula el contenido de humedad como la relación del peso del agua en la muestra y el peso de la muestra seca.

  - Muestra en estado natural: 5000 grf
  - Muestra seca: 4538 grf
  - Contenido de Humedad: 10.18 %

- Peso Específico

  Para la realización de este ensayo, se tomó 3 muestras de suelo seco al horno de 250 grf. Con una probeta con un litro de agua, considerando el peso específico del agua a temperatura ambiente de 1 grf/cm3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El procedimiento seguido fue el pesar la probeta con agua, quitar una parte del agua, introducir la muestra de suelo, agitar la probeta para extraer burbujas de aire y completar el agua hasta llegar a 1 lt, finalmente pesar la probeta con la muestra de suelo.

Mediante una ecuación simple deducida de la relación del peso y volumen del suelo se calculó el peso específico de para cada caso.

Tabla 2.8. Peso específico del suelo del Puente Siguas

Peso Específico de los Solidos			
	Peso Muestra 1 (grf)	Peso Muestra 2 (grf)	Peso Muestra 3 (grf)
Peso Probeta con Agua	1829.40	1547.00	1308.00
Peso de Muestra	250.00	250.00	250.00
Peso de Probeta con Agua y Muestra	1989.30	1704.00	1466.00
Peso Específico	2.775	2.688	2.717
Promedio		2.727	

Se elaboró un panel fotográfico detallado de los ensayos descritos en el presente título, el cual se encuentra en los Anexos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 4

4. Metodología de Trabajo

Para la estimación del riesgo que representa la socavación en los pilares del puente Siguas se utilizó la metodología expuesta en la Resolución Jefatural N° 317-2006-INDECI del Ministerio de Defensa (Prevención, 2006).

En donde se define al riesgo como el producto entre peligro o amenaza con la vulnerabilidad, para así obtener un dato porcentual que representa el riesgo ante la ocurrencia de este fenómeno.

Para calcular la gravedad y probabilidad del riesgo de la socavación se deben realizar estudios hidrológicos, hidráulicos y del desarrollo de la socavación. Adicionalmente, en el presente trabajo de tesis se realizará un análisis experimental del desarrollo de la socavación en el pilar del puente Siguas para observar el comportamiento de las variables más importantes.

La socavación en pilares de puentes es un tema complejo que puede ser analizado en diferentes niveles de detalle, ya que la socavación depende de variables locales como la geometría del pilar en estudio que es un ejemplo de variables de un micro entorno y de igual forma se necesita conocer la precipitación máxima que tiene el nivel de la cuenca del río en estudio que es una variable del macro entorno de este fenómeno.

El análisis de la socavación compromete los siguientes aspectos:

- Aspectos generales como granulometría del lecho, características del cauce, frecuencia de precipitaciones y datos generales.
- Aspectos hidrológicos para determinar las avenidas máximas a usar en el análisis de socavación partiendo de datos estadísticos de precipitaciones y las características de la cuenca del río Siguas.
- Aspectos hidráulicos en donde se deben determinar las características del flujo a través del puente Siguas.
- Análisis de socavación y determinación de la profundidad de socavación.

Los diferentes tipos de socavación aparecen en diferentes escalas espaciales y temporales, en el presente proyecto de tesis nos vamos a enfocar en la socavación local en pilares cimentados en un suelo granular, como los del puente Siguas, por lo que la escala

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

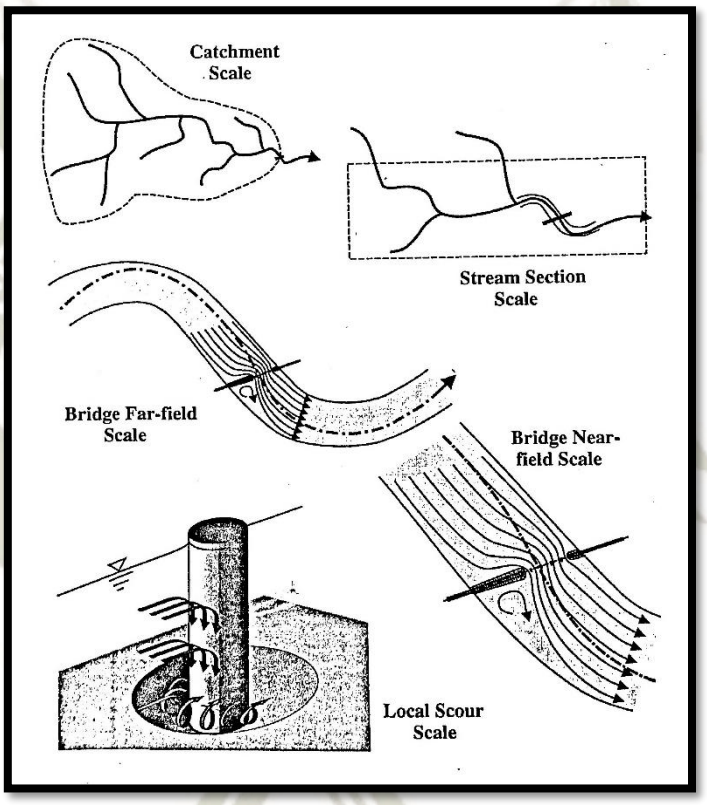
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

temporal se dejará de lado ya que la socavación máxima se alcanzará conjuntamente se alcance el caudal máximo, esto se amplía en los capítulos 2 y 7.

La escala espacial se consideró según lo sugerido por Melville (1976) en donde para el análisis hidrológico se contempló un análisis de la cuenca, para el análisis hidráulico se tuvo una porción de cauce en donde se modeló el flujo y se obtuvieron las características y finalmente se hizo un análisis local en el pilar para determinar el desarrollo de la socavación (Coleman, 2000).

Figura 4.1. Escalas Espaciales para la Socavación Local



Fuente: Melville and Coleman (1976) Bridge Scour. University Of Auckland. Auckland, New Zealand

Para resumir los procesos y los entregables por cada proceso, se realizó la matriz de trabajo para la determinación de la socavación local expuesta en la tabla 4.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 4.1. Matriz de Trabajo para Determinar la Socavación Local

Características	Escala				
	Cuenca	Cauce Río	Cauce Alejado Puente	Cauce Cercano Puente	Pilar
Proceso Físico	Proceso Hidrológico y geomórfico	Proceso fluvial, generación de escorrentía y flujo	Proceso fluvial, deformación de cauce	Interacción de sección del puente con el flujo del agua	Erosión local alrededor de pilares
Escala Espacial	Escorrentía a través del puente	Longitud de cauce en donde se aprecien las características hidráulicas	Parte del cauce 5 veces el ancho de la sección del puente	Parte del cauce 2 veces el ancho de la sección del puente	Ancho del pilar en estudio
Escala Temporal	Varía según avenida a lo largo de la vida del puente	Varía según avenida a lo largo de la vida del puente	Varía según avenida a lo largo de la vida del puente	Varía según duración de avenida a lo largo de la vida del puente	Varía según duración de avenida
Propósito	Obtención de Hidrogramas	Evaluar la socavación general a largo plazo	Verificar condiciones del flujo y evaluar socavación general a corto plazo	Evaluar socavación por contracción y socavación en estribos	Evaluar la socavación local en pilares del puente
Entrada	Precipitación Diaria Máxima, Características Cuenca	Hidrogramas, características del cauce y del suelo	Hidrogramas, características del cauce y del suelo	Hidrogramas, características del cauce y del suelo, características hidráulicas	Hidrogramas, características del cauce y del suelo, características hidráulicas
Salida	Hidrograma	Caracerísticas Hidráulicas y estimación de socavación general	Caracerísticas Hidráulicas y estimación de socavación general	Estimación de socavación por contracción	Estimación de la socavación local
Análisis	Análisis Hidrológico	Análisis Hidráulico	Análisis Hidráulico	Flujo de la avenida a través del puente, análisis de ecuaciones empíricas de socavación	Análisis de ecuaciones empíricas

Fuente: Melville and Coleman (1976) Bridge Scour. University Of Auckland. Auckland, New Zealand

4.1. Aspectos Generales

Los aspectos generales sobre la cuenca del río Siguas y sobre el puente Siguas se encuentra en el capítulo 3.

4.2. Aspectos Hidrológicos

El macro entorno del que se comentó en el título anterior se encuentra en este aspecto, ya que la socavación se calcula a partir de características hidráulicas las cuales dependen directamente de las características hidrológicas que existen en el área de estudio, en este caso la cuenca del río Siguas.

A partir de esto nacen todas las condiciones que se toman para el cálculo de los siguientes datos necesarios para la determinación de la socavación.

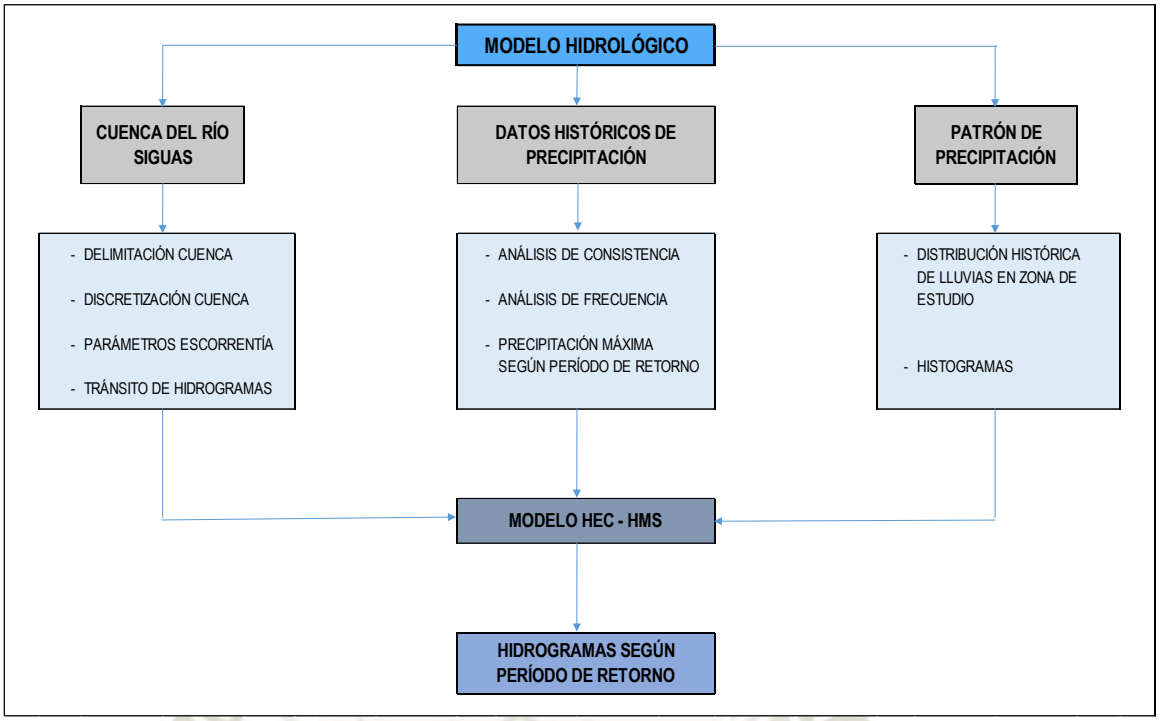
En la gráfica 4.1 observamos el proceso de la elaboración del modelo hidrológico seguido en el capítulo 5.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 4.1. Modelo Hidrológico



Fuente: Elaboración Propia

4.3. Aspectos Hidráulicos

Entre el macro entorno y el micro entorno del análisis que representan la hidrología y la socavación respectivamente se presenta un análisis hidráulico intermedio que conecta a ambas, tiene como input, o información de entrada para el análisis, los hidrogramas obtenidos del modelo hidrológico y tiene como output, o resultado del análisis, las características del flujo que escurre a través del puente Siguas en los puntos más desfavorables para la estructura o de mayor riesgo.

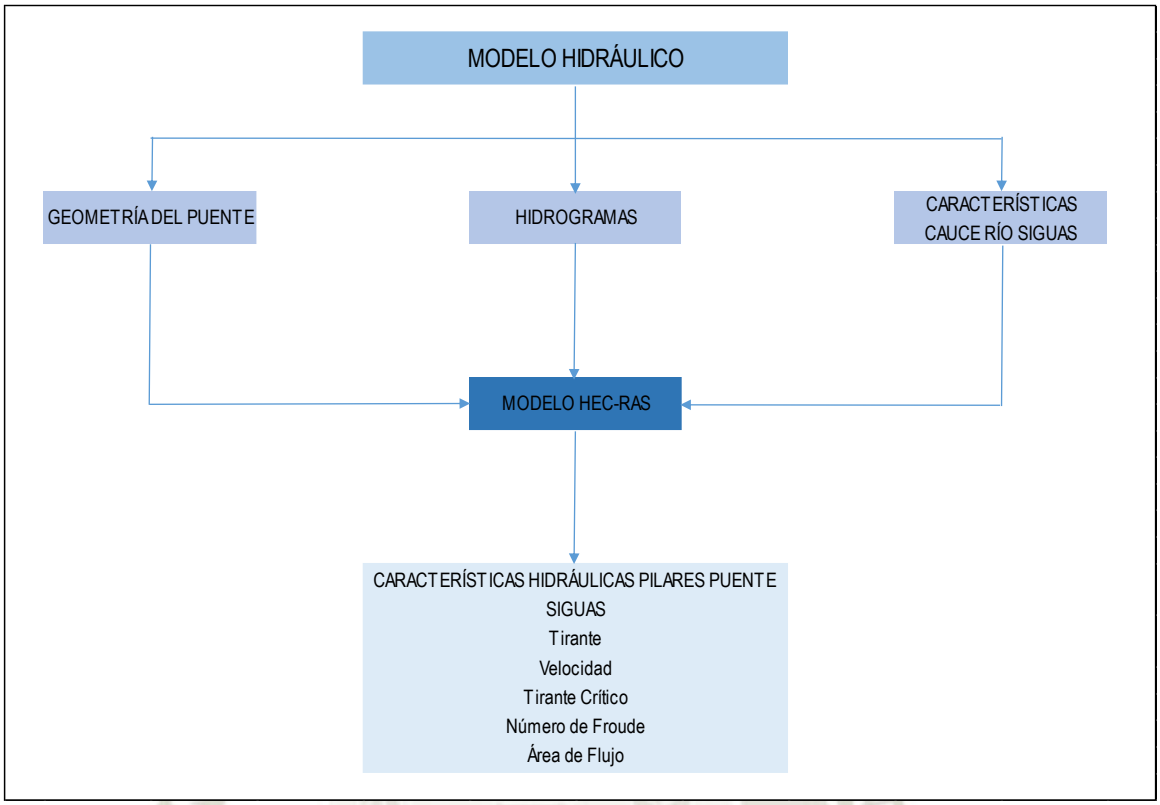
En muchas metodologías, estas características son necesarias para el cálculo de la socavación local en pilares.

En la gráfica 4.2 se observa un resumen de este análisis hidráulico.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 4.2. Modelo Hidráulico



Fuente: Elaboración Propia

4.4. Socavación en Pilares del Puente Siguas

Para el análisis de la socavación se consideró evaluar las ecuaciones disponibles según los datos requeridos para el cálculo de esta, según esto podemos considerar los siguientes subgrupos:

- Grupo 1: Para el cálculo de la socavación se considera el tirante del flujo y la geometría del pilar.
- Grupo 2: En este caso, adicional a las condiciones anteriores, tomamos en cuenta la velocidad del flujo. Es importante resaltar que para suelos granulares como en el presente proyecto los autores no consideran como un factor determinante las características del lecho.
- Grupo 3: Los autores agrupados en esta sección adicionan unas variables que depende del caudal máximo y del ancho de la sección total.
- Grupo 4: Para este grupo se consideró las características del lecho, las características del flujo y de la geometría de los pilares.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Otras metodologías: En esta sección agrupamos los métodos que consideran la importancia de las variables adimensionales, como forma del pilar, ángulo de ataque del flujo en donde los valores de estás son obtenidos de ábacos y tablas.

Finalmente, compararemos las metodologías expuestas y tomaremos el método que mejor se acomode a las condiciones del proyecto y que presente mejores resultados.

4.5. Análisis Experimental de la Socavación del Puente Siguas

El análisis experimental del presente proyecto se realizará en las instalaciones de la Universidad Nacional San Agustín, en donde en un canal modular se ensayará un prototipo de pilar del puente Siguas variando el nivel del lecho por donde escurrirá el agua y variando el caudal del flujo. El detalle del procedimiento a seguir lo podemos encontrar en el título 8.4.2.

4.6. Riesgo ante la Socavación de los Pilares del Puente Siguas

Hablar de riesgo es asociar los efectos que tiene los fenómenos sobre la estructura y relacionarlo con la probabilidad de ocurrencia de estos efectos.

En la metodología descrita en los títulos anteriores se presenta el cálculo de los efectos producidos por precipitaciones con periodos de retorno extremos, al asociar el producto de estos encontraremos un dato probabilístico que nos ayudará a determinar si son necesarias obras de prevención ante algún desastre.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 5

5. Modelamiento Hidrológico de la Cuenca del Río Siguas

Para el estudio de la socavación en los pilares del puente Siguas, es necesario conocer el caudal que escurre a través de este durante eventos extremos, para la determinación de estos caudales se debe realizar un análisis hidrológico de la cuenca en estudio.

Los caudales a determinar dependen directamente del tiempo por lo que el análisis hidrológico dará como resultado hidrogramas, que a su vez serán proporcionales a su probabilidad de ocurrencia y magnitud. Dentro del análisis hidrológico entran a tallar muchas variables, las cuales se tienen que tomar en cuenta y se debe decidir por datos representativos al caso de estudio.

Además, los métodos empleados para el cálculo en el modelo deben estar acordes con la realidad para así tener resultados más certeros.

En el presente capítulo se describe el desarrollo del modelamiento hidrológico ejecutado para la determinación de los hidrogramas de la cuenca del río Siguas.

A lo largo del desarrollo del capítulo, se hace hincapié a los puntos en donde se aprecia la delicada variabilidad que tienen los hidrogramas.

5.1. Hidrología de la Cuenca del Río Siguas

Las características de la cuenca en estudio fueron descritas en el capítulo 3, la cuenca del río Siguas no está aforada por lo que el análisis hidrológico es más complejo, se tuvo que usar datos de precipitaciones. Se utilizaron series históricas de precipitaciones de las estaciones Pillones, Huambo y la Pampilla, con las que se realizó un análisis de consistencia y un análisis de frecuencia para obtener una altura de precipitación según el periodo de retorno. Después, se analizó los patrones de tormentas disponibles y se determinó los patrones a usar como lluvia de proyecto.

Se realizó una discretización de la cuenca con la finalidad de encontrar, con mayor precisión, las características de la cuenca y utilizar el método del hidrograma unitario para la transformación de lluvia en escorrentía. Finalmente, se usó el método de Muskingum-Cunge para el tránsito de hidrogramas a través de los cauces principales y así obtener el hidrograma, de la lluvia de proyecto, en el puente Siguas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

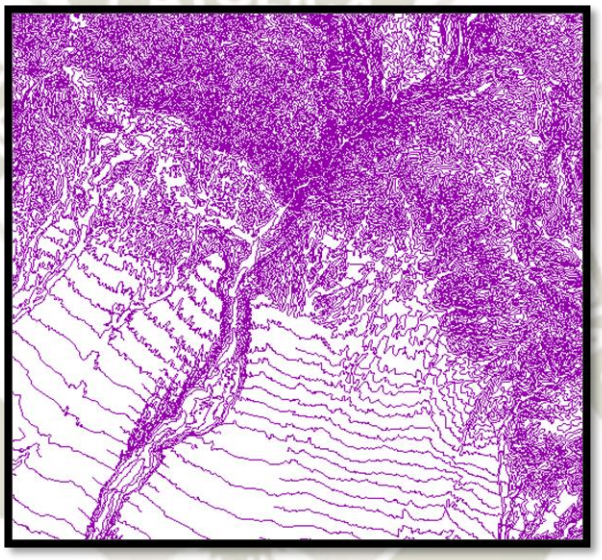
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Para el modelo hidrológico se necesitan obtener datos de la cuenca, datos históricos de precipitación y datos históricos de desarrollo de la lluvia en la zona de estudio. La obtención y análisis de estos datos se explican en los títulos siguientes:

5.1.1. Delimitación de la Cuenca

Para la delimitación de la cuenca se necesita la topografía de la zona, la cual se obtuvo del Instituto Geográfico Nacional Peruano (IGP), en las cartas 31r, 31s, 32r, 32s, 33r, 33s, 34s, 34r se encuentra los datos necesarios para el procedimiento a seguir.

Figura 5.1. Topografía de las cartas 32r, 32s, 33r, 33s, 34s y 34r



Fuente: Elaboración Propia

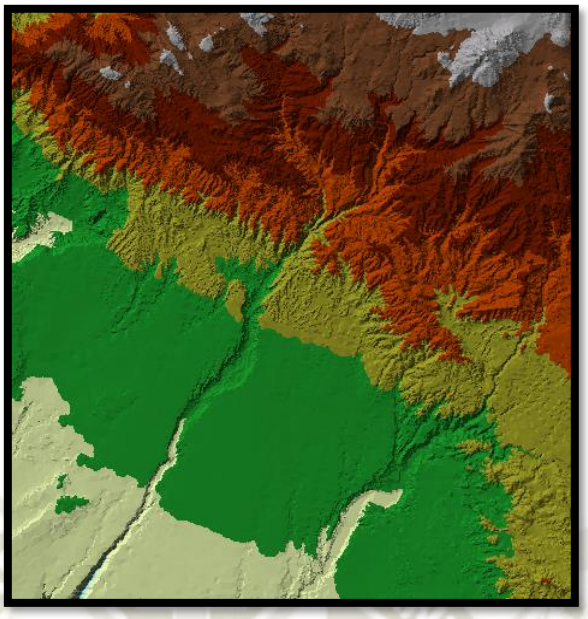
Para el manejo de datos topográficos se usó el software ArcGIS Desktop 10.5, en el cual inicialmente se debe importar las curvas de nivel de las cartas IGN, después se debe generar un modelo digital del terreno (Figura 5.2).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

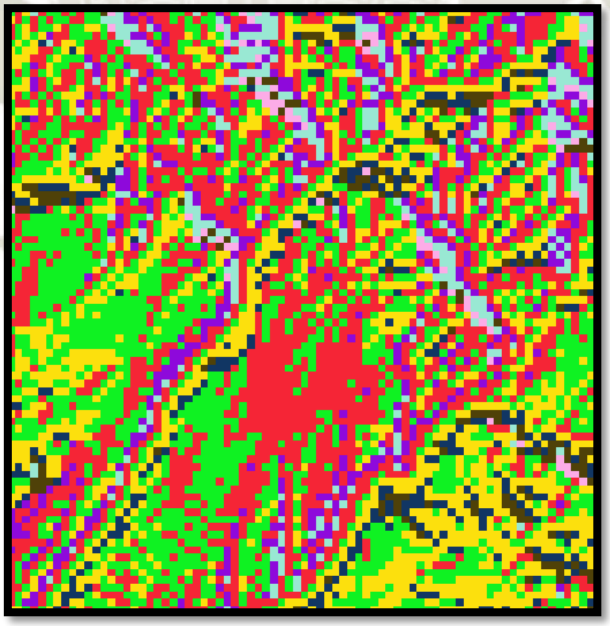
Figura 5.2. Modelo Digital del Terreno Cuenca Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Para continuar con la obtención del archivo raster de la topografía que se compone de cuadriculas con las elevaciones del terreno, esto sirve para obtener el archivo de dirección de flujo y de acumulación de flujo (Figura 5.3).

Figura 5.3. Flow Direction Raster Cuenca Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Finalmente tomamos como punto base para la delimitación de la cuenca el puente Siguas, ubicando sus coordenadas geográficas en nuestro raster y con la

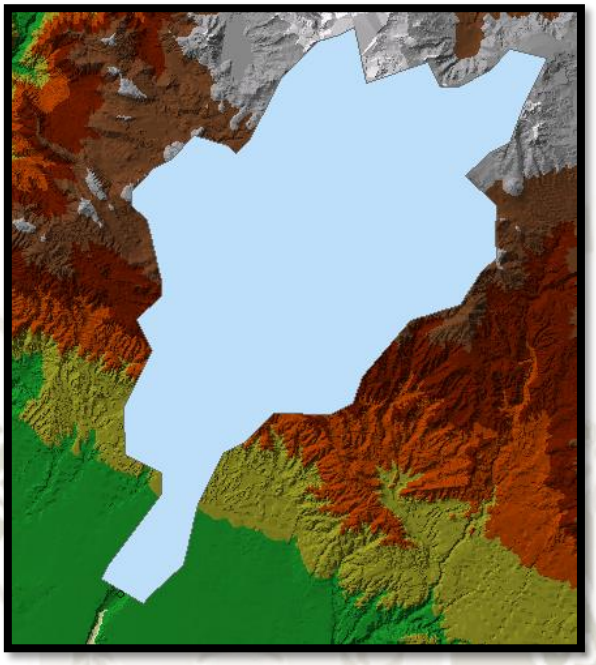
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

función watershed, del software, se obtiene un polígono de la cuenca según la dirección del flujo (Figura 5.4).

Figura 5.4. Shapefile de la Cuenca Siguas



Fuente: Elaboración Propia

A partir de la delimitación de la cuenca podemos obtener altitudes, el tiempo de concentración, así como las características morfológicas, de superficie y de la red hídrica.

En el plano adjunto en el anexo se puede observar la delimitación de la cuenca del río Siguas, sin embargo para el análisis del presente trabajo de investigación se tomará la subcuenca formada tomando como punto de partida el puente Siguas.

5.1.2. Características de la Cuenca del Río Siguas

Para obtener las características de superficie se obtienen a partir de las características obtenidas con la herramienta watershed, obteniendo los siguientes resultados:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.1 Características de Superficie de la cuenca del río Siguas

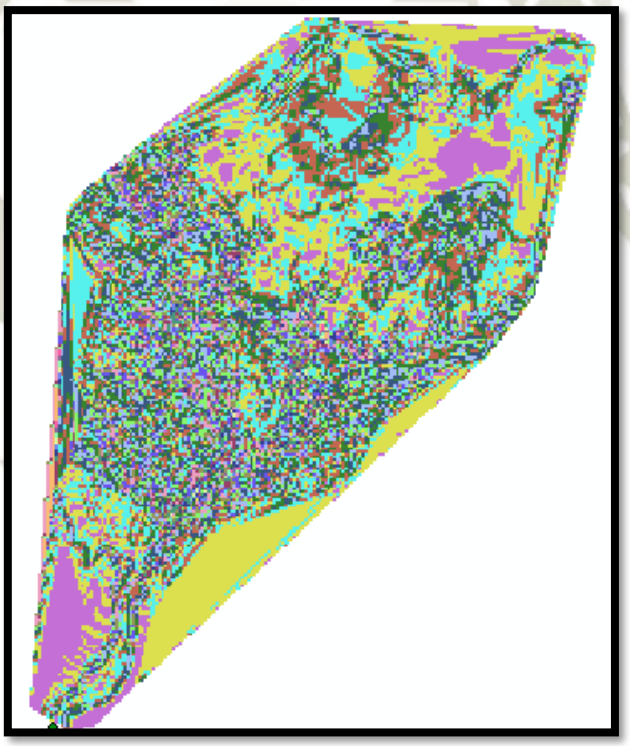
		Características de Superficie
Área de la Cuenca	km2	1693.26
Perímetro de la Cuenca	km	227.82
Pendiente de la Cuenca	%	20.26
Longitud de la Cuenca	km	82.96

Fuente: Elaboración Propia

Lo principal a destacar en este punto es que la cuenca a estudiar es una cuenca grande, es decir su área supera los 250 km2.

Para obtener la pendiente de la cuenca, cada cuadricula generada en el raster de la cuenca es clasificada con una pendiente con ayuda de la herramienta Slope (Figura 5.5).

Figura 5.5. Raster de pendientes de la Cuenca



Fuente: Elaboración Propia

Para obtener la pendiente media de la cuenca, clasificamos en intervalos iguales la totalidad de pendientes en la superficie de la cuenca, con el promedio de estos intervalos y con la cantidad de datos que se encuentran en cada intervalo calculamos la pendiente media de la cuenca.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Según este procedimiento, obtenemos la siguiente tabla de datos de la cuenca del río Siguas.

Tabla 5.2. Pendiente media de la cuenca del río Siguas

Pendiente Media de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	2838	7095
2	5	10	7.5	5828	43710
3	10	15	12.5	4725	59062.5
4	15	20	17.5	3602	63035
5	20	25	22.5	3006	67635
6	25	30	27.5	2415	66412.5
7	30	35	32.5	1814	58955
8	35	40	37.5	1305	48937.5
9	40	45	42.5	944	40120
10	45	50	47.5	706	33535
11	50	55	52.5	568	29820
12	55	60	57.5	335	19262.5
13	60	65	62.5	215	13437.5
14	65	70	67.5	130	8775
15	70	75	72.5	74	5365
16	75	80	77.5	37	2867.5
17	80	85	82.5	33	2722.5
18	85	90	87.5	19	1662.5
19	90	95	92.5	13	1202.5
20	95	100	97.5	76	7410
			Total	28683	581022.5
			Pendiente Media (%)	20.26	

Fuente: Elaboración Propia

Para un mejor análisis de las altitudes de la cuenca se desarrolló la curva hipsométrica y la gráfica de frecuencia de altitudes. Los datos para la obtención de estas gráficas se obtuvieron clasificando las altitudes de la cuenca en intervalos iguales según sus valores, y con el área entre cotas de cada intervalo se obtuvo lo siguiente:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.3. Altitudes de la cuenca del río Siguas

Altitudes de la Cuenca del Río Siguas							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Cotas	Acumulado	Acumulado (%)	Área entre Curvas (%)
1	1300.00	1511.85	1405.92	23.417	2112.208	100.00%	1.11%
2	1512.82	1723.81	1618.32	61.931	2088.791	98.89%	2.93%
3	1724.31	1935.87	1830.09	114.804	2026.860	95.96%	5.44%
4	1936.49	2148.32	2042.41	80.783	1912.055	90.52%	3.82%
5	2149.06	2360.62	2254.84	55.303	1831.272	86.70%	2.62%
6	2360.81	2572.70	2466.76	65.539	1775.969	84.08%	3.10%
7	2573.06	2784.43	2678.74	86.527	1710.430	80.98%	4.10%
8	2785.11	2997.13	2891.12	109.281	1623.903	76.88%	5.17%
9	2997.21	3209.27	3103.24	127.397	1514.622	71.71%	6.03%
10	3209.68	3421.40	3315.54	119.517	1387.225	65.68%	5.66%
11	3421.50	3633.42	3527.46	126.145	1267.708	60.02%	5.97%
12	3633.69	3845.78	3739.74	173.863	1141.563	54.05%	8.23%
13	3846.08	4057.67	3951.88	185.130	967.700	45.81%	8.76%
14	4058.50	4269.97	4164.23	156.263	782.569	37.05%	7.40%
15	4270.15	4482.12	4376.14	195.145	626.306	29.65%	9.24%
16	4482.30	4694.31	4588.31	149.562	431.161	20.41%	7.08%
17	4694.51	4906.42	4800.47	156.116	281.598	13.33%	7.39%
18	4906.91	5118.64	5012.78	64.950	125.482	5.94%	3.07%
19	5120.12	5330.79	5225.45	39.103	60.532	2.87%	1.85%
20	5331.16	5542.99	5437.07	21.429	21.429	1.01%	1.01%

Fuente: Elaboración Propia

Se observa de la gráfica de frecuencia de alturas que,

Tabla 5.4. Altitudes y cotas principales de la cuenca del río Siguas

		Cotas
Máxima	m.s.n.m	5543
Mínima	m.s.n.m	1300
		Altitud
Altitud Media	m.s.n.m	3573.29
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	4376.14

Fuente: Elaboración Propia

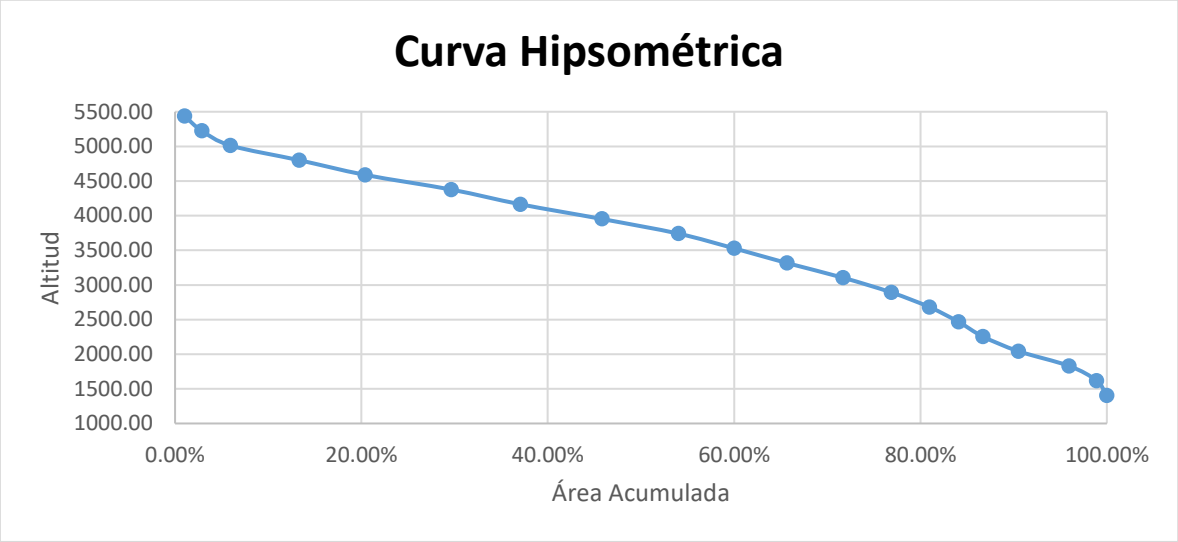
Según Racca en 2007, la cuenca del río Siguas es una cuenca madura de pie de montaña, ya que analizando la curva hipsométrica tenemos aproximadamente un 50% bajo la curva y el otro 50 sobre la curva lo que da a una etapa de madurez en la erosión de su cauce aunque este análisis es cualitativo (Racca, 2007).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

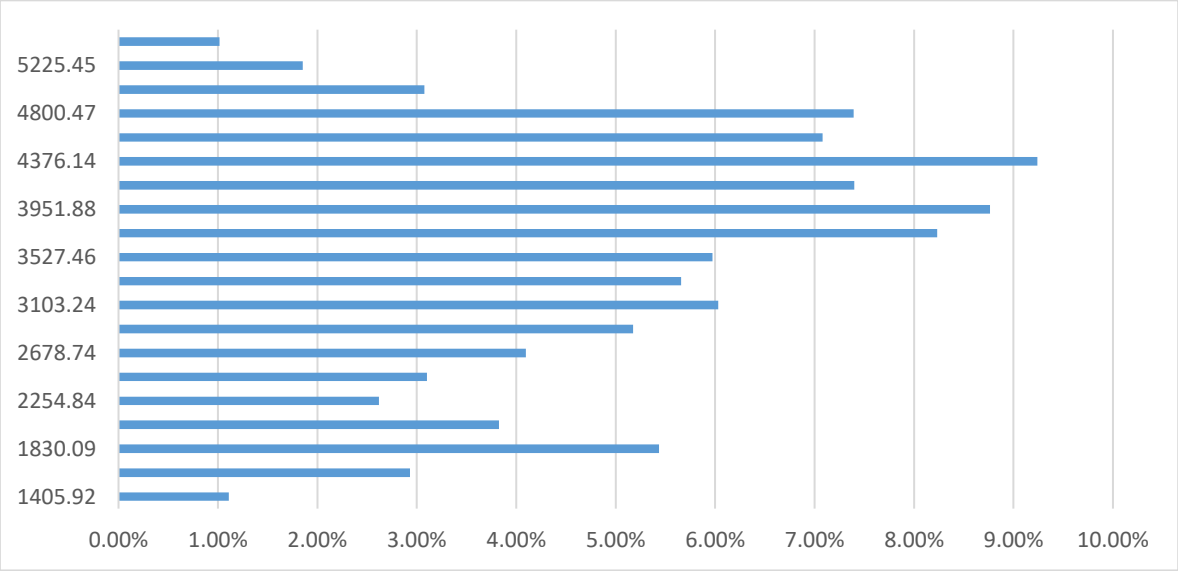
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.1. Curva hipsométrica de la cuenca del río Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.2. Frecuencia de Alturas de la Cuenca del Río Siguas



Fuente: Elaboración Propia

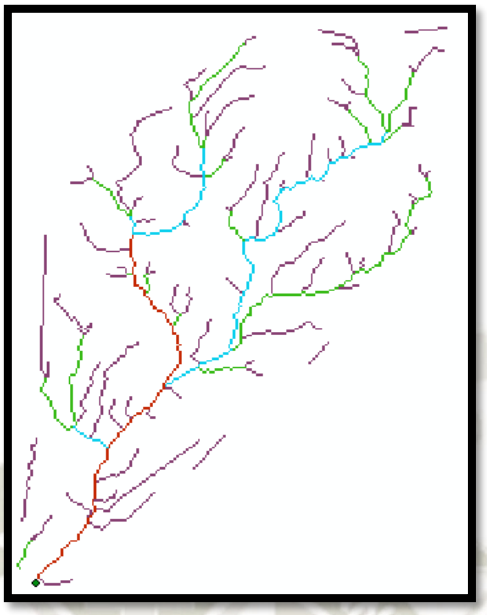
El orden y longitud de la red hídrica, que se necesitan para el cálculo de las características morfológicas, se obtuvieron con la herramienta de raster calculator que nos indica un orden 4 de la red hídrica (Figura 5.8)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura 5.6. Red hídrica de la cuenca del río Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Con el raster de la red hídrica podemos obtener la longitud de los cauces, la longitud y pendiente del cauce principal (Figura 5.9), con lo que obtendremos los datos necesarios para el cálculo de las características morfológicas.

Tabla 5.5. Red hídrica de la cuenca del río Siguas

Longitud Red Hídrica/Cantidad de Corrientes		
Orden	Cantidad (und)	Longitud Total (Km)
1	64	267.13
2	30	126.36
3	23	73.03
4	15	50.62
Total	132	517.14

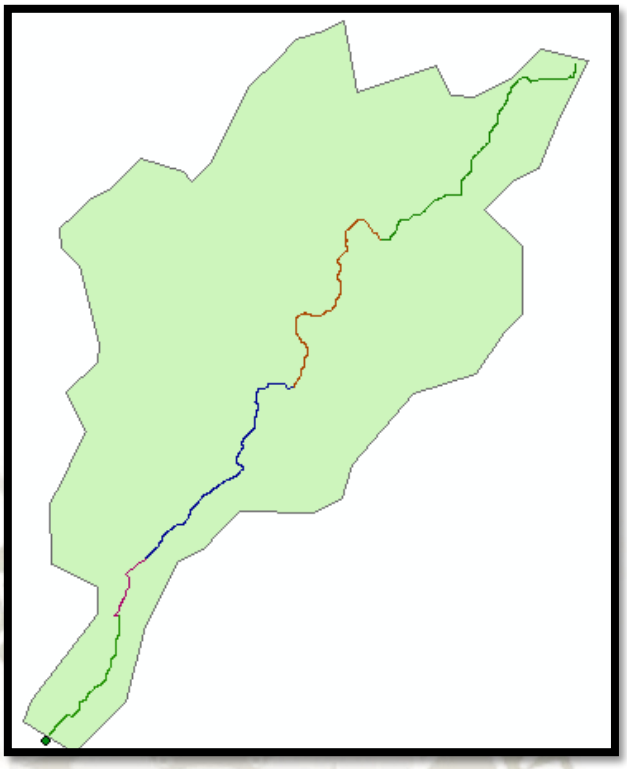
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 5.7. Cauce principal de la cuenca del río Siguas.



Fuente: Elaboración Propia

Los datos obtenidos son los siguientes:

Tabla 5.6 Características morfológicas y de la red hídrica

Características de la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	517.14
Longitud del Cauce Principal	km	135.85
Pendiente del Cauce Principal	%	2.65
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.31
Densidad de Corrientes	und/km2	0.08

Fuente: Elaboración Propia

La densidad de drenaje es la relación de la longitud total de cauces y el área de la cuenca, el valor de 0.31 km/km2 indica que la cuenca tiene un drenaje pobre. Este valor es inversamente proporcional al tiempo de concentración es decir que a menores valores de la densidad de drenaje indica que los valores del tiempo de concentración son mayores.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La densidad de corrientes también indica si la calidad de drenaje de la cuenca, que en este caso por el hecho de tener un valor bajo indica un drenaje pobre.

Finalmente, con los datos obtenidos podemos calcular el tiempo de concentración de la cuenca. Para la presente investigación se consideraron las ecuaciones propuestas por Kirpich, Témez, Williams, Giandotti y el SCS.

Tabla 5.7 Tiempo de concentración de la cuenca del río Siguas

	Tiempo de Concentración	
Kirpich	Horas	11.72
Témez	Horas	22.87
Williams	Horas	29.69
Giandotti	Horas	7.70
Ecuación de Retardo SCS	Horas	21.64

Fuente: Elaboración Propia

Existe una gran variabilidad de resultados al usar las diferentes ecuaciones propuestas por los autores, por lo que para la presente investigación se tomaran en cuenta los datos obtenidos de la ecuación de Kirpich.

5.1.3. Discretización de la Cuenca

La cuenca en estudio, según Ponce 1989, es una cuenca grande (Ponce, 1989). Un modelo hidrológico necesita tener definidos los datos de precipitaciones y de la cuenca para poder emplear un método de transformación de precipitación a escorrentía.

Los métodos de transformación de precipitación a escorrentía son, básicamente, el método racional y el hidrograma unitario. Su validez y precisión en los resultados, depende directamente en el área de la cuenca.

El uso del método racional es recomendado para cuencas pequeñas, ya que por su sencillez y bajo requerimiento de datos puede proporcionar resultados erróneos en cuencas medianas o grandes.

El método del hidrograma unitario presenta mejor aplicabilidad para cuencas medianas, ya que considera variaciones de la precipitación a lo largo del tiempo y la respuesta de la cuenca a esta precipitación. Sin embargo, para cuencas grandes en la que el tipo de suelo y el patrón de lluvia pueden variar, sus resultados pueden ser desestimados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Según lo expuesto, se descarta el uso del método racional ya que la cuenca del río Siguas supera con creces la aplicabilidad de este método.

Para la presente investigación, se decidió discretizar la cuenca en subcuencas en donde el método del hidrograma unitario sea aplicable, es decir subcuencas en donde su área sea menor a 250 km2 (Figura 5.8).

Así mismo, se realizará el análisis del tránsito de hidrogramas a través de las subcuencas, para obtener un hidrograma resultante en el puente Siguas.

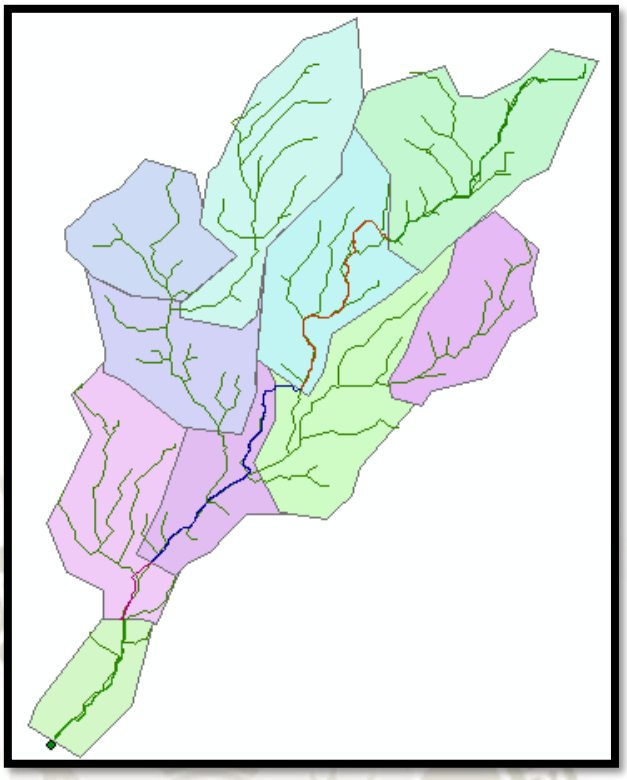
Resumiendo, la cuenca del río Siguas será dividida en 10 subcuencas en donde se aplicará el método del hidrograma unitario y se realizará el tránsito de hidrogramas para obtener un hidrograma de respuesta de la cuenca teniendo como punto de control el puente Siguas.

Las 10 subcuencas obtenidas de la discretización, se dividieron en 7 ubicadas aguas arriba que tienen como cota media mayor a 3000 m.s.n.m y 3 ubicadas aguas abajo de la cuenca que tienen como cota media menor a 3000 m.s.n.m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 5.8. Discretización de la cuenca del río Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.8. Datos de la discretización de la cuenca del río Siguas

Nro	Cuenca	Área (km2)	Perímetro (m)	Perímetro (km)	Cota Min (m.s.n.m)	Cota Max (m.s.n.m)	Cota Promedio
1	AA-1	136.6	45786.3	45.8	3106.7	4650.0	3907.9
2	AA-2	236.7	78741.6	78.7	3265.1	5509.4	4488.9
3	AA-3	140.6	51088.8	51.1	3346.4	4845.4	4014.1
4	AA-4	252.5	73192.0	73.2	4215.7	5463.6	4662.3
5	AA-5	149.0	67363.0	67.4	2574.8	4050.0	3334.3
6	AA-6	193.1	64706.6	64.7	2954.9	5365.7	4025.4
7	AA-7	194.8	79305.0	79.3	2534.6	4750.0	3384.3
8	AB-1	118.6	61698.8	61.7	1750.0	3700.0	2633.0
9	AB-2	190.5	68676.0	68.7	1600.0	3592.5	2428.7
10	AB-3	85.9	38627.9	38.6	1346.0	1900.0	1617.1

Fuente: Elaboración Propia

El plano con las ubicaciones de las subcuencas se encuentra en el Anexo 8.

5.1.4. Características de las Subcuencas del río Siguas

Las características de cada subcuenca se determinaron por separado, ya que en el modelo actuarán independientemente se necesitan conocer todas las características como fueron determinadas para la cuenca en su totalidad en el título 5.1.2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA1

Tabla 5.9. Características subcuenca AA1

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA1	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	136.61
Perímetro de la Cuenca	km	45.79
Pendiente de la Cuenca	%	14.73
Longitud de la Cuenca	km	14.06
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	4650
Mínima	m.s.n.m	3100
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	3927.50
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	4223.75
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	143.34
Longitud del Cauce Principal	km	18.49
Pendiente del Cauce Principal	%	7.30
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	1.05
Densidad de Corrientes	und/km2	1.31
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	1.71
Témez	Horas	4.26
Williams	Horas	5.31
Giandotti	Horas	1.49
Ecuación de Retardo SCS	Horas	2.64

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, además que la densidad de drenaje indica un buen drenaje de la subcuenca lo que cual se confirma con el cálculo de los tiempos de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA2

Tabla 5.10. Características subcuenca AA2

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA2	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	237.61
Perímetro de la Cuenca	km	79.07
Pendiente de la Cuenca	%	14.25
Longitud de la Cuenca	km	33.19
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	5350
Mínima	m.s.n.m	3050
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	4363.81
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	4142.50
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	167.50
Longitud del Cauce Principal	km	39.03
Pendiente del Cauce Principal	%	5.88
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.70
Densidad de Corrientes	und/km2	0.41
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	3.30
Témez	Horas	7.97
Williams	Horas	12.73
Giandotti	Horas	2.27
Ecuación de Retardo SCS	Horas	5.36

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, en este caso la densidad de drenaje es bajo por lo que los tiempos de concentración son mayores. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA3

Tabla 5.11. Características subcuenca AA3

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA3	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	140.65
Perímetro de la Cuenca	km	56.58
Pendiente de la Cuenca	%	14.17
Longitud de la Cuenca	km	19.12
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	4900
Mínima	m.s.n.m	3200
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	4025.55
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	3837.51
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	149.85
Longitud del Cauce Principal	km	26.25
Pendiente del Cauce Principal	%	6.48
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	1.07
Densidad de Corrientes	und/km2	0.90
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.34
Témez	Horas	5.81
Williams	Horas	7.59
Giandotti	Horas	1.71
Ecuación de Retardo SCS	Horas	3.72

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA4

Tabla 5.12. Características subcuenca AA4

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA4	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	252.47
Perímetro de la Cuenca	km	73.19
Pendiente de la Cuenca	%	7.22
Longitud de la Cuenca	km	19.12
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	5550
Mínima	m.s.n.m	4206.08
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	4670.83
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	4844.44
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	259.88
Longitud del Cauce Principal	km	30.70
Pendiente del Cauce Principal	%	2.44
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	1.03
Densidad de Corrientes	und/km2	0.79
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	3.85
Témez	Horas	7.03
Williams	Horas	7.74
Giandotti	Horas	2.00
Ecuación de Retardo SCS	Horas	6.86

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es aproximadamente 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA5

Tabla 5.13. Características subcuenca AA5

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA5	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	149.03
Perímetro de la Cuenca	km	67.36
Pendiente de la Cuenca	%	10.40
Longitud de la Cuenca	km	19.12
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	4100
Mínima	m.s.n.m	2500
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	3450.54
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	3820.03
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	135.76
Longitud del Cauce Principal	km	23.57
Pendiente del Cauce Principal	%	5.99
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.91
Densidad de Corrientes	und/km2	1.01
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.22
Témez	Horas	5.31
Williams	Horas	7.47
Giandotti	Horas	1.79
Ecuación de Retardo SCS	Horas	3.55

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA6

Tabla 5.14. Características subcuenca AA6

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA6	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	193.13
Perímetro de la Cuenca	km	64.71
Pendiente de la Cuenca	%	10.40
Longitud de la Cuenca	km	25.66
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	5300
Mínima	m.s.n.m	2750
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	4005.56
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	3833.74
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	133.22
Longitud del Cauce Principal	km	33.19
Pendiente del Cauce Principal	%	7.68
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.69
Densidad de Corrientes	und/km2	0.51
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.63
Témez	Horas	6.71
Williams	Horas	9.53
Giandotti	Horas	2.08
Ecuación de Retardo SCS	Horas	4.12

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA7

Tabla 5.15. Características subcuenca AA7

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AA7	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	194.78
Perímetro de la Cuenca	km	79.30
Pendiente de la Cuenca	%	24.46
Longitud de la Cuenca	km	29.02
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	4821.53
Mínima	m.s.n.m	2400
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	3448.89
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	3086.76
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	126.25
Longitud del Cauce Principal	km	34.23
Pendiente del Cauce Principal	%	7.21
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.65
Densidad de Corrientes	und/km2	0.44
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.76
Témez	Horas	6.98
Williams	Horas	10.95
Giandotti	Horas	2.28
Ecuación de Retardo SCS	Horas	4.36

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AB1

Tabla 5.16. Características subcuenca AB1

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AB1	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	118.59
Perímetro de la Cuenca	km	61.70
Pendiente de la Cuenca	%	20.80
Longitud de la Cuenca	km	21.73
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	3700
Mínima	m.s.n.m	1700
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	2725.35
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	2850.04
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	81.94
Longitud del Cauce Principal	km	26.18
Pendiente del Cauce Principal	%	7.64
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.69
Densidad de Corrientes	und/km2	0.56
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.19
Témez	Horas	5.62
Williams	Horas	13.66
Giandotti	Horas	1.98
Ecuación de Retardo SCS	Horas	3.41

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AB2

Tabla 5.17. Características subcuenca AB2

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AB2	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	190.53
Perímetro de la Cuenca	km	68.68
Pendiente de la Cuenca	%	20.80
Longitud de la Cuenca	km	24.60
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	3650
Mínima	m.s.n.m	1614.19
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	2421.76
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	1970.46
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	81.94
Longitud del Cauce Principal	km	27.51
Pendiente del Cauce Principal	%	6.91
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	0.43
Densidad de Corrientes	und/km2	0.35
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.37
Témez	Horas	5.87
Williams	Horas	14.84
Giandotti	Horas	2.45
Ecuación de Retardo SCS	Horas	3.74

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AB3

Tabla 5.18. Características subcuenca AB3

Tabla de Características por Subcuenca		
Cuenca	Siguas	
Subcuenca	AB3	
Descripción	Unidad	Valor
De la Superficie		
Área de la Cuenca	km2	85.93
Perímetro de la Cuenca	km	38.63
Pendiente de la Cuenca	%	14.39
Longitud de la Cuenca	km	14.72
Cotas		
Máxima	m.s.n.m	1950
Mínima	m.s.n.m	1300
Altitud		
Altitud Media	m.s.n.m	1607.42
Altitud más Frecuente	m.s.n.m	1543.74
De la Red Hídrica		
Orden de la Red Hídrica	und	4
Longitud de la Red Hídrica	km	135.77
Longitud del Cauce Principal	km	18.28
Pendiente del Cauce Principal	%	3.56
Características Morfológicas		
Densidad de Drenaje	km/km2	1.58
Densidad de Corrientes	und/km2	1.99
Tiempo de Concentración		
Kirpich	Horas	2.23
Témez	Horas	4.96
Williams	Horas	11.13
Giandotti	Horas	2.01
Ecuación de Retardo SCS	Horas	2.92

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el área es menor a los 250km2, es apreciable la proporción inversa de la densidad de drenaje con el tiempo de concentración. Las tablas y gráficas adicionales se encuentran en el Anexo 9.

Es necesario resaltar que el hidrograma resultante del modelo puede variar considerablemente según el criterio adoptado para la discretización de la cuenca o para la determinación del método de transformación de precipitación a escorrentía a usar.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.1.5. Estimación de Parámetros de Escorrentía

Los parámetros de escorrentía que se deben determinar son el tiempo de concentración y los parámetros referidos a pérdidas, de precipitación, por infiltración.

Se debe adoptar un método de determinación de pérdidas por infiltración para que el modelo las contemple.

Para la presente investigación se tomó la decisión de usar el método del número de curva que es usado en cuencas no aforadas. Este método consta en la determinación del número de curva de la cuenca que depende del uso del suelo y la cobertura vegetal.

El número de curva contempla tres condiciones de humedad de la cuenca, que dependen de las precipitaciones ocurridas días anteriores. Lo expuesto toma sentido en que la respuesta de la cuenca ante una tormenta es considerablemente diferente si el terreno esta humedecido o seco.

La determinación del número de curva se hizo mediante tablas, encontrando el número de curva para cada subcuenca considerando una humedad media (tipo II) y a partir de esta se calculó los tipos I (seco) y III (húmedo). Los datos usados para la determinación del número de curva se obtuvieron del Mapa de Cobertura Vegetal del Perú del ministerio del ambiente, actualizado al año 2015.

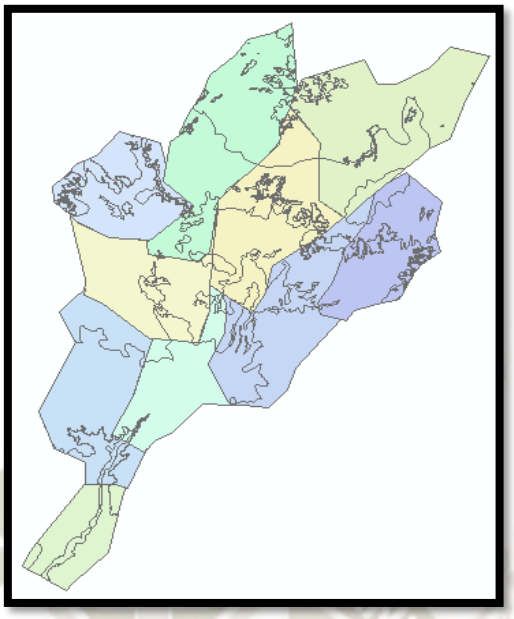
El hidrograma resultante en el puente Siguas variará considerablemente según el número de curva usado para su cálculo. Para la presente investigación se optará por usar el número de curva tipo II, ya que según las condiciones climáticas de la zona es la condición más usual.

Se generó el mapa de cobertura vegetal para cada subcuenca con el software ArcGIS, teniendo el mapa del Perú y con el polígono de cada subcuenca se cortó y se analizó sus atributos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 5.9. Cobertura vegetal de la cuenca del río Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Además, se calculó el porcentaje de impermeabilidad de cada subcuenca que representa las áreas en donde cero por ciento de la precipitación se infiltra.

La cobertura vegetal y los números de curva de cada subcuenca se muestran a continuación

- AA1

Tabla 5.19. Número de curva subcuenca AA1

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	3028351.12	62
2	Bosque relicto altoandino	17138138.67	71
3	Lagunas, lagos y cochas	96520.69	100
4	Pajonal andino	47594771.39	39
5	Matorral arbustivo	68753467.10	55
		NC - AA1	**52**
		% de Impermeabilidad - AA1	**0.07**

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	32
II	52
III	71

Fuente: Elaboración Propia

- AA2

Tabla 5.20. Número de curva subcuenca AA2

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	2815913	62
2	Bofedal	2557052	100
3	Bosque relicto altoandino	781378	71
4	Glaciar	14211352	100
5	Lagunas, lagos y cochas	122749	100
6	Pajonal andino	74697969	39
7	Area altoandina con escasa y sin vegetación	110007717	77
8	Matorral arbustivo	32411751	55
		NC - AA2	**63**
		% de Impermeabilidad - AA2	**7.11**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	43
II	63
III	80

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA3

Tabla 5.21. Número de curva subcuenca AA3

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	563825	62
2	Area altoandina con escasa y sin vegetación	9601049	77
3	Bofedal	671818	100
4	Bosque relicto altoandino	13417707	71
5	Pajonal andino	52523796	39
6	Matorral arbustivo	63857214	55
		NC - AA3	**52**
		% de Impermeabilidad - AA3	**0.48**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	32
II	52
III	72

Fuente: Elaboración Propia

- AA4

Tabla 5.22. Número de curva subcuenca AA4

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Area altoandina con escasa y sin vegetación	9869670	77
2	Bofedal	3542071	100
3	Glaciar	8521572	100
4	Lagunas, lagos y cochas	49113	100
5	Pajonal andino	64515878	39
6	Area altoandina con escasa y sin vegetación	165968281	77
		NC - AA4	**68**
		% de Impermeabilidad - AA4	**4.80**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	48
II	68
III	83

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA5

Tabla 5.23. Número de curva subcuenca AA5

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	9853916	62
2	Pajonal andino	1479429	39
3	Cardonal	9429406	49
4	Matorral arbustivo	128264282	55
		NC - AA5	**55**
		% de Impermeabilidad - AA5	**0.00**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	35
II	55
III	74

Fuente: Elaboración Propia

- AA6

Tabla 5.24. Número de curva subcuenca AA6

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	18074142	62
2	Bosque relicto altoandino	10363012	71
3	Glaciar	1653958	100
4	Pajonal andino	67594467	39
5	Area altoandina con escasa y sin vegetación	25007668	77
6	Cardonal	39900	49
7	Matorral arbustivo	70399165	55
		NC - AA6	**54**
		% de Impermeabilidad - AA6	**0.86**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	34
II	54
III	73

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AA7

Tabla 5.25. Número de curva subcuenca AA7

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	22415667	62
2	Area urbana	177232	57
3	Area altoandina con escasa y sin vegetación	47631738	77
4	Bosque relicto altoandino	111399783	71
5	Matorral arbustivo	112190817	55
6	Pajonal andino	8166526	39
7	Cardonal	39465212	49
		NC - AA7	**63**
		% de Impermeabilidad - AA7	**0.00**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	42
II	63
III	80

Fuente: Elaboración Propia

- AB1

Tabla 5.26. Número de curva subcuenca AB1

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	3448885	62
2	Pajonal andino	101447	39
3	Desierto costero	1322517	63
4	Cardonal	95725078	49
5	Matorral arbustivo	17987907	55
		NC - AB1	**50**
		% de Impermeabilidad - AB1	**0.00**

Fuente: Elaboración Propia

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	31
II	50
III	70

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- AB2

Tabla 5.27. Número de curva subcuenca AB2

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	3488273	62
2	Desierto costero	23781088	63
3	Cardonal	123893921	49
4	Matorral arbustivo	39365693	55
		NC - AB2	**52**
		% de Impermeabilidad - AB2	**0.00**

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	32
II	52
III	72

Fuente: Elaboración Propia

- AB3

Tabla 5.28. Número de curva subcuenca AB3

Cálculo de Número de Curva			
Ítem	Descripción	Área (m2)	NC
1	Agricultura costera y andina	10917942	62
2	Area urbana	54589	57
3	Desierto costero	69888405	63
4	Cardonal	5071716	49
		NC - AB3	**62**
		% de Impermeabilidad - AB3	**0.00**

Números de Curva según Condiciones de Humedad	
Clasificación AMC	Número de Curva
I	42
II	62
III	79

Fuente: Elaboración Propia

El tiempo de concentración ya ha sido establecido para cada subcuenca en el título 5

Para el cálculo del tiempo de concentración, este debe ser calibrado con mediciones hidrométricas. Ya que en este caso no se cuenta con esta información, se calculó el tiempo de concentración a partir de características geomorfológicas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dentro del modelo hidrológico es importante tener certeza de tener un correcto tiempo de concentración para cada subcuenca ya que el modelo necesita de un dato que es directamente proporcional a este tiempo, que es el tiempo de retardo. Este es el tiempo entre el centroide del hietograma y el pico del hidrograma de respuesta.

El valor obtenido con la fórmula de Kirpich es el que se tomará en cuenta para la presente investigación, este se presenta en el título anterior junto con otros resultados de otras formulaciones propuestas con el fin de comparar y tener una mejor idea de su certeza.

5.1.6. Características del Tránsito de Hidrogramas

Al haber discretizado la cuenca, es necesario incluir en el modelo el tránsito de los hidrogramas que se generarán en cada subcuenca.

Para el cálculo del tránsito se usó el método de Muskingum-Cunge, en este método las constantes de tiempo K y de espacio X son calculadas mediante métodos hidráulicos, es decir para su cálculo se usó la geometría del cauce y las características hidráulicas.

Se optó por el uso de este método por la dificultad que presenta la estimación de las constantes K y X en cauces de cuencas no aforadas.

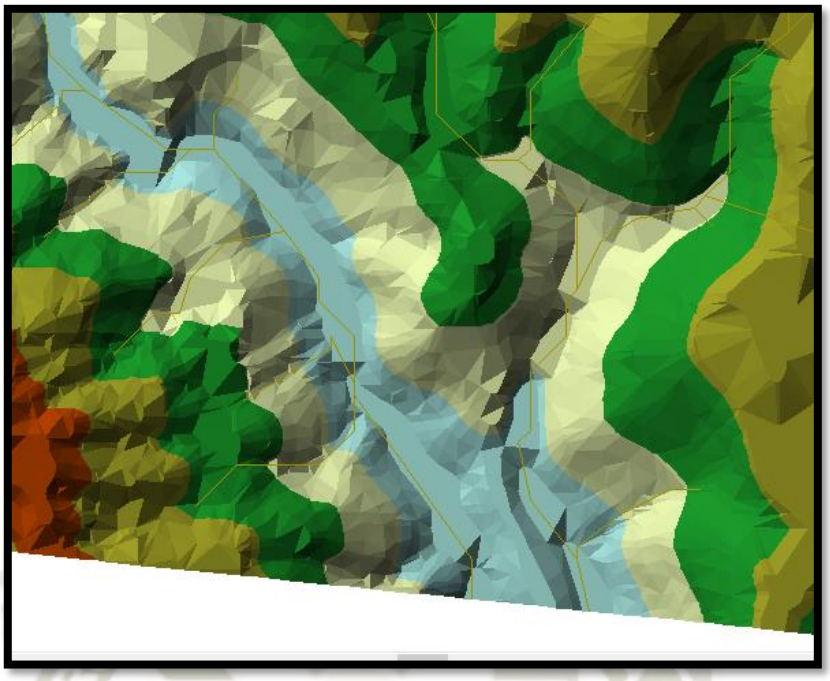
La geometría de los cauces modelados se obtuvo con la extensión HEC-GEORAS del ArcGis, en donde se definió el eje del río, sus extremos y su longitud total. Así mismo las secciones del río, con esto se pudieron obtener los datos en la tabla 5.29.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 5.10. HEC-GEORAS río Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.29. Datos para el tránsito de hidrogramas

Cauces-Transito de Hidrogramas							
Cauce	Subcuenca	Longitud (m)	Pendiente	Sección	Ancho (m)	Talud	Manning's n
R-1	AA-5	17212	0.059	Trapezoidal	228	1.6	0.045
R-2	AA-6	22012	0.075	Trapezoidal	152	1.15	0.049
R-3	AA-7	16005	0.065	Trapezoidal	182	2	0.039
R-4	AA-7	5985	0.076	Trapezoidal	160	1.8	0.040
R-5	AB-1	10687	0.074	Trapezoidal	158	2	0.034
R-6	AB-3	18074	0.035	Trapezoidal	112	3	0.054
R-7	AA-7	12064	0.046	Trapezoidal	182	1.5	0.044

Fuente: Elaboración Propia

El coeficiente de Manning de los cauces se determinó con el uso de la ecuación de Cowan como lo sugiere Ven Te Chow en su libro "Hidráulica de Canales Abiertos".

Se realizó una visita a campo (Figura 5.13 y 5.14) en donde se tomaron los datos, estos se presentan en la tabla 5.30.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.30. Coeficiente de Manning para el tránsito de hidrogramas

Coeficiente de Manning para Cauces			
			R-1
Material	Roca	0.025	0.045
Irregularidad	Ligero	0	
Sección Transversal	Ocasional	0.005	
Obstáculos	Menor	0.01	
Vegetación	Baja	0.005	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	
			R-2
Material	Grava fina	0.024	0.049
Irregularidad	Menor	0.005	
Sección Transversal	Ocasional	0.005	
Obstáculos	Menor	0.01	
Vegetación	Baja	0.005	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	
			R-3
Material	Grava fina	0.024	0.039
Irregularidad	Ligero	0	
Sección Transversal	Gradual	0	
Obstáculos	Menor	0.01	
Vegetación	Baja	0.005	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	
			R-4
Material	Tierra	0.02	0.04
Irregularidad	Ligero	0	
Sección Transversal	Ocasional	0.005	
Obstáculos	Menor	0.01	
Vegetación	Baja	0.005	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	
			R-5
Material	Grava fina	0.024	0.034
Irregularidad	Ligero	0	
Sección Transversal	Ocasional	0.005	
Obstáculos	Despreciable	0	
Vegetación	Baja	0.005	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

			R-6
Material	Grava fina	0.024	0.054
Irregularidad	Ligero	0	
Sección Transversal	Gradual	0	
Obstáculos	Menor	0.01	
Vegetación	Media	0.02	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	
			R-7
Material	Grava fina	0.024	0.044
Irregularidad	Ligero	0	
Sección Transversal	Ocasional	0.005	
Obstáculos	Menor	0.01	
Vegetación	Baja	0.005	
Grado de Sinuosidad	Menor	1	

Fuente: Elaboración Propia

Fotografía 5.1. Cauce R-6.

Fuente: Elaboración Propia

En esta visita a campo se definió los coeficientes de Manning del cauce del río, así como en el puente, la geometría de las fundaciones del puente, el estado de socavación, características del suelo y aspectos generales.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fotografía 5.2. Cauce del río Siguas antes de llegar al puente.

Fuente: Elaboración Propia

Los sectores del río considerados para el tránsito de hidrogramas se pueden observar en el Anexo 10.

5.2. Datos Históricos de Precipitaciones de la Cuenca del Río Siguas

En la cuenca del río Siguas no se cuentan con estaciones hidrométricas por lo que es necesario usar estaciones pluviométricas para determinar la lluvia del proyecto, así como el caudal del proyecto.

El modelo hidrológico, además de las características de la cuenca, necesita de los datos históricos de precipitación. A estos datos se debe hacer un análisis a su distribución y su consistencia previo a su aplicación al modelo.

Para el modelo, se debe tener definido la magnitud máxima de la precipitación así como su distribución en el tiempo, con esto el modelo se acercará más a la realidad de la zona en estudio.

La cuenca del río Siguas se ubica entre las cotas 1300 y 5300 m.s.n.m como se ve en la figura 5.6, por lo que sería incorrecto contemplar una sola estación para toda la cuenca. Esta es otra de las razones por la que la discretización de la cuenca resulta muy conveniente para el análisis hidrológico.

Los datos que se usarán en la presente investigación son los proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (Senamhi). Las estaciones pluviométricas disponibles cerca de la cuenca son los siguientes:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.31. Ubicación de estaciones pluviométricas en la cuenca del río Siguas

Estación	Coordenadas Geográficas		Altitud (msnm)
	Latitud	Longitud	
Chivay	-15.65	-71.58	4104
Huambo	-15.73	-72.10	3319
Imata	-15.83	-71.08	4519
Madrigal	-15.60	-71.80	4310
Majes	-16.33	-72.15	1276
Pampilla	-16.41	-71.53	2365
Pillones	-15.97	-71.21	4455

Fuente: Elaboración Propia

La ubicación de estas estaciones y sus coordenadas se encuentran en el plano del Anexo 11. En el plano, el círculo dibujado tiene un diámetro de 60 km.

Analizando el plano en el Anexo 11, se observa que solo la estación Majes se encuentra dentro del área de la cuenca, las estaciones restantes se tomarán en cuenta por su cercanía a la cuenca y por la similitud del clima.

5.2.1. Análisis de Consistencia de Datos Históricos

Previo al análisis de consistencia de los datos, se debe realizar un análisis visual del desarrollo de los datos a lo largo del tiempo.

Los datos a usar en el análisis de consistencia es el acumulado de máximos mensuales de precipitación. Los datos a usar son los siguientes:

- Majes

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla 5.32. Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Majes

Majes	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1949	0.02
1950	0.14
1951	15.71
1952	5.91
1953	7.82
1954	8.94
1955	18.66
1956	1.34
1957	7.00
1958	3.54
1959	27.92
1960	3.73
1961	10.21
1962	0.70
1963	3.36
1964	5.32
1965	3.62
1966	3.12
1967	4.58
1968	5.92
1969	7.85
1970	2.68
1971	17.61
1972	10.96
1973	59.93
1974	5.30
1975	2.20
1976	3.70
1977	1.80
1978	0.00
1979	0.00
1980	0.82
1981	0.32
1982	0.00
1983	0.10
1984	0.93
1985	0.91
1986	27.92
1987	0.91
1988	1.01

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1989	3.10
1990	7.94
1991	13.11
1992	15.30
1993	0.12
1994	2.20
1995	20.12
1996	0.02
1997	7.13
1998	5.03
1999	6.49
2000	9.56
2001	1.73
2002	21.13
2003	0.43
2004	11.12
2005	0.24
2006	0.06
2007	12.4
2008	30.32
2009	3.6
2010	2.5
2011	10.01
2012	29.6
2013	11.7
2014	2.5

Fuente: Elaboración Propia

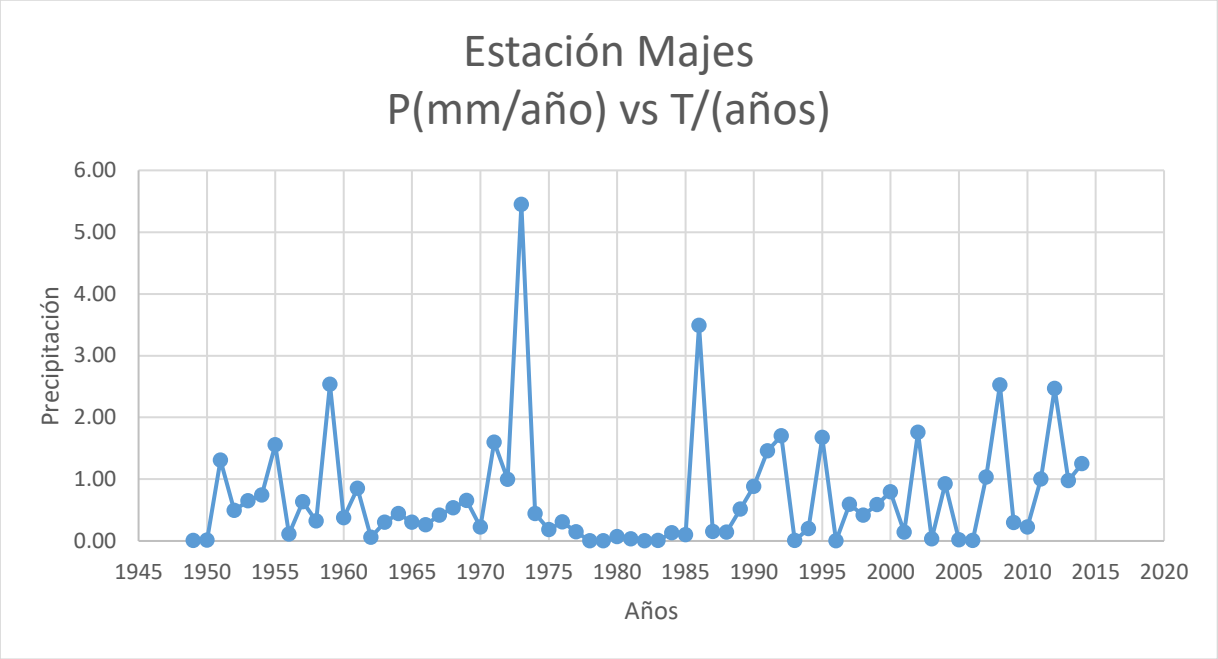
El análisis gráfico se realizó con el promedio de las precipitaciones máximas mensuales. Con este gráfico se observa el desarrollo de las precipitaciones a lo largo del tiempo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.3. Análisis gráfico de la estación Majes



Fuente: Elaboración Propia

El intervalo de los años disponibles para esta estación son 1949-2014. Se observa que en el año 1973 y en 1986 se tiene un pico en los datos.

- Madrigal

Tabla 5.33. Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Madrigal

Madrigal	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1963	37.3
1964	237.7
1965	109.5
1966	263.41
1967	551.9
1968	591.6
1969	241.41
1970	264.56
1971	337.2
1972	575.63
1973	334.99
1974	393.99
1975	442.33
1976	371.72
1977	399.57

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1978	189.75
1979	207.79
1980	265.05
1981	435.54
1982	249.49
1983	68.42
1984	516.86
1985	357.53
1986	398.79
1987	163.83
1988	412.86
1989	329.39
1990	261.6
1991	152.14
1992	97.5
1993	252.97
1994	493.51
1995	355.3
1996	603.58
1997	655.13
1998	561.65
1999	876.15
2000	769.91
2001	700.73
2002	462.7
2003	414.57
2004	281.7
2005	573.34
2006	386.74
2007	465.2
2008	445.65
2009	397.2
2010	364
2011	560.78
2012	830.72
2013	451.5
2014	146.8

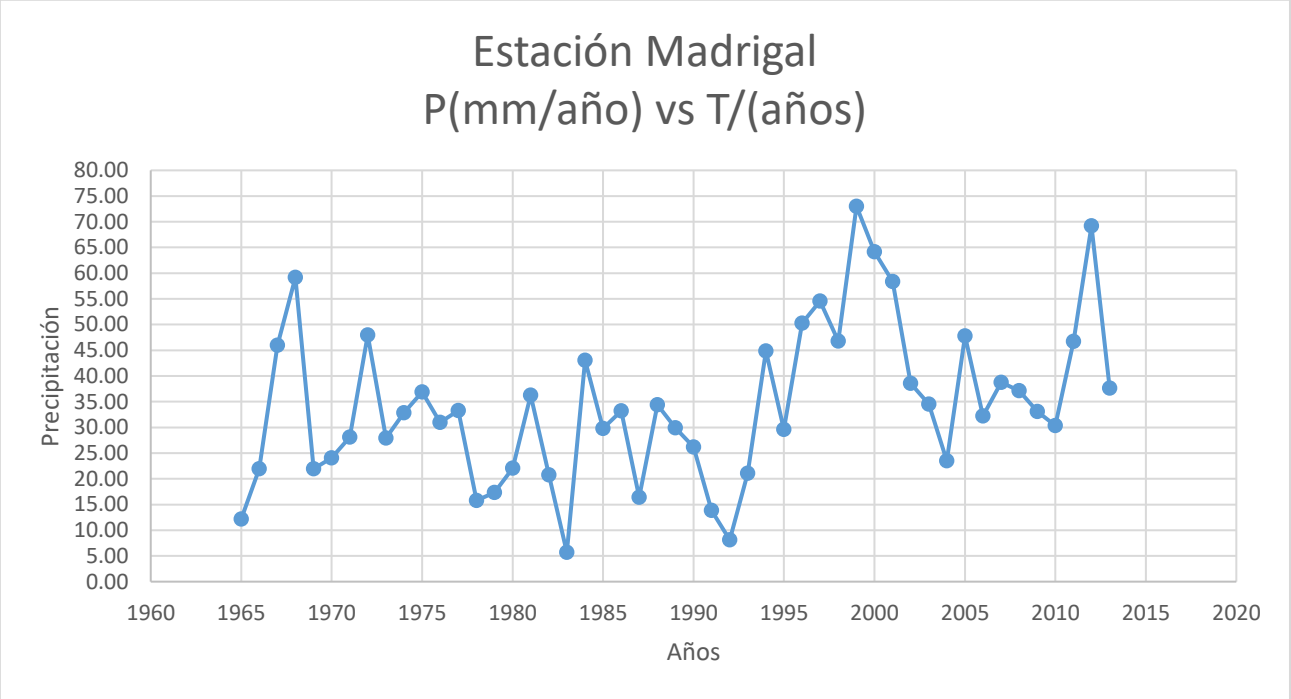
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.4. Análisis gráfico de la estación Madrigal



Fuente: Elaboración Propia

En el análisis gráfico se observa que en los últimos años se tuvo mayores precipitaciones, el intervalo disponible en esta estación es de 1963-2014. Además se observa que el promedio de los máximos mensuales para esta estación supera ampliamente a los de las estaciones de Majes.

- Chivay

Tabla 5.34. Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Chivay

Chivay	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1964	139.40
1965	230.30
1966	271.20
1967	467.40
1968	422.8
1969	406.2
1970	419.8
1971	318.6
1972	581.3
1973	522.3
1974	474.1
1975	516.4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1976	419.8
1977	384.9
1978	229.1
1979	261.3
1980	278.6
1981	391.3
1982	398.4
1983	62.8
1984	584.2
1985	463.7
1986	596.1
1987	161
1988	295.8
1989	181.4
1990	380.4
1991	435.8
1992	85.2
1993	334.4
1994	420.3
1995	356.6
1996	414.3
1997	576
1998	387.5
1999	596.5
2000	560.6
2001	525.8
2002	579.3
2003	276
2004	469.1
2005	339.1
2006	520.4
2007	473
2008	474.9
2009	429.9
2010	368.2
2011	567.5
2012	756.1
2013	515.9
2014	136

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el intervalo de datos disponible en esta estación es de 1964-2014. El análisis gráfico muestra que las precipitaciones han aumentado en los últimos

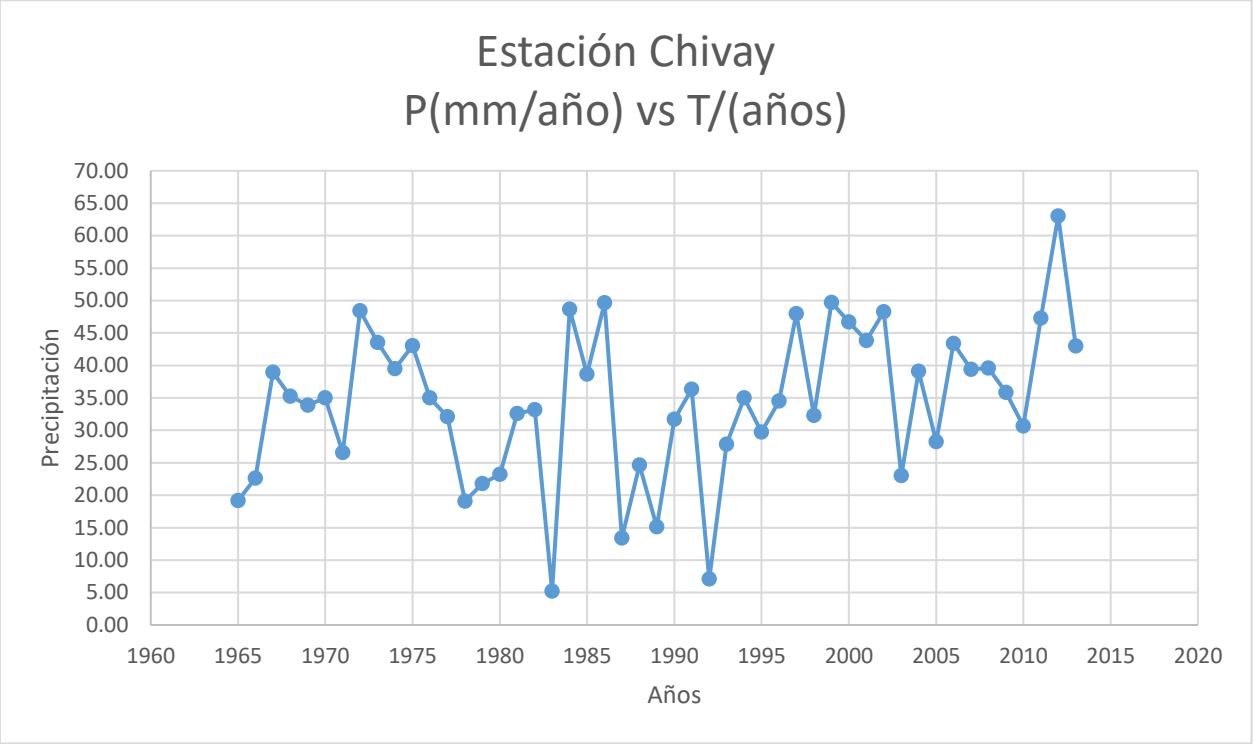
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

años y son comparables con los de la estación Madrigal pero supera ampliamente a las precipitaciones de la estación Majes.

Gráfica 5.5. Análisis gráfico de la estación Chivay



Fuente: Elaboración Propia

- Huambo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.35. Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Huambo

Huambo	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1963	20.5
1964	377.3
1965	186.9
1966	147.53
1967	521
1968	425.62
1969	236.17
1970	270.43
1971	246.76
1972	611.16
1973	355.5
1974	427.15
1975	341.2
1976	384.5
1977	189.9
1978	134.2
1979	175.8
1980	121
1981	254.11
1982	145.6
1983	122.9
1984	359.1
1985	205.2
1986	298.5
1987	170.7
1988	324.5
1989	283.1
1990	140
1991	159.4
1992	36.2
1993	210.2
1994	224.3
1995	192.2
1996	210.4
1997	334.3
1998	255.9
1999	411.3
2000	335.28
2001	322.1
2002	344.01

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

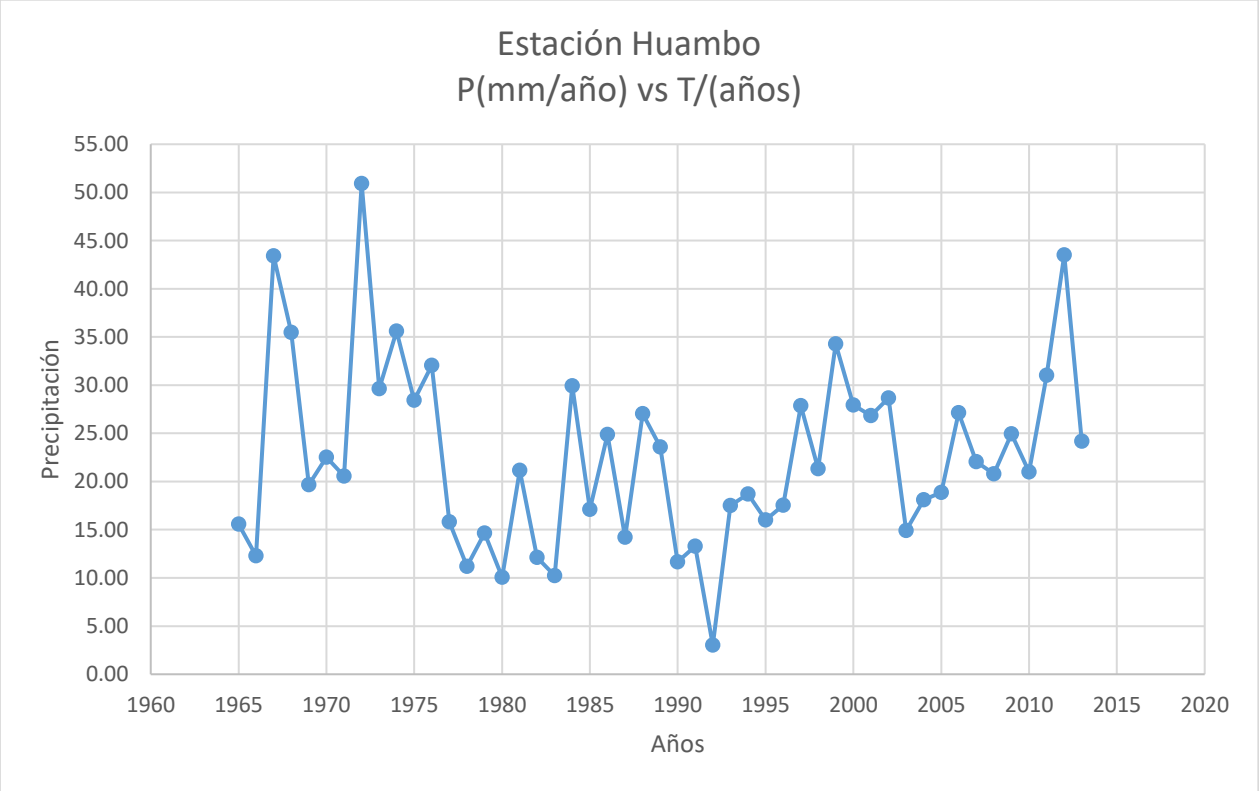
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2003	178.93
2004	217.38
2005	226.5
2006	325.62
2007	264.61
2008	249.48
2009	299.41
2010	251.89
2011	372.41
2012	522.04
2013	290
2014	147.4

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.6. Análisis gráfico de la estación Huambo



Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el intervalo de datos disponible en esta estación es de 1963-2014. Los datos son comparables con los de la estación Madrigal y Chivay pero supera ampliamente a las precipitaciones de la estación Majes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Imata

Figura 5.36. Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Imata

Imata	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1962	457.30
1963	638.15
1964	492.60
1965	322.80
1966	496.25
1967	582.01
1968	643.60
1969	446.60
1970	456.60
1971	516.20
1972	713.50
1973	737.30
1974	815.90
1975	653.70
1976	536.50
1977	542.70
1978	589.10
1979	434.40
1980	386.25
1981	715.70
1982	448.00
1983	183.30
1984	724.00
1985	710.90
1986	639.10
1987	313.75
1988	457.00
1989	395.30
1990	486.4
1991	440.6
1992	241.9
1993	560.1
1994	657.35
1995	341.65
1996	545.75
1997	496.6
1998	388.8
1999	761.8
2000	494.2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

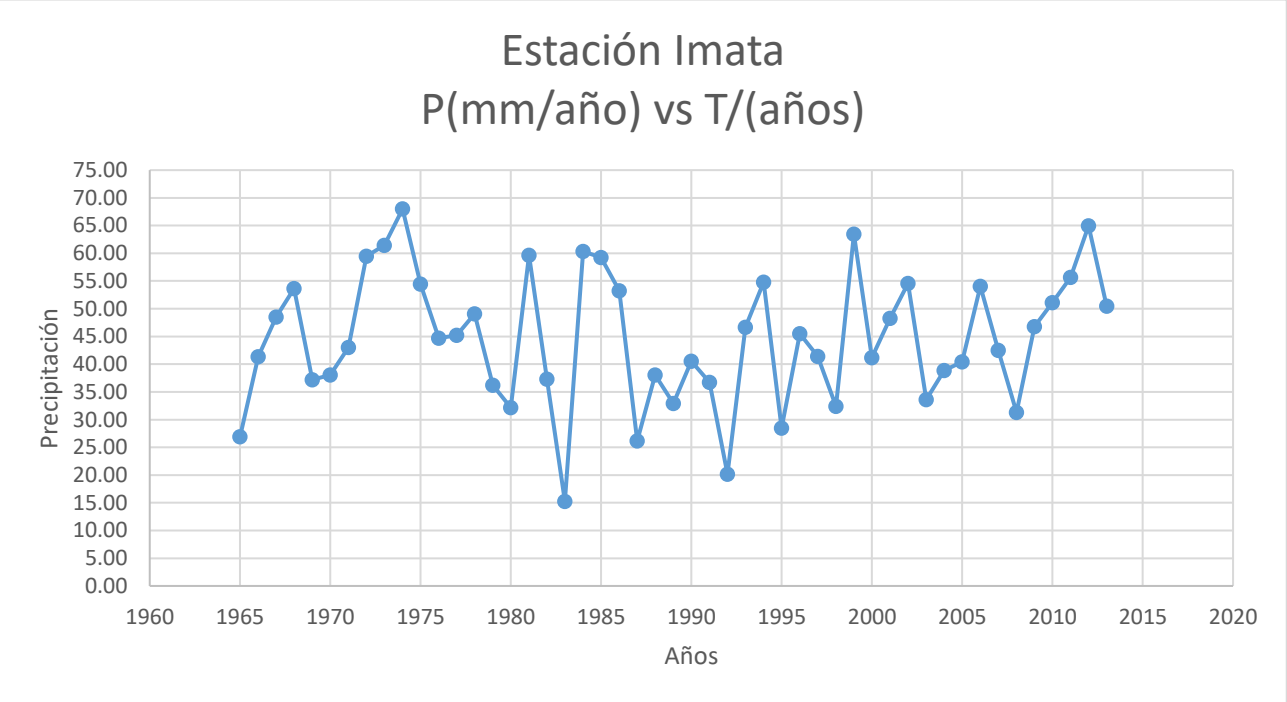
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2001	579.3
2002	654.5
2003	403.2
2004	466.6
2005	484.85
2006	648.55
2007	510.3
2008	375.95
2009	561.3
2010	612.9
2011	668.05
2012	779.8
2013	554.9
2014	278.41
2015	518.42

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.7. Análisis gráfico de la estación Imata



Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el intervalo de datos disponible en esta estación es de 1962-2015. Los datos son comparables con los de la estación Madrigal, Chivay y Huambo pero supera ampliamente a las precipitaciones de la estación Majes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Pillones

Tabla 5.37 Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Pillones

Pillones	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1963	75.5
1964	357.4
1965	327.85
1966	343.14
1967	573.15
1968	581.35
1969	685.27
1970	456.66
1971	566.23
1972	323.41
1973	373.68
1974	158.02
1975	414.83
1976	333.5
1977	399.9
1978	318.8
1979	230.41
1980	282.8
1981	558.71
1982	331.8
1983	159.4
1984	662.5
1985	485.1
1986	485.1
1987	193.1
1988	456.5
1989	311.3
1990	396.9
1991	335.1
1992	176
1993	694
1994	560.9
1995	333.9
1996	343.61
1997	454.43
1998	294.21
1999	577.48
2000	473.85

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

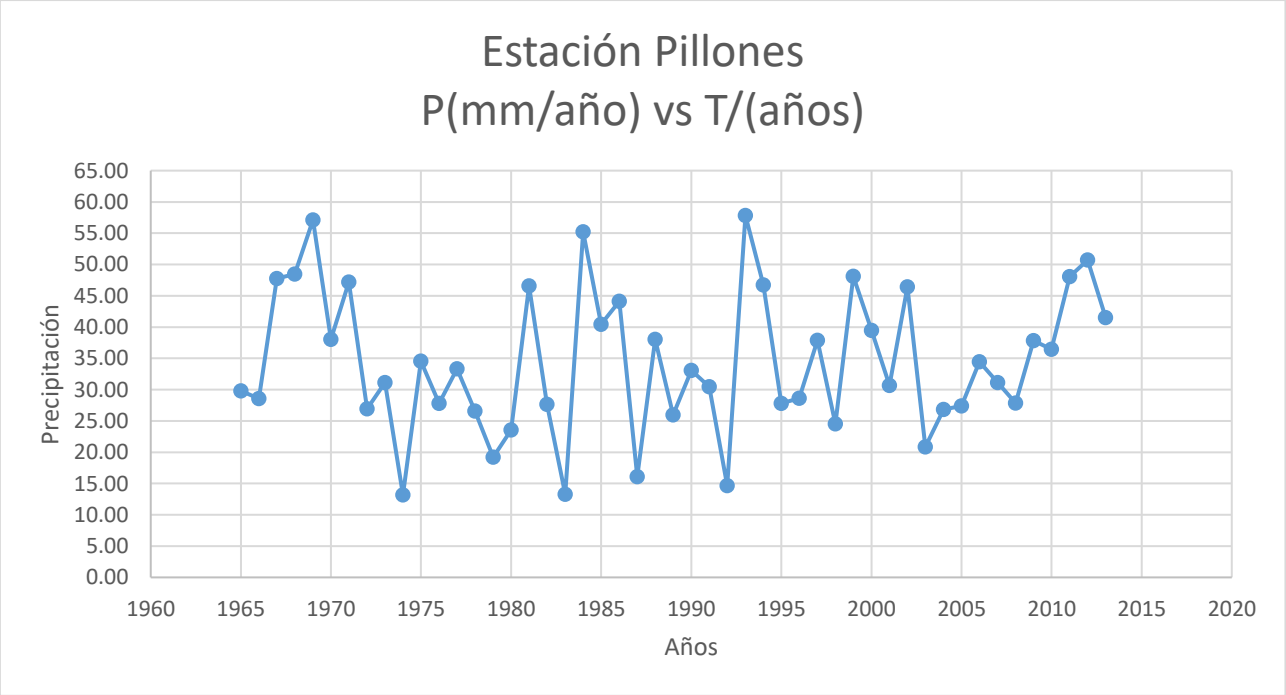
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2001	367.82
2002	557.2
2003	250.04
2004	321.77
2005	328.84
2006	413.76
2007	373.46
2008	334.49
2009	453.77
2010	437.56
2011	576.7
2012	608.58
2013	498.15
2014	183.34

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el intervalo de datos disponible en esta estación es de 1963-2014. Los datos son comparables con los de la estación Madrigal, Chivay, Huambo y Pillones pero supera ampliamente a las precipitaciones de la estación Majes.

Gráfica 5.8. Análisis gráfico de la estación Pillones



Fuente: Elaboración Propia

- Pampilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.38 Precipitación acumulada anual de máximos mensuales estación Pampilla

Pampilla	
Años	Precipitación Acumulada Anual
1931	1.2
1932	31.4
1933	25.2
1934	23.3
1935	36
1936	9.8
1937	19.4
1938	7.6
1939	0
1940	0
1941	26.5
1942	22.6
1943	34.6
1944	54.7
1945	6.3
1946	57.29
1947	6.85
1948	52.84
1949	0
1950	0
1951	0
1952	0
1953	0
1954	0
1955	0
1956	0
1957	0
1958	0
1959	0
1960	0
1961	80.51
1962	15.71
1963	36.85
1964	25.2
1965	21.1
1966	7.22
1967	45.91
1968	18.11
1969	18.16
1970	17.83
1971	18.5
1972	50.82
1973	49.51
1974	43.31
1975	70.4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1976	41.12
1977	14.91
1978	11.55
1979	16.33
1980	20.61
1981	16
1982	11.21
1983	1.9
1984	32.02
1985	37.3
1986	47.4
1987	23.71
1988	17.1
1989	33.6
1990	15.41
1991	17.9
1992	4.4
1993	20.5
1994	35.62
1995	49.9
1996	21.2
1997	89.31
1998	13.9
1999	17.1
2000	55.91
2001	51.82
2002	41.91
2003	8.36
2004	23.1
2005	17.91
2006	31.21
2007	18.21
2008	32.8
2009	18.2
2010	6.9
2011	39.71
2012	90
2013	152.1
2014	16

Fuente: Elaboración Propia

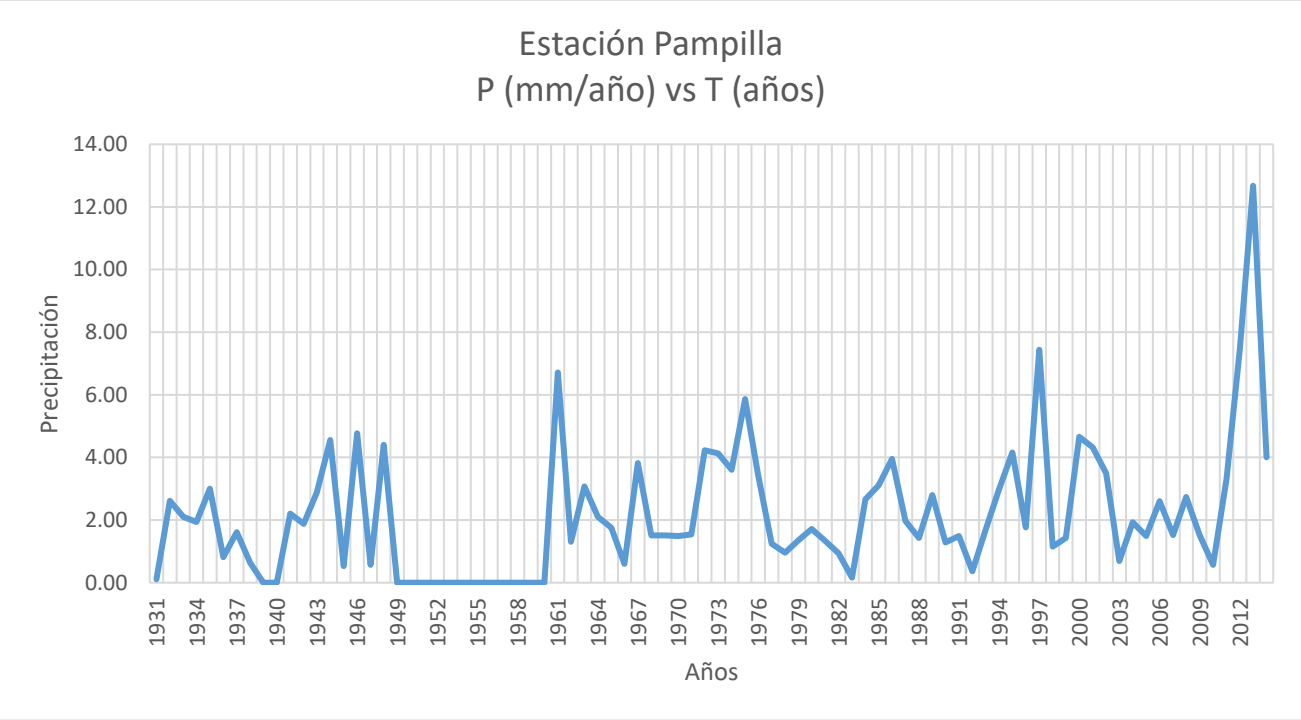
Se observa que el intervalo de datos disponible en esta estación es de 1931-2014. Los datos de esta estación han sido tomados en cuenta por su similitud con la zona en estudio, se observa que en el año 2013 tiene un pico que distorsiona la media de los datos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.9. Análisis gráfico de la estación Pampilla



El análisis de consistencia se basa en una observación de los acumulados mensuales de cada estación graficadas en las ordenadas, mientras que en las abcisas se tiene el acumulado del promedio de todas las estaciones. Mediante esta gráfica (gráfica 5.10) se puede identificar posibles errores en donde se observen quiebres o cambios de pendiente.

Analizando la gráfica 5.10 se observa la consistencia de los datos y con esto se debe escoger una estación base con la que se graficarán las otras estaciones.

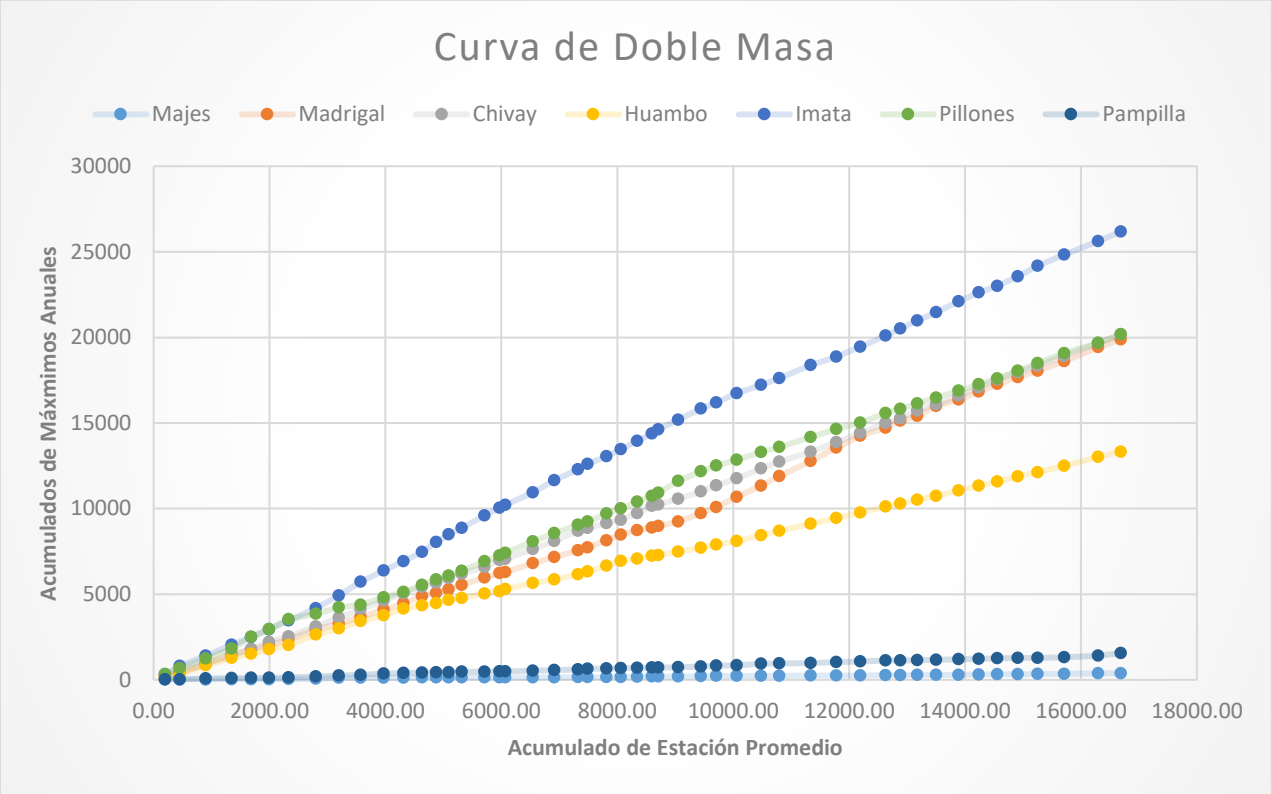
Esto para generar una regresión lineal y obtener el coeficiente de correlación, que nos proporciona la idea de relación entre ambas muestras de datos. Mientras el coeficiente de correlación se acerque más a 1, la muestra tendrá una mayor relación directa es decir la muestra será más confiable.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

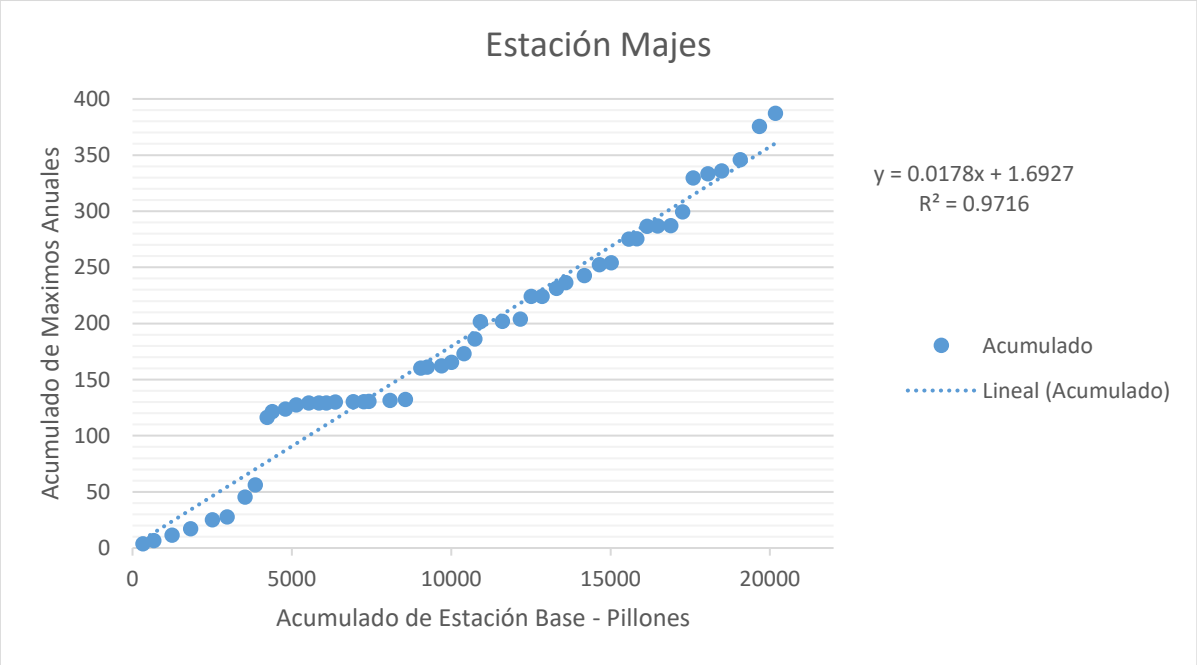
Gráfica 5.10. Curva de doble masa para las estaciones en estudio.



Fuente: Elaboración Propia

- Majes

Gráfica 5.11. Análisis doble masa estación Majes



Para estación se observa que tiene un comportamiento lineal pero presenta saltos en el desarrollo de la gráfica, se debe realizar un análisis estadístico adicional si se va a usar los datos de esta estación.

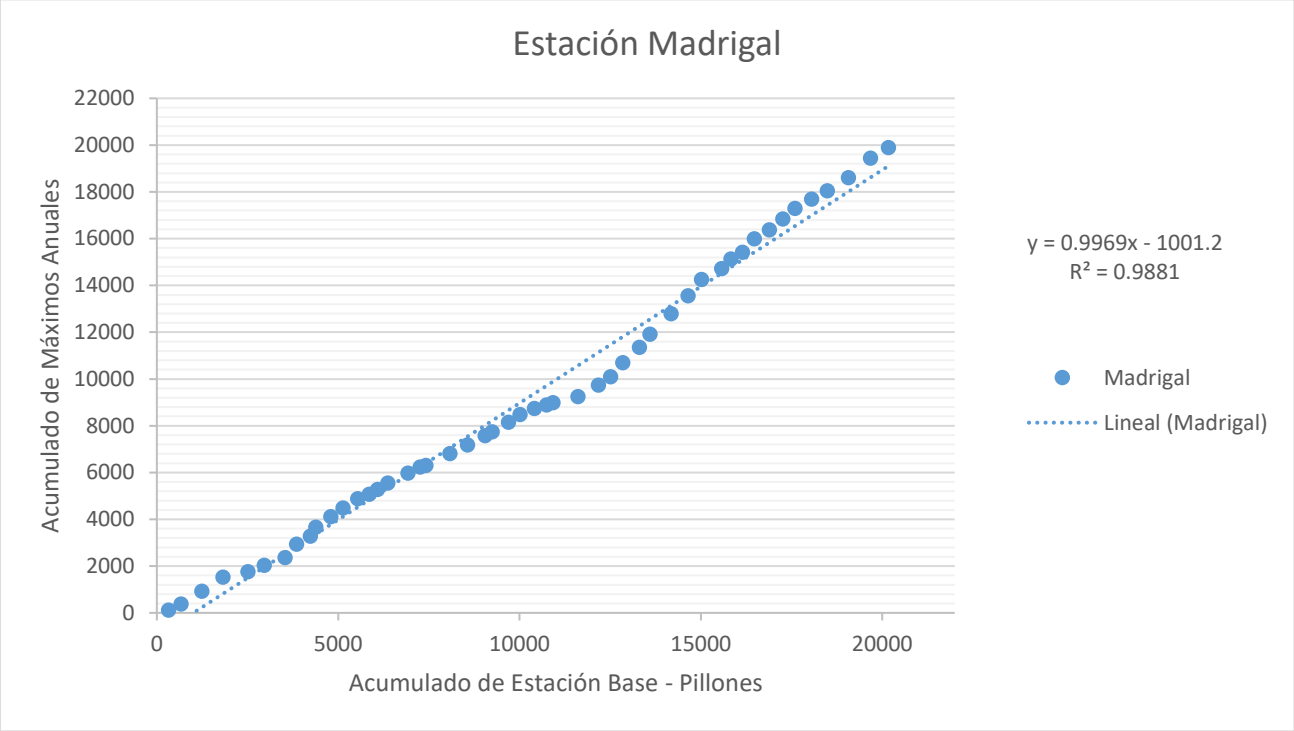
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Madrigal

Gráfica 5.12. Análisis doble masa estación Madrigal



Fuente: Elaboración Propia

Para estación se observa que tiene un comportamiento lineal y que su coeficiente de correlación es de 0.9881, es una muestra consistente.

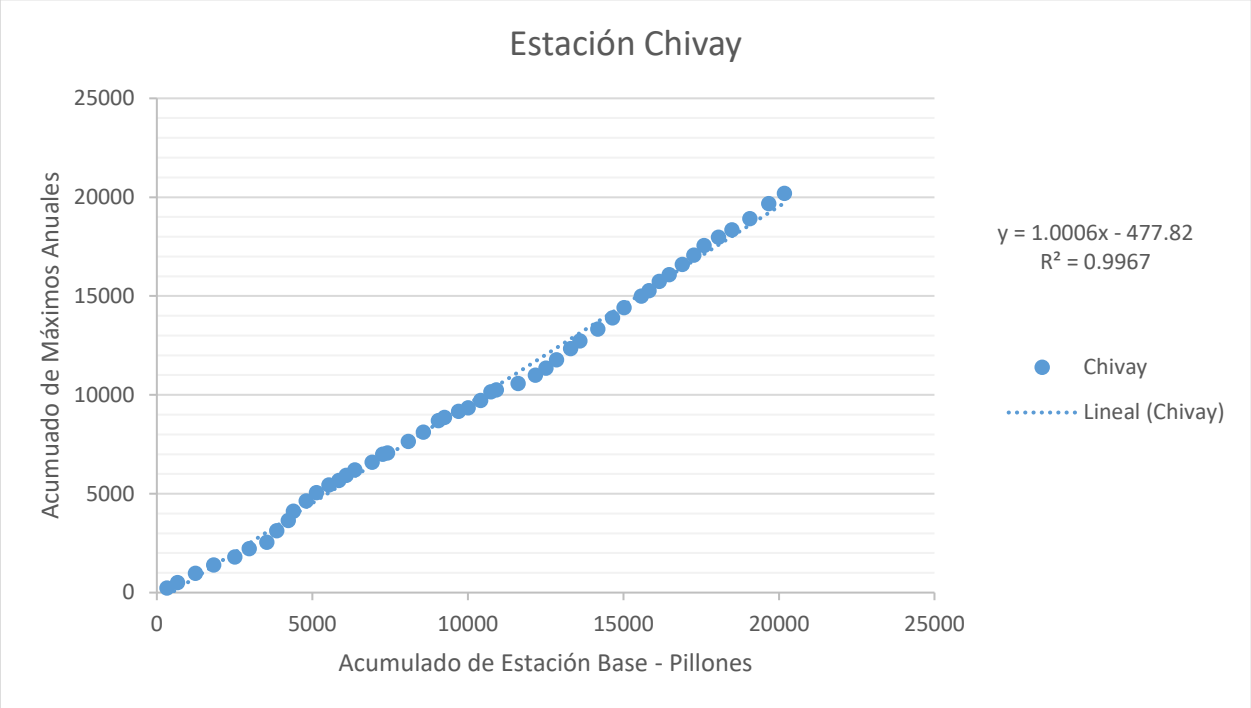
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Chivay

Gráfica 5.13. Análisis doble masa estación Chivay



Fuente: Elaboración Propia

Para estación se observa que tiene un comportamiento lineal y que su coeficiente de correlación es de 0.9967, es una muestra consistente.

- Huambo

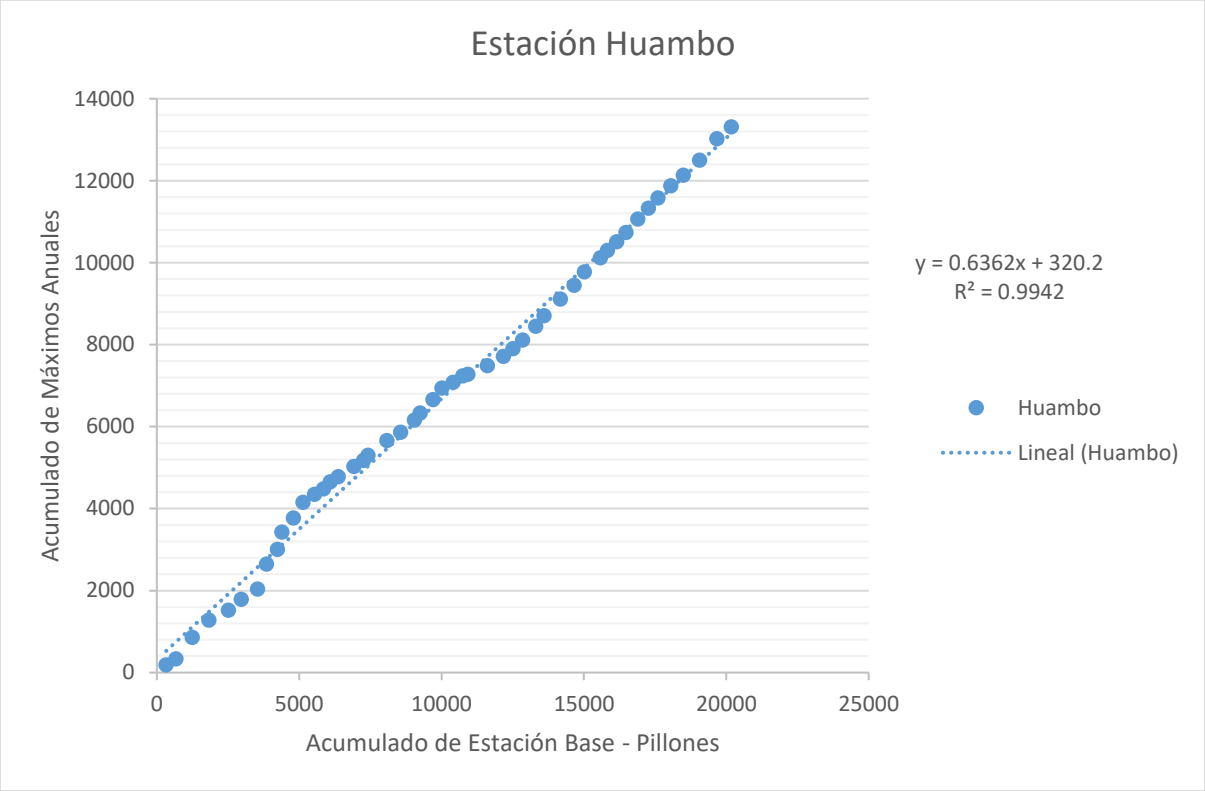
Para estación se observa que tiene un comportamiento lineal y que su coeficiente de correlación es de 0.9942, es una muestra consistente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.14. Análisis de doble masa de la estación Huambo

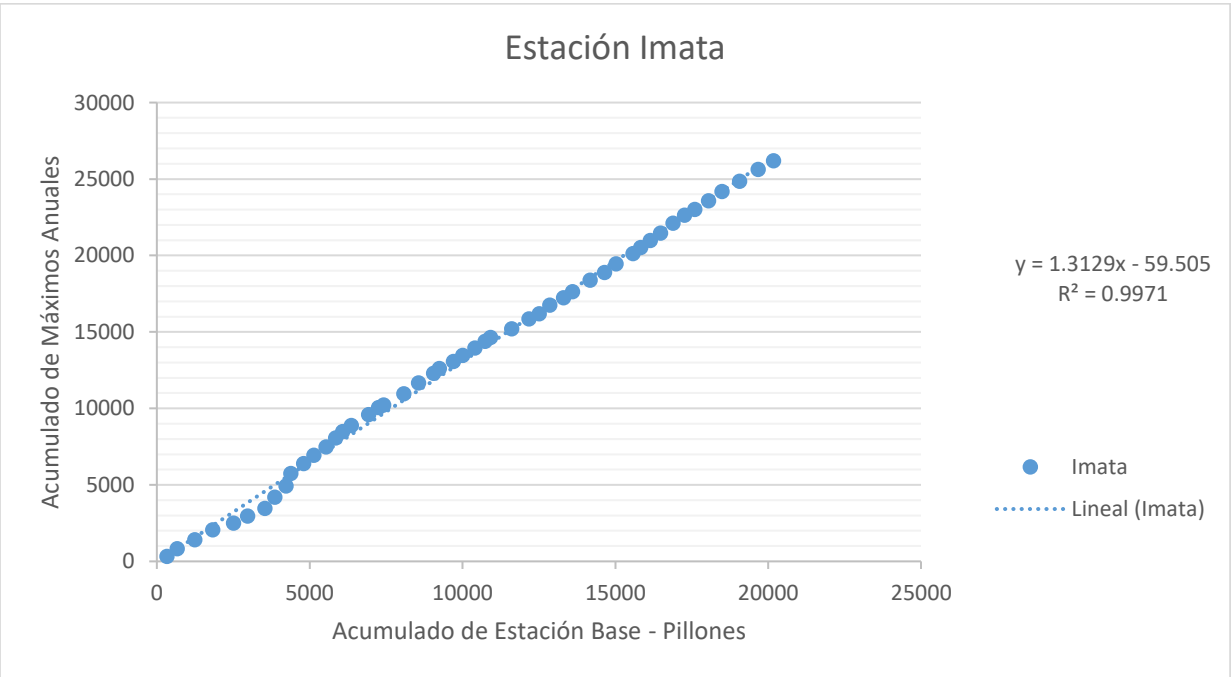


Fuente: Elaboración Propia

- Imata

Para estación se observa que tiene un comportamiento lineal y que su coeficiente de correlación es de 0.9971, es una muestra consistente.

Gráfica 5.15. Análisis de doble masa de la estación Imata



Fuente: Elaboración Propia

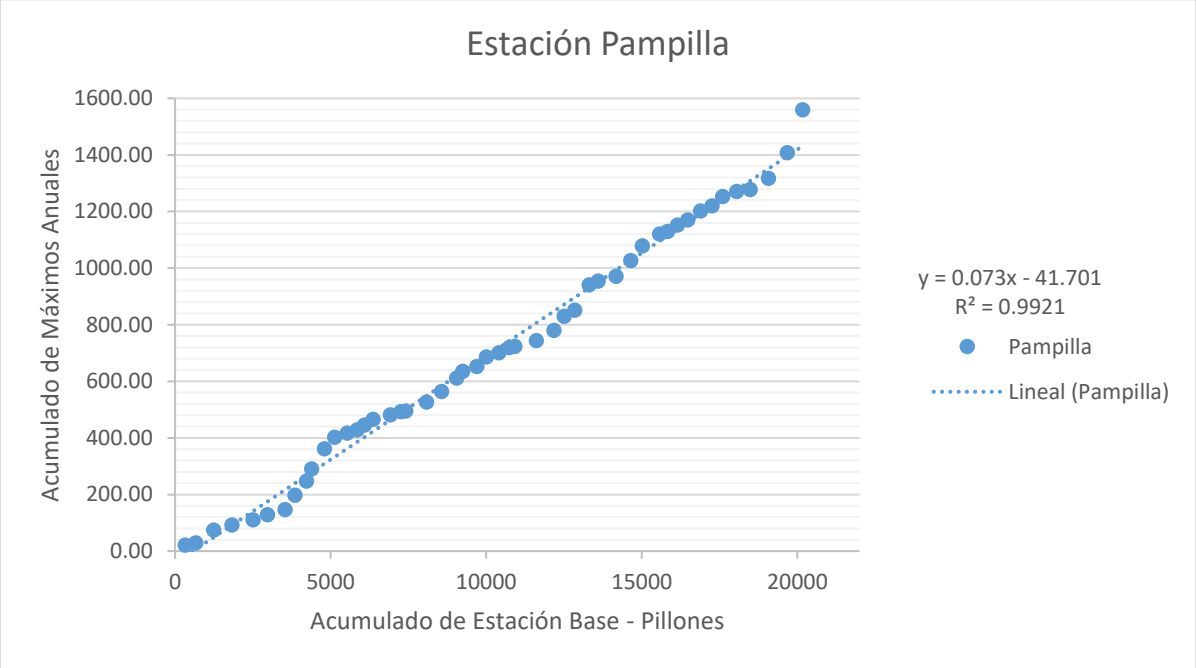
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Pampilla

Gráfica 5.16. Análisis de doble masa de la estación Pampilla



Fuente: Elaboración Propia

Para estación se observa que tiene un comportamiento lineal y que su coeficiente de correlación es de 0.9921, es una muestra consistente. Se debe tener cuidado con los datos de los últimos años, por la presencia de saltos.

5.2.2. Estaciones a Usar en el Modelo Hidrológico

Como se observó en la tabla 5.8, las cotas de las subcuencas propuestas para la presente investigación varían ampliamente, por lo que escoger una sola estación para toda el área o asumir que todas las subcuencas aportan a la escorrentía sería erróneo.

En el capítulo 2 se caracterizó el tipo de clima que existe en la zona de estudio, basándonos en esta información se tomó como estaciones a usar las propuestas en la tabla 5.39.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.39. Estaciones propuestas para el modelo hidrológico

Subcuenca	Cota Máxima	Cota Mínima	Altitud más Frecuente	Altitud Media	Estación Propuesta	Cota Estación
AA1	4650	3100	4224	3927	Huambo	3319
AA2	5350	3050	4143	4364	Pillones	4455
AA3	4900	3200	3838	4026	Pillones	4455
AA4	5550	4206	4844	4671	Pillones	4455
AA5	4100	2500	3820	3451	Huambo	3319
AA6	5300	2750	3834	4006	Pillones	4455
AA7	4822	2400	3087	3449	Huambo	3319
AB1	3700	1700	2850	2725	Pampilla	2365
AB2	3650	1614	1970	2422	Pampilla	2365
AB3	1950	1300	1544	1607	No llueve	-

Fuente: Elaboración Propia

Para la presente investigación se considera que la subcuenca AB3 en donde se encuentra la estación Majes, no aporta con precipitación a la escorrentía por los bajos valores y poca frecuencia en sus valores registrados.

Teniendo esto en cuenta y que los datos de las estaciones propuestas son consistentes, se procede al análisis de frecuencia de los datos de precipitación máxima diaria.

Es necesario resaltar que si se tomará otra propuesta de estaciones para las subcuencas el hidrograma resultante en el puente Siguas variaría considerablemente.

5.2.3. Análisis de Frecuencia de Precipitaciones Máximas Diarias

En el modelo hidrológico es necesario conocer la magnitud esperada de la lluvia de proyecto, por lo que se debe analizar estadísticamente la serie de registros de precipitaciones de las estaciones propuestas.

Para realizar un análisis de la socavación en el puente Siguas, es necesario conocer la magnitud de la lluvia de proyecto en un evento extremo que generaría una máxima avenida a través de este puente.

Para predecir eventos futuros a partir de la muestra de datos disponibles en las estaciones es necesario aplicar funciones de distribución de probabilidades para así obtener resultados proporcionales al riesgo y periodo de retorno aplicado.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El uso de una función de distribución de probabilidades significa que se realizará una extrapolación a partir de los datos de la muestra, para lo cual se debe tener mucho cuidado en el ajuste entre la distribución de los datos de la muestra y la función de probabilidad, ya que en la extrapolación se podrían producir errores.

La prueba de bondad de ajuste con la que se determinará la función de probabilidad a usar, será la prueba de Smirnov-Kolmogorov. La prueba de Chi cuadrado fue desestimada para este análisis debido a que la muestra a donde se aplicará es una muestra sesgada y como la prueba de Chi cuadrado se deriva de la función de distribución normal, no es aplicable para eventos extremos.

Para la aplicación de la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, es necesario usar una función de distribución empírica de frecuencias. Para el presente análisis se usarán las distribuciones:

- Weibull
- California
- Bloom
- Hazen
- Gringorten

En la prueba de bondad de ajuste es posible que más de una función de distribución de probabilidades tenga un resultado satisfactorio. Por lo que se realizará la prueba con todas las combinaciones posibles. Las funciones teóricas de distribución de probabilidades a usar son:

- Normal
- Log normal
- Gumbel
- Pearson tipo III
- Log Pearson III

Los datos de precipitaciones máximas diarias de las estaciones propuestas son los siguientes:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Huambo

Tabla 5.40. Precipitación máxima diaria estación Huambo

Huambo	
Año	Prec. Max. Diaria
1965	23.3
1966	17.7
1967	28.4
1968	22.5
1969	17.8
1970	23.7
1971	25.1
1972	40.3
1973	20.7
1974	31.2
1975	26.4
1976	22.7
1977	14
1978	28.7
1979	21.1
1980	16.7
1981	23.2
1982	16.4
1983	17.4
1984	33.9
1985	24.6
1986	34.4
1987	42.8
1988	30.4
1989	17
1990	36
1991	15.8
1992	6.3
1993	16.8
1994	16.9
1995	17.9
1996	16.9
1997	32.9
1998	25.3
1999	26.6
2000	18.7
2001	17
2002	27.9
2003	25.5
2004	30.4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

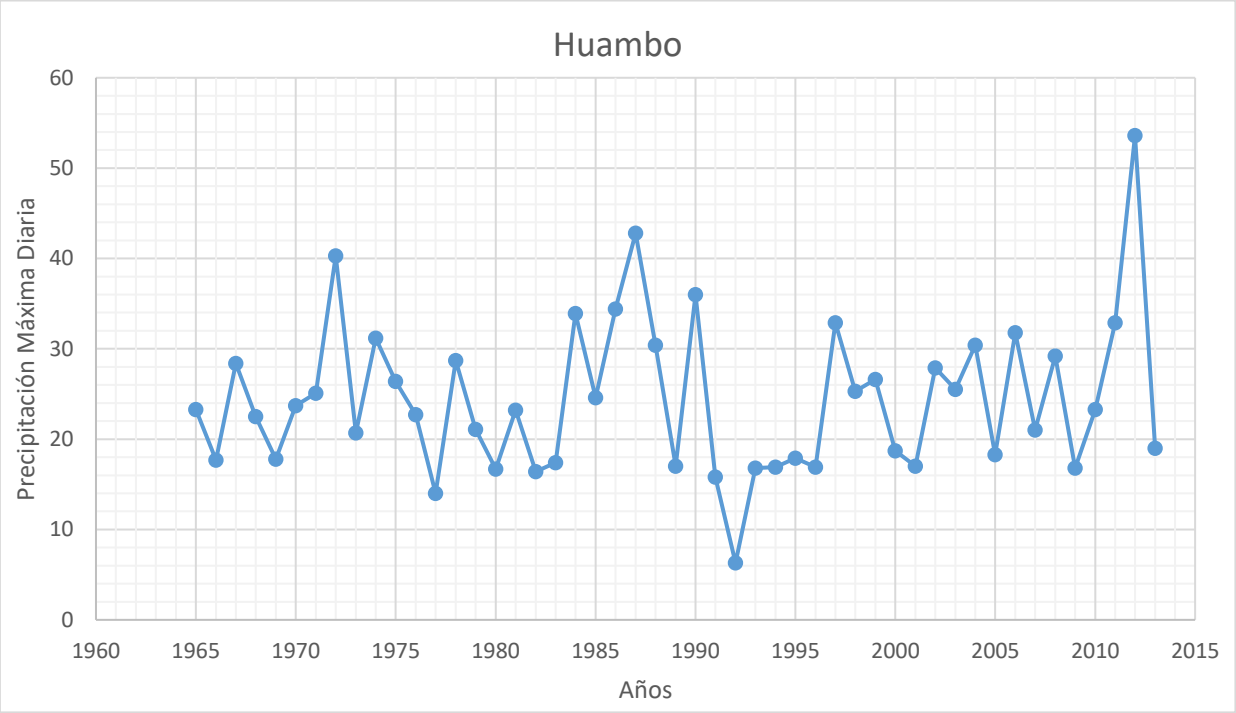
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

2005	18.3
2006	31.8
2007	21
2008	29.2
2009	16.8
2010	23.3
2011	32.9
2012	53.6
2013	19

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.17. Precipitación máxima diaria estación Huambo



Fuente: Elaboración Propia

- Pillones

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.41. Precipitación máxima diaria estación Pillones

Pillones	
Año	Prec. Max. Diaria
1963	21
1964	29.5
1965	60.7
1966	19
1967	23.1
1968	33.7
1969	21.5
1970	23.2
1971	31.4
1972	22.3
1973	15.6
1974	9.4
1975	18.3
1976	17.6
1977	28.3
1978	38.5
1979	19.4
1980	17.4
1981	28.1
1982	16.1
1983	23.8
1984	28
1985	20.1
1986	32
1987	13.6
1988	30.1
1989	17
1990	31.7
1991	36
1992	23.8
1993	50.5
1994	30.8
1995	22.6
1996	16.9
1997	21
1998	26.4
1999	26.6
2000	22.1
2001	25.1
2002	35.7

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

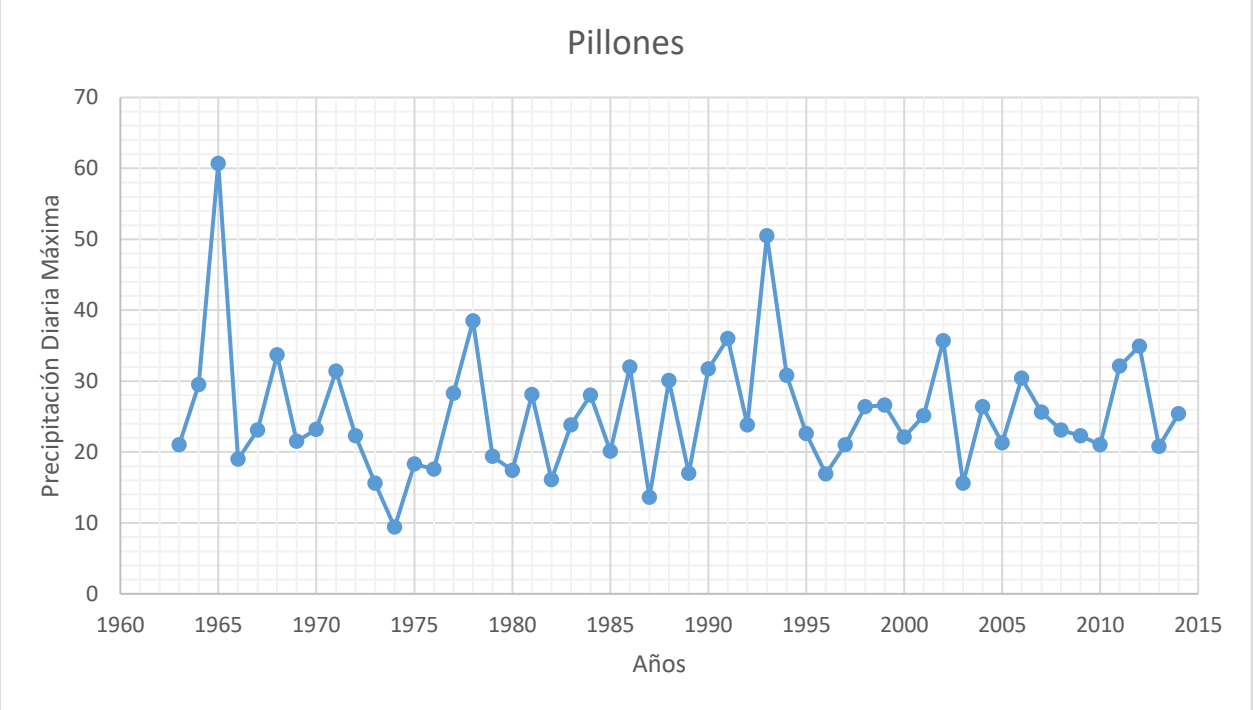
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2003	15.6
2004	26.4
2005	21.3
2006	30.4
2007	25.6
2008	23.1
2009	22.3
2010	21
2011	32.1
2012	34.9
2013	20.8
2014	25.4

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.18. Precipitación Máxima Diaria estación Pillones



Fuente: Elaboración Propia

- Pampilla

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.42. Precipitación máxima diaria estación Pampilla

Pampilla	
Año	Prec. Max. Diaria
1931	1.2
1932	12.5
1933	13.2
1934	9
1935	12.5
1936	5.2
1937	9
1938	5.2
1939	0
1940	0
1941	12.5
1942	15
1943	18.8
1944	32.8
1945	3.8
1946	30.5
1947	6.6
1948	38.61
1949	0
1950	0
1951	0
1952	0
1953	0
1954	0
1955	0
1956	0
1957	0
1958	0
1959	0
1960	0
1961	32.5
1962	8.7
1963	14.9
1964	7.1
1965	7.6
1966	4.1
1967	25.2
1968	9.9
1969	6.6
1970	6.62
1971	10.4
1972	21.3
1973	22.1
1974	16
1975	46.7

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

1976	24
1977	6.8
1978	8
1979	10.9
1980	6.2
1981	5.4
1982	3.9
1983	1.5
1984	14.7
1985	15.3
1986	18.4
1987	19
1988	11.5
1989	22.9
1990	11.5
1991	7.7
1992	3.4
1993	13.5
1994	13.6
1995	28
1996	12.1
1997	33.4
1998	9.5
1999	12.3
2000	23.7
2001	30
2002	15.4
2003	5.5
2004	8.4
2005	5.2
2006	14.9
2007	7.9
2008	25.5
2009	8.4
2010	4.7
2011	17
2012	35.3
2013	124.5
2014	16

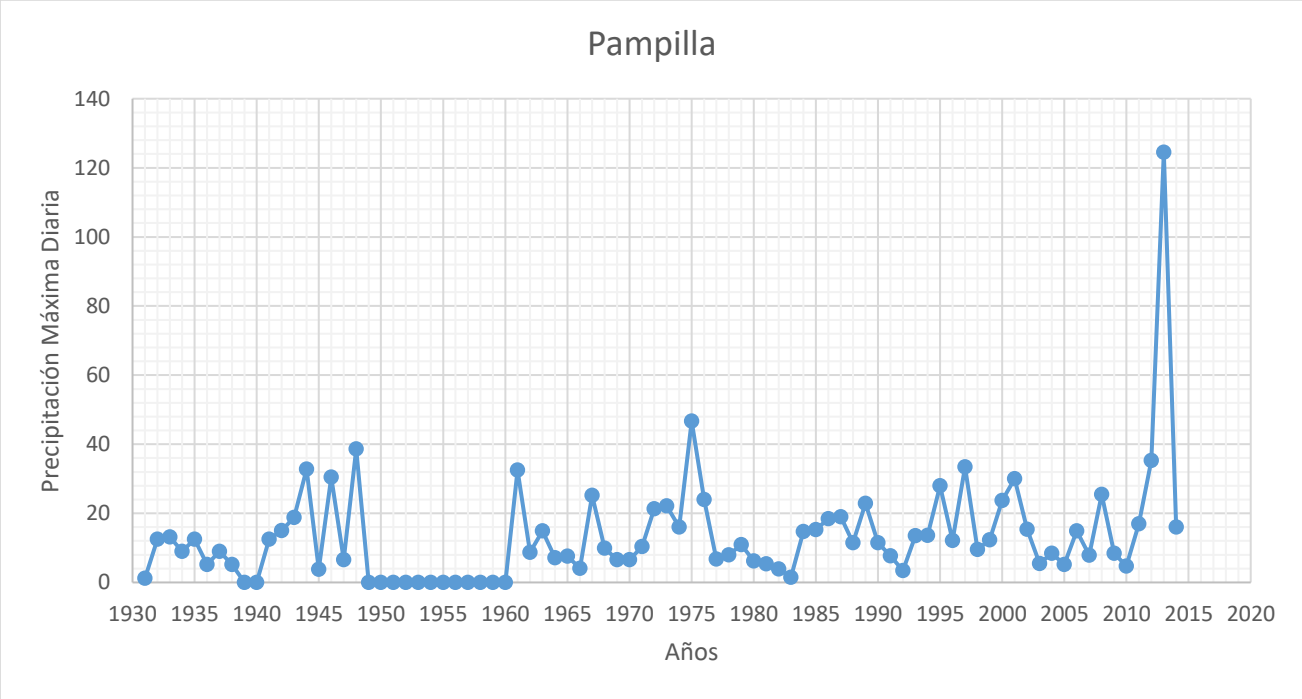
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.19. Precipitación máxima diaria estación Pampilla



Fuente: Elaboración Propia

En las siguientes tablas se muestra la prueba de bondad de ajuste para las combinaciones que obtuvieron un menor parámetro de Smirnov, es decir a las que mejor se ajustan para cada estación.

- Huambo

  Para esta estación la combinación que mejor se ajustó fue la de Bloom con Gumbel.

$$\frac{m - 3/8}{n + 1/4}$$

Bloom

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.43. Función empírica de Bloom en la serie de precipitaciones de Huambo

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01
		Media	24.43		
		Desv. Estandar	8.49		
		Número de Datos	49		

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.44. Función de distribución de probabilidades Gumbel en la serie de precipitaciones de Huambo

			Valor Extremo - Distribución Gumbel				
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P
1	1965	23.30	3.43	1.0069	146.1258	0.0068	0.9932
2	1966	17.70	2.16	1.0357	29.0170	0.0345	0.9655
3	1967	28.40	1.87	1.0525	20.0535	0.0499	0.9501
4	1968	22.50	1.36	1.1029	10.7215	0.0933	0.9067
5	1969	17.80	1.17	1.1328	8.5319	0.1172	0.8828
6	1970	23.70	1.11	1.1439	7.9494	0.1258	0.8742
7	1971	25.10	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553
8	1972	40.30	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553
9	1973	20.70	0.87	1.2027	5.9325	0.1686	0.8314
10	1974	31.20	0.80	1.2240	5.4648	0.1830	0.8170
11	1975	26.40	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961
12	1976	22.70	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961
13	1977	14.00	0.56	1.3144	4.1811	0.2392	0.7608
14	1978	28.70	0.50	1.3428	3.9168	0.2553	0.7447
15	1979	21.10	0.47	1.3613	3.7677	0.2654	0.7346
16	1980	16.70	0.41	1.3946	3.5340	0.2830	0.7170
17	1981	23.20	0.26	1.4990	3.0042	0.3329	0.6671
18	1982	16.40	0.23	1.5177	2.9317	0.3411	0.6589
19	1983	17.40	0.13	1.6127	2.6322	0.3799	0.6201
20	1984	33.90	0.10	1.6365	2.5711	0.3889	0.6111
21	1985	24.60	0.08	1.6614	2.5120	0.3981	0.6019
22	1986	34.40	0.02	1.7289	2.3720	0.4216	0.5784
23	1987	42.80	-0.09	1.8723	2.1465	0.4659	0.5341
24	1988	30.40	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137
25	1989	17.00	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137
26	1990	36.00	-0.15	1.9666	2.0345	0.4915	0.5085
27	1991	15.80	-0.20	2.0737	1.9313	0.5178	0.4822
28	1992	6.30	-0.23	2.1206	1.8924	0.5284	0.4716
29	1993	16.80	-0.39	2.5311	1.6531	0.6049	0.3951

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

30	1994	16.90	-0.40	2.5671	1.6381	0.6105	0.3895
31	1995	17.90	-0.44	2.6817	1.5946	0.6271	0.3729
32	1996	16.90	-0.64	3.5792	1.3877	0.7206	0.2794
33	1997	32.90	-0.67	3.7970	1.3575	0.7366	0.2634
34	1998	25.30	-0.72	4.1259	1.3199	0.7576	0.2424
35	1999	26.60	-0.77	4.5065	1.2852	0.7781	0.2219
36	2000	18.70	-0.78	4.6109	1.2769	0.7831	0.2169
37	2001	17.00	-0.79	4.7193	1.2689	0.7881	0.2119
38	2002	27.90	-0.83	5.0712	1.2456	0.8028	0.1972
39	2003	25.50	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782
40	2004	30.40	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782
41	2005	18.30	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736
42	2006	31.80	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736
43	2007	21.00	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691
44	2008	29.20	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691
45	2009	16.80	-0.91	6.0773	1.1970	0.8355	0.1645
46	2010	23.30	-0.95	6.6073	1.1783	0.8487	0.1513
47	2011	32.90	-1.02	7.9028	1.1449	0.8735	0.1265
48	2012	53.60	-1.23	15.0712	1.0711	0.9336	0.0664
49	2013	19.00	-2.13	5860.6088	1.0002	0.9998	0.0002

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.45. Prueba de Smirnov-Kolmogorov en la serie de precipitaciones de Huambo

			Bloom	Gumbel				
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Probabilidad de No Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	$\downarrow$	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	0.99	0.9932	0.0058	0.07847	0.19028	Si
2	1966	17.70	0.97	0.9655	0.0015			
3	1967	28.40	0.95	0.9501	0.0034			
4	1968	22.50	0.93	0.9067	0.0197			
5	1969	17.80	0.91	0.8828	0.0233			
6	1970	23.70	0.89	0.8742	0.0116			
7	1971	25.10	0.87	0.8553	0.0102			
8	1972	40.30	0.85	0.8553	0.0101			
9	1973	20.70	0.82	0.8314	0.0066			
10	1974	31.20	0.80	0.8170	0.0124			
11	1975	26.40	0.78	0.7961	0.0118			
12	1976	22.70	0.76	0.7961	0.0321			
13	1977	14.00	0.74	0.7608	0.0172			
14	1978	28.70	0.72	0.7447	0.0213			
15	1979	21.10	0.70	0.7346	0.0315			
16	1980	16.70	0.68	0.7170	0.0343			
17	1981	23.20	0.66	0.6671	0.0047			
18	1982	16.40	0.64	0.6589	0.0168			
19	1983	17.40	0.62	0.6201	0.0017			
20	1984	33.90	0.60	0.6111	0.0095			
21	1985	24.60	0.58	0.6019	0.0207			
22	1986	34.40	0.56	0.5784	0.0175			
23	1987	42.80	0.54	0.5341	0.0065			
24	1988	30.40	0.52	0.5137	0.0066			
25	1989	17.00	0.50	0.5137	0.0137			
26	1990	36.00	0.48	0.5085	0.0288			
27	1991	15.80	0.46	0.4822	0.0228			
28	1992	6.30	0.44	0.4716	0.0325			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

29	1993	16.80	0.42	0.3951	0.0237
30	1994	16.90	0.40	0.3895	0.0089
31	1995	17.90	0.38	0.3729	0.0053
32	1996	16.90	0.36	0.2794	0.0785
33	1997	32.90	0.34	0.2634	0.0742
34	1998	25.30	0.32	0.2424	0.0749
35	1999	26.60	0.30	0.2219	0.0751
36	2000	18.70	0.28	0.2169	0.0598
37	2001	17.00	0.26	0.2119	0.0445
38	2002	27.90	0.24	0.1972	0.0388
39	2003	25.50	0.22	0.1782	0.0375
40	2004	30.40	0.20	0.1782	0.0172
41	2005	18.30	0.18	0.1736	0.0015
42	2006	31.80	0.15	0.1736	0.0188
43	2007	21.00	0.13	0.1691	0.0345
44	2008	29.20	0.11	0.1691	0.0548
45	2009	16.80	0.09	0.1645	0.0706
46	2010	23.30	0.07	0.1513	0.0777
47	2011	32.90	0.05	0.1265	0.0732
48	2012	53.60	0.03	0.0664	0.0334
49	2013	19.00	0.01	0.0002	0.0125

Fuente: Elaboración Propia

- Pillones

Para esta estación la combinación que mejor se ajustó fue la de Weibull con Log-normal.

Weibull $\frac{m}{n+1}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.46. Función empírica de Weibull en la serie de precipitaciones de Pillones

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43
31	1993	50.50	22.30	0.58	0.42
32	1994	30.80	22.30	0.60	0.40
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26
40	2002	35.70	20.10	0.75	0.25
41	2003	15.60	19.40	0.77	0.23
42	2004	26.40	19.00	0.79	0.21
43	2005	21.30	18.30	0.81	0.19
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09
49	2011	32.10	15.60	0.92	0.08
50	2012	34.90	15.60	0.94	0.06
51	2013	20.80	13.60	0.96	0.04
52	2014	25.40	9.40	0.98	0.02

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.47. Función de distribución de probabilidades Log-Normal en la serie de precipitaciones de Pillones

			Valor Extremo - Distribución LogNormal		
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad
1	1963	21.00	4.11	2.8353	0.9977
2	1964	29.50	3.92	2.2677	0.9883
3	1965	60.70	3.65	1.4306	0.9237
4	1966	19.00	3.58	1.2235	0.8894
5	1967	23.10	3.58	1.1977	0.8845
6	1968	33.70	3.55	1.1277	0.8703
7	1969	21.50	3.52	1.0198	0.8461
8	1970	23.20	3.47	0.8697	0.8078
9	1971	31.40	3.47	0.8601	0.8051
10	1972	22.30	3.46	0.8310	0.7970
11	1973	15.60	3.45	0.8017	0.7886
12	1974	9.40	3.43	0.7422	0.7710
13	1975	18.30	3.41	0.7018	0.7586
14	1976	17.60	3.40	0.6712	0.7490
15	1977	28.30	3.38	0.6091	0.7288
16	1978	38.50	3.34	0.4810	0.6847
17	1979	19.40	3.34	0.4591	0.6769
18	1980	17.40	3.33	0.4481	0.6730
19	1981	28.10	3.28	0.2899	0.6140
20	1982	16.10	3.27	0.2666	0.6051
21	1983	23.80	3.27	0.2666	0.6051
22	1984	28.00	3.24	0.1716	0.5681
23	1985	20.10	3.23	0.1474	0.5586
24	1986	32.00	3.22	0.1108	0.5441
25	1987	13.60	3.17	-0.0533	0.4787
26	1988	30.10	3.17	-0.0533	0.4787
27	1989	17.00	3.14	-0.1321	0.4475
28	1990	31.70	3.14	-0.1454	0.4422
29	1991	36.00	3.14	-0.1454	0.4422
30	1992	23.80	3.12	-0.2129	0.4157

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

31	1993	50.50	3.10	-0.2541	0.3997
32	1994	30.80	3.10	-0.2541	0.3997
33	1995	22.60	3.10	-0.2819	0.3890
34	1996	16.90	3.07	-0.3669	0.3569
35	1997	21.00	3.06	-0.3957	0.3462
36	1998	26.40	3.04	-0.4395	0.3302
37	1999	26.60	3.04	-0.4395	0.3302
38	2000	22.10	3.04	-0.4395	0.3302
39	2001	25.10	3.03	-0.4690	0.3195
40	2002	35.70	3.00	-0.5746	0.2828
41	2003	15.60	2.97	-0.6840	0.2470
42	2004	26.40	2.94	-0.7482	0.2272
43	2005	21.30	2.91	-0.8641	0.1938
44	2006	30.40	2.87	-0.9844	0.1625
45	2007	25.60	2.86	-1.0196	0.1539
46	2008	23.10	2.83	-1.0914	0.1375
47	2009	22.30	2.83	-1.1096	0.1336
48	2010	21.00	2.78	-1.2592	0.1040
49	2011	32.10	2.75	-1.3566	0.0875
50	2012	34.90	2.75	-1.3566	0.0875
51	2013	20.80	2.61	-1.7798	0.0376
52	2014	25.40	2.24	-2.9194	0.0018

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.48. Prueba de Smirnov-Kolmogorov en la serie de precipitaciones de Pillones

			Weibull	Distribución LogNormal				
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Probabilidad de No Excedencia	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	$\downarrow$	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05 n = 52	
1	1963	21.00	0.98	0.9977	0.0166	0.05539	0.18860	Si
2	1964	29.50	0.96	0.9883	0.0261			
3	1965	60.70	0.94	0.9237	0.0197			
4	1966	19.00	0.92	0.8894	0.0351			
5	1967	23.10	0.91	0.8845	0.0212			
6	1968	33.70	0.89	0.8703	0.0165			
7	1969	21.50	0.87	0.8461	0.0218			
8	1970	23.20	0.85	0.8078	0.0413			
9	1971	31.40	0.83	0.8051	0.0251			
10	1972	22.30	0.81	0.7970	0.0143			
11	1973	15.60	0.79	0.7886	0.0038			
12	1974	9.40	0.77	0.7710	0.0026			
13	1975	18.30	0.75	0.7586	0.0039			
14	1976	17.60	0.74	0.7490	0.0131			
15	1977	28.30	0.72	0.7288	0.0118			
16	1978	38.50	0.70	0.6847	0.0134			
17	1979	19.40	0.68	0.6769	0.0023			
18	1980	17.40	0.66	0.6730	0.0126			
19	1981	28.10	0.64	0.6140	0.0275			
20	1982	16.10	0.62	0.6051	0.0175			
21	1983	23.80	0.60	0.6051	0.0013			
22	1984	28.00	0.58	0.5681	0.0168			
23	1985	20.10	0.57	0.5586	0.0074			
24	1986	32.00	0.55	0.5441	0.0031			
25	1987	13.60	0.53	0.4787	0.0496			
26	1988	30.10	0.51	0.4787	0.0307			
27	1989	17.00	0.49	0.4475	0.0431			
28	1990	31.70	0.47	0.4422	0.0295			
29	1991	36.00	0.45	0.4422	0.0106			
30	1992	23.80	0.43	0.4157	0.0183			
31	1993	50.50	0.42	0.3997	0.0154			
32	1994	30.80	0.40	0.3997	0.0035			
33	1995	22.60	0.38	0.3890	0.0116			
34	1996	16.90	0.36	0.3569	0.0016			
35	1997	21.00	0.34	0.3462	0.0065			
36	1998	26.40	0.32	0.3302	0.0094			
37	1999	26.60	0.30	0.3302	0.0283			
38	2000	22.10	0.28	0.3302	0.0471			
39	2001	25.10	0.26	0.3195	0.0554			
40	2002	35.70	0.25	0.2828	0.0375			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

41	2003	15.60	0.23	0.2470	0.0206
42	2004	26.40	0.21	0.2272	0.0196
43	2005	21.30	0.19	0.1938	0.0051
44	2006	30.40	0.17	0.1625	0.0073
45	2007	25.60	0.15	0.1539	0.0030
46	2008	23.10	0.13	0.1375	0.0055
47	2009	22.30	0.11	0.1336	0.0204
48	2010	21.00	0.09	0.1040	0.0096
49	2011	32.10	0.08	0.0875	0.0120
50	2012	34.90	0.06	0.0875	0.0309
51	2013	20.80	0.04	0.0376	0.0002
52	2014	25.40	0.02	0.0018	0.0171

Fuente: Elaboración Propia

- Pampilla

Para esta estación la combinación que mejor se ajustó fue la de Weibull con Log-normal.

$$\text{Weibull} \qquad \frac{m}{n+1}$$

Tabla 5.49. Función empírica de Weibull en la serie de precipitaciones de Pampilla

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99
2	1932	12.50	38.61	0.03	0.97
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96
4	1934	9.00	33.40	0.06	0.94
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93
6	1936	5.20	32.50	0.09	0.91
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89
9	1941	12.50	28.00	0.13	0.87
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86
11	1943	18.80	25.20	0.16	0.84
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

13	1945	3.80	23.70	0.19	0.81
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76
18	1962	8.70	18.80	0.26	0.74
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73
20	1964	7.10	17.00	0.29	0.71
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63
27	1971	10.40	14.90	0.39	0.61
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40
43	1987	19.00	9.00	0.61	0.39
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30
50	1994	13.60	7.70	0.71	0.29

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27
52	1996	12.10	7.10	0.74	0.26
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20
57	2001	30.00	6.20	0.81	0.19
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17
59	2003	5.50	5.40	0.84	0.16
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14
61	2005	5.20	5.20	0.87	0.13
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10
64	2008	25.50	4.10	0.91	0.09
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07
66	2010	4.70	3.80	0.94	0.06
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04
68	2012	35.30	1.50	0.97	0.03
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01
		Media	14.46		
		Desv. Estandar	9.82		
		Número de Datos	69		

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.50. Función de distribución de probabilidades Log-Normal en la serie de precipitaciones de Pampilla

			Valor Extremo - Distribución LogNormal		
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad
1	1931	1.20	3.84	1.9172	0.9724
2	1932	12.50	3.65	1.6585	0.9514
3	1933	13.20	3.56	1.5366	0.9378
4	1934	9.00	3.51	1.4614	0.9280
5	1935	12.50	3.49	1.4367	0.9246
6	1936	5.20	3.48	1.4242	0.9228
7	1937	9.00	3.42	1.3378	0.9095
8	1938	5.20	3.40	1.3153	0.9058
9	1941	12.50	3.33	1.2215	0.8891
10	1942	15.00	3.24	1.0943	0.8631
11	1943	18.80	3.23	1.0782	0.8595
12	1944	32.80	3.18	1.0119	0.8442
13	1945	3.80	3.17	0.9948	0.8401
14	1946	30.50	3.13	0.9481	0.8285
15	1947	6.60	3.10	0.8997	0.8159
16	1948	38.61	3.06	0.8496	0.8022
17	1961	32.50	2.94	0.6942	0.7562
18	1962	8.70	2.93	0.6798	0.7517
19	1963	14.90	2.91	0.6505	0.7423
20	1964	7.10	2.83	0.5429	0.7064
21	1965	7.60	2.77	0.4604	0.6774
22	1966	4.10	2.77	0.4604	0.6774
23	1967	25.20	2.73	0.4085	0.6585
24	1968	9.90	2.73	0.3996	0.6553
25	1969	6.60	2.71	0.3727	0.6453
26	1970	6.62	2.70	0.3636	0.6419
27	1971	10.40	2.70	0.3636	0.6419
28	1972	21.30	2.69	0.3452	0.6350
29	1973	22.10	2.61	0.2394	0.5946
30	1974	16.00	2.60	0.2294	0.5907

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

31	1975	46.70	2.58	0.1988	0.5788
32	1976	24.00	2.53	0.1247	0.5496
33	1977	6.80	2.53	0.1247	0.5496
34	1978	8.00	2.53	0.1247	0.5496
35	1979	10.90	2.51	0.1028	0.5409
36	1980	6.20	2.49	0.0805	0.5321
37	1981	5.40	2.44	0.0113	0.5045
38	1982	3.90	2.44	0.0113	0.5045
39	1983	1.50	2.39	-0.0616	0.4755
40	1984	14.70	2.34	-0.1254	0.4501
41	1985	15.30	2.29	-0.1924	0.4237
42	1986	18.40	2.25	-0.2485	0.4019
43	1987	19.00	2.20	-0.3220	0.3737
44	1988	11.50	2.20	-0.3220	0.3737
45	1989	22.90	2.16	-0.3682	0.3564
46	1990	11.50	2.13	-0.4159	0.3387
47	1991	7.70	2.13	-0.4159	0.3387
48	1992	3.40	2.08	-0.4822	0.3148
49	1993	13.50	2.07	-0.4993	0.3088
50	1994	13.60	2.04	-0.5342	0.2966
51	1995	28.00	2.03	-0.5520	0.2905
52	1996	12.10	1.96	-0.6445	0.2596
53	1997	33.40	1.92	-0.7033	0.2409
54	1998	9.50	1.89	-0.7397	0.2297
55	1999	12.30	1.89	-0.7439	0.2285
56	2000	23.70	1.89	-0.7439	0.2285
57	2001	30.00	1.82	-0.8289	0.2036
58	2002	15.40	1.70	-0.9918	0.1606
59	2003	5.50	1.69	-1.0168	0.1546
60	2004	8.40	1.65	-1.0681	0.1427
61	2005	5.20	1.65	-1.0681	0.1427
62	2006	14.90	1.65	-1.0681	0.1427
63	2007	7.90	1.55	-1.2056	0.1140
64	2008	25.50	1.41	-1.3913	0.0821
65	2009	8.40	1.36	-1.4593	0.0722
66	2010	4.70	1.34	-1.4947	0.0675
67	2011	17.00	1.22	-1.6459	0.0499
68	2012	35.30	0.41	-2.7588	0.0029
69	2014	16.00	0.18	-3.0623	0.0011

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.51. Prueba de Smirnov-Kolmogorov en la serie de precipitaciones de Pampilla

			Weibull	Distribución LogNormal				
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Probabilidad de No Excedencia	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	$\downarrow$	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	0.99	0.9724	0.0133	0.04737	0.16372	Si
2	1932	12.50	0.97	0.9514	0.0200			
3	1933	13.20	0.96	0.9378	0.0193			
4	1934	9.00	0.94	0.9280	0.0148			
5	1935	12.50	0.93	0.9246	0.0040			
6	1936	5.20	0.91	0.9228	0.0085			
7	1937	9.00	0.90	0.9095	0.0095			
8	1938	5.20	0.89	0.9058	0.0201			
9	1941	12.50	0.87	0.8891	0.0176			
10	1942	15.00	0.86	0.8631	0.0059			
11	1943	18.80	0.84	0.8595	0.0167			
12	1944	32.80	0.83	0.8442	0.0156			
13	1945	3.80	0.81	0.8401	0.0258			
14	1946	30.50	0.80	0.8285	0.0285			
15	1947	6.60	0.79	0.8159	0.0301			
16	1948	38.61	0.77	0.8022	0.0308			
17	1961	32.50	0.76	0.7562	0.0009			
18	1962	8.70	0.74	0.7517	0.0088			
19	1963	14.90	0.73	0.7423	0.0137			
20	1964	7.10	0.71	0.7064	0.0079			
21	1965	7.60	0.70	0.6774	0.0226			
22	1966	4.10	0.69	0.6774	0.0083			
23	1967	25.20	0.67	0.6585	0.0129			
24	1968	9.90	0.66	0.6553	0.0019			
25	1969	6.60	0.64	0.6453	0.0024			
26	1970	6.62	0.63	0.6419	0.0133			
27	1971	10.40	0.61	0.6419	0.0276			
28	1972	21.30	0.60	0.6350	0.0350			
29	1973	22.10	0.59	0.5946	0.0089			
30	1974	16.00	0.57	0.5907	0.0193			
31	1975	46.70	0.56	0.5788	0.0217			
32	1976	24.00	0.54	0.5496	0.0068			
33	1977	6.80	0.53	0.5496	0.0211			
34	1978	8.00	0.51	0.5496	0.0353			
35	1979	10.90	0.50	0.5409	0.0409			
36	1980	6.20	0.49	0.5321	0.0464			
37	1981	5.40	0.47	0.5045	0.0331			
38	1982	3.90	0.46	0.5045	0.0474			
39	1983	1.50	0.44	0.4755	0.0326			
40	1984	14.70	0.43	0.4501	0.0215			
41	1985	15.30	0.41	0.4237	0.0094			
42	1986	18.40	0.40	0.4019	0.0019			
43	1987	19.00	0.39	0.3737	0.0120			
44	1988	11.50	0.37	0.3737	0.0023			
45	1989	22.90	0.36	0.3564	0.0008			

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

46	1990	11.50	0.34	0.3387	0.0041
47	1991	7.70	0.33	0.3387	0.0102
48	1992	3.40	0.31	0.3148	0.0005
49	1993	13.50	0.30	0.3088	0.0088
50	1994	13.60	0.29	0.2966	0.0109
51	1995	28.00	0.27	0.2905	0.0190
52	1996	12.10	0.26	0.2596	0.0025
53	1997	33.40	0.24	0.2409	0.0019
54	1998	9.50	0.23	0.2297	0.0012
55	1999	12.30	0.21	0.2285	0.0142
56	2000	23.70	0.20	0.2285	0.0285
57	2001	30.00	0.19	0.2036	0.0179
58	2002	15.40	0.17	0.1606	0.0108
59	2003	5.50	0.16	0.1546	0.0025
60	2004	8.40	0.14	0.1427	0.0001
61	2005	5.20	0.13	0.1427	0.0142
62	2006	14.90	0.11	0.1427	0.0285
63	2007	7.90	0.10	0.1140	0.0140
64	2008	25.50	0.09	0.0821	0.0037
65	2009	8.40	0.07	0.0722	0.0008
66	2010	4.70	0.06	0.0675	0.0104
67	2011	17.00	0.04	0.0499	0.0070
68	2012	35.30	0.03	0.0029	0.0257
69	2014	16.00	0.01	0.0011	0.0132

Fuente: Elaboración Propia

Los cuadros con las otras combinaciones realizadas para la prueba de bondad de ajustes se encuentran en los Anexos 12, 13 y 14.

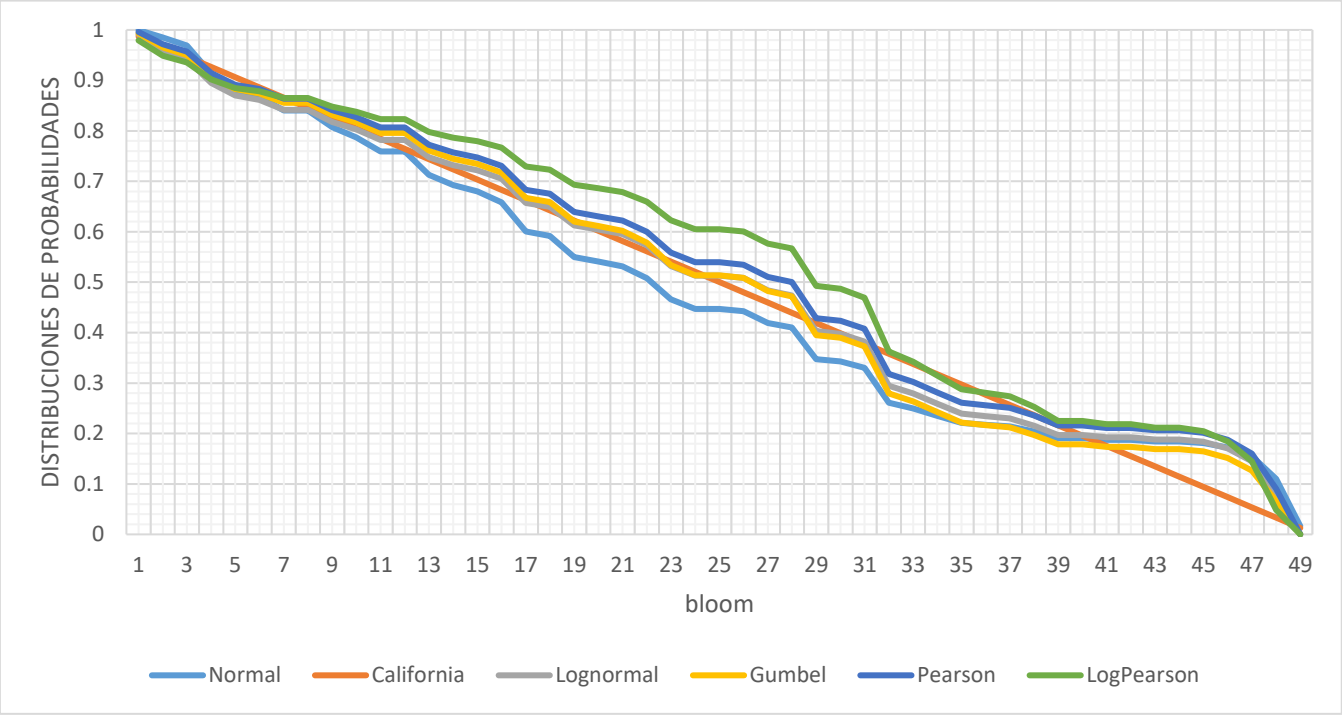
En la figura 5.31 se muestra la representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica Bloom para la serie de datos de la estación Huambo y en la tabla 5.52 se muestra la comparación del delta Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones para la estación Huambo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.20. Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica Bloom para la serie de datos de la estación Huambo



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.52 Comparación del delta Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones para la estación Huambo.

Prueba S-K para Estación Huambo			
Probabilidad	**Distr.**	**Delta**	**Delta Teórico**
Weibull	Normal	0.09877	0.19028
	Lognormal	0.09010	
	Gumbel	0.08061	
	Pearson	0.10744	
	LogPearson	0.12685	
California	Normal	0.11394	
	Lognormal	0.10888	
	Gumbel	0.09012	
	Pearson	0.12621	
	LogPearson	0.13828	
Bloom	Normal	0.10145	
	Lognormal	0.09650	
	Gumbel	0.07847	
	Pearson	0.11383	
	LogPearson	0.12776	
Hazen	Normal	0.10373	
	Lognormal	0.09868	
	Gumbel	0.07992	
	Pearson	0.11601	
	LogPearson	0.12808	
Gringorten	Normal	0.10264	
	Lognormal	0.09763	
	Gumbel	0.07887	
	Pearson	0.11496	
	LogPearson	0.12793	

Fuente: Elaboración Propia

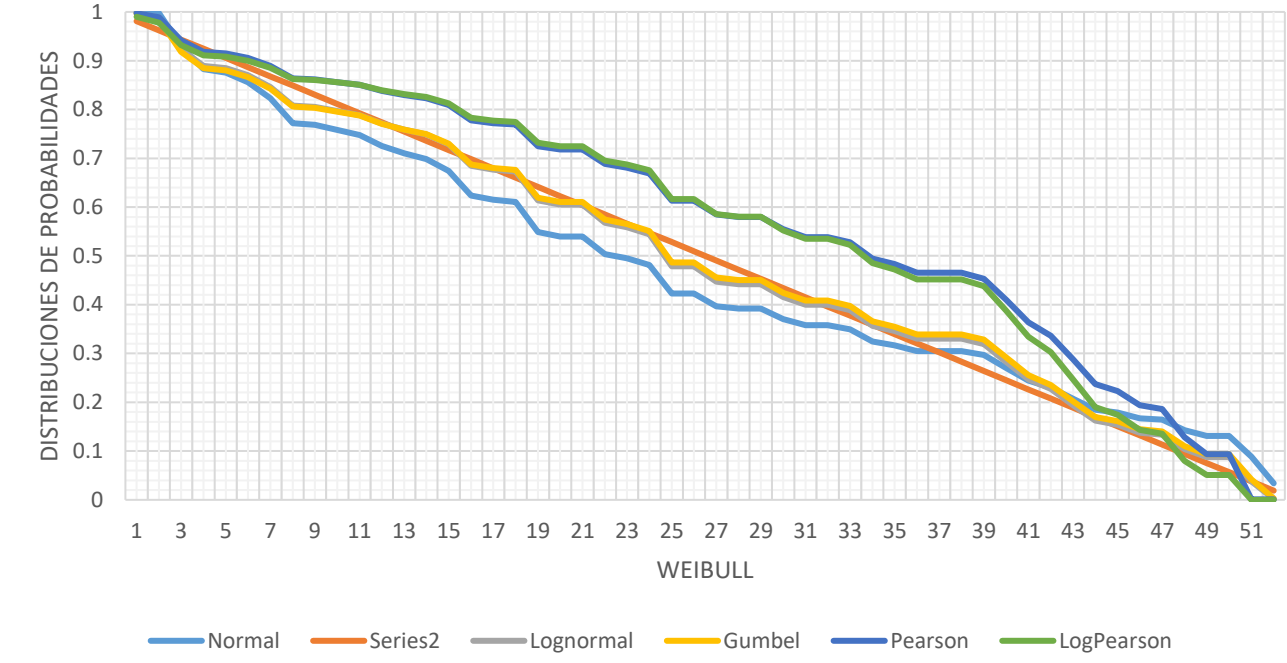
En la figura 5.32 se muestra la representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica Weibull para la serie de datos de la estación Pillones y en la tabla 5.53 se muestra la comparación del delta Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones para la estación Pillones.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.21 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica Bloom para la serie de datos de la estación Pillones



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.53 Comparación del delta Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones para la estación Pillones.

Prueba S-K para Estación Pillones			
Probabilidad	**Distr.**	**Delta**	**Delta Teórico**
Weibull	Normal	0.10534	0.1886
	Lognormal	0.05539	
	Gumbel	0.06412	
	Pearson	0.18910	
	LogPearson	0.17368	
California	Normal	0.09627	
	Lognormal	0.06954	
	Gumbel	0.07828	
	Pearson	0.20325	
	LogPearson	0.23732	
Bloom	Normal	0.10574	
	Lognormal	0.05877	
	Gumbel	0.06751	
	Pearson	0.19248	
	LogPearson	0.22656	
Hazen	Normal	0.10588	
	Lognormal	0.05992	
	Gumbel	0.06866	
	Pearson	0.19363	
	LogPearson	0.22771	
Gringorten	Normal	0.10581	
	Lognormal	0.05937	
	Gumbel	0.06811	
	Pearson	0.19308	
	LogPearson	0.22715	

Fuente: Elaboración Propia

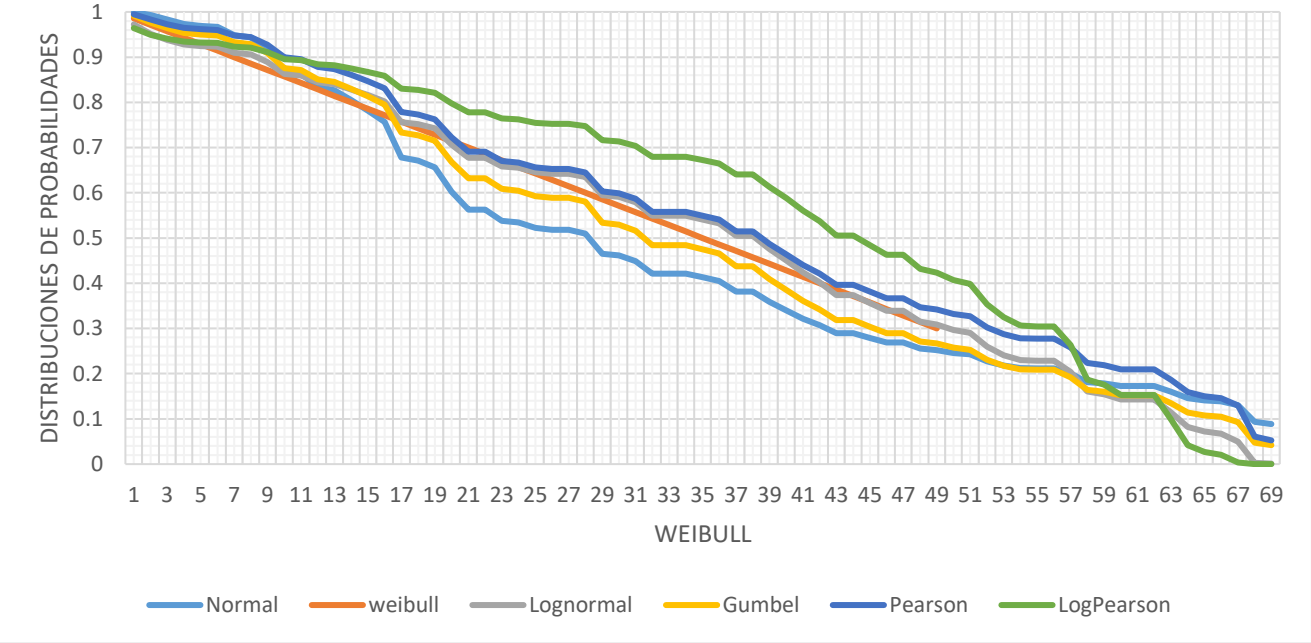
En la figura 5.33 se muestra la representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica Weibull para la serie de datos de la estación Pampilla y en la tabla 5.54 se muestra la comparación del delta Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones para la estación Pampilla.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.22 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica Bloom para la serie de datos de la estación Pampilla



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.54 Comparación del delta Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones para la estación Pillones.

Prueba S-K para Estación Pampilla			
Probabilidad	**Distr.**	**Delta**	**Delta Teórico**
Weibull	Normal	0.13758	0.16372
	Lognormal	0.04737	
	Gumbel	0.06808	
	Pearson	0.09501	
	LogPearson	0.18314	
California	Normal	0.13323	
	Lognormal	0.05524	
	Gumbel	0.06373	
	Pearson	0.10784	
	LogPearson	0.19100	
Bloom	Normal	0.13974	
	Lognormal	0.04784	
	Gumbel	0.07025	
	Pearson	0.09918	
	LogPearson	0.18360	
Hazen	Normal	0.14047	
	Lognormal	0.04799	
	Gumbel	0.07098	
	Pearson	0.10060	
	LogPearson	0.18376	
Gringorten	Normal	0.14012	
	Lognormal	0.04792	
	Gumbel	0.07063	
	Pearson	0.09992	
	LogPearson	0.18368	

Fuente: Elaboración Propia

Según se observa en las tablas 5.52, 5.53 y 5.54 las distribuciones de probabilidades que se ajustan mejor a los datos de las muestras son Log-normal y Gumbel.

Para la presente investigación para la interpolación o extrapolación que se requiere hacer para la predicción de los eventos extremos se usará la distribución Gumbel.

Si según otro criterio se tomará otra distribución de probabilidades, los hidrogramas resultantes variarían considerablemente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.2.4. Precipitación Máxima a Usar

La precipitación máxima a usar depende de una variable la cual no ha sido definida aún que es el periodo de retorno.

El periodo de retorno es una variable que depende directamente del riesgo y la vida esperada del proyecto o estructura.

En el manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones indica que los cálculos de socavación deben analizarse considerando un periodo de retorno de 100 y 500 años (MTC, 2016).

Si consideramos una vida esperada del puente Siguas de 50 años, con un periodo de retorno de 100 años se toma un riesgo de entre el 30 al 50% de ocurrencia, con un periodo de retorno de 500 años se toma un riesgo de 10%. La evaluación de la estructura con un periodo de retorno de 500 años, alcanza un nivel de riesgo aceptable.

Sin embargo, para la demostración de la estabilidad de la cimentación del puente Siguas ante la socavación, se tomará en cuenta los datos obtenidos con periodos de retorno mayores a 500 años, tomando los siguientes periodos de retorno:

- 50
- 100
- 200
- 500
- 1000
- 2000

Considerando lo expuesto, las precipitaciones máximas a considerar para las estaciones propuestas se observan en las tablas 5.55, 5.57 y 5.59, así como sus intervalos de confianza en las tablas 5.56, 5.58 y 5.60. Los intervalos de confianza se calcularon considerando la incertidumbre que se tiene al realizar este procedimiento estadístico, ya la extrapolación o interpolación con los datos de cada muestra podría inducir a errores en el análisis hidrológico.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.55. Extrapolación de la serie de datos de la estación Huambo

Distribución Gumbel				
T	P Exc	P No Exc	Kt	P (mm)
2	0.5000	0.5000	-0.16	23.04
5	0.2000	0.8000	0.72	30.55
10	0.1000	0.9000	1.30	35.52
50	0.0200	0.9800	2.59	46.45
75	0.0133	0.9867	2.91	49.16
100	0.0100	0.9900	3.14	51.08
200	0.0050	0.9950	3.68	55.69
500	0.0020	0.9980	4.39	61.76
1000	0.0010	0.9990	4.94	66.36
2000	0.0005	0.9995	5.48	70.95

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.56. Intervalos de confianza para la distribución Gumbel – Huambo

Intervalos de Confianza				
Gamma	Se	P min	P	P Max
0.918	1.114	21.20	23.04	24.88
1.546	1.876	27.44	30.55	33.65
2.088	2.534	31.32	35.52	39.71
3.369	4.088	39.69	46.45	53.22
3.693	4.482	41.75	49.16	56.58
3.924	4.762	43.20	51.08	58.95
4.481	5.438	46.69	55.69	64.68
5.221	6.335	51.29	61.76	72.24
5.781	7.015	54.76	66.36	77.96
6.343	7.697	58.22	70.95	83.68

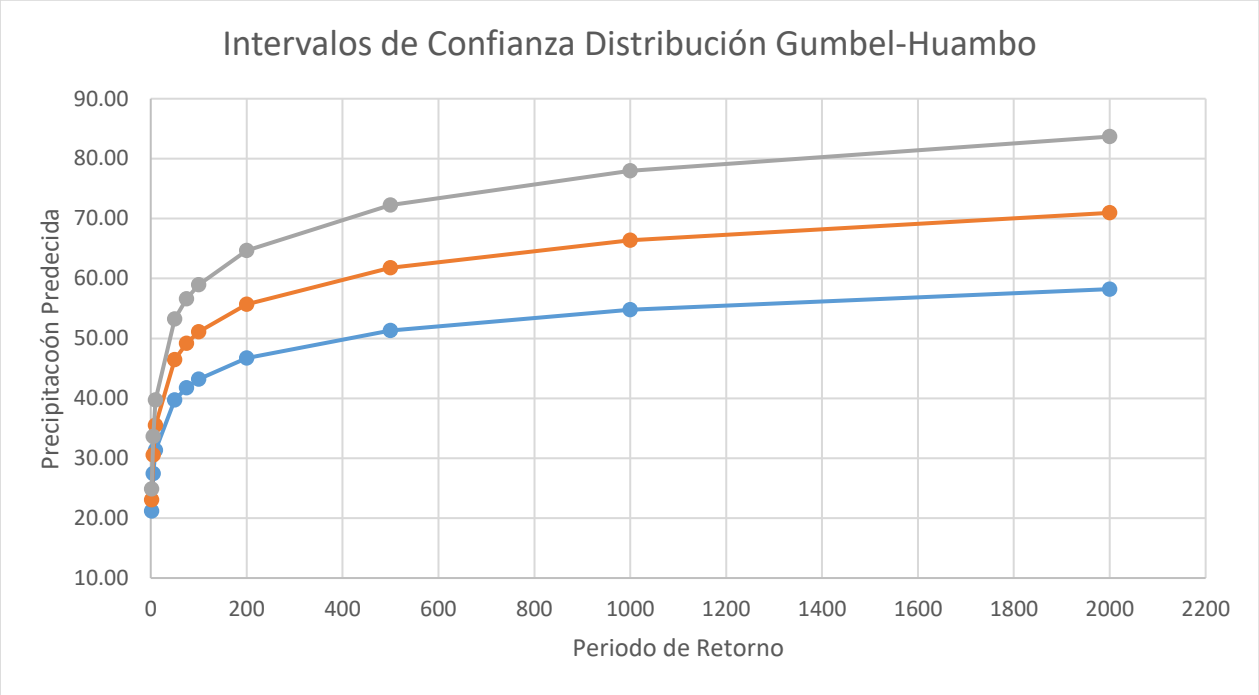
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.23. Intervalos de confianza de distribución Gumbel-Huambo



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.57. Extrapolación de la serie de datos de la estación Pillones

Distribución Gumbel				
T	P Exc	P No Exc	Kt	P (mm)
2	0.5000	0.5000	-0.16	24.07
5	0.2000	0.8000	0.72	31.87
10	0.1000	0.9000	1.30	37.03
50	0.0200	0.9800	2.59	48.40
75	0.0133	0.9867	2.91	51.22
100	0.0100	0.9900	3.14	53.21
200	0.0050	0.9950	3.68	58.00
500	0.0020	0.9980	4.39	64.31
1000	0.0010	0.9990	4.94	69.09
2000	0.0005	0.9995	5.48	73.86

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

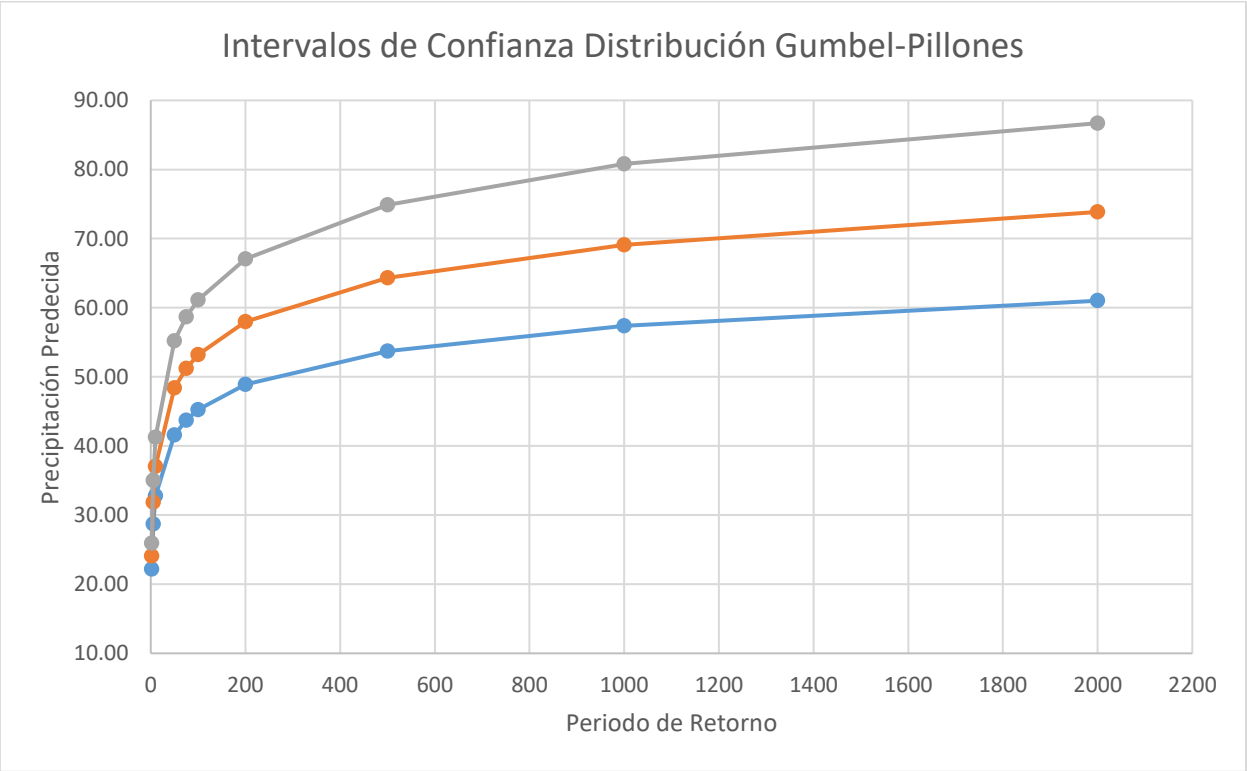
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Tabla 5.58. Intervalos de confianza para la distribución Gumbel – Pillones

Intervalos de Confianza				
Gamma	Se	P min	P	P Max
0.918	1.124	22.21	24.07	25.93
1.546	1.892	28.74	31.87	35.00
2.088	2.556	32.81	37.03	41.26
3.369	4.124	41.58	48.40	55.22
3.693	4.521	43.74	51.22	58.69
3.924	4.804	45.26	53.21	61.15
4.481	5.486	48.92	58.00	67.07
5.221	6.391	53.74	64.31	74.88
5.781	7.077	57.38	69.09	80.79
6.343	7.765	61.02	73.86	86.70

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.24. Intervalos de confianza de distribución Gumbel-Pillones



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.59. Extrapolación de la serie de datos de la estación Pampilla

Distribución Gumbel				
T	P Exc	P No Exc	Kt	P (mm)
2	0.5000	0.5000	-0.16	12.85
5	0.2000	0.8000	0.72	21.52
10	0.1000	0.9000	1.30	27.27
50	0.0200	0.9800	2.59	39.92
75	0.0133	0.9867	2.91	43.05
100	0.0100	0.9900	3.14	45.26
200	0.0050	0.9950	3.68	50.59
500	0.0020	0.9980	4.39	57.62
1000	0.0010	0.9990	4.94	62.93
2000	0.0005	0.9995	5.48	68.24

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.58. Intervalos de confianza para la distribución Gumbel – Pampilla

Intervalos de Confianza				
Gamma	Se	P min	P	P Max
0.918	1.085	11.05	12.85	14.64
1.546	1.828	18.50	21.52	24.55
2.088	2.469	23.19	27.27	31.35
3.369	3.983	33.33	39.92	46.50
3.693	4.367	35.83	43.05	50.27
3.924	4.639	37.59	45.26	52.94
4.481	5.298	41.83	50.59	59.35
5.221	6.172	47.41	57.62	67.83
5.781	6.835	51.62	62.93	74.23
6.343	7.499	55.84	68.24	80.64

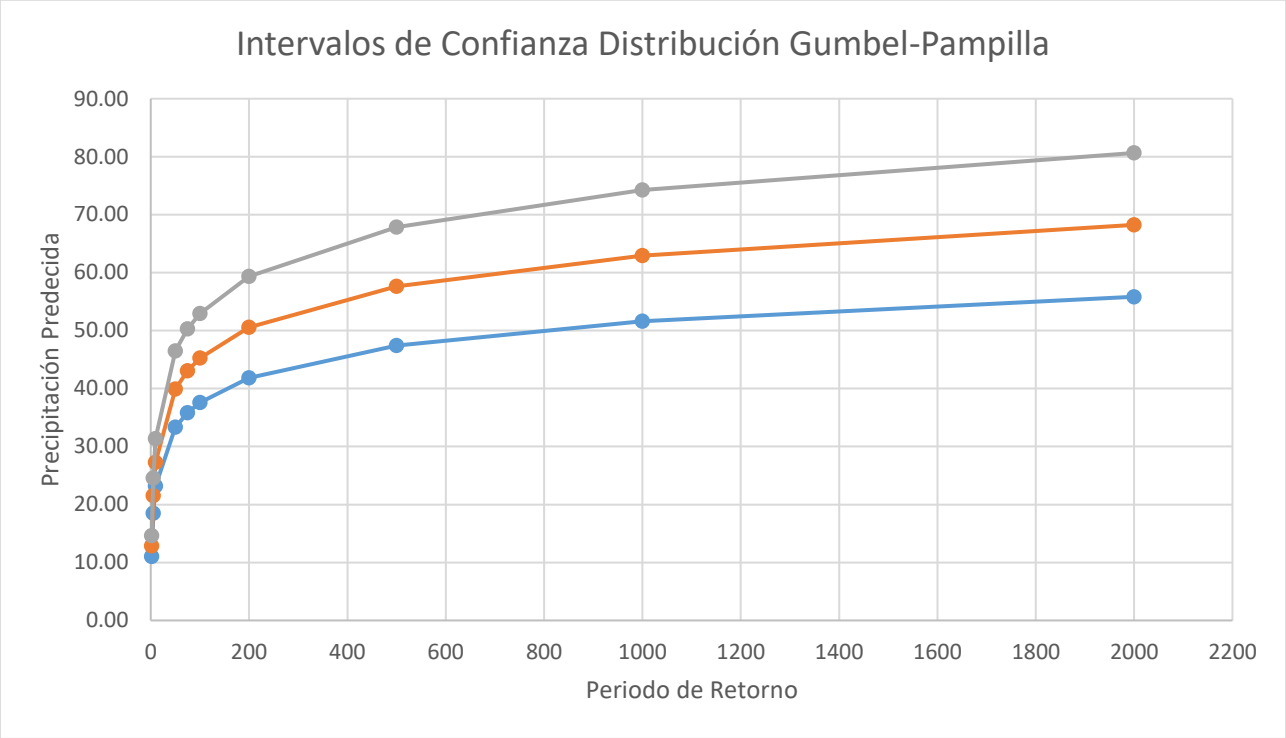
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.25. Intervalos de confianza de distribución Gumbel-Pampilla



Fuente: Elaboración Propia

En el modelo hidrológico, además de necesitar la magnitud de la lluvia, se necesita su distribución en el tiempo para obtener resultados lo más cercanos a la realidad. Este tema se desarrolla en el siguiente título.

5.3. Patrón de Precipitación del Proyecto

La distribución de la lluvia en el tiempo es uno de los más importantes puntos a considerar en el modelo hidrológico, ya que evidentemente una tormenta es diferente dependiendo de la zona en donde se desarrolle.

El patrón de precipitación es un dato que debería ser medido en cada estación pluviométrica, en el caso de la cuenca del río Siguas no se dispone de esta información ya que no se cuenta con estaciones disponibles dentro de su área.

El manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones sugiere el uso de patrones de precipitación sintéticos (Comunicaciones, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008), sin embargo en la presente investigación se observó que es error tomar patrones sintéticos que no representen el tiempo real de la tormenta. Para evitar generar un error en el modelo hidrológico se realizó un análisis de las tormentas disponibles.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Primero, se tomó los patrones de precipitación propuestos por el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes, que son los modelos de Dick Peschke y la metodología propuesta por el Instituto Ítalo Latino Americano en convenio con el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (Comunicaciones, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008).

Tabla 5.59. Patrón de precipitaciones Dick Peshcke

Dick Peshcke	
Tiempo	Precipitación
0.000	0.000
0.021	0.380
0.042	0.452
0.063	0.500
0.083	0.537
0.104	0.568
0.125	0.595
0.146	0.618
0.167	0.639
0.188	0.658
0.208	0.676
0.229	0.692
0.250	0.707
0.271	0.721
0.292	0.735
0.313	0.748
0.333	0.760
0.354	0.771
0.375	0.783
0.396	0.793
0.417	0.803
0.438	0.813
0.458	0.823
0.479	0.832
0.500	0.841
0.521	0.850
0.542	0.858
0.563	0.866
0.583	0.874
0.604	0.882
0.625	0.889
0.646	0.896
0.667	0.904
0.688	0.911

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0.708	0.917
0.729	0.924
0.750	0.931
0.771	0.937
0.792	0.943
0.813	0.949
0.833	0.955
0.854	0.961
0.875	0.967
0.896	0.973
0.917	0.978
0.938	0.984
0.958	0.989
0.979	0.995
1.000	1.000

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.60. Patrón de precipitaciones IILA-SENAMHI

IILA-SENAMHI	
Tiempo	Precipitación
0.000	0.227
0.014	0.368
0.021	0.408
0.028	0.440
0.031	0.454
0.038	0.479
0.042	0.491
0.049	0.513
0.052	0.523
0.069	0.567
0.076	0.583
0.080	0.591
0.087	0.605
0.090	0.612
0.108	0.644
0.111	0.650
0.118	0.662
0.122	0.667
0.128	0.678
0.146	0.704
0.153	0.714
0.156	0.718
0.163	0.728
0.167	0.732
0.174	0.741

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

0.188	0.758
0.194	0.766
0.198	0.770
0.208	0.782
0.215	0.790
0.219	0.794
0.233	0.808
0.243	0.819
0.247	0.822
0.260	0.836
0.271	0.845
0.285	0.858
0.288	0.861
0.302	0.873
0.313	0.882
0.316	0.885
0.326	0.894
0.330	0.897
0.340	0.905
0.344	0.908
0.354	0.916
0.358	0.918
0.368	0.926
0.372	0.929
0.375	0.931
0.378	0.934
0.382	0.937
0.385	0.939
0.389	0.942
0.392	0.944
0.396	0.947
0.403	0.952
0.406	0.954
0.410	0.956
0.413	0.959
0.420	0.964
0.424	0.966
0.427	0.968
0.431	0.971
0.438	0.975
0.441	0.978
0.444	0.980
0.448	0.982
0.451	0.984

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

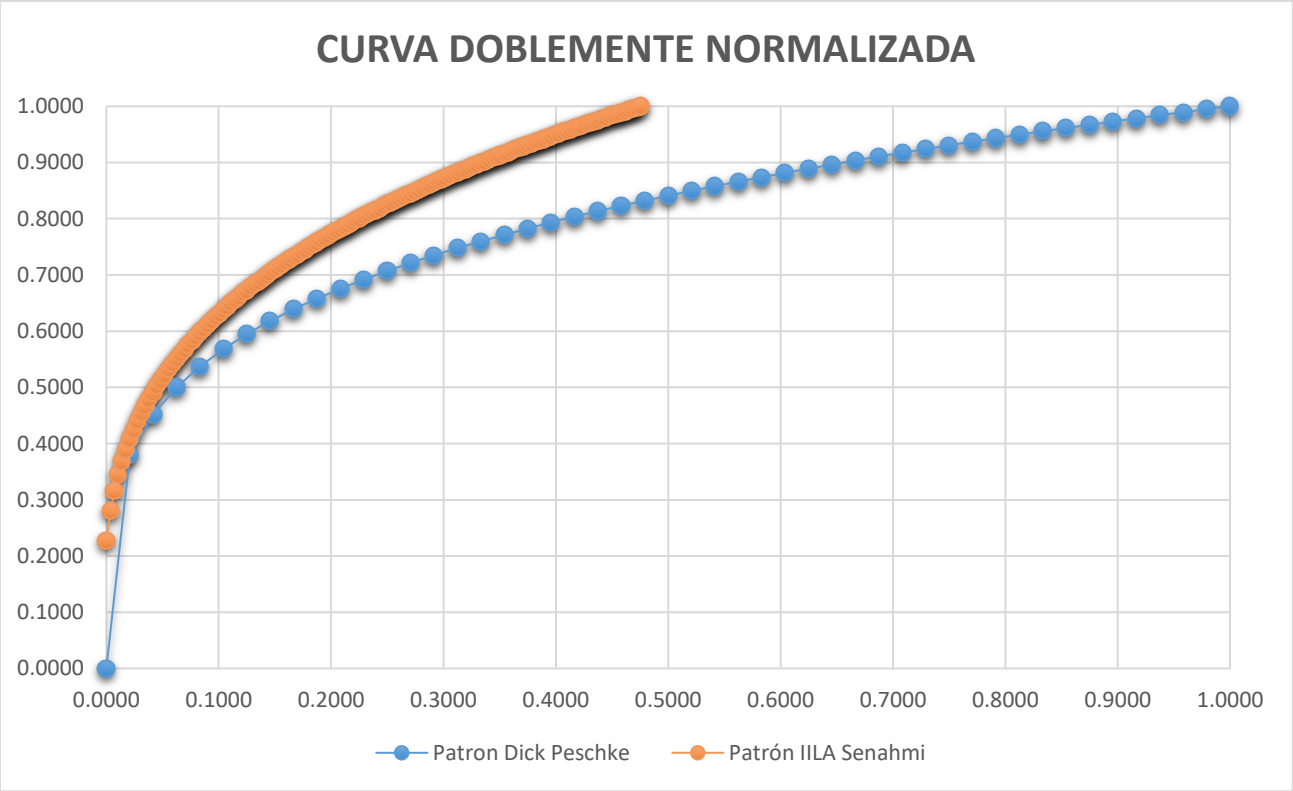
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

0.455	0.987
0.458	0.989
0.462	0.991
0.465	0.993
0.469	0.996
0.472	0.998
0.476	1.000

Fuente: Elaboración Propia

Para un mejor y más detallado análisis se graficaron los patrones de precipitaciones en un gráfico doblemente normalizado en donde en las abscisas se gráfica la escala de tiempo en donde el valor de uno representa las veinticuatro horas de lluvia y en las ordenadas el valor de uno representa la máxima precipitación alcanzada.

Gráfica 5.26. Curva doblemente normalizada patrón Dick-Peshcke y Iila-senamhi



Fuente: Elaboración Propia

En la gráfica se observa que el patrón Dick Peshcke, desarrolla la totalidad de la precipitación en las veinticuatro horas de iniciada la lluvia, la cual no coincide con la realidad de la mayoría de casos en el Perú, por lo que su uso llevaría a la subestimación de los caudales resultantes de la cuenca.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El patrón IILA-SENAMHI, alcanza la precipitación máxima calculada a las doce horas de iniciada la lluvia, lo cual si bien es cierto es más conservador, para la lluvia que se desarrolla en la zona de estudio, este patrón no la representa. El cálculo y desarrollo de este patrón se encuentra en el Anexo 15.

Como ejemplo, se consideró los patrones sintéticos de la Natural Resources Conservation Service y una lluvia media en Texas, Estados Unidos. Esto para tener una mejor idea de cómo se desarrolla la lluvia y los patrones usados en otros países.

Tabla 5.61. Patrones de precipitación del Natural Resources Conservation Service

Patron SCS I		Patron SCS IA		Patron SCS II		Patron SCS III	
Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación
0	0	0	0	0	0	0	0
0.083	0.035	0.083	0.05	0.083	0.022	0.083	0.02
0.167	0.076	0.167	0.116	0.167	0.048	0.167	0.043
0.25	0.125	0.25	0.206	0.25	0.08	0.25	0.072
0.292	0.156	0.292	0.268	0.292	0.098	0.292	0.089
0.333	0.194	0.333	0.425	0.333	0.12	0.333	0.115
0.354	0.219	0.354	0.48	0.354	0.133	0.354	0.13
0.375	0.254	0.375	0.52	0.375	0.147	0.375	0.148
0.396	0.303	0.396	0.55	0.396	0.163	0.396	0.167
0.406	0.362	0.406	0.564	0.406	0.172	0.406	0.178
0.417	0.515	0.417	0.577	0.417	0.181	0.417	0.189
0.438	0.583	0.438	0.601	0.438	0.204	0.438	0.216
0.458	0.624	0.458	0.624	0.458	0.235	0.458	0.25
0.479	0.654	0.479	0.645	0.479	0.283	0.479	0.298
0.49	0.669	0.49	0.655	0.49	0.357	0.49	0.339
0.5	0.682	0.5	0.664	0.5	0.663	0.5	0.5
0.521	0.706	0.521	0.683	0.521	0.735	0.521	0.702
0.542	0.727	0.542	0.701	0.542	0.772	0.542	0.751
0.563	0.748	0.563	0.719	0.563	0.799	0.563	0.785
0.583	0.767	0.583	0.736	0.583	0.82	0.583	0.811
0.667	0.83	0.667	0.8	0.667	0.88	0.667	0.886
0.833	0.926	0.833	0.906	0.833	0.952	0.833	0.957
1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Elaboración Propia

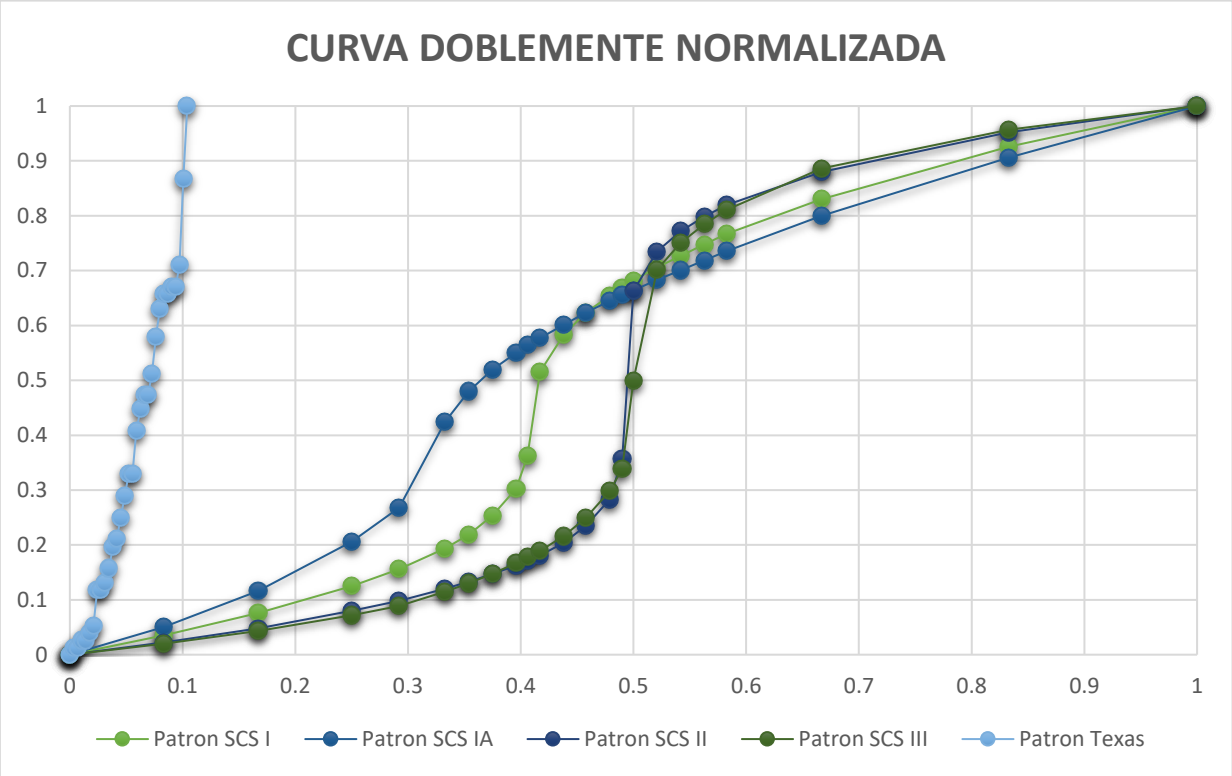
En la curva doblemente normalizada de los patrones del SCS, se puede observar que las lluvias que representan son muy largas, con una duración igual a la del patrón Dick-Peshcke, pero su distribución varía en el tiempo. El patrón de la lluvia de Texas muestra una lluvia con duración de dos horas y media. Los patrones del SCS son usados en Estados Unidos pero como se ve en la lluvia medida en Texas no representan la magnitud de la lluvia real, ya que al momento de que la lluvia Texas completó el cien por ciento de su magnitud, la magnitud de las lluvias sintéticas solo han llegado al diez por ciento.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.27. Curva doblemente normalizada patrones del Natural Resources Conservation Service



Fuente: Elaboración Propia

En Arequipa se han recopilado los siguientes patrones medidos en las estaciones pluviométricas con el mismo nombre.

Estos patrones son:

- Patrón Chiguata
- Patrón Pampilla 1
- Patrón Pampilla 2
- Patrón Miraflores

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.62. Patrón de precipitaciones en Arequipa

Miraflores		Pampilla 1		Chiguata		Pampilla 2	
Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación
0.007	0.007	0.007	0.017	0.007	0.001	0.013	0.044
0.014	0.009	0.014	0.044	0.014	0.009	0.065	0.352
0.021	0.18	0.021	0.125	0.021	0.023	0.077	0.626
0.028	0.319	0.028	0.165	0.028	0.223	0.11	0.921
0.035	0.419	0.035	0.2	0.035	0.4	0.122	0.969
0.042	0.515	0.042	0.229	0.042	0.557	0.138	1
0.049	0.558	0.049	0.257	0.049	0.765		
0.056	0.594	0.056	0.292	0.056	0.901		
0.063	0.616	0.063	0.327	0.063	0.924		
0.069	0.725	0.069	0.676	0.069	0.956		
0.076	0.772	0.076	0.721	0.076	0.969		
0.083	0.836	0.083	0.759	0.083	0.973		
0.09	0.848	0.09	0.803	0.09	0.975		
0.097	0.872	0.097	0.844	0.097	0.976		
0.104	0.924	0.104	0.883	0.104	0.983		
0.111	0.951	0.111	0.921	0.111	0.99		
0.118	0.968	0.118	0.933	0.118	0.994		
0.125	0.972	0.125	0.956	0.125	0.999		
0.132	0.98	0.132	0.971	0.132	1		
0.139	0.993	0.139	0.994				
0.146	0.998	0.146	1				
0.153	1						

Fuente: Elaboración Propia

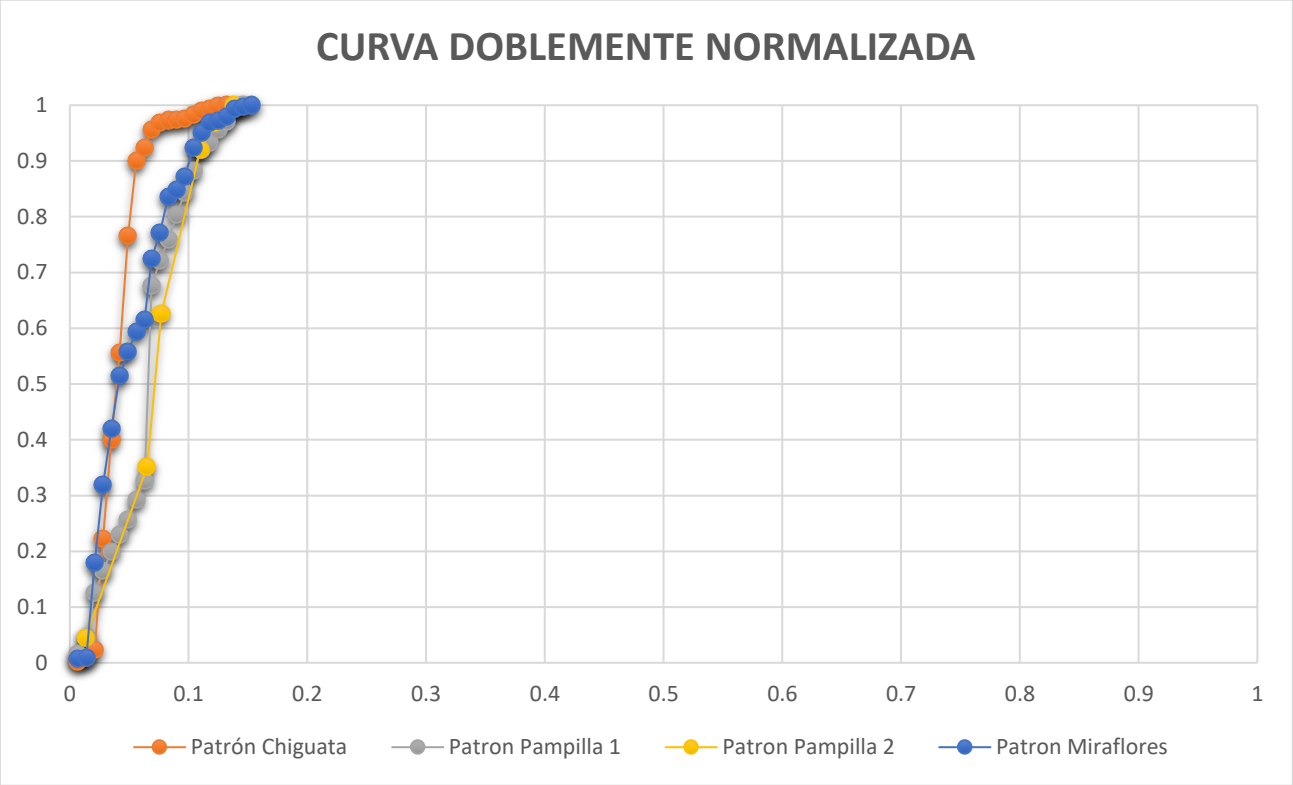
Se observa que las lluvias en Arequipa tienen una duración de aproximadamente tres horas y media, por lo que el uso de los patrones recomendados por el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje sería erróneo ya que conllevaría a una subestimación de los efectos de la lluvia en la cuenca. Para realizar un análisis hidrológico de una cuenca se debe recopilar información de la zona para así tener certeza de en cuánto tiempo se debe distribuir la lluvia de proyecto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.28. Curva doblemente normalizada patrones en Arequipa



Fuente: Elaboración Propia

Según lo expuesto es necesario realizar una recopilación de información en la zona para tener mayor certeza del patrón de precipitaciones a usar para el modelo de la cuenca del río Siguas.

Esta recopilación de información se realizó mediante una encuesta a los pobladores de la zona que se realizó durante la visita de campo al lugar y en la ciudad de Arequipa, los resultados y análisis se pueden observar en el Anexo 16.

De la encuesta se concluyó que en la zona las duraciones de las lluvias oscilan entre seis y ocho horas, por lo que se realizó una distribución de la magnitud de la lluvia mediante la ecuación de Dick Peshcke para las duraciones de seis, siete y ocho horas (Tabla 5.63).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

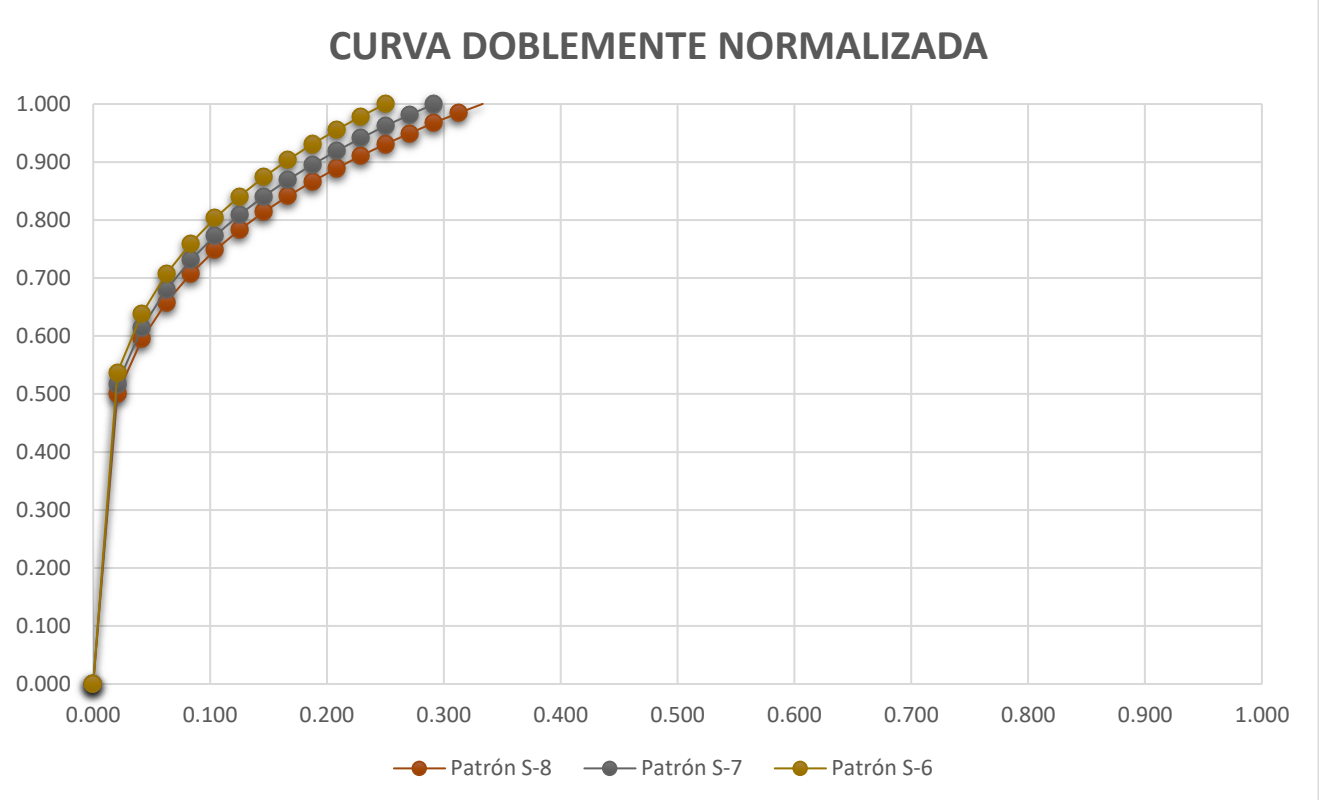
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.63. Patrón de precipitaciones de la cuenca del río Siguas

Patrón 6 horas		Patrón 7 horas		Patrón 8 horas	
Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación	Tiempo	Precipitación
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.021	0.537	0.021	0.517	0.021	0.500
0.042	0.639	0.042	0.615	0.042	0.595
0.063	0.707	0.063	0.680	0.063	0.658
0.083	0.760	0.083	0.731	0.083	0.707
0.104	0.803	0.104	0.773	0.104	0.748
0.125	0.841	0.125	0.809	0.125	0.783
0.146	0.874	0.146	0.841	0.146	0.813
0.167	0.904	0.167	0.869	0.167	0.841
0.188	0.931	0.188	0.895	0.188	0.866
0.208	0.955	0.208	0.919	0.208	0.889
0.229	0.978	0.229	0.941	0.229	0.911
0.250	1.000	0.250	0.962	0.250	0.931
		0.271	0.981	0.271	0.950
		0.292	1.000	0.292	0.967
				0.313	0.984
				0.333	1.000

Gráfica 5.29. Curva doblemente normalizada patrones cuenca río Siguas



Se observa que en cada patrón presentado la máxima magnitud de precipitación se desarrolla a un veinticinco, treinta y treintaitrés por ciento del tiempo que tomaría desarrollar si se usará Dick Peshcke.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para el análisis hidrológico de la presente investigación se usarán los patrones deducidos a partir de la encuesta realizada y el patrón propuesto por el manual, Dick Peshcke. Esto con la finalidad de hacer una comparación y análisis de los hidrogramas resultantes en cada caso.

Además, si se tomará otro criterio para la determinación de los patrones de precipitación a usar para el modelo hidrológico estos tendrían un gran efecto en la variación de los resultados en la parte final del análisis.

Considerando estos patrones para el modelo hidrológico se ha calculado los hietogramas del proyecto mediante el método de los bloques alternos.

5.3.1. Hietogramas de Proyecto a Usar

Los hietogramas presentados son los obtenidos a partir de la magnitud máxima para un periodo de retorno de 500 años, obtenida del análisis de frecuencia de precipitaciones visto en el título 5.2.3 y los patrones de seis, siete y ocho horas, además se presentará los hietogramas obtenidos con el patrón Dick Peshcke.

Los hietogramas resultantes de la combinación entre patrones y magnitudes de diferentes periodos de retorno se presentan en el Anexo 17.

- Huambo

Tabla 5.64. Hietograma estación Huambo – Patron P-6 T: 500 años

Patron P - 6 horas		Estación Huambo			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.54	0.50	33.18	33.18	1.42
0.04	0.64	1.00	39.46	6.28	1.67
0.06	0.71	1.50	43.67	4.21	2.04
0.08	0.76	2.00	46.93	3.26	2.69
0.10	0.80	2.50	49.62	2.69	4.21
0.13	0.84	3.00	51.93	2.31	33.18
0.15	0.87	3.50	53.97	2.04	6.28
0.17	0.90	4.00	55.81	1.83	3.26
0.19	0.93	4.50	57.47	1.67	2.31
0.21	0.96	5.00	59.01	1.53	1.83
0.23	0.98	5.50	60.43	1.42	1.53
0.25	1.00	6.00	61.76	1.33	1.33

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.65. Hietograma estación Huambo – Patron P-7 T: 500 años

Patron P - 7 horas		Estación Huambo			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.52	0.50	31.92	31.92	1.20
0.04	0.61	1.00	37.96	6.04	1.37
0.06	0.68	1.50	42.01	4.05	1.60
0.08	0.73	2.00	45.14	3.13	1.96
0.10	0.77	2.50	47.73	2.59	2.59
0.13	0.81	3.00	49.96	2.23	4.05
0.15	0.84	3.50	51.92	1.96	31.92
0.17	0.87	4.00	53.68	1.76	6.04
0.19	0.90	4.50	55.29	1.60	3.13
0.21	0.92	5.00	56.76	1.48	2.23
0.23	0.94	5.50	58.13	1.37	1.76
0.25	0.96	6.00	59.41	1.28	1.48
0.27	0.98	6.50	60.61	1.20	1.28
0.29	1.00	7.00	61.76	1.15	1.15

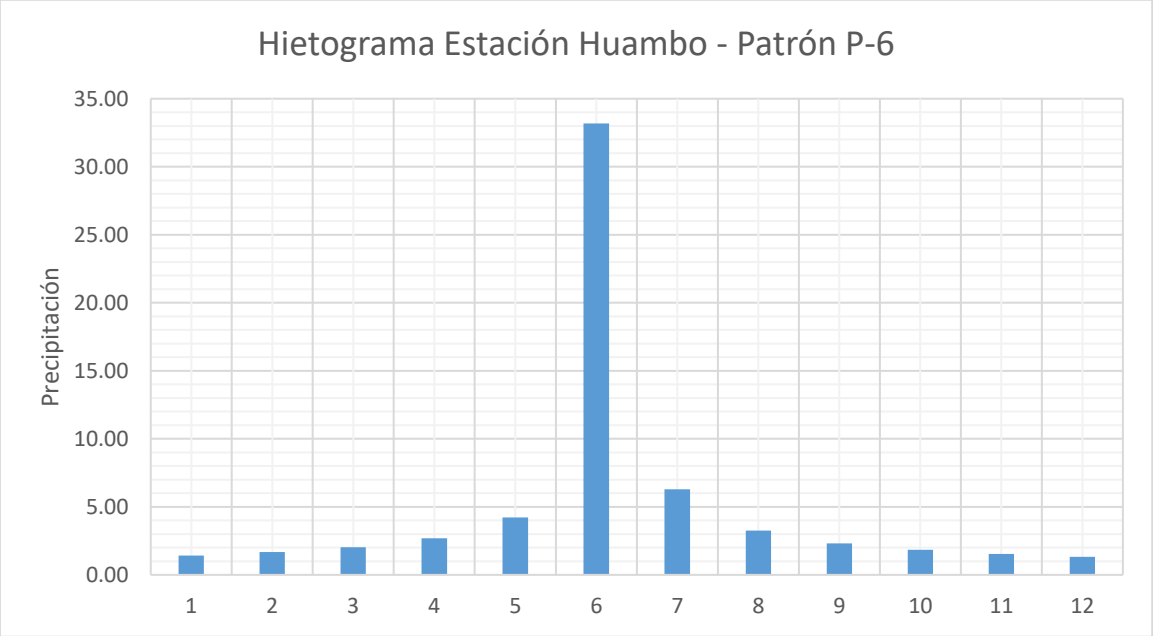
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

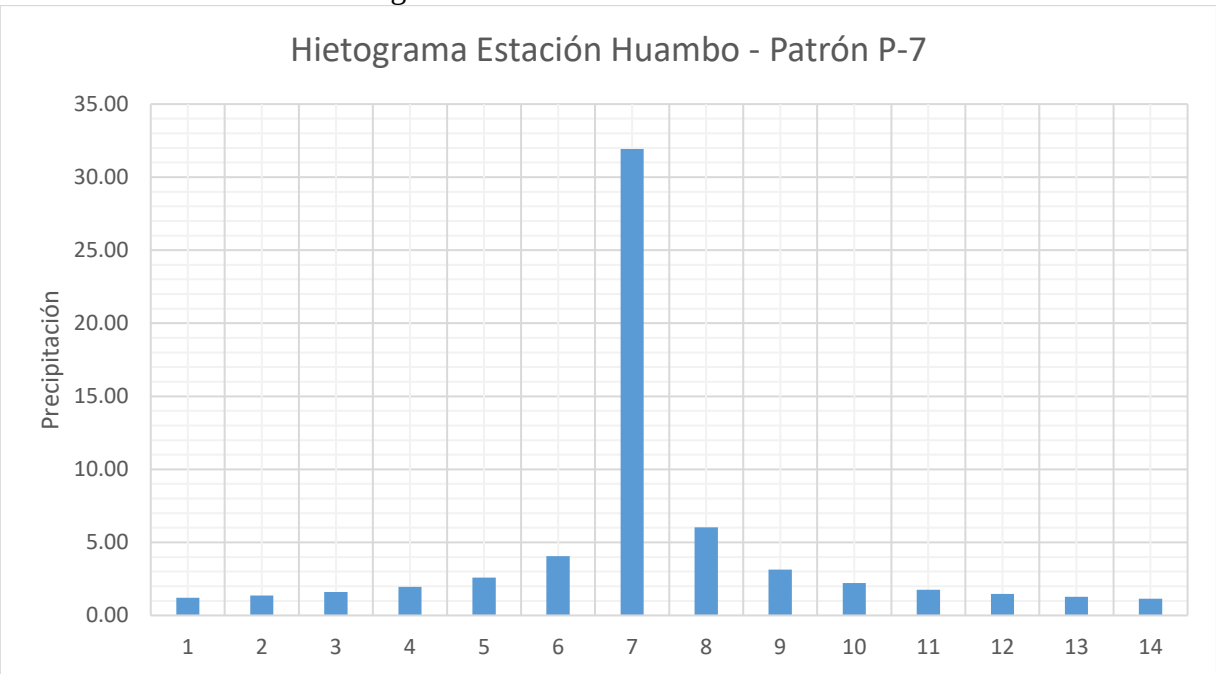
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.30. Hietograma estación Huambo – Patron P-6 T: 500 años



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.31. Hietograma estación Huambo – Patron P-7 T: 500 años



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

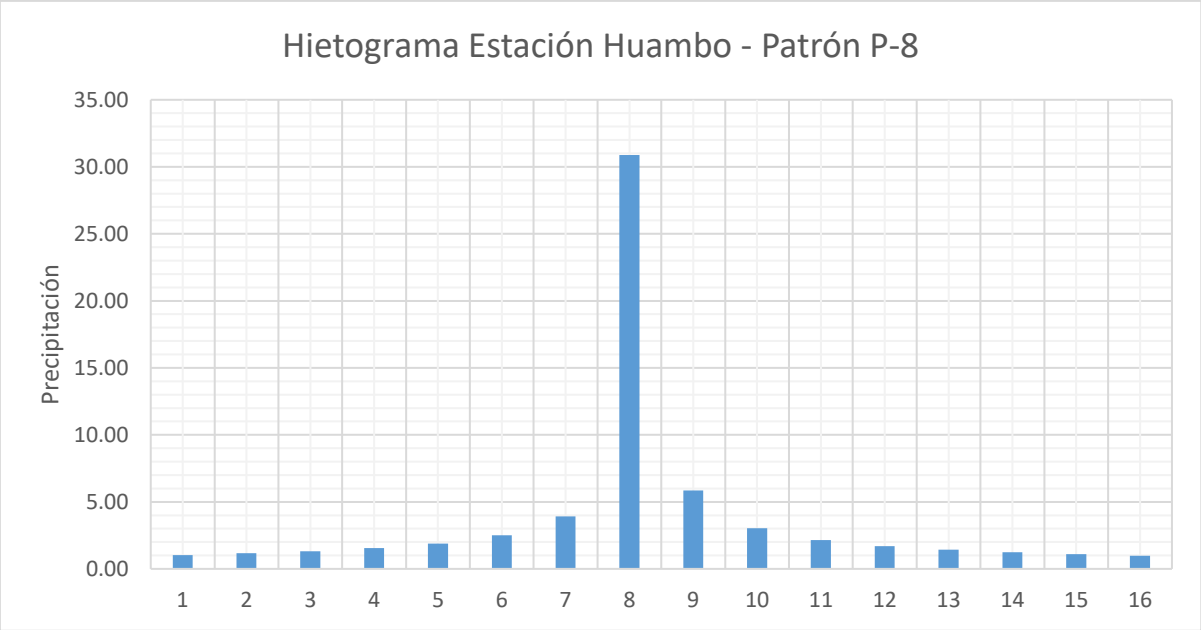
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.66. Hietograma estación Huambo – Patron P-8 T: 500 años

Patron P - 8 horas		Estación Huambo			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.50	0.50	30.89	30.89	1.04
0.04	0.59	1.00	36.73	5.84	1.16
0.06	0.66	1.50	40.65	3.92	1.32
0.08	0.71	2.00	43.68	3.03	1.55
0.10	0.75	2.50	46.19	2.51	1.90
0.13	0.78	3.00	48.34	2.15	2.51
0.15	0.81	3.50	50.24	1.90	3.92
0.17	0.84	4.00	51.95	1.71	30.89
0.19	0.87	4.50	53.50	1.55	5.84
0.21	0.89	5.00	54.93	1.43	3.03
0.23	0.91	5.50	56.25	1.32	2.15
0.25	0.93	6.00	57.49	1.24	1.71
0.27	0.95	6.50	58.65	1.16	1.43
0.29	0.97	7.00	59.75	1.10	1.24
0.31	0.98	7.50	60.79	1.04	1.10
0.33	1.00	8.00	61.78	0.99	0.99

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.32. Hietograma estación Huambo – Patron P-8 T: 500 años



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.67. Hietograma estación Huambo – Patron Dick Peshcke T: 500 años

Patron Dick Peshcke		Estación Huambo			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00		
0.02	0.38	0.50	23.46	23.46	0.33
0.04	0.45	1.00	27.90	4.44	0.34
0.06	0.50	1.50	30.88	2.98	0.35
0.08	0.54	2.00	33.18	2.30	0.37
0.10	0.57	2.50	35.09	1.90	0.38
0.13	0.59	3.00	36.72	1.64	0.40
0.15	0.62	3.50	38.17	1.44	0.41
0.17	0.64	4.00	39.46	1.30	0.43
0.19	0.66	4.50	40.64	1.18	0.45
0.21	0.68	5.00	41.73	1.08	0.48
0.23	0.69	5.50	42.73	1.01	0.50
0.25	0.71	6.00	43.67	0.94	0.53
0.27	0.72	6.50	44.55	0.88	0.57
0.29	0.73	7.00	45.39	0.83	0.61
0.31	0.75	7.50	46.18	0.79	0.66
0.33	0.76	8.00	46.93	0.75	0.72
0.35	0.77	8.50	47.64	0.72	0.79
0.38	0.78	9.00	48.33	0.69	0.88
0.40	0.79	9.50	48.99	0.66	1.01
0.42	0.80	10.00	49.62	0.63	1.18
0.44	0.81	10.50	50.23	0.61	1.44
0.46	0.82	11.00	50.82	0.59	1.90
0.48	0.83	11.50	51.38	0.57	2.98
0.50	0.84	12.00	51.93	0.55	23.46
0.52	0.85	12.50	52.47	0.53	4.44
0.54	0.86	13.00	52.98	0.52	2.30
0.56	0.87	13.50	53.49	0.50	1.64
0.58	0.87	14.00	53.97	0.49	1.30
0.60	0.88	14.50	54.45	0.48	1.08
0.63	0.89	15.00	54.91	0.46	0.94
0.65	0.90	15.50	55.37	0.45	0.83
0.67	0.90	16.00	55.81	0.44	0.75
0.69	0.91	16.50	56.24	0.43	0.69
0.71	0.92	17.00	56.66	0.42	0.63
0.73	0.92	17.50	57.07	0.41	0.59
0.75	0.93	18.00	57.47	0.40	0.55
0.77	0.94	18.50	57.87	0.40	0.52
0.79	0.94	19.00	58.26	0.39	0.49
0.81	0.95	19.50	58.64	0.38	0.46

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

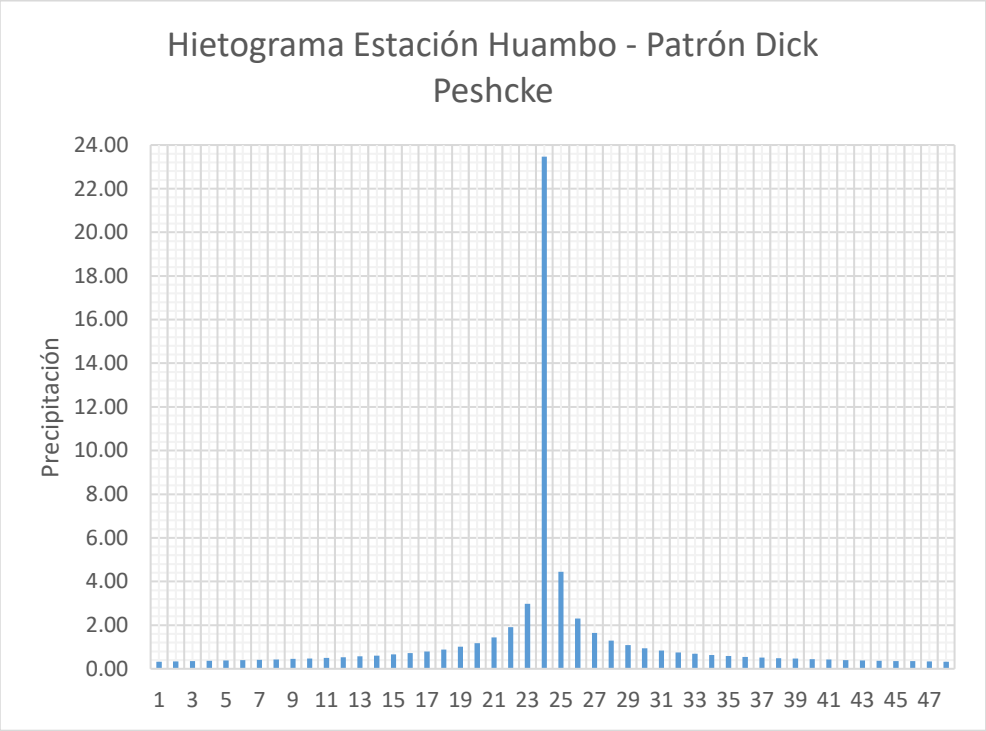
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

0.83	0.96	20.00	59.01	0.37	0.44
0.85	0.96	20.50	59.37	0.37	0.42
0.88	0.97	21.00	59.73	0.36	0.40
0.90	0.97	21.50	60.08	0.35	0.39
0.92	0.98	22.00	60.43	0.35	0.37
0.94	0.98	22.50	60.77	0.34	0.36
0.96	0.99	23.00	61.11	0.33	0.35
0.98	0.99	23.50	61.44	0.33	0.33
1.00	1.00	24.00	61.76	0.32	0.32

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 5.33. Hietograma estación Huambo – Patron Dick Peshcke T: 500 años



De las tablas y gráficos de la estación Huambo presentadas se observa que el pico máximo del hietograma producido por el patrón Dick Peshcke está entre el setenta y setentaicinco por ciento de lo producido por los patrones de seis, siete y ocho horas. Lo cual indica que los hidrogramas tendrán una relación parecida a lo expuesto por los hietogramas. Con esto podemos decir que usando el patrón Dick Peshcke se subestima la lluvia de proyecto en un treinta por ciento aproximadamente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

5.4. Modelo Hidrológico de la Cuenca del Río Siguas

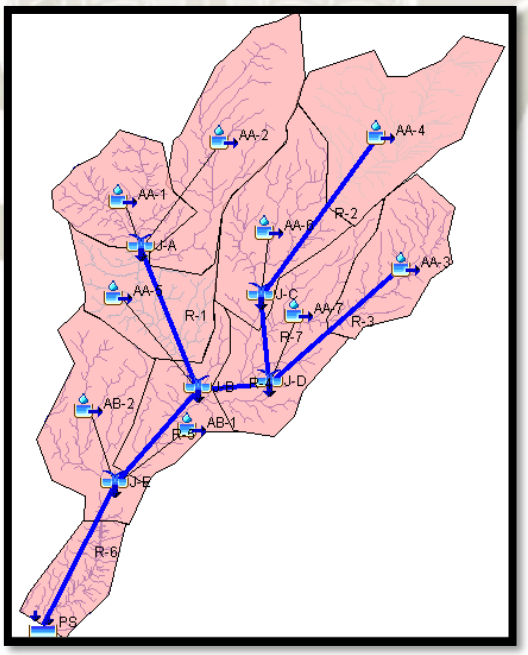
El modelo hidrológico de la cuenca del río Siguas se generó usando el software HEC-HMS desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

Los datos con los que se usaron para la realización de este modelo son los presentados en el presente capítulo, tomando como constantes las características de la cuenca, las características del tránsito de hidrogramas y los parámetros de infiltración. La magnitud de la lluvia varió según el periodo de retorno y se aplicaron los patrones de precipitaciones propuestos en el título anterior.

En el software, se modeló cada subcuenca y se colocó sus características (Figura 5.11 y Figura 5.12), así como las precipitaciones en cada subcuenca según lo propuesto para el análisis.

El resultado de este análisis hidrológico en el modelo HMS dio hidrogramas de proyecto para cada patrón precipitación según cada periodo de retorno, los cuales se muestran en las tablas 5.68, 5.69, 5.70 y 5.71, hidrogramas resultantes de un periodo de retorno de 500 años.

Figura 5.11. Modelo del HEC-HMS de la cuenca del río Siguas

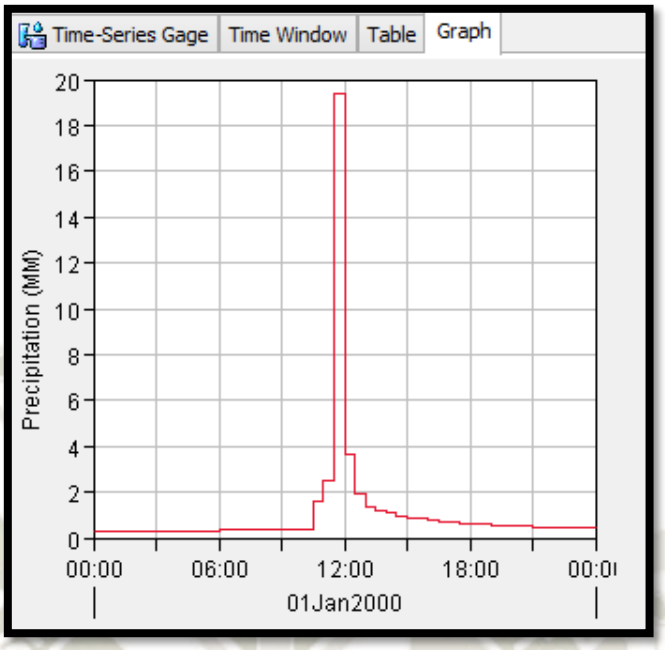


Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 5.12. Hietograma de proyecto en el modelo HEC-HMS



Fuente: Elaboración Propia

El tiempo del análisis hidrológico se tomó como cuarentaiocho horas para los hidrogramas del patrón Dick Peshcke y de veinticuatro horas para los patrones de seis, siete y ocho horas, de esta manera se podrá observar el desarrollo del hidrograma completamente.

Estos hidrogramas fueron calculados teniendo como punto de referencia el puente Siguas, en donde se realizará un análisis hidráulico para posteriormente calcular la socavación a la cual están expuestas las fundaciones del puente basándonos como punto de inicio en estos hidrogramas.

Tabla 5.68 Hidrograma de proyecto Patron: Dick Peshcke Periodo de retorno: 500 años

Hidrograma Dick Peshcke			
Periodo de Retorno (años)		500	
Máximo Caudal (m3)		225.1	
Tiempo - Día 1	**Caudal (m3)**	**Tiempo - Día 2**	**Caudal (m3)**
0:00	0	0:00	146.8
0:15	0	0:15	145
0:30	0	0:30	143.2
0:45	0	0:45	141.4
1:00	0	1:00	139.7
1:15	0	1:15	138
1:30	0	1:30	136.3
1:45	0	1:45	134.6
2:00	0	2:00	132.7

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2:15	0	2:15	130.5
2:30	0	2:30	128.1
2:45	0	2:45	125.3
3:00	0	3:00	122.2
3:15	0	3:15	118.9
3:30	0	3:30	115.3
3:45	0	3:45	111.7
4:00	0	4:00	107.7
4:15	0	4:15	103.4
4:30	0	4:30	98.9
4:45	0	4:45	94.1
5:00	0	5:00	89.1
5:15	0	5:15	84
5:30	0	5:30	79
5:45	0	5:45	74.2
6:00	0	6:00	69.5
6:15	0	6:15	65
6:30	0.1	6:30	60.7
6:45	0.2	6:45	56.4
7:00	0.3	7:00	52.2
7:15	0.6	7:15	48
7:30	0.9	7:30	43.8
7:45	1.3	7:45	39.9
8:00	1.7	8:00	36.2
8:15	2.1	8:15	32.7
8:30	2.5	8:30	29.4
8:45	2.8	8:45	26.4
9:00	3.1	9:00	23.7
9:15	3.4	9:15	21.2
9:30	3.7	9:30	18.9
9:45	4	9:45	16.8
10:00	4.3	10:00	14.9
10:15	4.6	10:15	13.2
10:30	4.9	10:30	11.6
10:45	5.2	10:45	10.3
11:00	5.4	11:00	9.1
11:15	5.6	11:15	8.1
11:30	5.8	11:30	7.2
11:45	6	11:45	6.4
12:00	6.1	12:00	5.6
12:15	6.2	12:15	5
12:30	6.4	12:30	4.4
12:45	6.5	12:45	3.9
13:00	6.6	13:00	3.5

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

13:15	6.7	13:15	3.1
13:30	6.8	13:30	2.8
13:45	6.9	13:45	2.4
14:00	7	14:00	2.2
14:15	7.1	14:15	1.9
14:30	7.2	14:30	1.7
14:45	7.5	14:45	1.5
15:00	8.1	15:00	1.3
15:15	9.5	15:15	1.2
15:30	12.5	15:30	1
15:45	18.1	15:45	0.9
16:00	26.7	16:00	0.8
16:15	39.3	16:15	0.7
16:30	58.8	16:30	0.6
16:45	88.1	16:45	0.5
17:00	122.2	17:00	0.5
17:15	134.2	17:15	0.4
17:30	139.9	17:30	0.4
17:45	151.2	17:45	0.3
18:00	182.2	18:00	0.3
18:15	216.9	18:15	0.2
18:30	225.1	18:30	0.2
18:45	223.1	18:45	0.2
19:00	219.8	19:00	0.1
19:15	215.9	19:15	0.1
19:30	211.5	19:30	0.1
19:45	206.6	19:45	0.1
20:00	201.2	20:00	0.1
20:15	195.7	20:15	0
20:30	190.5	20:30	0
20:45	185.6	20:45	0
21:00	181	21:00	0
21:15	176.8	21:15	0
21:30	172.8	21:30	0
21:45	169.2	21:45	0
22:00	165.8	22:00	0
22:15	162.6	22:15	0
22:30	159.7	22:30	0
22:45	157.1	22:45	0
23:00	154.7	23:00	0
23:15	152.5	23:15	0
23:30	150.5	23:30	0
23:45	148.7	23:45	0

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 5.69 Hidrograma de proyecto Patron: P-6 Periodo de retorno: 500 años

Hidrograma P-6			
Periodo de Retorno (años)		500	
Máximo Caudal (m3)		470.4	
Tiempo	**Caudal (m3)**	**Tiempo**	**Caudal (m3)**
0:00	0	12:00	164
0:15	0	12:15	146.4
0:30	0	12:30	129.9
0:45	0	12:45	114.7
1:00	0	13:00	100.9
1:15	0	13:15	88.5
1:30	0	13:30	77.4
1:45	0	13:45	67.6
2:00	0	14:00	59
2:15	0	14:15	51.5
2:30	0	14:30	45
2:45	0	14:45	39.4
3:00	0	15:00	34.5
3:15	0	15:15	30.3
3:30	0	15:30	26.6
3:45	0	15:45	23.4
4:00	0	16:00	20.5
4:15	0	16:15	18
4:30	0.1	16:30	15.8
4:45	0.2	16:45	13.9
5:00	1	17:00	12.2
5:15	4.3	17:15	10.7
5:30	14.7	17:30	9.4
5:45	36.8	17:45	8.2
6:00	69.1	18:00	7.2
6:15	108.7	18:15	6.3
6:30	156.1	18:30	5.6
6:45	214.4	18:45	4.9
7:00	303	19:00	4.3
7:15	347.8	19:15	3.8
7:30	381.9	19:30	3.3
7:45	425	19:45	2.9
8:00	463.3	20:00	2.5
8:15	470.4	20:15	2.2
8:30	461.8	20:30	1.8
8:45	447.2	20:45	1.6
9:00	429.2	21:00	1.3
9:15	407.6	21:15	1.1
9:30	383.7	21:30	1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

9:45	359	21:45	0.8
10:00	334.3	22:00	0.7
10:15	310.1	22:15	0.6
10:30	286.6	22:30	0.5
10:45	264.1	22:45	0.4
11:00	243.2	23:00	0.3
11:15	222.7	23:15	0.3
11:30	201.9	23:30	0.2
11:45	182.5	23:45	0.2
12:00	164	0:00	0.1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.70 Hidrograma de proyecto Patron: P-7 Periodo de retorno: 500 años

Hidrograma P-7			
Periodo de Retorno (años)		500	
Máximo Caudal (m3)		463.9	
Tiempo	**Caudal (m3)**	**Tiempo**	**Caudal (m3)**
0:00	0	12:00	217.7
0:15	0	12:15	198.2
0:30	0	12:30	180
0:45	0	12:45	162.5
1:00	0	13:00	145.6
1:15	0	13:15	129.7
1:30	0	13:30	115.1
1:45	0	13:45	101.9
2:00	0	14:00	90
2:15	0	14:15	79.1
2:30	0	14:30	69.4
2:45	0	14:45	60.7
3:00	0	15:00	53.1
3:15	0	15:15	46.4
3:30	0	15:30	40.6
3:45	0	15:45	35.5
4:00	0	16:00	31.1
4:15	0	16:15	27.3
4:30	0	16:30	24
4:45	0.1	16:45	21
5:00	0.3	17:00	18.5
5:15	0.8	17:15	16.2
5:30	2.2	17:30	14.2
5:45	5.9	17:45	12.5
6:00	15.5	18:00	10.9
6:15	34.9	18:15	9.6

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

6:30	63.5	18:30	8.4
6:45	98.9	18:45	7.4
7:00	141.3	19:00	6.5
7:15	193.4	19:15	5.7
7:30	264.8	19:30	5
7:45	317.6	19:45	4.4
8:00	351.4	20:00	3.9
8:15	394.7	20:15	3.4
8:30	445.1	20:30	2.9
8:45	463.9	20:45	2.6
9:00	460.5	21:00	2.2
9:15	448.5	21:15	1.9
9:30	432.8	21:30	1.6
9:45	414.7	21:45	1.4
10:00	393.1	22:00	1.2
10:15	369.5	22:15	1
10:30	345.5	22:30	0.8
10:45	322	22:45	0.7
11:00	299.3	23:00	0.6
11:15	277.4	23:15	0.5
11:30	256.6	23:30	0.4
11:45	237	23:45	0.4
12:00	217.7	0:00	0.3

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.71 Hidrograma de proyecto Patron: P-8 Periodo de retorno: 500 años

Hidrograma P-8			
Periodo de Retorno (años)		500	
Máximo Caudal (m3)		440.8	
Tiempo	**Caudal (m3)**	**Tiempo**	**Caudal (m3)**
0:00	0	12:00	217.7
0:15	0	12:15	198.2
0:30	0	12:30	180
0:45	0	12:45	162.5
1:00	0	13:00	145.6
1:15	0	13:15	129.7
1:30	0	13:30	115.1
1:45	0	13:45	101.9
2:00	0	14:00	90
2:15	0	14:15	79.1
2:30	0	14:30	69.4
2:45	0	14:45	60.7
3:00	0	15:00	53.1
3:15	0	15:15	46.4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3:30	0	15:30	40.6
3:45	0	15:45	35.5
4:00	0	16:00	31.1
4:15	0	16:15	27.3
4:30	0	16:30	24
4:45	0.1	16:45	21
5:00	0.3	17:00	18.5
5:15	0.8	17:15	16.2
5:30	2.2	17:30	14.2
5:45	5.9	17:45	12.5
6:00	15.5	18:00	10.9
6:15	34.9	18:15	9.6
6:30	63.5	18:30	8.4
6:45	98.9	18:45	7.4
7:00	141.3	19:00	6.5
7:15	193.4	19:15	5.7
7:30	264.8	19:30	5
7:45	317.6	19:45	4.4
8:00	351.4	20:00	3.9
8:15	394.7	20:15	3.4
8:30	445.1	20:30	2.9
8:45	463.9	20:45	2.6
9:00	460.5	21:00	2.2
9:15	448.5	21:15	1.9
9:30	432.8	21:30	1.6
9:45	414.7	21:45	1.4
10:00	393.1	22:00	1.2
10:15	369.5	22:15	1
10:30	345.5	22:30	0.8
10:45	322	22:45	0.7
11:00	299.3	23:00	0.6
11:15	277.4	23:15	0.5
11:30	256.6	23:30	0.4
11:45	237	23:45	0.4
12:00	217.7	0:00	0.3

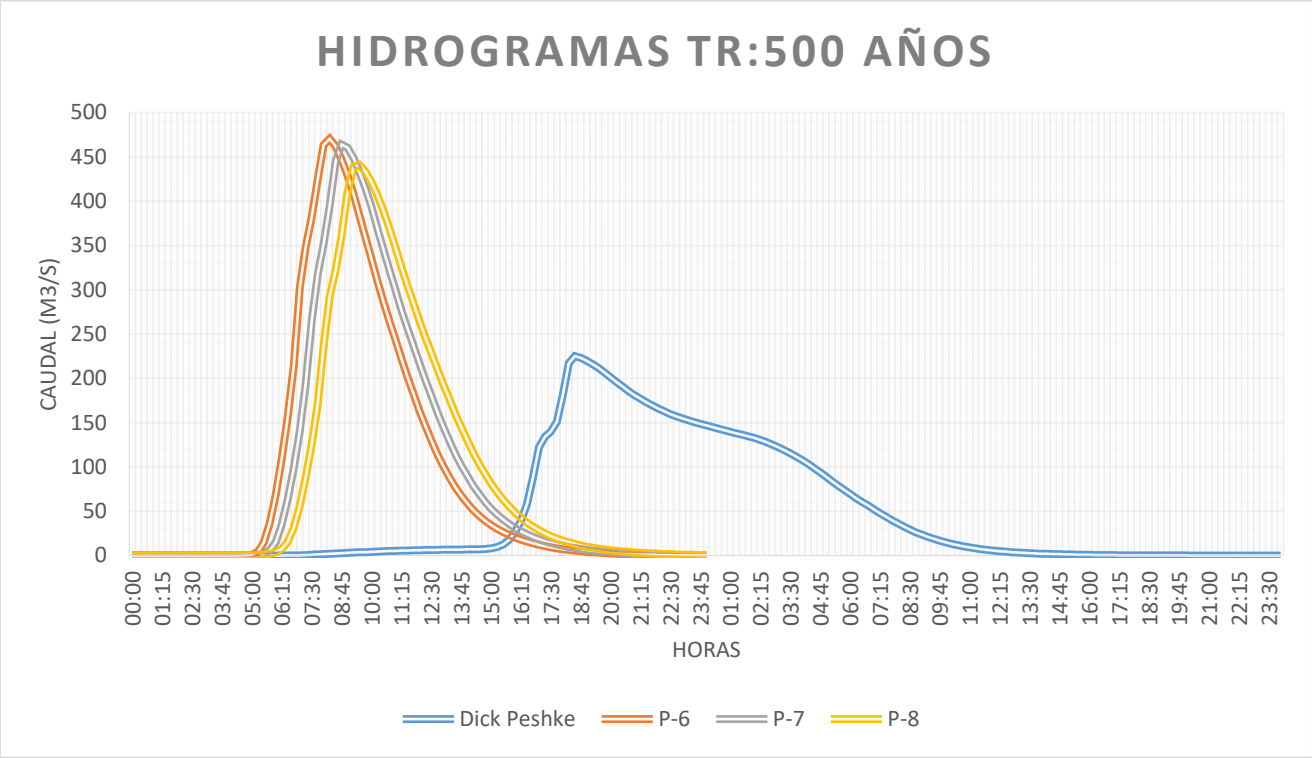
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 5.34. Hidrogramas de proyecto periodo de retorno 500 años



Fuente: Elaboración Propia

Se observa que la diferencia de los topes de caudales entre el hidrograma obtenido del patrón de Dick Peshcke con los patrones de seis a ocho horas es del cincuenta por ciento, con lo que confirmamos la subestimación de los caudales del proyecto con el uso del patrón recomendado por el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Además en la gráfica 5.34, se observa que los hidrogramas se desarrollan en el tiempo de una manera diferente. Esto se debe al tiempo de concentración de la cuenca, ya que en los primeros tres casos en donde la duración de la lluvia tiene una duración de entre seis a ocho horas, la respuesta de la cuenca ante esta lluvia muestra un sistema concentrado, es decir el tiempo de duración de la lluvia es muy parecido al tiempo de concentración de la cuenca. En cambio en el caso del hidrograma de Dick Peschke, se muestra un sistema sobreconcentrado en donde el tiempo de duración de la lluvia es mayor al tiempo de concentración de la cuenca, es por esto que en un punto el hidrograma muestra que la escorrentía es constante hasta que llega al término de la lluvia y los valores de la escorrentía empiezan a caer.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Esto muestra la importancia de la correcta definición del patrón de precipitaciones en un análisis hidrológico, ya que el resultado varía considerablemente según el criterio a tomar para su selección con la misma magnitud de precipitación.

Los hidrogramas de los otros periodos de retorno que se considerarán en la presente investigación se encuentran en el Anexo 18.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 6

6. Modelamiento Hidráulico del Puente Siguas

En el capítulo 5 se definió el comportamiento de la cuenca del río Siguas ante la precipitación de diseño, para así obtener los caudales e hidrogramas que escurren por cada periodo de retorno a analizar.

Con los datos de caudales obtenidos en el capítulo 5 se modelará y analizará los parámetros hidráulicos que tendrá el flujo a través del puente Siguas.

En el presente capítulo se presenta la metodología seguida para la obtención del modelo hidráulico con el software HEC-RAS, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

Para la elaboración del modelo hidráulico en HEC-RAS, primero se debió importar la geometría del cauce, esto se realizó con el software AutoCAD Civil 3D. Después se modeló el puente Siguas en el cauce, se introdujo la información hidrológica y las condiciones de borde. Finalmente, se procesó la información para obtener el perfil de la superficie libre de agua a lo largo del cauce.

De la simulación descrita se obtuvo los parámetros hidráulicos del área flujo, perímetro del flujo, velocidad media, altura de energía total, tirante crítico y el número de Froude.

Estos datos son necesarios para realizar los cálculos de socavación de pilares en el puente Siguas, que se desarrollará en capítulos posteriores.

6.1. Modelamiento Hidráulico con HEC-RAS

6.1.1. Geometría del Cauce a Utilizar

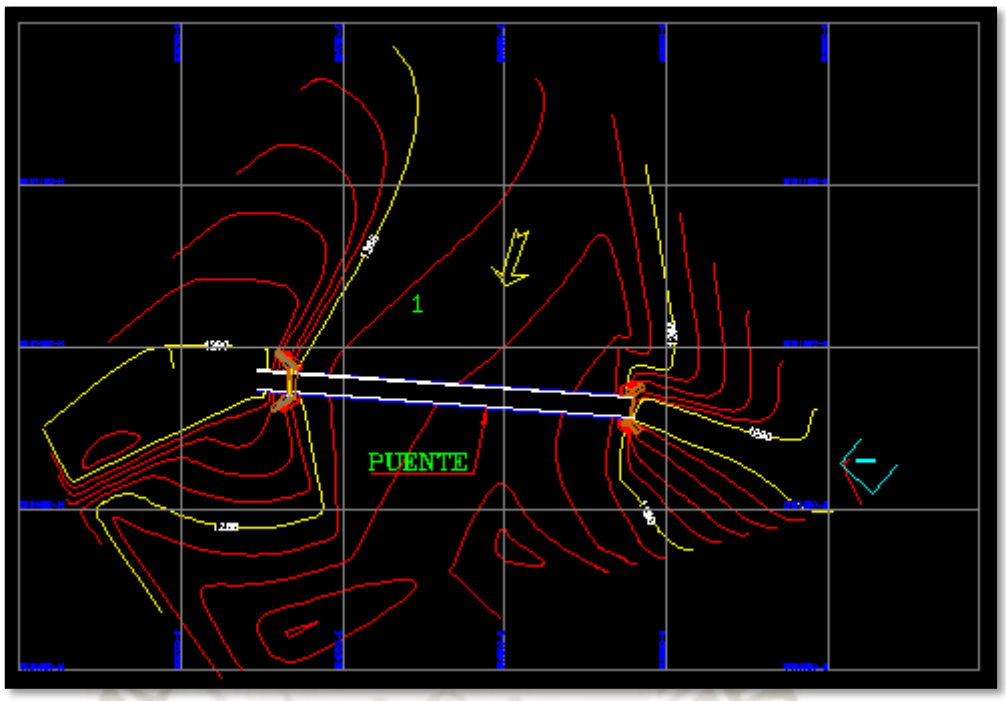
Para el modelo hidráulico se usó la topografía de la zona en donde se encuentra el puente, teniendo curvas de nivel a cada metro. Estas curvas de nivel se obtuvieron del plano de la Memoria Descriptiva del Estudio de Mantenimiento Rutinario del Puente Siguas realizado por PROVIAS Nacional (Provias, 2017).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

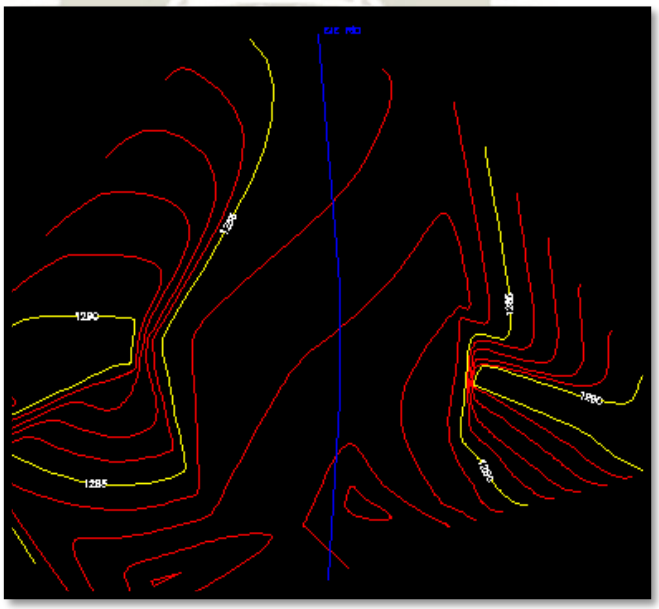
Figura 6.1. Topografía de terreno alrededor del puente Siguas



Fuente: (Provias, 2017)

El software utilizado para el tratamiento de estos datos para su exportación al HEC-RAS fue el AutoCAD Civil 3D, en el cual se generó primero un alineamiento sin detalles para definir el eje del río de aproximadamente 200 metros, distribuidos 120 metros aguas arriba del puente y 80 metros aguas abajo del puente. (Figura 6.2).

Figura 6.2. Eje del río generado en AutoCAD Civil 3D



Fuente: Elaboración Propia

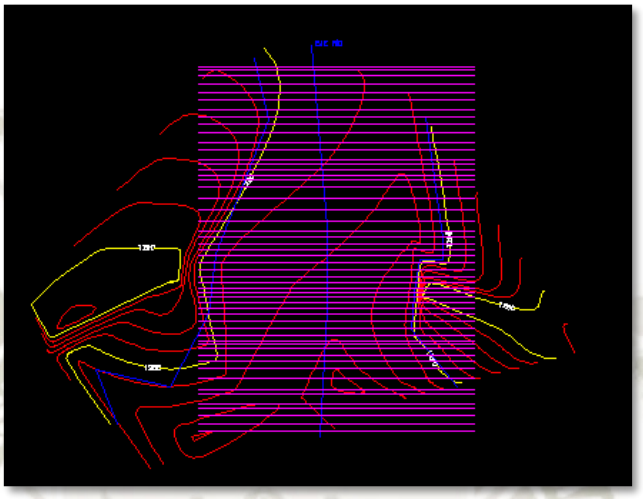
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Después, se dibujó los contornos del río y se generó las secciones transversales. Todos los componentes generados en el AutoCAD Civil 3D no deben tener detalles, para no generar errores al momento de la exportación de sus datos al HEC-RAS.

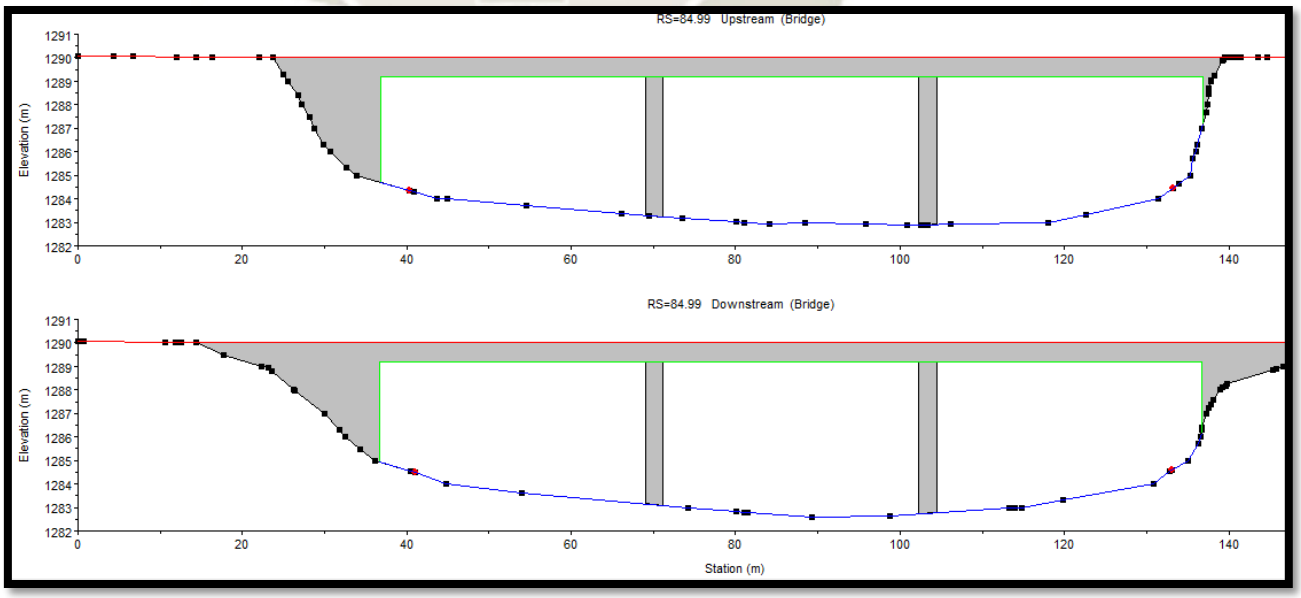
Figura 6.3. Secciones generadas en AutoCAD Civil 3D



Fuente: Elaboración Propia

AutoCAD Civil 3D cuenta con una herramienta de exportación directa para el software HEC-RAS, con la que se creó la geometría del canal. Después, se ingresó la geometría del puente en la progresiva que corresponde.

Figura 6.4. Geometría del Puente Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

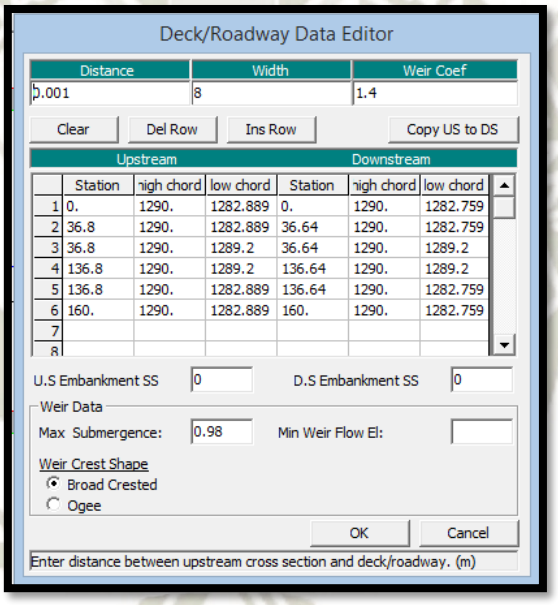
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Las características principales a resaltar del puente Siguas son:

- Largo: 113.00 metros
- Nro. De tramos: 3.00 unidades
- Longitud del tramo mayor: 37.00 metros
- Ancho de la vía: 8.00 metros
- Apoyado en 2 estribos en los lados y 2 pilares

Los datos escritos fueron ingresados al software indicando el ancho del tablero y las cotas respectivas a cada punto del tablero.

Figura 6.5. Editor del tablero del puente Siguas en HEC-RAS



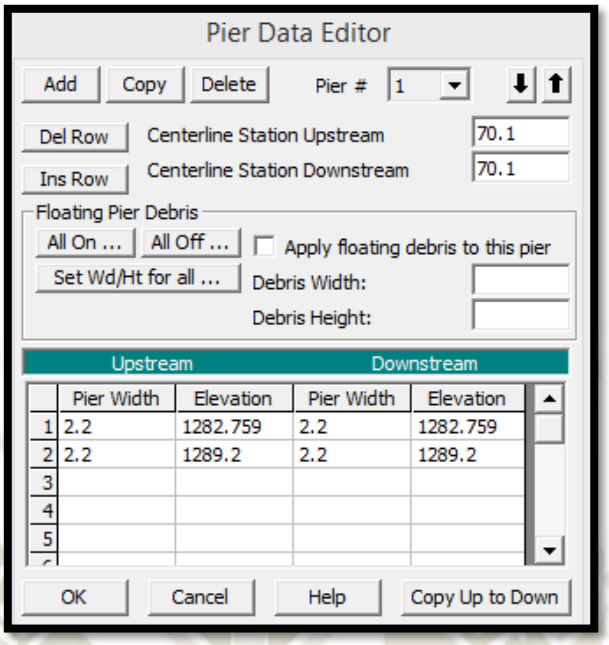
Fuente: Elaboración Propia

De igual manera se modeló los pilares del puente que así como el tablero representan una obstrucción al flujo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

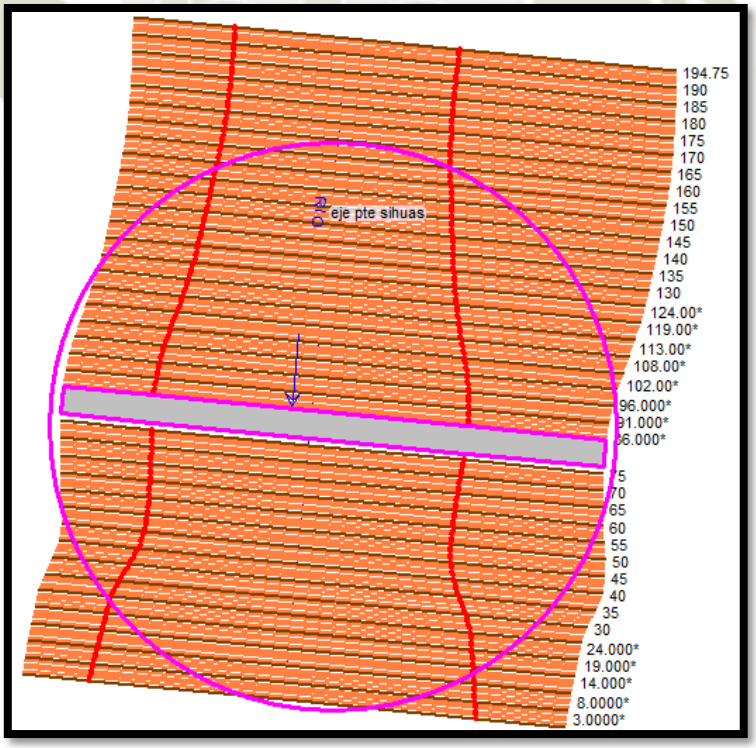
Figura 6.6. Editor de Pilares del puente Siguas en HEC-RAS



Fuente: Elaboración Propia

Finalmente, en el software HEC-RAS se tuvo definido la geometría del cauce y del puente (Figura 6.7).

Figura 6.7. Geometría del cauce y puente Siguas en HEC-RAS



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Continuando con la realización del modelo hidráulico, se debe definir el coeficiente de rugosidad de Manning para todas las secciones transversales definidas en la geometría de cauce. Este dato en hidráulica fluvial es muy difícil de determinar, por la complejidad de las variables de la cual depende. Ven Te Chow, en su libro "Hidráulica de Canales Abiertos" recomienda usar la ecuación de Cowan para la determinación de este parámetro, además proporciona datos estándar que se pueden usar como límites para el uso de esta ecuación (Chow V. , 2004).

Figura 6.8. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning recomendados por Ven Te Chow

D-3	Corrientes Mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies)	
El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.		
Característica	Valor Menor	Valor Mayor
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	0.060
b. Sección irreguar y rugosa	0.035	0.100

Fuente: "Hidráulica de Canales Abiertos" – Ven Te Chow

En la visita a campo realizada para la presente investigación se tomó los datos necesarios para la determinación del coeficiente de rugosidad, los cuales se presentan a continuación. El resultado "n" como se observa encaja en el intervalo propuesto por Ven Te Chow en su libro.

Tabla 6.1. Ecuación de Cowan en el puente Siguas

Ecuación de Cowan	Datos
n0	0.024
n1	0
n2	0.005
n3	0.01
n4	0.005
n5	1
n	**0.044**

Fuente: Elaboración Propia

En la fotografía 6.1, se confirman los datos tomados en la tabla 6.1. Se observa grava fina (n0), no hay irregularidades en el cauce (n1), la variación en la sección transversal es ocasional y sobre todo en los niveles del terreno (n2), se tomó como dato que las obstrucciones eran menores (n3), que la vegetación es baja (n4) y finalmente los meandros son menores (n5).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 6.1. Toma de datos para el coeficiente de rugosidad en puente Siguas

Fuente: Elaboración Propia

Después, se completó los datos en el software, colocando el valor del coeficiente de rugosidad en cada sección, debido a que el tramo a analizar es de 200 metros, se notó que la diferencia en el valor no varía considerablemente (Figura 6.10).

Finalmente, se tienen que definir los coeficientes de contracción y expansión en la sección inmediatamente aguas arriba del puente Siguas, estos coeficientes son constantes adimensionales que el software usa para calcular pérdidas de energía por cambios entre secciones, para modelar si, un cambio del terreno en el cauce resulta un flujo gradualmente variado o un flujo rápidamente variado, estos cambios afectan directamente al tirante, al área y a la velocidad.

Además estas variaciones dependen del régimen del flujo, si se tiene flujo supercrítico las variaciones se notarán aguas abajo del cambio pero si se tiene flujo subcrítico las variaciones se tendrán aguas arriba.

En el "Hydralic Reference Manual" del HEC-RAS sugiere que los datos a optar para los coeficientes indicados son 0.3 y 0.5 para el coeficiente de contracción y expansión respectivamente. Con estos datos, el software modelará la curva de remanso generada por el flujo gradualmente variado aguas arriba del puente Siguas, formado a causa de la contracción del flujo por el puente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 6.9. Coeficientes de contracción y expansión recomendados por el Hydraulic Reference Manual

Table 3-3

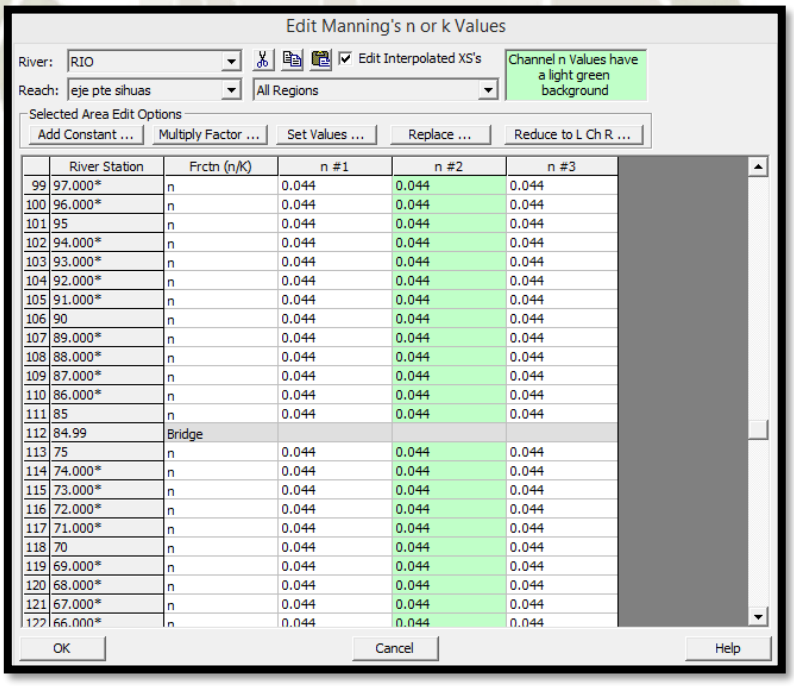
Subcritical Flow Contraction and Expansion Coefficients

	Contraction	Expansion
No transition loss computed	0.0	0.0
Gradual transitions	0.1	0.3
Typical Bridge sections	0.3	0.5
Abrupt transitions	0.6	0.8

Fuente: Hydraulic Reference Manual – US Army Corps of Engineers (USACP, 2016)

Se realizó un primer análisis con el software en donde se observó que el régimen del flujo justo antes de llegar al puente es un flujo subcrítico, por lo que los datos sugeridos por el manual se tomarán en cuenta para la presente investigación.

Figura 6.10. Coeficiente de rugosidad en las secciones del cauce a analizar



Fuente: Elaboración Propia

6.1.2. Información Hidrológica a Utilizar

En el software HEC-RAS el flujo de una avenida se puede modelar como flujo permanente o no permanente, los hidrogramas obtenidos en el capítulo 5

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

representan un flujo no permanente. Sin embargo, el modelo en HEC-RAS de flujo no permanente necesita de registros de curvas tirante – caudal con las que no se cuenta para la presente investigación. Por lo que para el análisis de socavación en los pilares del puente se tomará como datos para el análisis los caudales picos de cada hidrograma y se modelará como flujo permanente.

Además, se modelará como flujo permanente cada valor de caudal de los hidrogramas P-7 de cada periodo de retorno, para realizar una evaluación de la socavación en el tiempo por periodo de retorno.

Tabla 6.2. Caudales pico de hidrogramas para modelo hidráulico

Caudales Pico de Hidrogramas (m3)				
Periodo de Retorno	Dick Peshcke	P-6	P-7	P-8
2000	360.50	772.00	732.40	698.40
1000	288.00	614.30	581.40	554.50
500	225.10	470.40	463.90	440.80
200	161.40	341.30	328.50	314.40
100	118.90	256.60	245.70	234.00
50	87.80	187.90	178.20	169.20

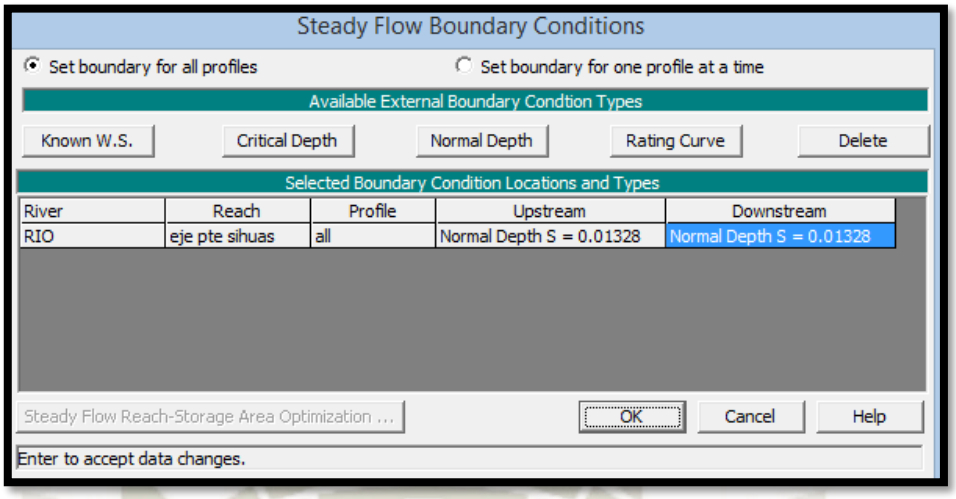
Fuente: Elaboración Propia

Los hidrogramas P-7 a usar en el modelo hidráulico se encuentran en los Anexos. Para el análisis de flujo permanente de los datos expuestos se definió las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo, definidas como la pendiente promedio del cauce. Se toma este dato para evitar que haya variaciones importantes en la uniformidad del flujo en los bordes, es decir para evitar que el software modele flujo gradualmente variado en los bordes sino continúe con un flujo uniforme y permanente según la condición dada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 6.11. Condiciones de borde indicadas para el análisis en HEC-RAS

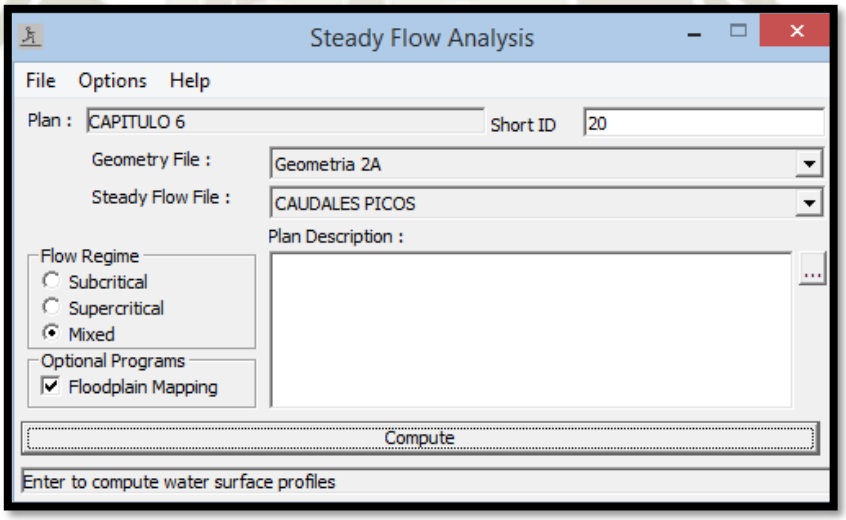


Fuente: Elaboración Propia

6.1.3. Resultados del Modelo en HEC-RAS

Con la información presentada en el presente capítulo se procedió a realizar la simulación en el software con cada uno de los casos expuestos.

Figura 6.12. Simulación hidráulica de los datos ingresados



Fuente: Elaboración Propia

Finalizando la simulación hidráulica, el software permite la visualización de los parámetros hidráulicos del flujo en cada sección transversal como: la línea de energía, el tirante, el tirante crítico, el perfil de la superficie libre, el espejo de agua, entre otras.

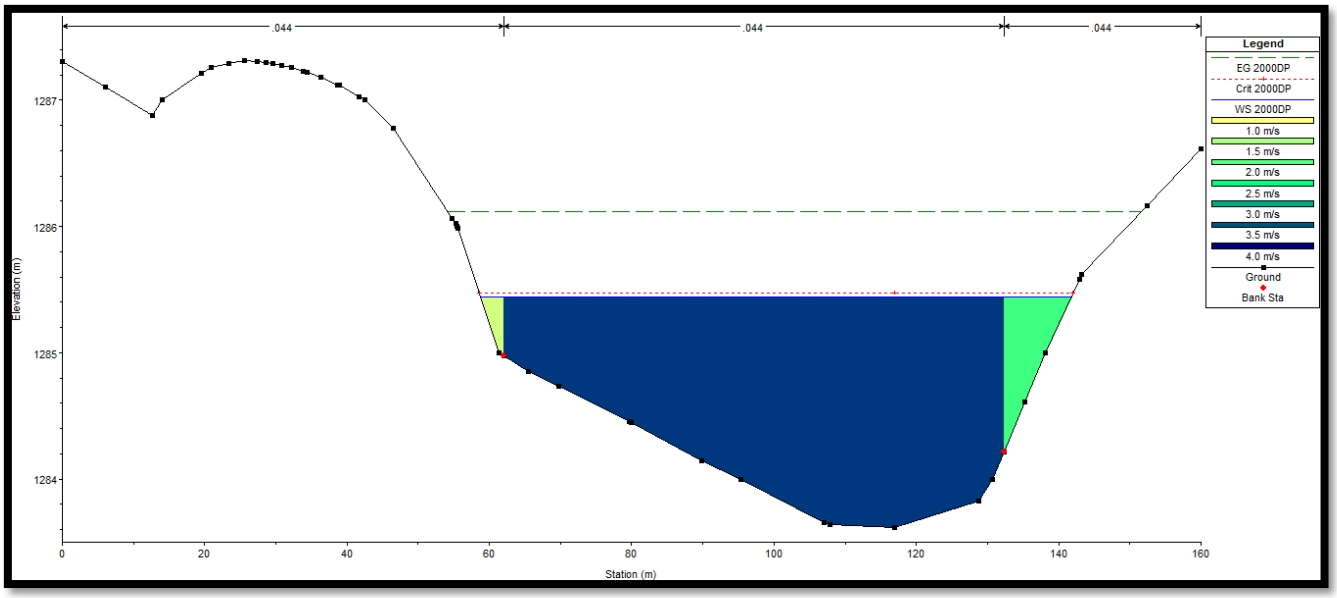
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

En la figura 6.13 se presenta la sección transversal ubicada en la progresiva 0+150 del eje del río, en esta se ve la línea de energía (verde), el tirante crítico (rojo) y la distribución de velocidades en el área de flujo. Esta sección es la obtenida de la simulación del caudal pico del patrón Dick Peshcke con el periodo de retorno de 2000 años.

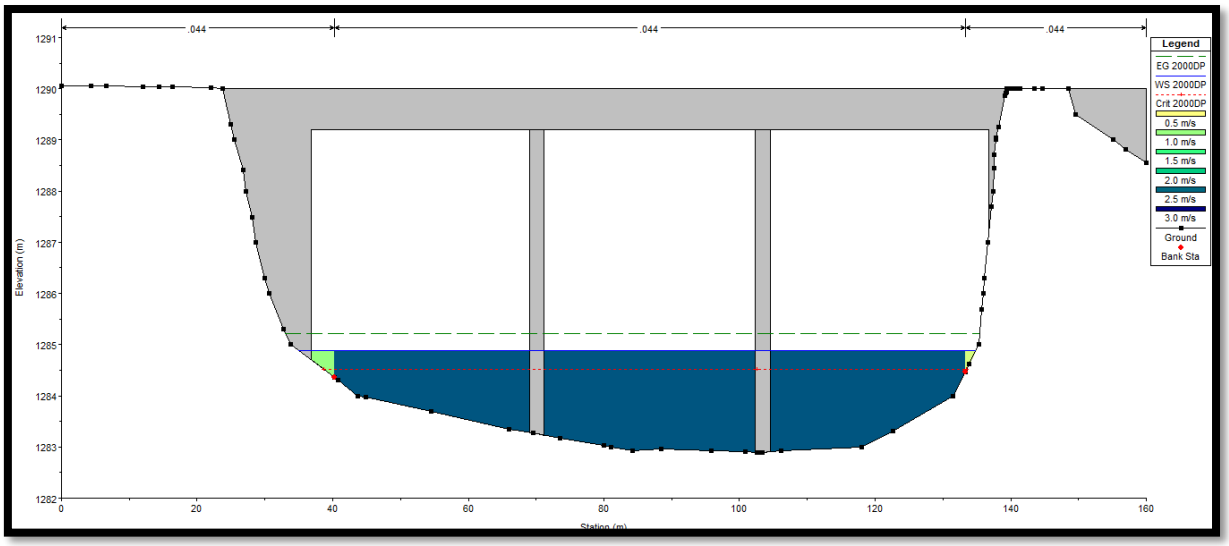
Figura 6.13. Sección transversal del río patrón Dick Peshcke T=2000 años



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 6.14 se muestra el flujo del mismo caudal mostrado en la figura anterior pero mientras escurre a través del puente Siguas.

Figura 6.14. Sección transversal del río patrón Dick Peshcke T=2000 años



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

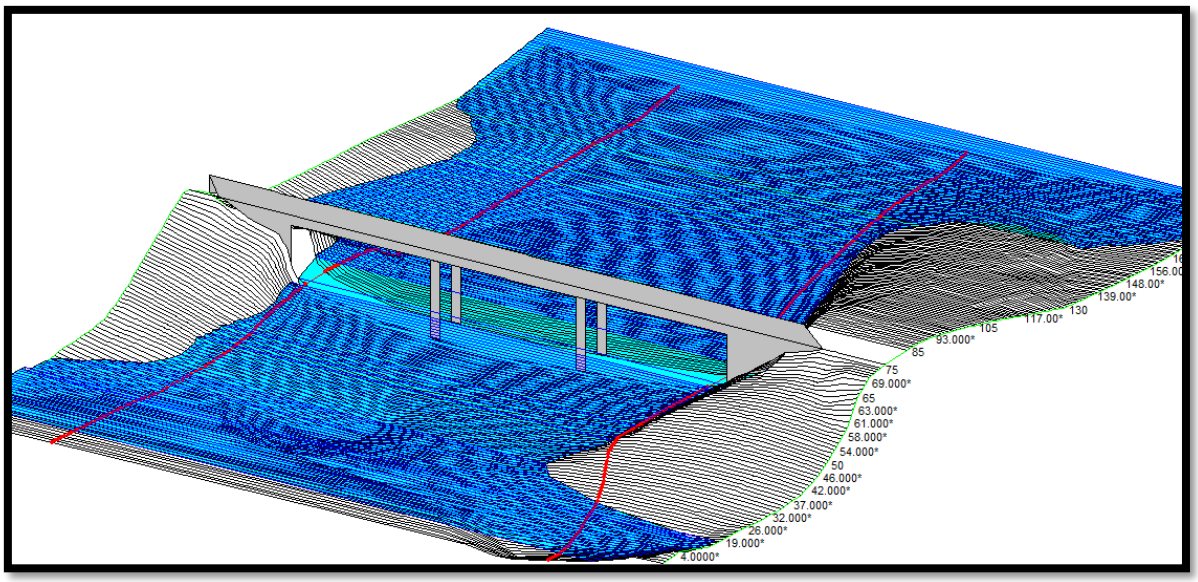
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

El tirante del flujo no alcanza el tablero a pesar de que es uno de los mayores caudales, con lo que se observa que en todos los casos se tiene flujo por debajo del tablero.

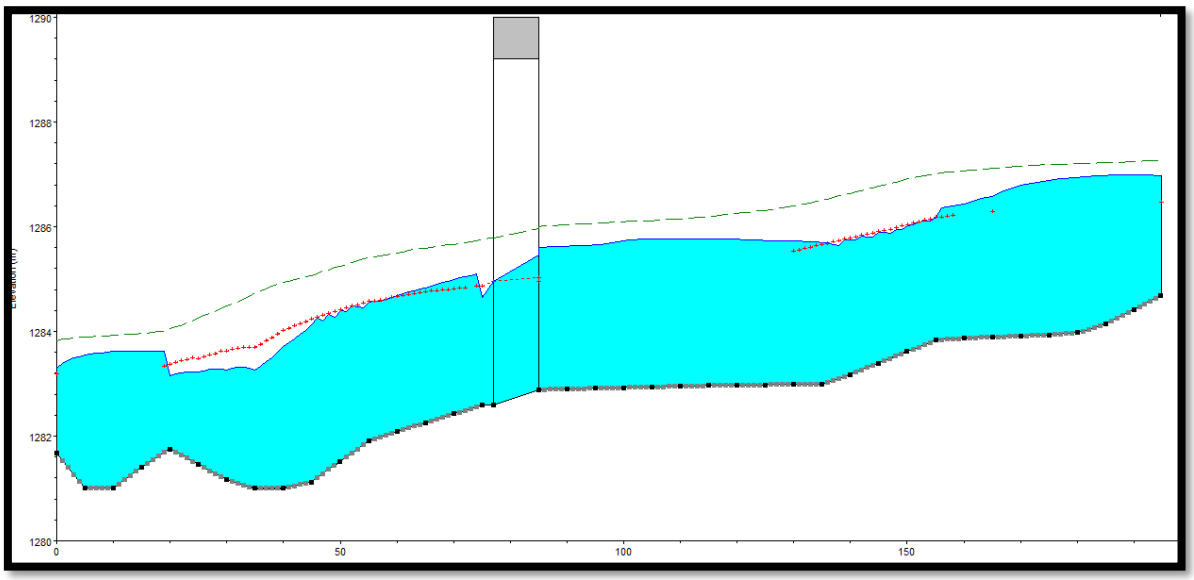
Además, con fines ilustrativos el software muestra una vista 3D del puente y su cauce incluyendo las áreas inundadas por la avenida.

Figura 6.15. Sección transversal del río patrón Dick Peshcke T=2000 años



También se puede obtener un perfil con las elevaciones del flujo en donde se puede observar mejor las zonas en donde el flujo cambia de régimen.

Figura 6.16. Perfil del flujo de la simulación Dick Peshcke T=2000 años



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

De esta última imagen se observa que en donde se encuentran cambios fuertes de pendientes se tiene flujo supercrítico pero el flujo antes de llegar al puente Siguas es subcrítico. Se observa de mejor manera la línea de energía de color verde, además se logra observar el cambio obtenido por la obstrucción del puente el cual se desarrolla hacia aguas arriba por estar en régimen subcrítico.

Tabla 6.3. Resultados de simulación hidráulica con caudales pico

Resultados de Simulación Hidráulica de Caudales Pico de cada Hidrograma						
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima Terreno (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)
Dick Peshcke	2000	360.5	1282.89	1284.98	1284.45	1285.25
P-6	2000	772	1282.89	1285.94	1285.23	1286.41
P-7	2000	732.4	1282.89	1285.86	1285.17	1286.31
P-8	2000	698.4	1282.89	1285.79	1285.11	1286.23
Dick Peshcke	1000	288	1282.89	1284.68	1284.29	1284.94
P-6	1000	614.3	1282.89	1285.61	1284.96	1286.01
P-7	1000	581.4	1282.89	1285.53	1284.90	1285.92
P-8	1000	554.5	1282.89	1285.47	1284.85	1285.84
Dick Peshcke	500	225.1	1282.89	1284.47	1284.13	1284.69
P-6	500	470.4	1282.89	1285.27	1284.68	1285.60
P-7	500	463.9	1282.89	1285.25	1284.67	1285.58
P-8	500	440.8	1282.89	1285.19	1284.63	1285.51
Dick Peshcke	200	161.4	1282.89	1284.24	1283.94	1284.41
P-6	200	341.3	1282.89	1284.93	1284.41	1285.19
P-7	200	328.5	1282.89	1284.89	1284.38	1285.14
P-8	200	314.4	1282.89	1284.85	1284.35	1285.09
Dick Peshcke	100	118.9	1282.89	1284.05	1283.78	1284.20
P-6	100	256.6	1282.89	1284.58	1284.21	1284.82
P-7	100	245.7	1282.89	1284.55	1284.18	1284.78
P-8	100	234	1282.89	1284.50	1284.15	1284.73
Dick Peshcke	50	87.8	1282.89	1283.88	1283.65	1284.01
P-6	50	187.9	1282.89	1284.34	1284.03	1284.53
P-7	50	178.2	1282.89	1284.30	1284.00	1284.49
P-8	50	169.2	1282.89	1284.27	1283.97	1284.45

Fuente: Elaboración Propia

Se presenta los parámetros hidráulicos en las tablas 6.3 y 6.4 obtenidos de la simulación hidráulica de los caudales pico de los hidrogramas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 6.4. Resultados de simulación hidráulica con caudales pico

Resultados de Simulación Hidráulica de Caudales Pico de cada Hidrograma						
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
Dick Peshcke	2000	0.00516	2.30	158.32	101.19	0.57
P-6	2000	0.00502	3.07	257.52	105.10	0.60
P-7	2000	0.00504	3.01	248.88	104.77	0.60
P-8	2000	0.00505	2.96	241.42	104.48	0.60
Dick Peshcke	1000	0.00637	2.24	128.77	97.07	0.61
P-6	1000	0.00506	2.82	222.56	103.80	0.59
P-7	1000	0.00507	2.76	214.86	103.54	0.59
P-8	1000	0.00508	2.71	208.46	103.33	0.59
Dick Peshcke	500	0.00676	2.07	108.71	94.14	0.61
P-6	500	0.00512	2.55	187.62	102.60	0.58
P-7	500	0.00513	2.54	185.89	102.52	0.58
P-8	500	0.00514	2.49	179.93	102.28	0.58
Dick Peshcke	200	0.00713	1.86	86.78	90.88	0.61
P-6	200	0.00516	2.25	152.91	100.45	0.56
P-7	200	0.00516	2.22	149.33	99.95	0.56
P-8	200	0.00516	2.18	145.23	99.39	0.56
Dick Peshcke	100	0.00763	1.70	70.01	88.42	0.61
P-6	100	0.00656	2.16	118.84	95.63	0.61
P-7	100	0.00659	2.13	115.57	95.15	0.61
P-8	100	0.00670	2.10	111.60	94.57	0.61
Dick Peshcke	50	0.00807	1.58	55.61	81.70	0.61
P-6	50	0.00701	1.95	96.13	92.25	0.61
P-7	50	0.00705	1.92	92.78	91.74	0.61
P-8	50	0.00708	1.89	89.63	91.29	0.61

Se confirma que el régimen del flujo inmediatamente aguas arriba del puente es subcrítico ya que en todos los casos el número de Froude es menor a 1. Finalmente, en las tablas 6.5 y 6.6 se muestra los parámetros hidráulicos obtenidos de la simulación en HEC-RAS del hidrograma P-7 de periodo de retorno de 500 años.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 6.5. Resultados de simulación hidráulica con Hidrograma P-7 T: 500 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 500 años					
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)
6:45	98.90	1282.89	1283.94	1283.70	1284.08
7:00	141.30	1282.89	1284.15	1283.87	1284.32
7:15	193.40	1282.89	1284.36	1284.04	1284.56
7:30	264.80	1282.89	1284.61	1284.23	1284.85
7:45	317.60	1282.89	1284.86	1284.36	1285.10
8:00	351.40	1282.89	1284.96	1284.43	1285.22
8:15	394.70	1282.89	1285.07	1284.53	1285.36
8:30	445.10	1282.89	1285.21	1284.63	1285.52
8:45	463.90	1282.89	1285.25	1284.67	1285.58
9:00	460.50	1282.89	1285.24	1284.67	1285.57
9:15	448.50	1282.89	1285.21	1284.64	1285.53
9:30	432.80	1282.89	1285.17	1284.61	1285.48
9:45	414.70	1282.89	1285.13	1284.57	1285.43
10:00	393.10	1282.89	1285.07	1284.52	1285.36
10:15	369.50	1282.89	1285.01	1284.47	1285.28
10:30	345.50	1282.89	1284.94	1284.42	1285.20
10:45	322.00	1282.89	1284.87	1284.37	1285.12
11:00	299.30	1282.89	1284.81	1284.32	1285.04
11:15	277.40	1282.89	1284.65	1284.26	1284.90
11:30	256.60	1282.89	1284.58	1284.21	1284.82
11:45	237.00	1282.89	1284.52	1284.16	1284.74
12:00	217.70	1282.89	1284.45	1284.11	1284.66
12:15	198.20	1282.89	1284.38	1284.05	1284.58
12:30	180.00	1282.89	1284.31	1284.00	1284.50
12:45	162.50	1282.89	1284.24	1283.94	1284.42
13:00	145.60	1282.89	1284.17	1283.89	1284.34
13:15	129.70	1282.89	1284.10	1283.83	1284.25
13:30	115.10	1282.89	1284.03	1283.77	1284.18
13:45	101.90	1282.89	1283.96	1283.71	1284.10
14:00	90.00	1282.89	1283.89	1283.66	1284.02
14:15	79.10	1282.89	1283.83	1283.61	1283.95
14:30	69.40	1282.89	1283.77	1283.56	1283.88
14:45	60.70	1282.89	1283.70	1283.52	1283.81

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 6.6. Resultados de simulación hidráulica con Hidrograma P-7 T: 500 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 500 años					
Hora	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
6:45	0.00792	1.62	60.89	84.58	0.61
7:00	0.00726	1.78	79.32	89.79	0.61
7:15	0.00698	1.97	98.06	92.54	0.61
7:30	0.00649	2.18	121.59	96.04	0.61
7:45	0.00516	2.19	146.17	99.52	0.56
8:00	0.00516	2.28	155.77	100.84	0.57
8:15	0.00515	2.38	167.77	101.77	0.57
8:30	0.00513	2.49	181.15	102.33	0.58
8:45	0.00513	2.54	185.89	102.52	0.58
9:00	0.00512	2.53	185.10	102.49	0.58
9:15	0.00512	2.50	182.03	102.36	0.58
9:30	0.00514	2.47	177.86	102.19	0.58
9:45	0.00514	2.43	173.12	101.99	0.57
10:00	0.00515	2.38	167.30	101.75	0.57
10:15	0.00515	2.32	160.86	101.48	0.57
10:30	0.00516	2.26	154.12	100.62	0.57
10:45	0.00515	2.20	147.50	99.70	0.56
11:00	0.00516	2.14	140.83	98.77	0.56
11:15	0.00642	2.22	125.50	96.60	0.61
11:30	0.00656	2.16	118.84	95.63	0.61
11:45	0.00664	2.10	112.77	94.74	0.61
12:00	0.00681	2.05	106.28	93.78	0.61
12:15	0.00695	1.99	99.68	92.79	0.61
12:30	0.00704	1.93	93.40	91.84	0.61
12:45	0.00712	1.86	87.19	90.94	0.61
13:00	0.00721	1.80	81.02	90.04	0.60
13:15	0.00744	1.74	74.54	89.09	0.61
13:30	0.00773	1.69	68.30	88.16	0.61
13:45	0.00789	1.64	62.28	85.32	0.61
14:00	0.00804	1.59	56.67	82.29	0.61
14:15	0.00821	1.54	51.34	79.30	0.61
14:30	0.00840	1.49	46.46	76.46	0.61
14:45	0.00863	1.45	41.90	73.71	0.61

Es necesario resaltar que el inicio de la tormenta, en el modelo hidrológico de donde se obtuvo los hidrogramas P-7, fue a las 00:00. Con los datos obtenidos de esta simulación hidráulica es posible calcular las profundidades de socavación en pilares del puente Siguas, considerando además la influencia del periodo de

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

retorno (caudales pico) y el desarrollo de este fenómeno a lo largo de tiempo (hidrogramas P-7).

Los datos obtenidos de la simulación de los hidrogramas P-7 de los periodos de retorno 2000, 1000, 200, 100 y 50 años se encuentran en el anexo 18.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 7

7. Análisis Teórico de la Socavación en el Puente Siguas

En este capítulo se presenta el procedimiento seguido para la determinación de la socavación según el fundamento teórico visto en el capítulo 2, las características hidráulicas del flujo, las características hidrológicas de la cuenca y las características de la estructura.

Para explicar la socavación que ocurre en una estructura, esta se debe tomar como una función en la cual cada característica de la cuenca, del cauce o de la estructura es una variable, con datos que se deben determinar. Por lo expuesto se presenta las siguientes consideraciones.

7.1. Consideraciones

Las variables a determinar para el cálculo de la socavación, dependen de la geometría del puente, los datos hidrológicos de la cuenca, el análisis del suelo de la zona, la topografía y las características hidráulicas del flujo.

7.1.1. Geometría del Puente Siguas

Los datos requeridos de la geometría del puente Siguas se encuentran en el capítulo 3 y en los anexos en donde se tiene un plano del puente Siguas. Para el cálculo de la socavación se necesitan los datos de la subestructura los cuales se presentan a continuación:

Tabla 7.1. Geometría de la subestructura del Puente Siguas

Geometría de la Subestructura del Puente Siguas	
Pilares	
Tipo	Tarjeta, conformado por 2 columnas de 1 m de diametro unidas mediante una pantalla de 0.30 m de ancho, con una altura de 5.70 m.
Material	Concreto Armado
Cimentación	
Tipo	Zapata centrada en el pilar de dimensiones 11.85 m de largo y 2.20 m de ancho en los primeros 2.50 m de deplante, de 12.85 m de largo y 3.20 m de ancho en los siguientes 2.50 m.
Material	Concreto Simple

Fuente: Informe de Mantenimiento del MTC

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

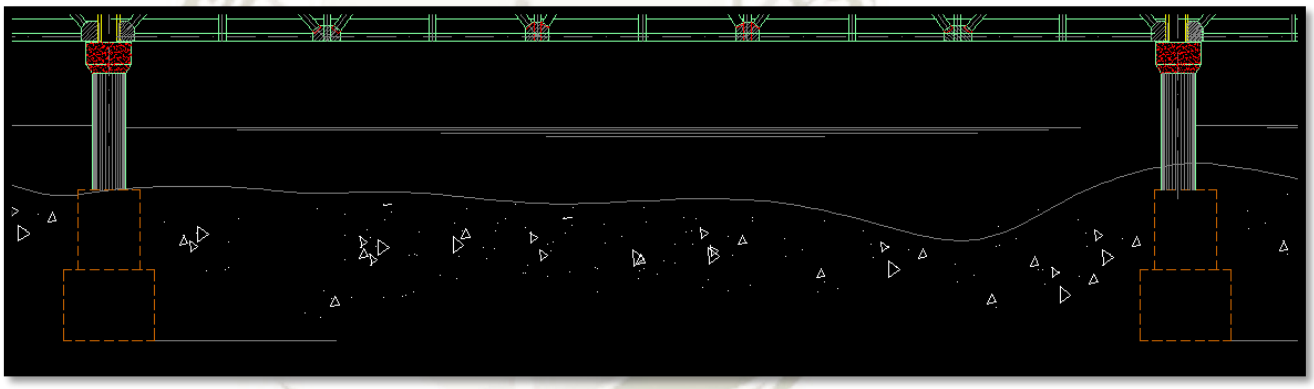
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La fundación de los pilares no cuenta con pilotes, y su profundidad total respecto al tope de concreto de la cimentación es de 5.00 m. Esta profundidad respecto del terreno natural difiere según la progresiva seleccionada de la sección, sin embargo en donde se encuentran los pilares coincide con el tope de concreto.

Según Melville (1973), los pilares cimentados sobre zapatas son efectivos contra la socavación local, pero pueden ser riesgosos si el nivel del terreno natural alcanza o llega más bajo que su tope de concreto (Coleman, 2000). Esto debido a que la mayoría de investigaciones realizadas para el análisis de la socavación en pilares, incida que la socavación es directamente proporcional al ancho del pilar, así mismo lo demuestran las ecuaciones usadas para su cálculo.

La topografía de la zona indica que el nivel del terreno natural coincide con el tope de concreto de la cimentación (Figura 7.1).

Figura 7.1. Nivel del terreno natural en los pilares del puente Siguas



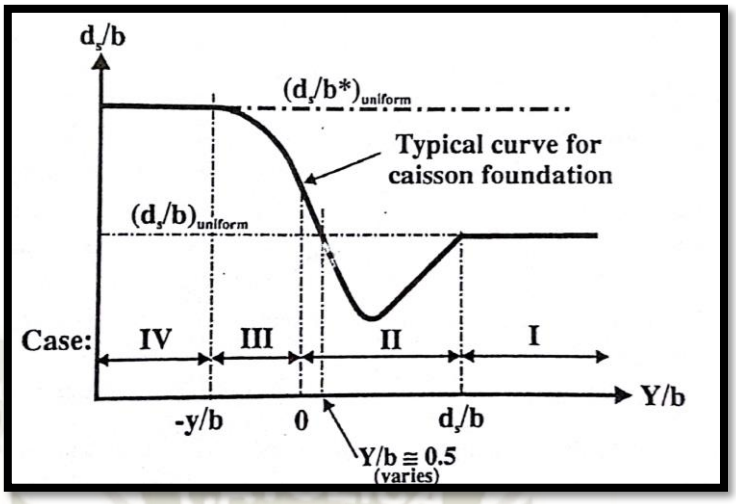
Fuente: (Provias, 2017)

Según lo visto en el capítulo 2, nos encontramos en el sector II de las etapas de socavación para este tipo de pilares, ya que por la socavación general se pueden presentar los 4 casos posibles, si se grafican las profundidades de socavación para esta condición (Figura 7.2) se observará que la socavación en este punto es menor, pero con el pasar de los años esta puede incrementarse hasta llegar al sector III.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 7.2. Socavación en pilares con zapata, según nivel del terreno



Fuente: (Coleman, 2000)

Se debe evaluar esta condición en cada una de las ecuaciones a usar para el cálculo de la socavación en pilares, para evitar sobrestimaciones del valor.

7.1.2. Características del Suelo

La socavación es la erosión del lecho en donde el puente ha sido cimentado, este efecto es directamente proporcional al tipo de suelo y sus características.

Estas características fueron estudiadas en el capítulo 3, se presenta un resumen de lo obtenido:

Tabla 7.2. Características del Suelo en el Puente Siguas

Características del Suelo en el Puente Siguas	
Clasificación	SP - Arena Mal Graduada con Grava
Peso Específico (tn/m3)	2.727
Diámetro Medio (mm)	8.85
Decil 20 (mm)	0.40
Decil 50 (mm)	4.70
Decil 90 (mm)	35.00

Fuente: Elaboración Propia

El suelo para este proyecto es un suelo no cohesivo, por tener menos del 5.00% de finos (pasante malla nro. 200).

En los textos consultados para evaluar la socavación en los pilares de puentes, se habla de un tiempo de equilibrio en la socavación. Este es el tiempo que debe tener una avenida para alcanzar la máxima profundidad de socavación, sin embargo en el Hydraulic Engineering Circular No.18 (L.A. Arneson, 2012) indica que para suelos no cohesivos la socavación no está en función del tiempo,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ya que el intervalo de tiempo en donde se encuentra la máxima socavación es de horas o días, por lo que se debe evaluar esta condición con la condición límite del esfuerzo cortante aplicada por el flujo de agua sobre el suelo.

Esta condición se representa con la velocidad erosiva (ve), que es la velocidad con la cual el flujo de agua genera movimiento en las partículas del suelo del lecho. Además, según esta condición podemos determinar si el lecho está expuesto a una socavación de agua clara (clear water scour) o socavación a lecho vivo (live bed scour).

La velocidad erosiva depende directamente del diámetro del suelo que se analiza, por lo que existen velocidades que pueden erosionar el lecho hasta cierto punto en profundidad y en diámetro del suelo, lo que da pie al acorazamiento del lecho que ocurre cuando los diámetros grandes quedan en el fondo mientras que los diámetros pequeños son erosionados.

La socavación de agua clara se da cuando la velocidad del flujo es menor que la velocidad erosiva y no presenta transporte de sedimentos por lo que la socavación alcanzada bajo esta condición es la máxima. Cuando la velocidad del flujo es igual a la velocidad erosiva se presenta el límite de la condición de aguas claras así como la socavación máxima. Si la velocidad del flujo supera la velocidad erosiva del lecho, la socavación pasa a ser de lecho vivo en donde se presenta transporte de sedimentos, la socavación máxima bajo esta condición es alcanzada con una velocidad mayor y es menor que la alcanzada por la condición de aguas claras (Figura 7.3).

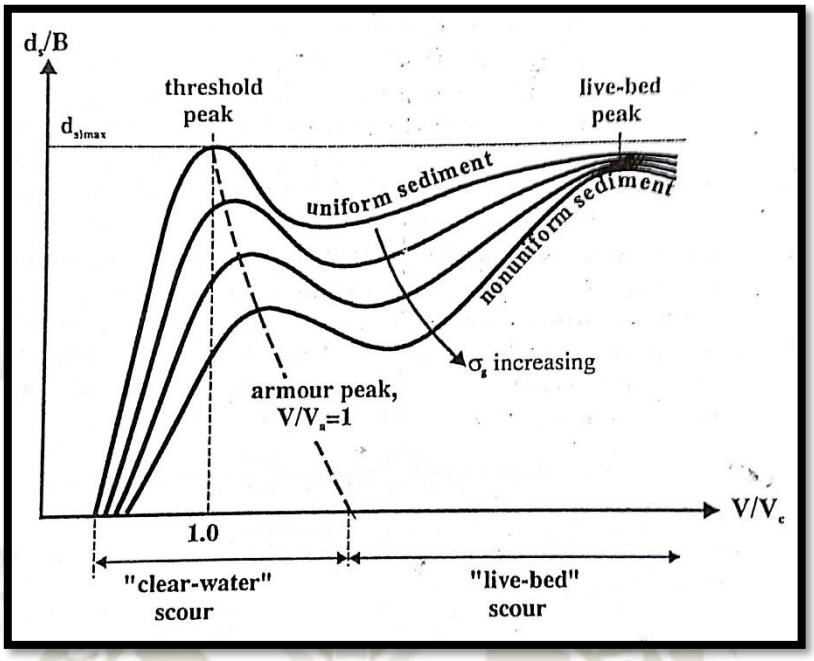
Lo recomendado para la determinación de la velocidad erosiva es el uso del diámetro medio, sin embargo para la presente investigación se analizará la velocidad obtenida con cada decil de la curva granulométrica, esto con el fin de tener una idea del comportamiento del lecho según el desarrollo de una avenida.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 7.3. Condiciones de socavación según la velocidad del flujo



Fuente: (Coleman, 2000)

Las ecuaciones usadas para la determinación de la velocidad erosiva son las siguientes:

- Melville and Coleman (1973): $Ve = 5.67y^{1/6}d50^{1/3}$ (7.1)
- Rodríguez Díaz (2010): $Ve = \frac{1}{n}R^{1/6}(0.06(\gamma s - 1)dm)^{1/2}$ (7.2)
- HEC-18 (2012): $Ve = Ku\, y^{1/6}d50^{1/3}$ (7.3)

En donde en las ecuaciones de Melville y HEC-18, y es igual al tirante, d50 es el decil 50 de la curva granulométrica y Ku es 6.19 para el sistema internacional de unidades. La ecuación de Rodríguez se calculó con la ecuación de Manning y el diagrama de Shields, por lo que n es el coeficiente de rugosidad de Manning, R es el radio hidráulico (según Javier Sánchez Román, el radio hidráulico de un río se puede adoptar igual al tirante del flujo cuando se cumple la condición ancho/profundidad>20) (Román, 2004), γs es el peso específico del suelo y el dm es el diámetro medio del suelo.

En la siguiente tabla se presenta las velocidades erosivas calculadas con el diámetro medio del suelo y su comparación con la velocidad del flujo, esto para los caudales pico presentados en el capítulo 6.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.3. Comparación de velocidad erosiva con la velocidad del flujo

Velocidad Crítica para el Diametro Medio del Suelo					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.249	Lecho Vivo	0.729	Lecho Vivo	1.364	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	1.346	Lecho Vivo	0.785	Lecho Vivo	1.470	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	1.339	Lecho Vivo	0.781	Lecho Vivo	1.462	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	1.333	Lecho Vivo	0.778	Lecho Vivo	1.455	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	1.215	Lecho Vivo	0.709	Lecho Vivo	1.327	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	1.317	Lecho Vivo	0.768	Lecho Vivo	1.437	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	1.309	Lecho Vivo	0.764	Lecho Vivo	1.430	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	1.303	Lecho Vivo	0.760	Lecho Vivo	1.423	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	1.188	Lecho Vivo	0.693	Lecho Vivo	1.296	Lecho Vivo
P-6	500	470.40	1.829	2.55	1.282	Lecho Vivo	0.748	Lecho Vivo	1.400	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	1.280	Lecho Vivo	0.747	Lecho Vivo	1.398	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	1.274	Lecho Vivo	0.743	Lecho Vivo	1.391	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	1.151	Lecho Vivo	0.671	Lecho Vivo	1.256	Lecho Vivo
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.244	Lecho Vivo	0.726	Lecho Vivo	1.358	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.240	Lecho Vivo	0.723	Lecho Vivo	1.353	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.235	Lecho Vivo	0.721	Lecho Vivo	1.348	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	1.115	Lecho Vivo	0.651	Lecho Vivo	1.217	Lecho Vivo
P-6	100	256.60	1.243	2.16	1.202	Lecho Vivo	0.701	Lecho Vivo	1.312	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	1.198	Lecho Vivo	0.699	Lecho Vivo	1.307	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	1.192	Lecho Vivo	0.695	Lecho Vivo	1.301	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	1.087	Lecho Vivo	0.634	Lecho Vivo	1.187	Lecho Vivo
P-6	50	187.90	1.042	1.95	1.167	Lecho Vivo	0.681	Lecho Vivo	1.274	Lecho Vivo
P-7	50	178.20	1.011	1.92	1.162	Lecho Vivo	0.678	Lecho Vivo	1.268	Lecho Vivo
P-8	50	169.20	0.982	1.89	1.156	Lecho Vivo	0.674	Lecho Vivo	1.262	Lecho Vivo
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)			2.727	Diametro Medio del Suelo (m)			0.00855

Fuente: Elaboración Propia

El diámetro medio es aproximadamente como el decil 60 de la curva granulométrica, como se observa en todos los casos se tiene la condición de socavación por lecho vivo.

Al tener esta condición en un suelo no cohesivo, la socavación máxima que se producirá en una avenida puede ocurrir en el pico del caudal, sin embargo esta profundidad máxima no será constante debido al transporte de sedimentos. Es decir, al finalizar la avenida y el caudal que escurre a través del río Siguas vuelve a su valor constante la profundidad de socavación será menor que la ocurrida durante la avenida.

La evaluación a realizar según estas consideraciones, debe analizar que la estabilidad de la estructura no se vea afectada por la socavación producida por la avenida del proyecto a lo largo de todo su desarrollo. Las tablas de la velocidad erosiva para los deciles de la curva granulométrica se encuentran en el Anexo 19.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

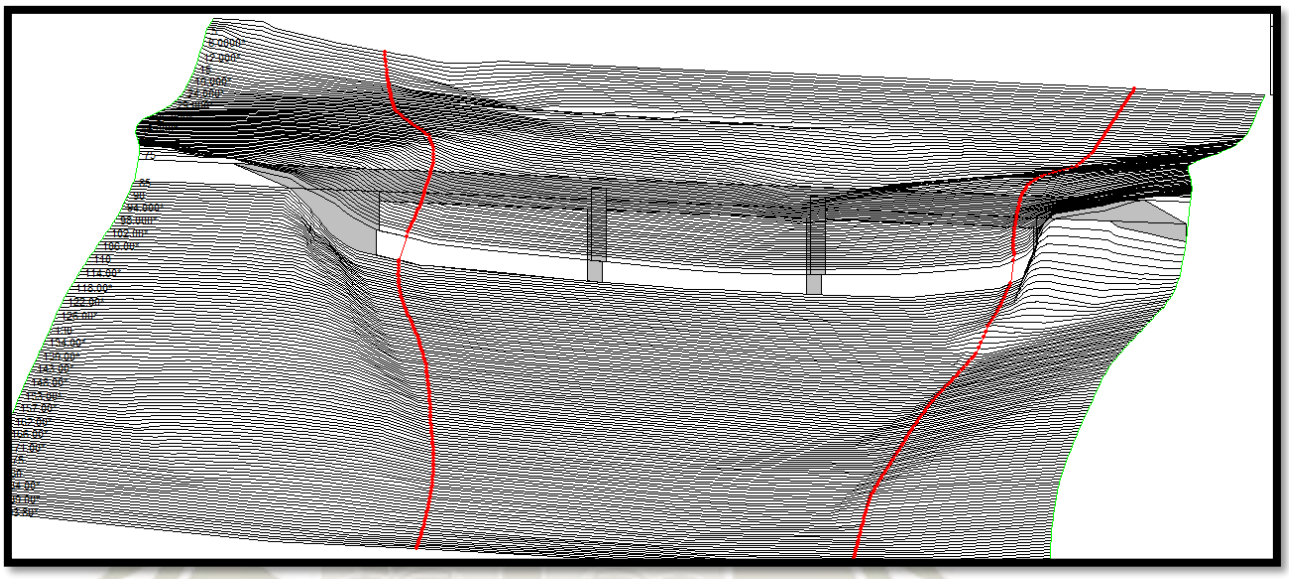
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.1.3. Características Generales

Para la determinación de que tipos de socavación se deben considerar se presenta una vista de la topografía del cauce del puente (Figura 7.4 vista de aguas arriba hacia aguas abajo), en donde se observa que el cauce se va expandiendo conforme avanza en su desarrollo.

Figura 7.4. Topografía del Cauce del Río Siguas – Puente Siguas



Fuente: Elaboración Propia

Según lo expuesto no se considerará socavación por contracción ya que la sección del puente en el cauce se expande, no se contrae.

En ángulo de ataque del flujo en los pilares es de 0°, es decir la corriente ataca a los pilares de frente, se resalta esto debido a que en la mayoría de las ecuaciones este factor determinante en las constantes a adoptar para el cálculo de la socavación local.

7.2. Tipos de Socavación a Calcular

En el capítulo 2 se definió los tipos de socavación posible para el presente proyecto, resumiendo estas en socavación general y socavación local. El presente proyecto debe ser evaluado en socavación general a largo plazo y socavación local en pilares del puente Siguas.

La socavación por contracción ha sido descartada por la naturaleza de la topografía en donde fue cimentado el puente ya que en la sección del puente donde escurre el caudal no se contrae con respecto a la sección aguas arriba de este.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

7.3. Socavación General en el Puente Siguas

Para el análisis de la socavación general en el cauce del río Siguas – Puente Siguas se buscó en la bibliografía métodos que hayan sido elaborados para condiciones parecidas a las que se tiene en este proyecto.

Los métodos para calcular la socavación general, buscan determinar la profundidad de erosión que produce el flujo de agua al escurrir a través de su cauce y que al mismo tiempo modelen la condición de lecho vivo que se determinó en el título anterior.

Debido a la gran cantidad de métodos presentes en las investigaciones actuales es que se debe hacer una evaluación previa de las ecuaciones seleccionadas para poder determinar el método que mejor se acomode a las condiciones del proyecto.

De la recopilación bibliográfica se tomaron 4 métodos, Maza Alvarez y Echevarria Alfaro (1973) ecuación aplicada a socavación en arenas y gravas, Lacey (1930) elaborada para lechos arenosos sin cohesión, Blench (1969) ecuación recomendada para arenas con el decil 50 mayor a 2 mm y finalmente la ecuación recomendada por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lischtvan – Levediev, ecuación recomendada para suelos no cohesivos homogéneos (Comunicaciones, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008).

Se usarán los datos obtenidos de la aplicación de los caudales pico con todos los patrones propuestos.

Para la evaluación de los métodos, se presenta la ecuación a evaluar definiendo la estructura de sus variables y su respuesta ante los datos del proyecto. Se tomará el tirante medio de la sección para realizar los cálculos y evaluar las respuestas. La profundidad de socavación resultante de la ecuación es la altura medida desde el espejo de agua de la sección del flujo hasta el fondo de la sección socavada, por lo que para obtener los datos reales a este tirante resultante se le debe restar el tirante del flujo.

Después con la ecuación que presente los mejores resultados se evaluará la sección total de la topografía del puente Siguas con sus respectivos tirantes.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Maza Alvarez y Echevarría Alfaro

  La ecuación de Maza, incluye como variables el caudal (Q), el radio hidráulico de la sección del flujo (W) y un diámetro de suelo característico que para este caso se tomará como el diámetro medio de la curva granulométrica (dm, 8.85 mm).

$$ys = 0.365 * \left(\frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} * dm^{0.157}}\right) \qquad (7.4)$$

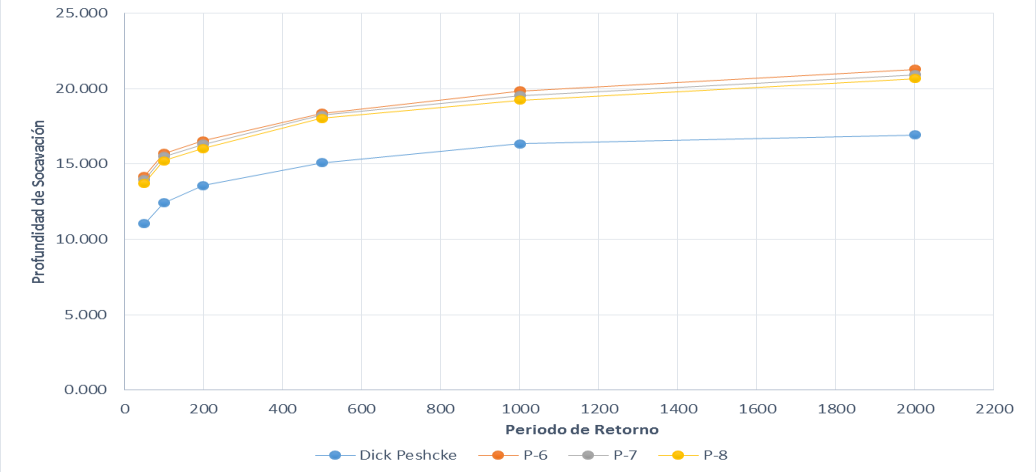
- Aplicando los datos obtenidos en el capítulo 6, se obtiene:

Tabla 7.4. Socavación general método Maza - Echevarría

Socavación General Método Maza - Echevarría				
Periodo de Retorno - Patrón	Profundidad de Socavación (m)			
	Dick Peshcke	P-6	P-7	P-8
2000	16.92	21.27	20.92	20.67
1000	16.34	19.85	19.55	19.22
500	15.07	18.35	18.24	18.02
200	13.57	16.55	16.32	16.03
100	12.42	15.71	15.49	15.22
50	11.03	14.20	13.95	13.73

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 7.1. Socavación general método Maza – Echevarría



Fuente: Elaboración Propia

- En esta ecuación se observa que la profundidad de socavación es directamente proporcional al caudal aplicado para su cálculo, es así que la gráfica es muy parecida a la que se graficaría si fueran los caudales.
- La profundad máxima obtenida con esta ecuación es de 21.27 m que ocurrió con el patrón P-6 y la mínima es de 11.03 m obtenida con el patrón Dick Peshcke.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Lacey

  En esta ecuación se tiene la misma relación de variables, es decir que la profundidad obtenida de socavación es directamente proporcional al caudal (Q) y toma en cuenta el diámetro medio de la curva granulométrica para su cálculo (dm, 8.85 mm).

$$ys = 0.47\left(\frac{Q}{1.76dm^{0.5}}\right)^{1/3} \quad (7.5)$$

  Aplicando los datos obtenidos en el capítulo 6, se obtiene:

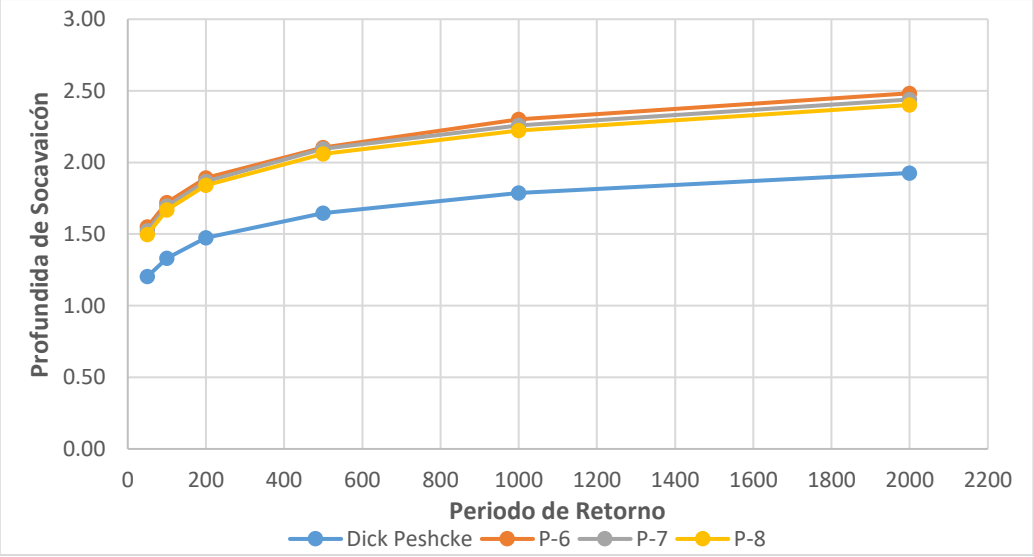
Tabla 7.5. Socavación general método Lacey

Socavación General Método Lacey				
Periodo de Retorno - Patrón	Profundidad de Socavación (m)			
	Dick Peshcke	P-6	P-7	P-8
2000	1.93	2.48	2.44	2.40
1000	1.79	2.30	2.26	2.22
500	1.65	2.11	2.10	2.06
200	1.47	1.89	1.87	1.84
100	1.33	1.72	1.70	1.67
50	1.20	1.55	1.52	1.50

Fuente: Elaboración Propia

- En la gráfica 7.2, se observa que tiene la misma forma de la gráfica anterior pero sus valores son muy diferentes, teniendo como máxima profundidad para este caso 2.48 m y como mínima 1.20 m.

Gráfica 7.2. Socavación general método Lacey



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Blench

La ecuación de Blench también tiene como variable principal el caudal (q) y el diámetro medio de la curva granulométrica (dm, 8.85 mm). Esta ecuación varía en sus constantes dependiendo del diámetro característico del suelo, este caso se optó por esta expresión del método ya que se tiene d50 > 2 mm.

$$ys = 1.23\ (\frac{q^{\frac{2}{3}}}{dm^{\frac{1}{12}}}) \quad (7.6)$$

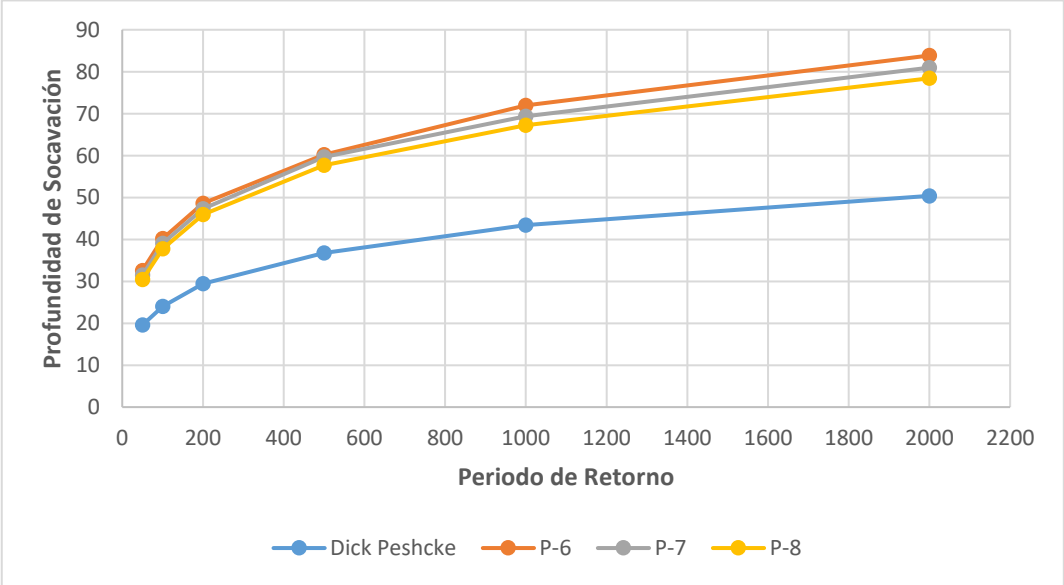
Aplicando los datos obtenidos en el capítulo 6, se obtiene:

Tabla 7.6. Socavación general método Blench

Socavación General Método Blench				
Periodo de Retorno - Patrón	Profundidad de Socavación (m)			
	Dick Peshcke	P-6	P-7	P-8
2000	50.39	83.86	80.96	78.42
1000	43.40	71.97	69.37	67.21
500	36.80	60.21	59.65	57.65
200	29.45	48.57	47.34	45.96
100	24.01	40.17	39.02	37.77
50	19.58	32.60	31.47	30.39

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 7.3. Socavación general método Blench



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Observamos la misma forma de la gráfica pero en este caso los datos obtenidos son considerablemente mayores respecto a los otros métodos.

- Lischtvan Levediev

  En el presente método la variable principal ya no es el caudal directamente, la variables que contiene esta ecuación son el tirante (Ho), beta que depende del periodo de retorno, alfa que es una constante de la ecuación de Manning de la pendiente del cauce y su coeficiente de rugosidad, Z que depende del diámetro medio de la curva granulométrica y finalmente el diámetro medio.

  Algunos autores aumentan una variable más, que depende de la contracción del flujo, pero como en todos los casos para el presente proyecto la variable toma el valor de 1 no se considerará para el análisis.

$$Ys = \left(\frac{\alpha * Ho^{5/3}}{0.68 * \beta * dm^{0.28}}\right)^{\frac{1}{1+z}} \quad (7.7)$$

Aplicando los datos obtenidos en el capítulo 6, se obtiene:

Tabla 7.7. Socavación general método Lischtvan Levediev

Socavación General Método Lischtvan Levediev				
Periodo de Retorno - Patrón	Profundidad de Socavación (m)			
	Dick Peshcke	P-6	P-7	P-8
2000	1.22	2.39	2.28	2.19
1000	0.99	2.04	1.95	1.87
500	0.83	1.68	1.66	1.59
200	0.66	1.35	1.32	1.27
100	0.52	1.04	1.01	0.97
50	0.43	0.84	0.80	0.77

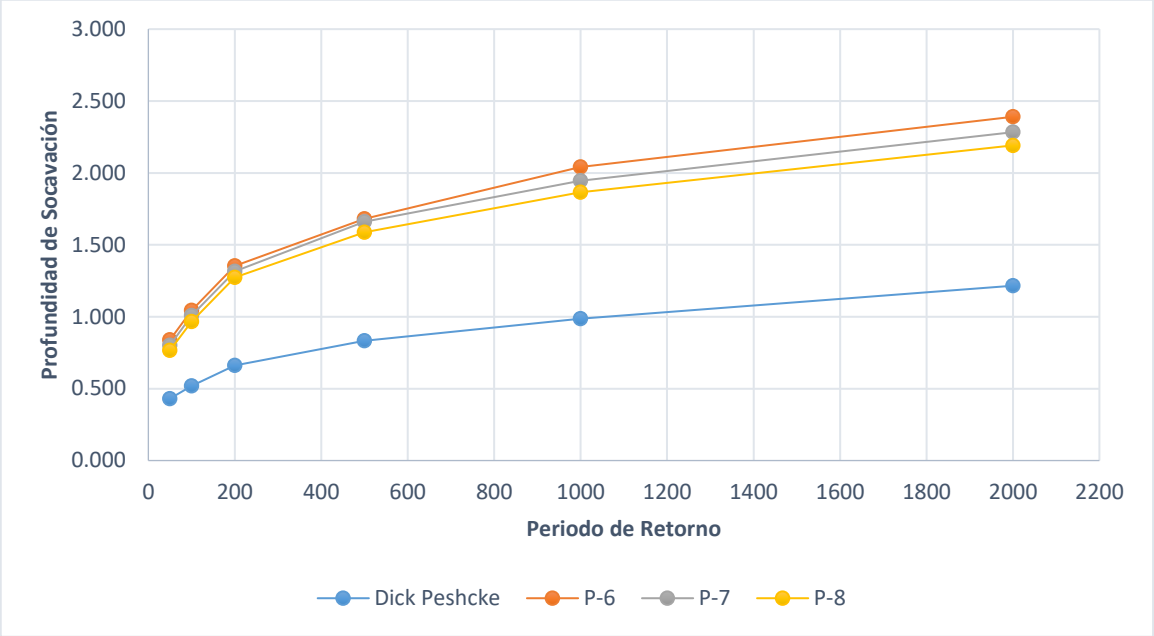
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 7.4. Socavación general método Lischtvan Levediev



Fuente: Elaboración Propia

Se observa que la forma de la gráfica respecto a las demás es la misma, ya que también el tirante del flujo es directamente proporcional al caudal es lógico que la forma de la gráfica no sea diferente. La socavación máxima para este método es de 2.39 m y la mínima es de 0.43 m.

El método adoptado para el cálculo de la socavación general para el presente proyecto es el de Lischtvan Levediev (1967), ya que se acomoda mejor a los datos disponibles para el cálculo de la socavación y además presenta datos más confiables respecto a los otros métodos.

7.3.1. Socavación General en la Sección del Puente Siguas

Para la evaluación de la socavación general en la sección del puente Siguas, se tomó como periodos de retorno representativos los propuestos por el Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones que son los de 500 y 100 años, sin embargo tomaremos 500 y 200 esto nos servirá para la selección de datos hidráulicos a usar (MTC, 2016).

El método Lischtvan Levediev necesita de tirantes para el cálculo de la socavación, por lo que de la topografía de la sección del puente se determinó la cota del terreno natural en cada punto y con la cota del tirante determinada en el capítulo 6 se obtuvo el tirante en todos los puntos del terreno.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Con esta información se calculó la profundidad de socavación general con los datos hidráulicos de cada patrón propuesto en el capítulo 6 para los periodos de retorno seleccionados.

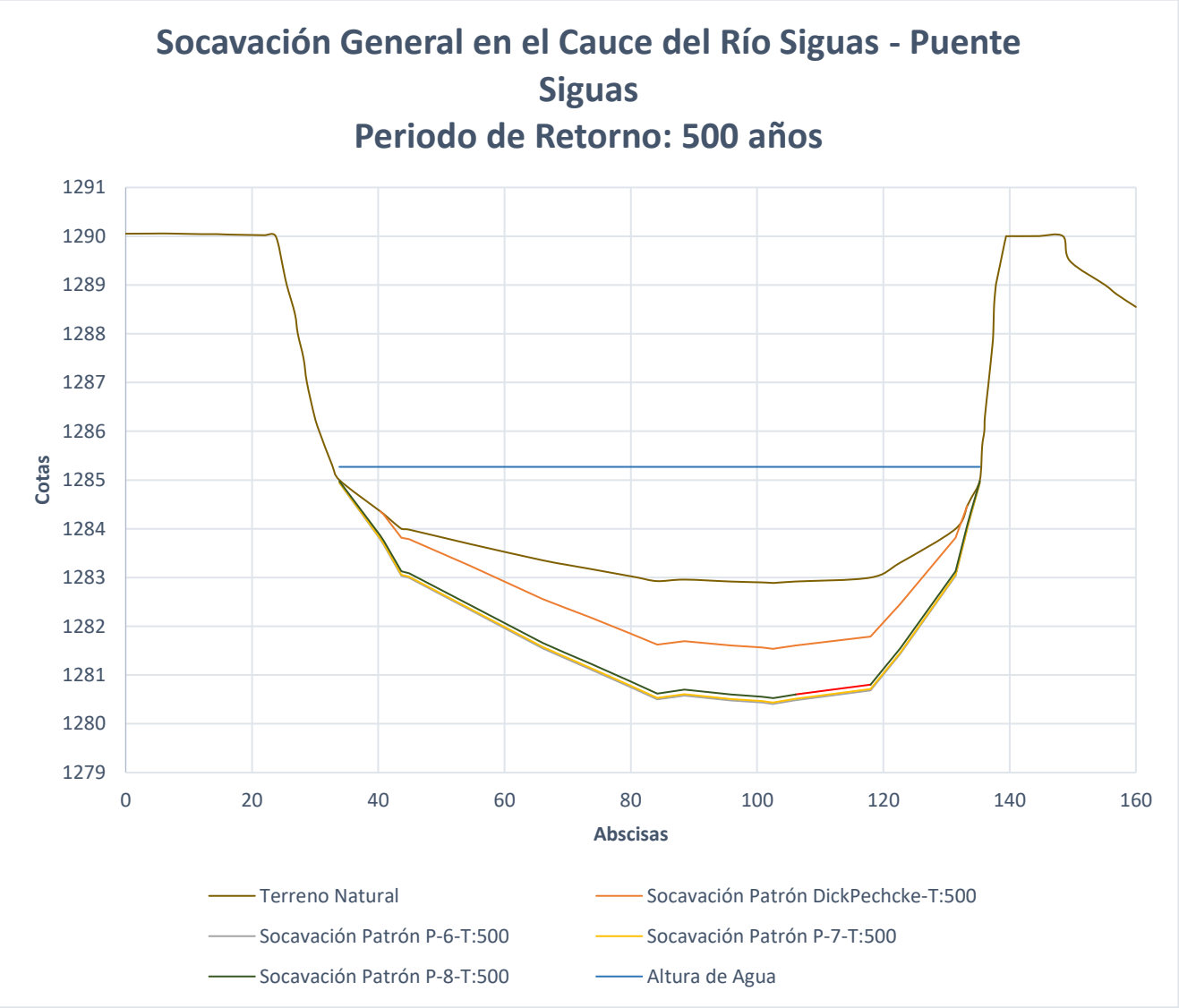
En la gráfica 7.5 se observa los resultados de la socavación general para distintos patrones con un flujo de un periodo de retorno de 500 años, teniendo como socavación máxima de 2.48 m para el patrón P-6 con un caudal de 470 m3/s, 2.45 m para el patrón P-7 con un caudal de 464 m3/s, 2.36 m para el patrón P-8 con un caudal de 440 m3/s y 1.35 m para el patrón Dick Peshcke con un caudal de 225 m3/s.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 7.5. Socavación general en la sección del Puente Siguas – T: 500 años



Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 7.7 se observa el procedimiento seguido en cada caso para la obtención de las profundidades de socavación general para un periodo de retorno de 500 años y un patrón de Dick Peshcke.

Los cuadros del cálculo de la profundidad de socavación general para los otros patrones, así como para los datos obtenidos con un periodo de retorno de 200 años se encuentran en el Anexo 20.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.7. Socavación general en la sección del Puente Siguas – Patrón: Dick Peshcke, T: 500 años

Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón Dick Peshcke						
Terreno Natural		Flujo Agua	Socavación General			
Abscisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad Socavada	Cotas Finales
40.32	1284.36	1284.47	0.11	0.11	0.00	1284.36
40.85	1284.31	1284.47	0.16	0.18	0.01	1284.29
43.68	1284.00	1284.47	0.47	0.65	0.18	1283.82
44.89	1283.98	1284.47	0.49	0.68	0.20	1283.79
54.53	1283.69	1284.47	0.78	1.23	0.45	1283.24
66.06	1283.35	1284.47	1.12	1.91	0.79	1282.56
69.51	1283.27	1284.47	1.20	2.09	0.89	1282.38
73.48	1283.18	1284.47	1.29	2.28	0.99	1282.19
80.00	1283.03	1284.47	1.44	2.62	1.18	1281.85
81.12	1283.00	1284.47	1.47	2.68	1.21	1281.79
84.18	1282.93	1284.47	1.54	2.84	1.30	1281.63
88.51	1282.96	1284.47	1.51	2.77	1.26	1281.70
95.87	1282.92	1284.47	1.55	2.87	1.31	1281.60
100.79	1282.90	1284.47	1.57	2.90	1.34	1281.57
102.52	1282.89	1284.47	1.58	2.93	1.35	1281.54
103.06	1282.89	1284.47	1.58	2.92	1.34	1281.55
103.34	1282.90	1284.47	1.57	2.92	1.34	1281.55
106.09	1282.92	1284.47	1.55	2.86	1.31	1281.61
117.98	1283.00	1284.47	1.47	2.68	1.21	1281.79
122.67	1283.31	1284.47	1.16	2.01	0.85	1282.46
131.45	1284.00	1284.47	0.47	0.65	0.18	1283.82
133.28	1284.47	1284.47	0.00	0.00	0.00	1284.47

Fuente: Elaboración Propia

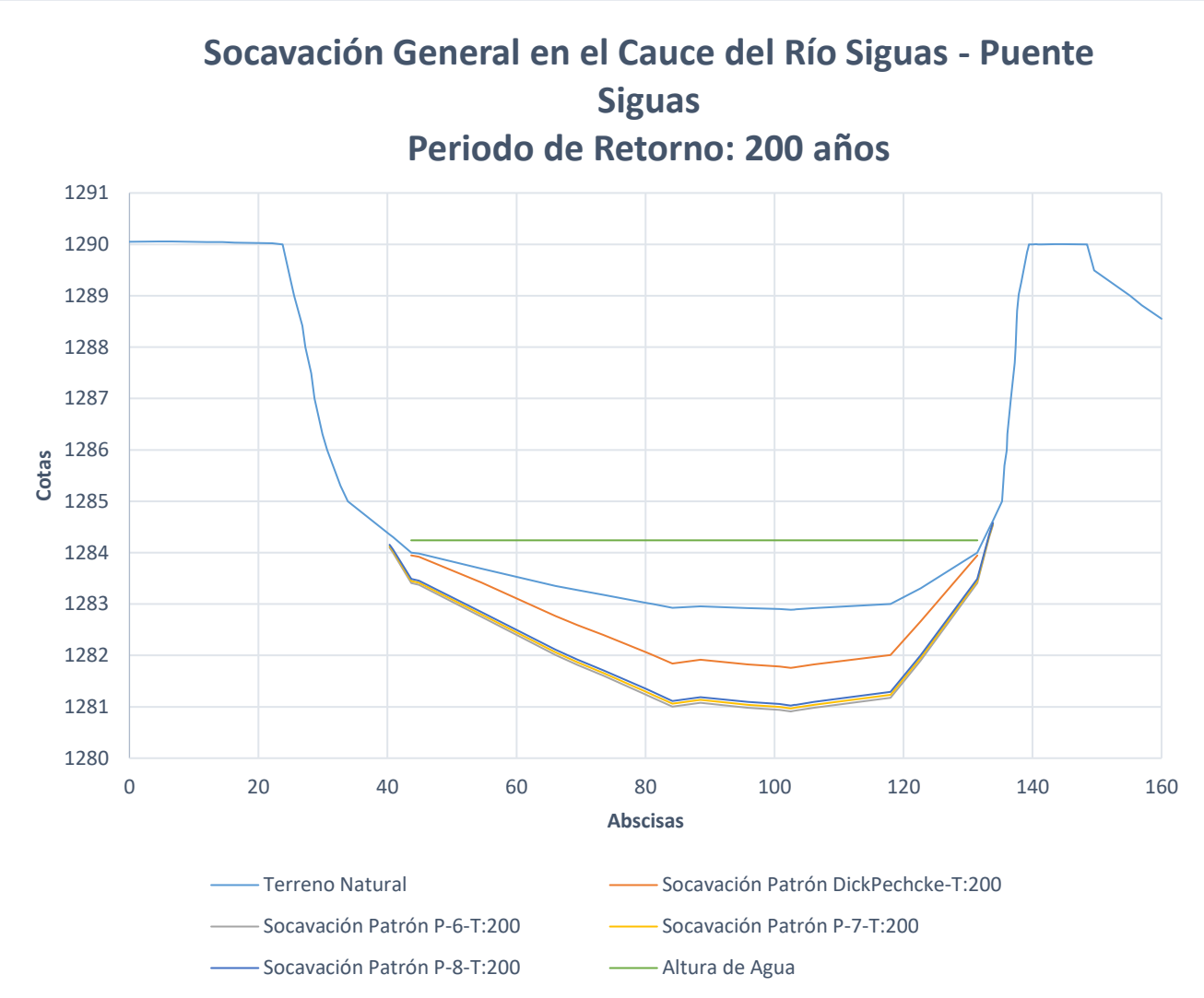
En la gráfica 7.6 se presenta los resultados de la socavación general producida por un flujo de 200 años de periodo de retorno.

Se observa que la socavación máxima es de 1.98 m para el patrón P-6 con un caudal de 342 m3/s, 1.92 m para el patrón P-7 con un caudal de 329 m3/s, 1.87 m para el patrón P-8 con un caudal de 315 m3/s y 1.13 m para el patrón Dick Peshcke con un caudal de 162 m3/s.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 7.6. Socavación general en la sección del Puente Siguas – T: 200 años



Fuente: Elaboración Propia

La socavación general, según este método, es directamente proporcional al tirante del flujo, el cual depende del caudal, que se determina según las consideraciones hidrológicas e hidráulicas, las que dependen de la calidad de los datos disponibles para su cálculo. Lo que evidencia la importancia de los estudios y consideraciones previas para una correcta estimación de la profundidad de socavación.

7.4. Socavación Local en Pilares del Puente Siguas

Según lo descrito en el capítulo 2, la socavación local es aquella erosión producida por el flujo de agua que atraviesa una sección de un puente, esta erosión se produce en los pilares y en los estribos. Para el presente proyecto se realizará la evaluación de este fenómeno en los pilares del puente Siguas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En el presente capítulo se evaluará la socavación local en los pilares del puente Siguas según distintos métodos con el fin de seleccionar el que dé resultados más confiables.

Estos métodos los agruparemos según las variables y la estructura de la ecuación, ya que la socavación local depende de ciertos parámetros para su cálculo, es necesario dividir y los resultados con el fin de observar la incidencia de cada variable.

La socavación local a calcular, al igual que en el título anterior, serán las de un periodo de retorno de 200 y 500 años, según lo recomendado por el Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2016).

7.4.1. Métodos para el Cálculo de la Socavación Local

En las primeras investigaciones, la socavación local era determinada según características hidráulicas, del pilar, del lecho, conforme las estas fueron avanzando se fueron añadiendo variables o parámetros influyentes en la profundidad de socavación de pilares por lo que es necesario dividir los métodos para una mejor evaluación, se dividió los métodos en 4 grupos los que se presentan en los títulos siguientes.

7.4.1.1. Grupo 1

En este grupo se presentan métodos que para el cálculo de la socavación solo tienen en cuenta la geometría del pilar o las características hidráulicas del flujo. En este caso se deja de lado las características del lecho, el ángulo de ataque del flujo, la velocidad erosiva, entre otras.

En las consideraciones del presente capítulo se observó que la topografía tomada en la sección del puente Siguas indicaba que el lecho se encontraba al nivel del tope de concreto de la fundación del pilar, según Melville (1973) es recomendable usar un ancho efectivo del pilar ya que el flujo que erosiona el lecho impacta en cierta altura a la fundación y al pilar, por lo que se presenta la siguiente expresión (Ecuación 7.8) (Coleman, 2000).

$$Be = b\left(\frac{y+Y}{Y+b°}\right) + b°\left(\frac{b°-Y}{b°+y}\right) \quad (7.8)$$

En donde b es el ancho del pilar (1 m), y es el tirante del flujo (adoptado del periodo de retorno de 500 años, 2 m), b° es el ancho de la fundación (2.20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

m), Y es la diferencia de cotas entre el tope de concreto de la fundación y el lecho del río (en la visita de campo se pudo observar que la diferencia era de 0.10 m).

Teniendo como resultado de ancho efectivo Be = 1.79 m. Con este dato y con los tirantes obtenidos en el capítulo 6 se calcularán las profundidades de socavación para este grupo.

- Breuseers

  Para este método se propone una relación geométrica para cualquier pilar dado, independientemente de su forma, de la magnitud de la avenida o el material del lecho.

  $$ys = 1.4 * b \quad (7.9)$$

  Con el ancho efectivo calculado en el presente título se obtiene una profundidad de socavación local.

  $$ys = 2.50\ m$$

- Neil

  Este método sigue la misma idea del método de Breuseers, limitándose a una relación geométrica, en donde Ks = 2 para pilas rectangulares.

  $$ys = Ks * b \quad (7.10)$$

  Con el ancho efectivo calculado en el presente título se obtiene una profundidad de socavación local.

  $$ys = 3.58\ m$$

- Basak

  Este método sigue la misma idea del método de Breuseers, limitándose a una relación geométrica.

  $$ys = 0.558 * b^{0.586} \quad (7.11)$$

  Con el ancho efectivo calculado en el presente título se obtiene una profundidad de socavación local.

  $$ys = 0.78\ m$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Larras

  En este método se incluyen 2 constantes que dependen de la forma del pilar (Kx) y del ángulo de ataque de la corriente sobre el pilar (Ky).

$$ys = 1.05 * Kx * Ky * b^{0.75} \quad (7.12)$$

  Con el ancho efectivo calculado en el presente título y las constantes Kx = 1.01 y Ky = 1.11 obtenidas de tablas, se obtiene una profundidad de socavación local.

$$ys = 1.82\ m$$

- Laursen I

  Para este método se incluyó la influencia de la magnitud de la avenida con la variable del tirante por lo que se elaboró la siguiente tabla para su cálculo, considerando los datos con los periodos de retorno considerados para su evaluación.

$$ys = 1.50 * b^{0.70} * y^{0.3} \quad (7.13)$$

Tabla 7.8. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Laursen I

Socavación Local - Método Laursen I					
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Terreno Natural en Pilar (m)	Tirante (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	1284.47	1283.27	1.20	2.38
P-6	500	1285.27	1283.27	2.00	2.77
P-7	500	1285.25	1283.27	1.98	2.76
P-8	500	1285.19	1283.27	1.92	2.74
Dick Peshcke	200	1284.24	1283.27	0.97	2.23
P-6	200	1284.93	1283.27	1.66	2.62
P-7	200	1284.89	1283.27	1.62	2.60
P-8	200	1284.85	1283.27	1.58	2.58

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Blench

Este método presenta una estructura parecida a la presentada con Laursen I, ya que además de la relación geométrica consideran la influencia del tirante del flujo.

$$ys = 1.80 * y * \left(\frac{b}{y}\right)^{0.25} \quad (7.13)$$

Tabla 7.8. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Blench

Socavación Local - Método Blench					
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Terreno Natural en Pilar (m)	Tirante (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	1284.47	1283.27	1.20	2.39
P-6	500	1285.27	1283.27	2.00	3.50
P-7	500	1285.25	1283.27	1.98	3.47
P-8	500	1285.19	1283.27	1.92	3.39
Dick Peshcke	200	1284.24	1283.27	0.97	2.03
P-6	200	1284.93	1283.27	1.66	3.04
P-7	200	1284.89	1283.27	1.62	2.99
P-8	200	1284.85	1283.27	1.58	2.93

Fuente: Elaboración Propia

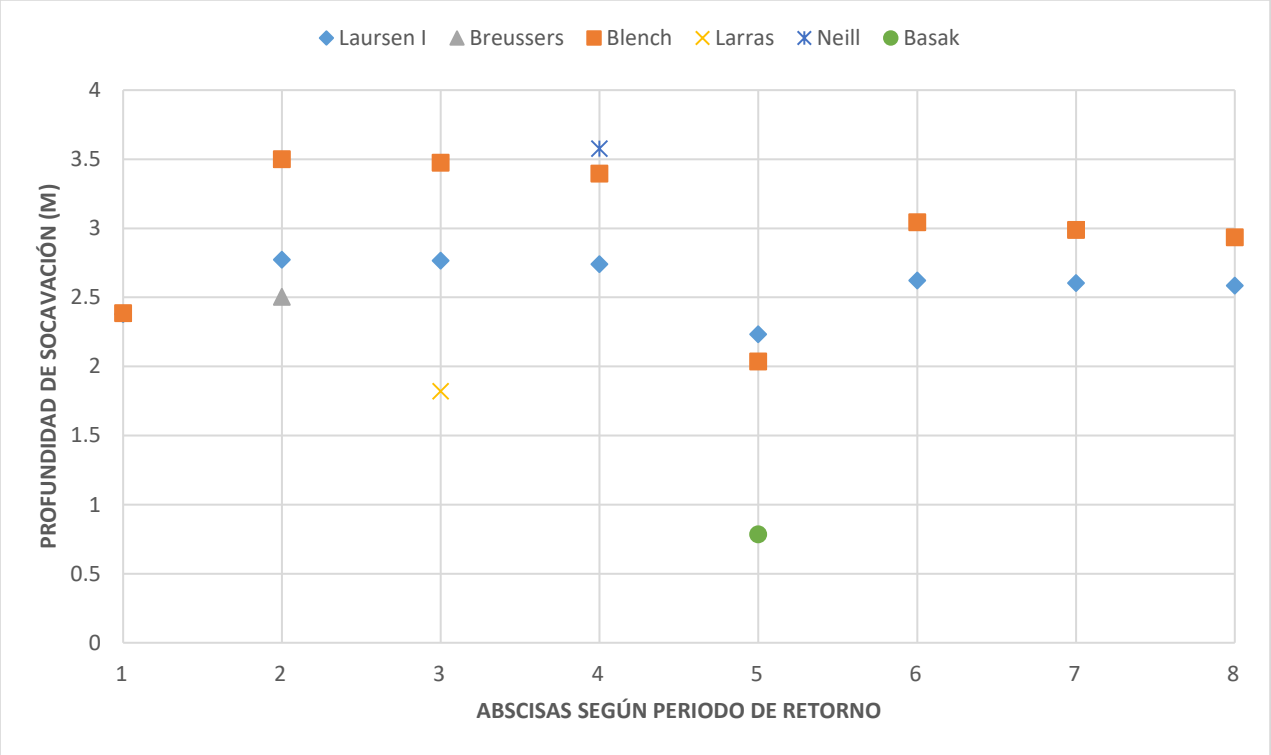
En la gráfica 7.7 observamos un resumen de los resultados, estos en su mayoría se encuentran entre los 2 y 3.50 m, a excepción del método de Basak con el que se obtuvo 0.78 m. En los casos de Laursen I y Blench, se observa el desarrollo de los datos según la magnitud del tirante y del periodo de retorno, además los límites de los resultados del método de Laursen son un máximo 2.77 m y un mínimo de 2.23 m, mientras que con Blench se obtuvo un máximo de 3.50 m y un mínimo de 2.03 m, con lo que se observa la sensibilidad del uso de la ecuación de Blench.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 7.7. Socavación local en pilares del puente Siguas – Grupo 1



Fuente: Elaboración Propia

Los presentes métodos de este grupo se pueden usar para una determinación rápida del valor de la socavación local.

7.4.1.2. Grupo 2

Además de las variables consideradas en el grupo anterior, en este se considera los efectos de la velocidad del flujo para el cálculo de la socavación local, dejando de lado las características del lecho.

- Shen I

  En este caso, se considera el numero adimensional de Reynolds del pilar, que según el autor depende de la velocidad del flujo, el ancho del pilar y la viscosidad cinemática del agua.

$$ys = 0.00073 * Re^{0.619} \quad (7.14)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.9. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Shen I

Socavación Local - Método Shen I				
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Reynolds del Pilar	Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	3250263.16	7.84
P-6	500	2.55	4003947.37	8.92
P-7	500	2.54	3988245.61	8.90
P-8	500	2.49	3909736.84	8.79
Dick Peshcke	200	1.86	2920526.32	7.34
P-6	200	2.25	3532894.74	8.25
P-7	200	2.22	3485789.47	8.18
P-8	200	2.18	3422982.46	8.09

Fuente: Elaboración Propia

Se observa una diferencia del más del 200% con los resultados de los métodos propuestos en el grupo 1.

- Shen II – 1 y 2

Para estas ecuaciones propuestas por Shen, se usa el número adimensional Froude del pilar que depende de la velocidad del flujo y el ancho del pilar.

1. $ys = 11 * b * Frp^2$ (7.15)
2. $ys = 3.40 * b * Frp^{0.67}$ (7.16)

Usando los datos obtenidos en el capítulo 6 calculamos los resultados presentados en la tabla 7.10, se observa que los resultados obtenidos en Shen II – 1 son parecidos a los obtenidos por la ecuación Shen I, mientras que con la ecuación Shen II – 2 se muestran datos mas conservadores.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.10. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Shen II 1 y 2

Socavación Local - Método Shen II					
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Froude del Pilar	Shen II -1 Ys (m)	Shen II -2 Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	0.49	4.80	3.79
P-6	500	2.55	0.61	7.29	4.36
P-7	500	2.54	0.61	7.23	4.35
P-8	500	2.49	0.59	6.95	4.29
Dick Peshcke	200	1.86	0.44	3.88	3.53
P-6	200	2.25	0.54	5.68	4.01
P-7	200	2.22	0.53	5.53	3.98
P-8	200	2.18	0.52	5.33	3.93

Fuente: Elaboración Propia

- Coleman

El método de Coleman presenta una ecuación que relaciona la velocidad y el ancho del pilar con la profundidad de la socavación del pilar.

$$ys = 1.054 * Vo^{0.1} * b^{0.9} \quad (7.17)$$

Los resultados de este método son en general parecidos debido a que la velocidad no es tan diferente para los periodos de retorno presentados.

Tabla 7.11. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Coleman

Socavación Local - Método Coleman			
Ancho Efectivo del Pilar (m)			1.79
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	1.91
P-6	500	2.55	1.95
P-7	500	2.54	1.95
P-8	500	2.49	1.95
Dick Peshcke	200	1.86	1.89
P-6	200	2.25	1.93
P-7	200	2.22	1.93
P-8	200	2.18	1.92

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Hancu

  En el presente método se incluyen como variables principales el tirante del flujo aguas arriba del pilar, el número adimensional Froude del flujo y el ancho del pilar.

$$ys = 2.42 * b * (\frac{y}{b})^{\frac{1}{3}} * Fr^{2/3} \quad (7.18)$$

Tabla 7.11. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Hancu

Socavación Local - Método Hancu					
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Froude	Tirante (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	0.61	1.20	2.73
P-6	500	2.55	0.58	2.00	3.13
P-7	500	2.54	0.58	1.98	3.12
P-8	500	2.49	0.58	1.92	3.08
Dick Peshcke	200	1.86	0.61	0.97	2.54
P-6	200	2.25	0.56	1.66	2.87
P-7	200	2.22	0.56	1.62	2.85
P-8	200	2.18	0.56	1.58	2.82

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que los resultados se asemejan a los métodos anteriormente presentados.

- Jain II

  Para la ecuación propuesta por Jain se considera el número adimensional Froude, el tirante del flujo aguas arriba del pilar y el ancho del pilar.

$$ys = 1.84 * b * Fr^{0.25} * (\frac{y}{b})^{0.3} \quad (7.19)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

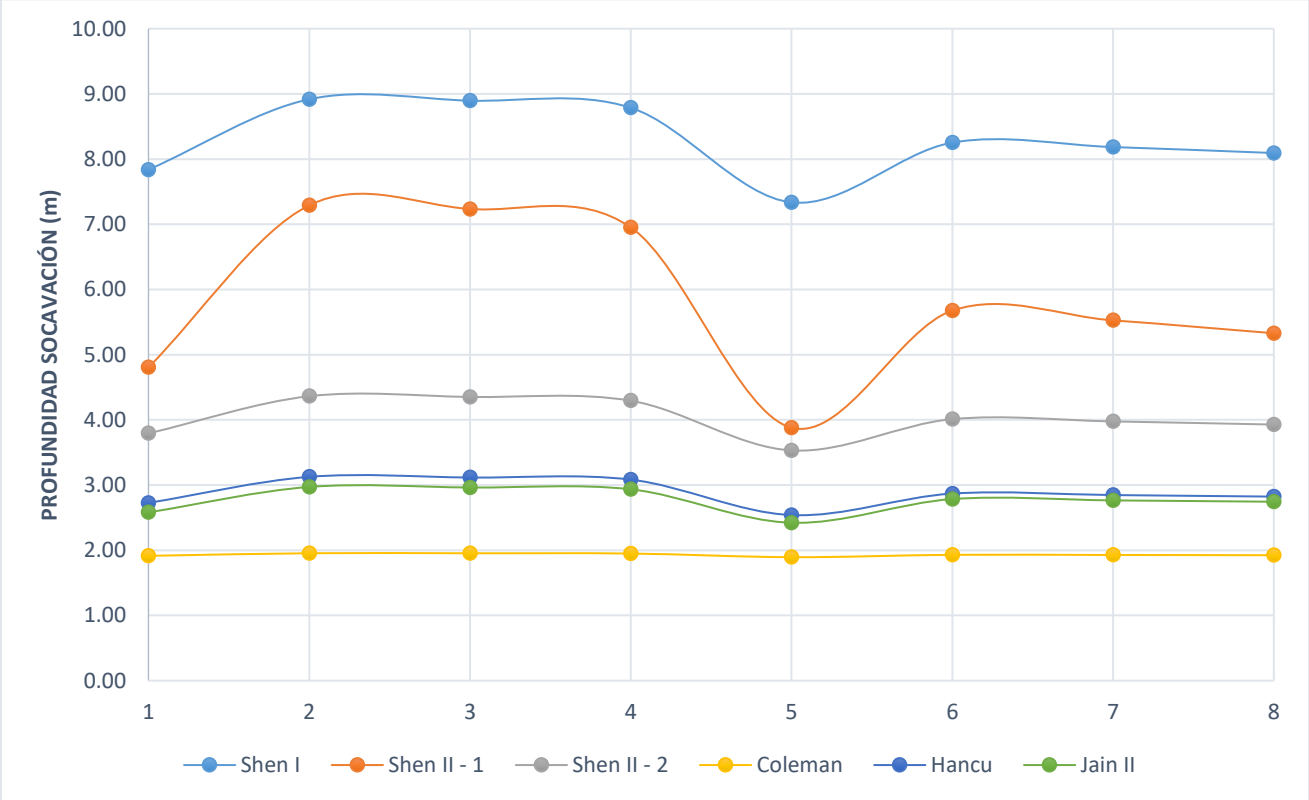
Tabla 7.12. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Jain II

Socavación Local - Método Jain II					
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Froude	Tirante (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	0.61	1.20	2.58
P-6	500	2.55	0.58	2.00	2.97
P-7	500	2.54	0.58	1.98	2.96
P-8	500	2.49	0.58	1.92	2.94
Dick Peshcke	200	1.86	0.61	0.97	2.42
P-6	200	2.25	0.56	1.66	2.79
P-7	200	2.22	0.56	1.62	2.77
P-8	200	2.18	0.56	1.58	2.74

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos por este método no son diferentes de los obtenidos por los métodos descritos anteriormente.

Gráfica 7.8. Socavación local en pilares del puente Siguas – Grupo 2



Fuente: Elaboración Propia

En la gráfico 7.8 las abscisas representan el periodo de retorno, se ve que el método que entrega resultados medios es el de Shen II-2, el

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

método de Coleman entrega un resultado en general de 2 m para todos los casos y que los resultados obtenidos por los métodos de Jain II y Hancu son casi los mismos.

7.4.1.3. Grupo 3

Los métodos a presentar en esta sección consideran variables obtenidas a partir de las características hidráulicas, del pilar y el ancho de la sección.

- Inglis – Poona

  Para este método se considera un caudal unitario (q) que se calcula dividiendo el caudal entre el ancho de la sección y también como variable toma el ancho del pilar.

$$ys = 2.32 * b * (\frac{q^{2/3}}{b})^{0.78} \quad (7.20)$$

Tabla 7.13. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Inglis

Socavación Local - Método Inglis			
Ancho Efectivo del Pilar (m)			1.79
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	225.10	3.51
P-6	500	470.40	5.15
P-7	500	463.90	5.11
P-8	500	440.80	4.98
Dick Peshcke	200	161.40	2.95
P-6	200	341.30	4.36
P-7	200	328.50	4.27
P-8	200	314.40	4.17

Fuente: Elaboración Propia

- Para este método se obtuvo un máximo de 5.15 m y un mínimo de 2.95 m.

- Varzeliotis

  Para el presente método se presenta como variables el ancho del pilar y el caudal unitario.

$$ys = 1.43 * b * (\frac{q^{0.67}}{b})^{0.72} \quad (7.21)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.14. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Varzeliotis

Socavación Local - Método Varzeliotis			
Ancho Efectivo del Pilar (m)			1.79
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	225.10	2.19
P-6	500	470.40	3.13
P-7	500	463.90	3.11
P-8	500	440.80	3.03
Dick Peshcke	200	161.40	1.87
P-6	200	341.30	2.68
P-7	200	328.50	2.63
P-8	200	314.40	2.58

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que los resultados de este método son menores que los anteriores pero por cantidades mínimas.

- Ahmad

En el presente método el autor solo considera la influencia del caudal sobre la socavación en el pilar, ya que solo usa el caudal unitario (q) y un factor de corrección por la forma de la pila (K) que para este proyecto se tomará como 2.

$$ys = K * q^{2/3} \quad (7.22)$$

Tabla 7.15. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Ahmad

Socavación Local - Método Ahmad			
Ancho Efectivo del Pilar (m)			1.79
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	225.10	2.88
P-6	500	470.40	4.71
P-7	500	463.90	4.67
P-8	500	440.80	4.51
Dick Peshcke	200	161.40	2.31
P-6	200	341.30	3.81
P-7	200	328.50	3.71
P-8	200	314.40	3.60

Fuente: Elaboración Propia

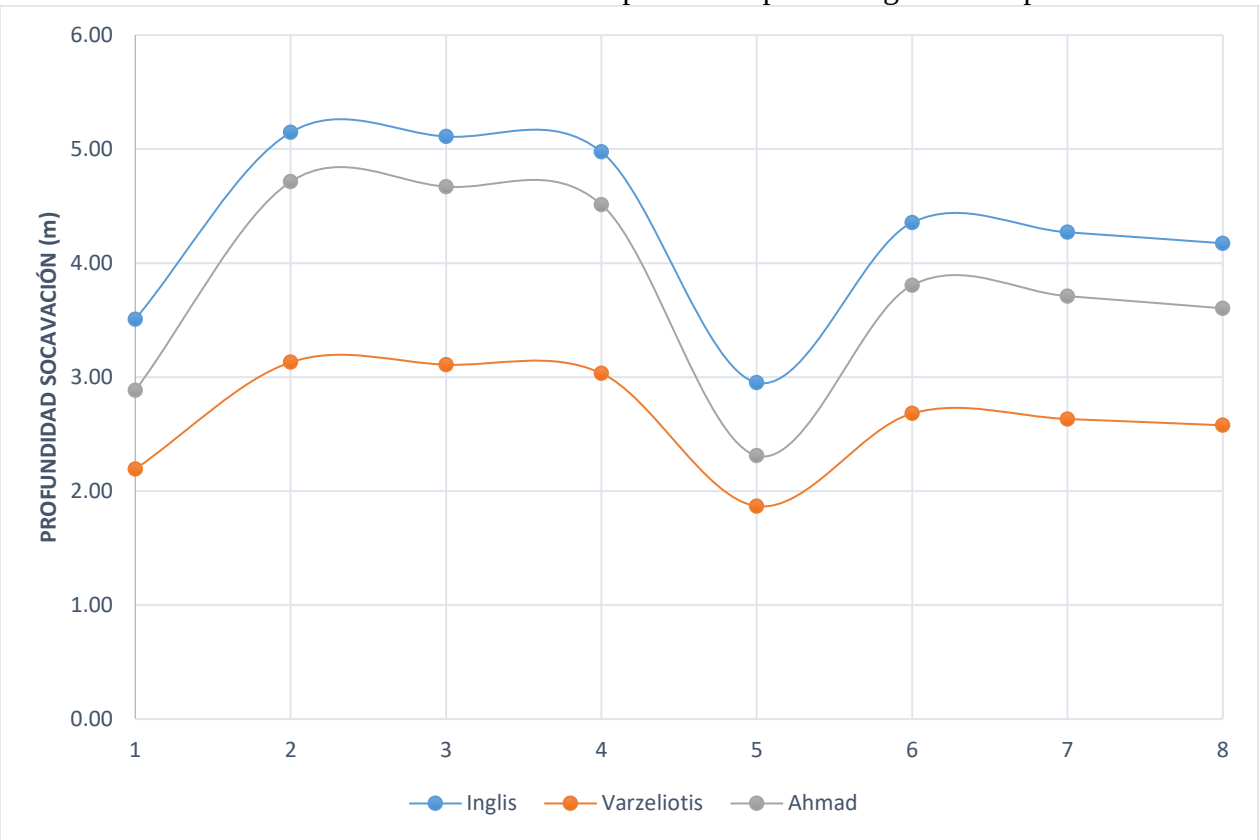
Los resultados de la presente sección se observan en la gráfica 7.9.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 7.9. Socavación Local en pilares del puente Siguas – Grupo 3



Fuente: Elaboración Propia

En la gráfica se observa que los resultados muestran coherencia con los caudales y periodos de retorno aplicados, en general sus resultados son parecidos teniendo como medio los 3.60 m.

7.4.1.4. Grupo 4

Para las ecuaciones presentes en esta sección se toma como variables las características hidráulicas, la geometría del pilar, las características del lecho y el ángulo de ataque de la corriente. Son ecuaciones que en algunos casos usan coeficientes de tablas.

- Blench

  Para el presente método se presenta como variables el ancho del pilar y se agrega una variable llamada por el autor profundidad del régimen de flujo (Yr) que depende del caudal unitario y el diámetro medio de la curva granulométrica. El presente método es una variación del método de Blench presentado en el grupo 1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$ys = 1.8 * Yr * \left(\frac{b}{1.48*\left(\frac{q^2}{\left(1.9*dm^{\frac{1}{2}}\right)^{\frac{1}{3}}}\right)}\right)^{1/4} \quad (7.23)$$

Se observa que los resultados de este método son mucho mayores a los obtenidos con los métodos de secciones anteriores.

Tabla 7.16. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Blench

Socavación Local - Método Blench				
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79
Diámetro Medio del Pilar (m)				0.00885
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Yr (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	225.10	7.88	9.79
P-6	500	470.40	34.40	29.57
P-7	500	463.90	33.46	28.96
P-8	500	440.80	30.21	26.83
Dick Peshcke	200	161.40	4.05	5.94
P-6	200	341.30	18.11	18.28
P-7	200	328.50	16.78	17.26
P-8	200	314.40	15.37	16.16

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que los resultados de este método son mucho mayores a los obtenidos con los métodos de secciones anteriores.

- Bata

En el presente método el autor explica que el número de Froude es mucho más significativo que el diámetro de las partículas. Las variables que considera para el cálculo de la socavación local en pilares son el tirante (y), el número de Froude (Fr) y el diámetro medio de la curva granulométrica (dm).

$$ys = 10 * y * \left(Fr^2 - \frac{3dm}{y}\right) \quad (7.24)$$

Considerando los datos obtenidos en el capítulo 6 obtenemos la tabla 7.17. Los resultados son mayores a los obtenidos con métodos anteriores, sin embargo son cercanos a la media vista en secciones anteriores.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.17. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Bata

Socavación Local - Método Bata				
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79
Ancho Efectivo del Pilar (m)				0.00885
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Froude	Tirante (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	0.61	1.20	4.20
P-6	500	0.58	2.00	6.46
P-7	500	0.58	1.98	6.40
P-8	500	0.58	1.92	6.19
Dick Peshcke	200	0.61	0.97	3.34
P-6	200	0.56	1.66	4.94
P-7	200	0.56	1.62	4.81
P-8	200	0.56	1.58	4.69

Fuente: Elaboración Propia

- Yaroslavtziev

Este método añade a su ecuación constantes que dependen de las características hidráulicas del flujo y de la geometría del pilar. Además considera las características del lecho como determinantes para el cálculo de la socavación local. Sus variables son el diámetro 85 representativo de la curva granulometría (d85), la velocidad (V), un coeficiente que depende de la forma del pilar (Kf = 8.5), un coeficiente dependiente del número de Froude (Kv), un coeficiente dependiente del tirante del flujo (Kh) y un coeficiente que depende de la ubicación del pilar en el cauce (e = 0.6).

$$ys = Kf * Kv * (e + Kh) * \frac{V^2}{g} - 30 * d85 \quad (7.25)$$

Considerando los datos obtenidos en el capítulo 6 obtenemos la tabla 7.18.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

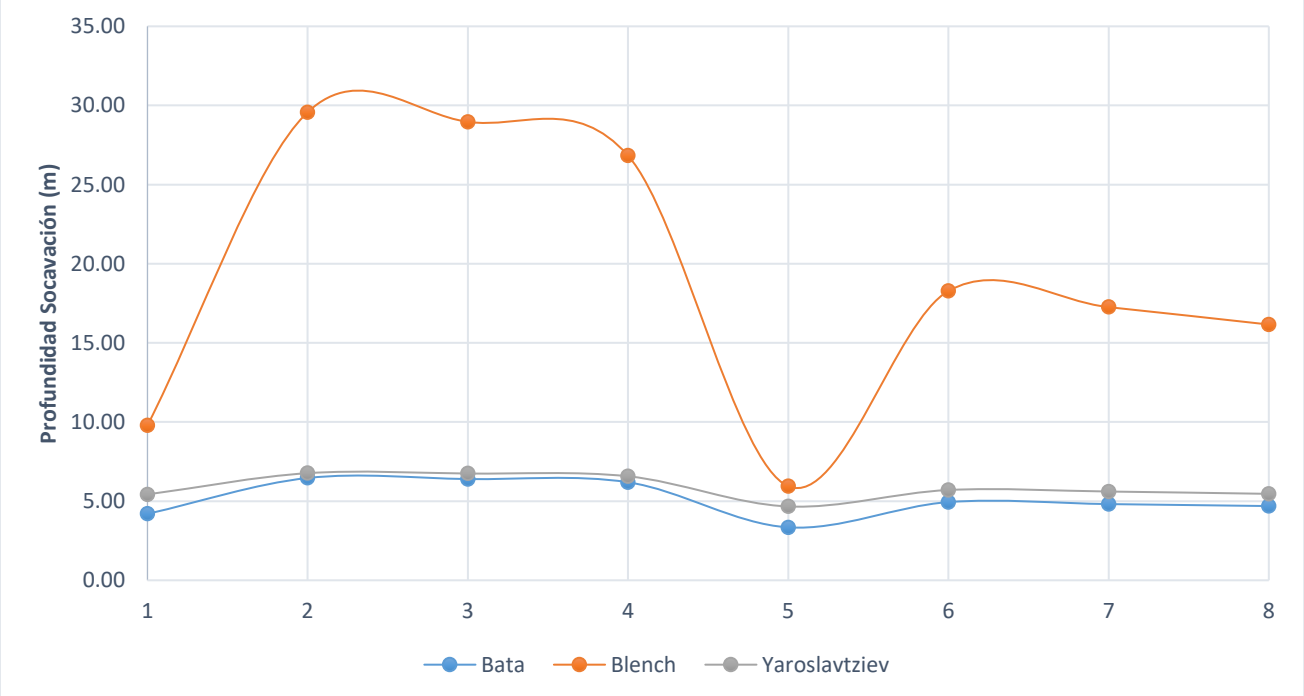
Tabla 7.17. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Yaroslavtziev

Socavación Local - Método Yaroslavtziev						
Ancho Efectivo del Pilar (m)				1.79		
e				0.60		
d85 (m)				0.0290		
Kf (tablas)				8.50		
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	Kv (Froude)	Kh (Tirante)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	1.20	3.18E-18	0.86	5.43
P-6	500	2.55	2.00	7.82E-21	0.60	6.77
P-7	500	2.54	1.98	8.83E-21	0.61	6.74
P-8	500	2.49	1.92	1.62E-20	0.62	6.57
Dick Peshcke	200	1.86	0.97	5.10E-17	0.96	4.66
P-6	200	2.25	1.66	3.18E-19	0.70	5.70
P-7	200	2.22	1.62	4.65E-19	0.71	5.61
P-8	200	2.18	1.58	7.74E-19	0.73	5.46

Fuente: Elaboración Propia

En la gráfica 7.10, observamos los resultados de las ecuaciones presentadas en la presente sección.

Gráfica 7.10. Socavación local en pilares del puente Siguas – Grupo 4



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se observa que el método de Blench, no guarda relación ni coherencia con los resultados obtenidos con los otros métodos, por lo que se considerará su aporte para este proyecto. El valor medio obtenido de los métodos de Bata y Yaroslavtziev es de 5.50 m.

En el presente proyecto se separó los métodos para el cálculo de la socavación local en grupos con la finalidad de que se observará la incidencia que tiene cada variable para la producción de este fenómeno, sin embargo como se vio en el capítulo 2 existen muchas variables que afectan a la erosión del suelo adyacente a un pilar de un puente.

Algunos autores proponen expresiones que incluyen más variables que las mencionadas en las secciones anteriores y que también obtienen resultados convincentes. Sin embargo en su mayoría son ecuaciones empíricas obtenidas mediante la experimentación por lo que en su mayoría se debe hacer uso de tablas y ábacos. Estos métodos son aplicados en la siguiente sección.

7.4.1.5. Otros métodos

En esta sección se presentan métodos que determinan la profundidad de socavación según tablas y ábacos deducidos de experimentación, además consideran variables que en las anteriores secciones no se habían tomado en cuenta. En la mayoría de los casos los resultados son más conservadores, sin embargo eso dependerá de cada consideración tomada.

- Laursen y Toch

  En este método se distinguen 2 ecuaciones, según el flujo de agua impacta directamente en el pilar o no. Para el presente proyecto se presenta la condición de ángulo 0. Por lo que la ecuación es la siguiente:

$$ys = K1 * K2 * b \quad (7.24)$$

  En donde K1 es un coeficiente que depende de la relación y/b, tirante entre el ancho efectivo del pilar, K2 es un coeficiente que depende de la forma del pilar (rectangular). Aplicando los datos obtenidos en el capítulo 6 obtenemos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.18. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Lausen y Toch

Socavación Local - Método Laursen y Toch					
Ancho Efectivo del Pilar (m)					1.79
K2 - Coeficiente de la Forma del Pilar					1.00
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Tirante (m)	Y/b	K1	Ys (m)
Dick Peshcke	500	1.20	0.67	1.30	2.33
P-6	500	2.00	1.12	1.65	2.95
P-7	500	1.98	1.11	1.65	2.95
P-8	500	1.92	1.07	1.60	2.86
Dick Peshcke	200	0.97	0.54	1.20	2.15
P-6	200	1.66	0.93	1.50	2.69
P-7	200	1.62	0.91	1.50	2.69
P-8	200	1.58	0.88	1.40	2.51

Fuente: Elaboración Propia

En el presente método encontramos que la socavación es coherente con la obtenida en las secciones anteriores. El ábaco y tablas para la determinación de K1 se presentan en los Anexos.

- Maza y Sanchez

Este método se basa en ábacos deducidos a partir del análisis de los métodos de Laursen – Toch y Yaroslavtziev. En donde los datos de entrada del ábaco son el número de Froude del flujo al cuadrado y la relación entre el tirante y el ancho del pilar. El ábaco entrega una relación de profundidad de socavación entre ancho de pilar, la que al multiplicarla por el ancho del pilar se obtiene la profundidad de socavación predicha por este método.

Tabla 7.19. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Maza y Sanchez

Socavación Local - Método Maza Sanchez						
Ancho Efectivo del Pilar (m)					1.79	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Número de Froude	Tirante (m)	Froude 2	y/b	Ys (m)
Dick Peshcke	500	0.61	1.20	0.37	0.67	4.12
P-6	500	0.58	2.00	0.34	1.12	5.19
P-7	500	0.58	1.98	0.34	1.11	5.01
P-8	500	0.58	1.92	0.34	1.07	4.83
Dick Peshcke	200	0.61	0.97	0.37	0.54	3.22
P-6	200	0.56	1.66	0.31	0.93	4.48
P-7	200	0.56	1.62	0.31	0.91	4.30
P-8	200	0.56	1.58	0.31	0.88	4.12

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- El ábaco usado para el cálculo de la socavación por el presente método se encuentra en los Anexos.

- Flujo Alterado

  En el presente método se toman factores que afectan el producto de las variables dadas según las consideraciones tomadas. El primer factor F1 es el que depende de la relación entre la velocidad del flujo y la velocidad erosiva (para el presente proyecto siempre la relación V/Vc es mayor que 1 por lo que se toma el valor de 1), F2 que depende de la forma del pilar (rectangular, F2 =2) y F3 que está en función del angulo de ataque del flujo al pilar, se adoptó el tomado en el método de Laursen según recomendación del autor.

$$ys = F1\left(\frac{V}{Vc}\right) * F2(forma) * F3(\alpha) * \left(\frac{Y}{B}\right)^{0.3} \quad (7.25)$$

  Obteniendo los resultados mostrados en la tabla 7.20, que muestran resultados conservadores respecto a los otros métodos aplicados.

Tabla 7.20. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Flujo Alterado

Socavación Local - Método Flujo Alterado						
Ancho Efectivo del Pilar (m)					1.79	
F2 (forma del pilar)					2.00	
F3 (ángulo del flujo)					1.00	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Velocidad Erosiva dm (m/s)	F1	Tirante (m)	Ys (m)
Dick Peshcke	500	2.07	1.30	1.00	1.20	1.77
P-6	500	2.55	1.40	1.00	2.00	2.07
P-7	500	2.54	1.40	1.00	1.98	2.06
P-8	500	2.49	1.39	1.00	1.92	2.04
Dick Peshcke	200	1.86	1.26	1.00	0.97	1.66
P-6	200	2.25	1.36	1.00	1.66	1.96
P-7	200	2.22	1.35	1.00	1.62	1.94
P-8	200	2.18	1.35	1.00	1.58	1.93

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Colorado State University

  El presente método es el recomendado por el Hydraulic Engineering Circular No.18, en el que presenta como variables principales el número de Froude, el tirante del flujo y el ancho del pilar. Además incluye factores que afectan el producto de las variables mencionadas K1 que depende de la forma del pilar (rectangular, 1.10), K2 que depende del ángulo de ataque del flujo, K3 que depende de las condiciones del lecho en las que ocurre la socavación (lecho vivo, 1.3) y K4 que es un factor que depende del acorazamiento del lecho, esto lo calcula mediante una relación de velocidades, la expresión es la siguiente:

$$K4 = 0.4 * VR^{0.15} \quad (7.26)$$

$$VR = \frac{V - Vi50}{Vc50 - Vi95} \quad (7.27)$$

- Las velocidades con subíndice i son las velocidades con las que se inicia la socavación, el cálculo de esta relación de velocidades se muestra en la tabla 7.21.

Tabla 7.21. Relación de velocidades – Método Colorado State University

Relación de Velocidades - Socavación Local Método CSU							
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/s)	Vc95 (m/s)	Vc50 (m/s)	Vi95 (m/s)	Vi50 (m/s)	VR
Dick Peshcke	500	2.07	2.07	1.06	1.09	0.98	1.11
P-6	500	2.55	2.24	1.15	1.17	1.05	1.40
P-7	500	2.54	2.24	1.14	1.17	1.05	1.40
P-8	500	2.49	2.22	1.14	1.16	1.05	1.36
Dick Peshcke	200	1.86	2.01	1.03	1.05	0.95	0.96
P-6	200	2.25	2.17	1.11	1.14	1.02	1.19
P-7	200	2.22	2.16	1.11	1.13	1.02	1.16
P-8	200	2.18	2.16	1.10	1.13	1.02	1.13

Fuente: Elaboración Propia

- Con estos datos se calculó la socavación local en los pilares del puente Siguas, mediante la siguiente ecuación.

$$ys = 2 * K1 * K2 * K3 * K4 * b^{0.65} * y^{0.35} * Fr^{0.43} \quad (7.28)$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.22. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Colorado State University

Socavación Local - Método Colorado State University						
Ancho Efectivo del Pilar (m)					1.79	
K1 (Forma de nariz - Cuadrada)					1.10	
K2 (Ángulo de ataque - 0)					1.00	
K3 (Condiciones de Lecho - Lecho vivo)					1.30	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Tirante (m)	Número de Froude	VR	K4	Ys (m)
Dick Peshcke	500	1.20	0.61	1.11	0.41	1.46
P-6	500	2.00	0.58	1.40	0.42	1.77
P-7	500	1.98	0.58	1.40	0.42	1.76
P-8	500	1.92	0.58	1.36	0.42	1.74
Dick Peshcke	200	0.97	0.61	0.96	0.40	1.33
P-6	200	1.66	0.56	1.19	0.41	1.59
P-7	200	1.62	0.56	1.16	0.41	1.58
P-8	200	1.58	0.56	1.13	0.41	1.56

Fuente: Elaboración Propia

En donde obtenemos resultados mucho menores a los ya encontrados en métodos anteriores.

- Melville – Coleman

Finalmente, este método está basado en solo coeficientes calculados según las características del proyecto, en el cual toma 7 características como las principales, primero la relación entre el tirante y el ancho del pilar (KyB), la intensidad del flujo (KI), las características del lecho (Kd), la geometría del pilar (Ks), el ángulo de ataque del flujo en el pilar (Ko), la contracción de la sección (KG) y el tiempo (Kt). Teniendo la ecuación 7.29.

$$ys = KyB * KI * Kd * Ks * Ko * KG * Kt \quad (7.29)$$

El autor indica que para relaciones del tirante con el ancho del pilar menores a 0.7 el factor KyB tomaba el valor de 2.4 veces el ancho del pilar y para mayores se incluiría el tirante en el producto, en el factor de intensidad se toma como 1 ya que en todos los casos la socavación se desarrolla en lecho vivo, el factor de sedimento se toma igual que 1 por la relación entre b y el decil 50 ya que es menor que 25 según indica el autor, el factor de geometría del pilar se toma igual que 1 porque se

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

realizan los cálculos con el ancho efectivo recomendado, el factor de ángulo de ataque es igual a 1 por tener un ángulo de 0°, el factor de contracción se toma igual que 1 ya que no existe contracción y finalmente el factor del tiempo se toma igual a 1 por tener socavación a lecho vivo en un suelo granular.

Los resultados obtenidos con la ecuación del presente método se observan en la tabla 7.21, en donde se ven datos coherentes con los resultados obtenidos en secciones anteriores.

Tabla 7.23. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Melville – Coleman

Socavación Local - Melville y Coleman					
KI (Relación de velocidades > 1)					1.00
Kd (b/d50 > 25)					1.00
Ks (Ancho equivalente)					1.00
Ko (ángulo de ataque, 0)					1.00
Kg (No hay contracción del flujo)					1.00
Kt (Lecho vivo, suelo granular)					1.00
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Tirante (m)	y/b	Kyb	Ys (m)
Dick Peshcke	500	1.20	0.67	4.30	4.30
P-6	500	2.00	1.12	3.78	3.78
P-7	500	1.98	1.11	3.77	3.77
P-8	500	1.92	1.07	3.71	3.71
Dick Peshcke	200	0.97	0.54	4.30	4.30
P-6	200	1.66	0.93	3.45	3.45
P-7	200	1.62	0.91	3.41	3.41
P-8	200	1.58	0.88	3.36	3.36

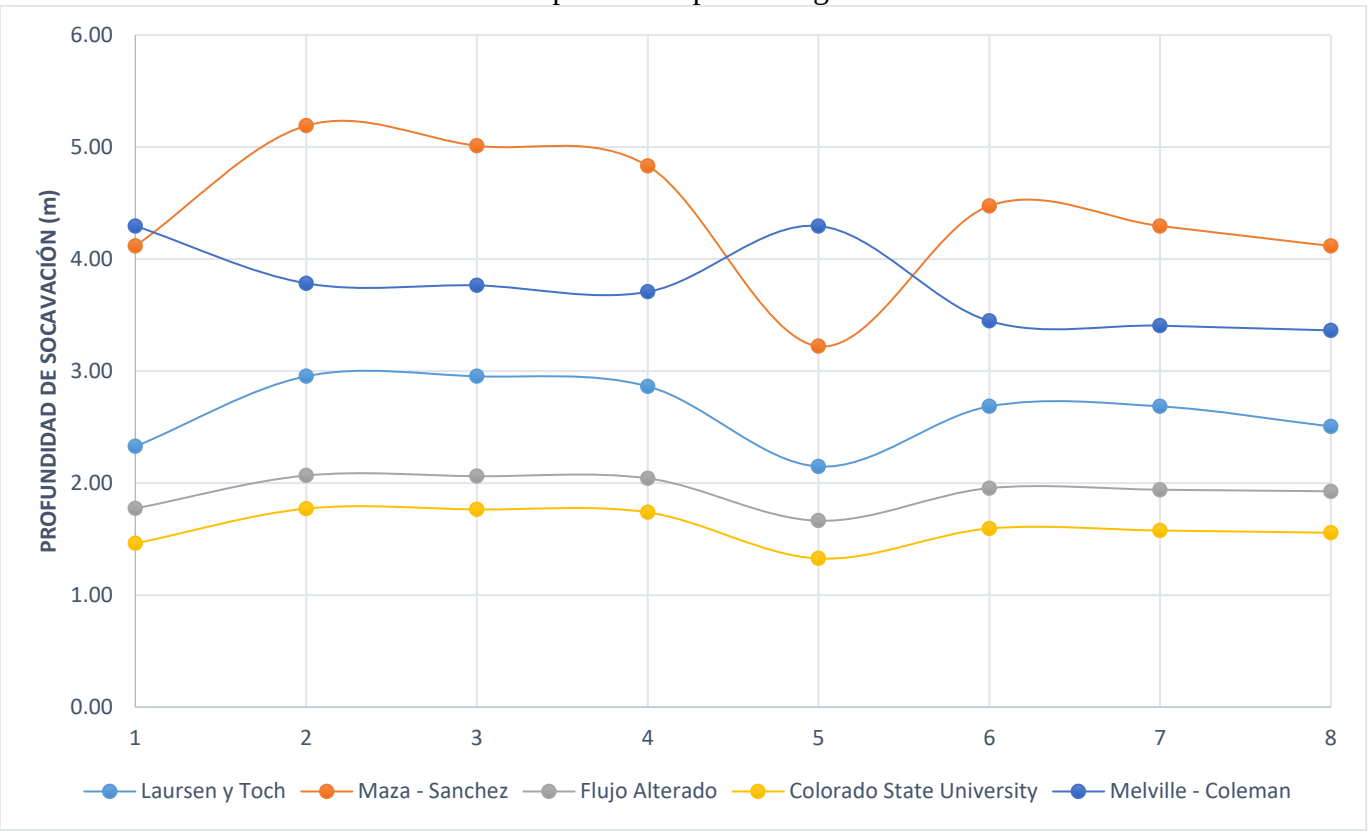
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 7.11. Socavación local en pilares del puente Siguas – Método Melville Coleman



Se observa que el método con el que se obtiene resultados máximos es el de Maza y el método más conservador es el de la Universidad de Colorado. Además se observa que el método de Melville muestra una gráfica diferente a todas las obtenidas por los diferentes métodos, esto se debe a que según su método el tirante no es incidente en la profundidad de socavación hasta que la relación de la velocidad del flujo con la velocidad erosiva del diámetro medio alcance los 0.70, a partir de ese punto es que se toma en consideración el tirante en el cálculo de la socavación. Es por esto que en donde se ve caudales menores, se cumple esta condición por el hecho de que la mayoría de partículas finas son retiradas bajo esa circunstancia.

7.4.2. Determinación de la Metodología a Utilizar

Para la determinación de la metodología a utilizar se comparó los resultados estadística y gráficamente con la finalidad de obtener los resultados más certeros.

Con la totalidad de los resultados obtenidos en el título anterior se obtuvo una profundidad de socavación promedio de 4.14 m y una desviación estándar de 4.01 m, el hecho de obtener una desviación estándar muy cercana a la media nos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

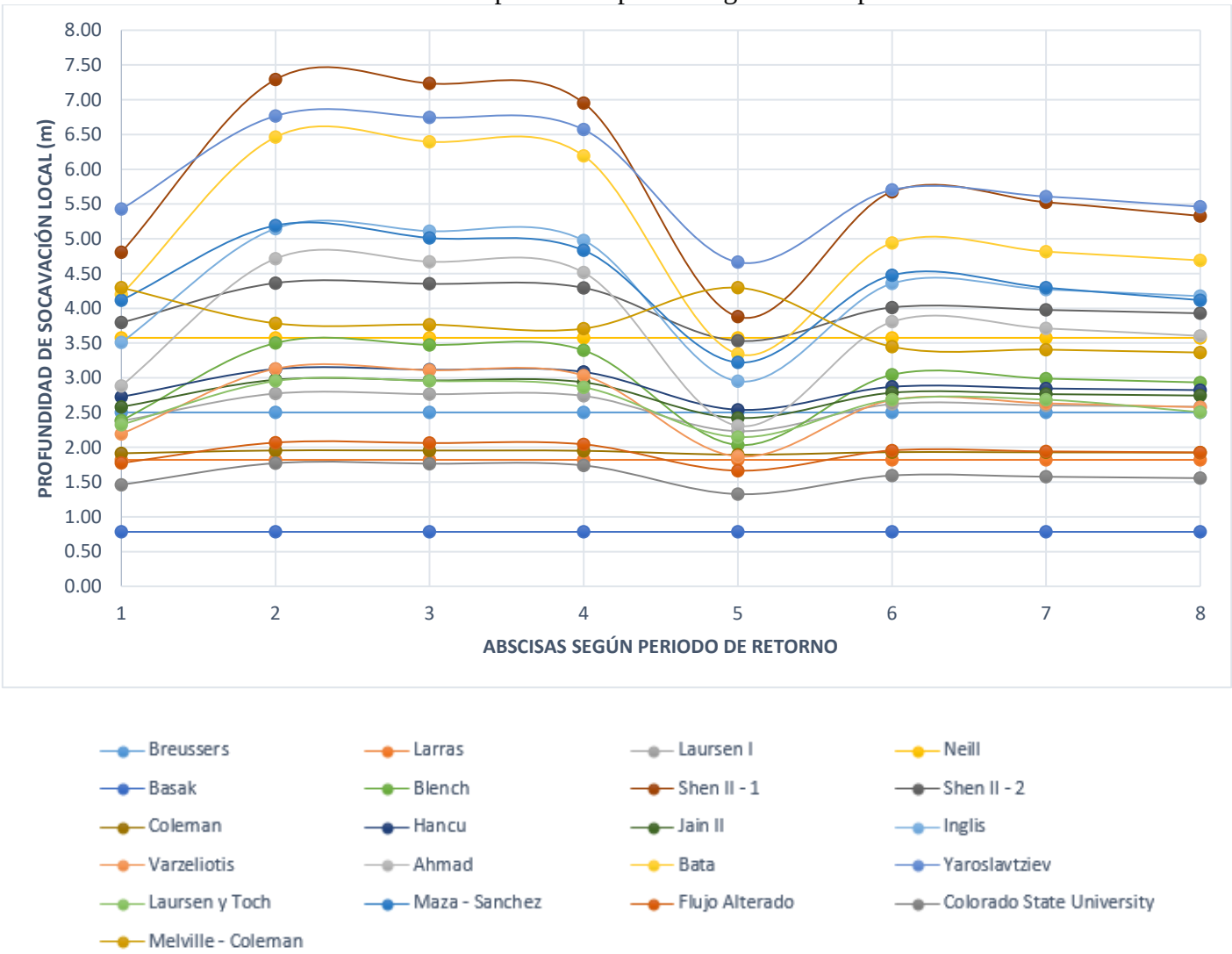
da a entender que existen datos extremos en la población, los cuales se debe evaluar su permanencia en el análisis.

Debido a lo expuesto, los resultados obtenidos con los métodos de Blench (grupo 4) y Shen I (grupo 2) fueron descartados. Con la nueva población se obtuvo una media de 3.23 m y una desviación estándar de 1.42 m, con lo que se obtendría una distribución más confiable de los datos.

El análisis de los resultados expresados en la gráfica 7.12 fue cualitativo teniendo en cuenta los métodos que proporcionan resultados cercanos a la media.

Los métodos de Blench (grupo 1), Varzeliotis (grupo 3), Neill (grupo 1), Hancu (grupo 2) y Melville – Coleman (grupo otros) son los métodos que arrogan los resultados más confiables.

Gráfica 7.12. Socavación local en pilares del puente Siguas – Comparación de Métodos



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para la presente investigación se tomó como metodología a utilizar la propuesta por Melville – Coleman debido a la estructura de la formula y a la representatividad de las variables ante las características del proyecto.

7.5. Socavación Resultante en Pilares del Puente Siguas

La socavación que ocurre en un puente es directamente proporcional al flujo que pasa a través de este, el flujo es directamente proporcional a la precipitación que ocurre en la cuenca que alimenta el cauce y la precipitación en este caso depende de su probabilidad de ocurrencia. En títulos anteriores, la intensidad de la precipitación en la cuenca se calculó teniendo en cuenta la hidrología estadística para eventos extremos, calculando su intensidad para periodos de retorno de 500 y 200 años como lo recomienda el Manual de Diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

La socavación de un pilar de un puente tiene diferentes escenarios según el contexto temporal, dependiendo del nivel del terreno en el que se encuentre. El nivel del cauce del río estudiado depende de la socavación general y de este depende la vulnerabilidad del puente ante la socavación local en un evento extremo.

Según lo expuesto, la socavación principal a analizar, durante un evento extremo, es la socavación local ya que el hidrograma producido por el evento extremo tiene una duración mucho menor al que se necesita para analizar a largo plazo la socavación general.

Para el presente proyecto se adoptó la expresión dada por Melville and Coleman para el cálculo de la socavación local en los pilares del puente Siguas, obteniendo los resultados resumidos en la tabla 7.24, en donde se observa que con menores tirantes se puede obtener mayor socavación dependiendo de la velocidad en la que se encuentre el flujo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 7.24. Socavación Local en el Puente Siguas

Socavación Local Según Melville y Coleman			
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Tirante (m)	Profundidad Socavación (m)
Dick Peshcke	500	1.20	4.30
P-6	500	2.00	3.78
P-7	500	1.98	3.77
P-8	500	1.92	3.71
Dick Peshcke	200	0.97	4.30
P-6	200	1.66	3.45
P-7	200	1.62	3.41
P-8	200	1.58	3.36

Fuente: Elaboración Propia

Con esto observamos que el puente Siguas es vulnerable a la socavación en eventos extremos. Considerando que la socavación local y general alcanzan su pico durante la curva de crecida del hidrograma y se mantiene constante durante el pico del caudal, hasta llegar a la curva de descenso en donde la profundidad de socavación empieza a decaer, es que esta profundidad máxima supera la profundad de desplante de las cimentaciones de los pilares, por lo que durante un evento extremo el puente podría tener daños en su cimentación y en su estabilidad.

En los capítulos posteriores se analizará el fenómeno de la socavación en el puente Siguas de manera experimental, para así observar la incidencia de las variables medidas y de las condiciones adoptadas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 8

8. Análisis Dimensional, Modelamiento Hidráulico y Análisis Experimental de la Socavación en los Pilares del Puente Siguas

En los capítulos anteriores se presentó la metodología para analizar y determinar la socavación en pilares del puente Siguas ante eventos extremos. En el presente capítulo se analizará las variables del fenómeno de la socavación y se determinará la similitud entre el prototipo y las condiciones naturales para finalmente realizar ensayos en un laboratorio de hidráulica para observar el comportamiento del fenómeno ante distintas condiciones dadas.

8.1. Análisis Dimensional

Según lo que se expuso en el capítulo 3, el modelo a emplear en el presente proyecto es un modelo físico por lo que se aplicará el teorema de Buckingham-Pi para realizar el análisis dimensional del fenómeno.

8.1.1. Variables del Fenómeno de la Socavación

Las variables a considerar para el presente análisis son:

Tabla 8.1. Variables relacionadas a la Geometría del Pilar

Características		Variable	Dimensión
Geometría del Pilar	Longitud del Pilar	l	L
	Ancho del Pilar	b	L
	Forma del Pilar	Forma	-
	Ángulo respecto al Flujo	alfa	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.2. Variables relacionadas al Flujo

Características		Variable	Dimensión
Flujo	Tirante	y	L
	Velocidad	V	L/T
	Pendiente del Cauce	S	-
	Caudal	Q	L3/T

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.3. Variables relacionadas a las Características del Lecho

Características		Variable	Dimensión
Lecho	Diámetro Medio	d	L
	Velocidad Crítica	Vc	L/T
	Profundidad Socavación	ys	L

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Considerando estas variables, tenemos la siguiente ecuación:

$$ys = f(l, b, forma, alfa, y, V, S, d, Vc, Q) \qquad (8.1)$$

Ó

$$0 = f(ys, l, b, forma, alfa, y, V, S, d, Vc, Q) \qquad (8.2)$$

Como se aprecia, se tiene 11 variables en donde ys depende de las otras 10. Con el análisis adimensional se debe reducir esto a grupos adimensionales que ayuden a comprender mejor el comportamiento y la interacción de estas variables. Definimos a las variables fundamentales como las que no dependen de ninguna otra y sirven para analizar las demás variables.

Se tiene lo siguiente:

- Número de Variables: n = 11
- Número de Variables Fundamentales: k = 02
- Número de Grupos Adimensionales: j = n – k = 09

Las variables fundamentales escogidas son las siguientes:

Tabla 8.4. Variables Fundamentales para el Análisis Dimensional

Características		Variable	Dimensión
Variables Fundamentales	Ancho del Pilar	b	L
	Velocidad	V	L/T

Fuente: Elaboración propia

La nueva ecuación con la que se realizará el análisis dimensional, es la siguiente:

$$0 = f(ys, l, forma, alfa, y, S, d, Vc, Q) \qquad (8.3)$$

a) En la ecuación 8.3 se observa que se tiene las siguientes variables son adimensionales:

$$\Pi 3 = Forma$$

$$\Pi 4 = alfa$$

$$\Pi 6 = S$$

b) El primer parámetro adimensional se calculó de la siguiente manera:

$$\Pi 1 = \text{ys} * b^x * V^y = [L] * [L]^x * [LT^{-1}]^y$$

$$1 + x + y = 0 \;//\; -y = 0$$

$$x = -1 \;//\; y = 0$$

$$\Pi 1 = \text{ys} * b^{-1} * V^0$$

$$\Pi 1 = \frac{\text{ys}}{b}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c) El segundo parámetro adimensional se calculó de la siguiente manera:

$$\Pi 2 = \mathrm{l} * b^x * V^y = [L] * [L]^x * [LT^{-1}]^y$$

$$1 + x + y = 0 \,//\, -y = 0$$

$$x = -1 \,//\, y = 0$$

$$\Pi 1 = \mathrm{l} * b^{-1} * V^0$$

$$\Pi 1 = \frac{\mathrm{l}}{b}$$

d) El quinto parámetro adimensional se calculó de la siguiente manera:

$$\Pi 5 = \mathrm{y} * b^x * V^y = [L] * [L]^x * [LT^{-1}]^y$$

$$1 + x + y = 0 \,//\, -y = 0$$

$$x = -1 \,//\, y = 0$$

$$\Pi 1 = \mathrm{y} * b^{-1} * V^0$$

$$\Pi 1 = \frac{\mathrm{y}}{b}$$

e) El séptimo parámetro adimensional se calculó de la siguiente manera:

$$\Pi 7 = \mathrm{d} * b^x * V^y = [L] * [L]^x * [LT^{-1}]^y$$

$$1 + x + y = 0 \,//\, -y = 0$$

$$x = -1 \,//\, y = 0$$

$$\Pi 7 = \mathrm{d} * b^{-1} * V^0$$

$$\Pi 7 = \frac{\mathrm{d}}{b}$$

f) El octavo parámetro adimensional se calculó de la siguiente manera:

$$\Pi 8 = \mathrm{Vc} * b^x * V^y = [LT^{-1}] * [L]^x * [LT^{-1}]^y$$

$$1 + x + y = 0 \,//\, -y = 1$$

$$x = 0 \,//\, y = -1$$

$$\Pi 8 = \mathrm{Vc} * b^0 * V^{-1}$$

$$\Pi 8 = \frac{\mathrm{Vc}}{V}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

g) El noveno parámetro adimensional se calculó de la siguiente manera:

$$\Pi 9 = Q * b^x * V^y = [L^3T^{-1}] * [L]^x * [LT^{-1}]^y$$

$$3 + x + y = 0 \;//\; -y = 1$$

$$x = -2 \;//\; y = -1$$

$$\Pi 9 = Q * b^{-2} * V^{-1}$$

$$\Pi 9 = \frac{Q}{b^2 V}$$

8.2. Influencia de Variables en el Modelo

Para determinar las variables que se considerarán en el modelo y en los ensayos de laboratorio se realizó un análisis de las variables de las que depende la socavación local en pilares.

8.2.1. Influencia del Tirante y del Ancho del Pilar

Al analizar la influencia de las variables y y b en la socavación de pilares, se debe tener en cuenta que la socavación en si es el efecto de la erosión que provoca el agua en el lecho del río en el área anexa al pilar, en donde la variable b se puede considerar constante para cada proyecto en específico ya que esta no varía en el tiempo. Sin embargo, el tirante si varía según el tiempo y según el periodo de retorno por lo que se pueden presentar 3 escenarios:

- Cuando el ancho del pilar es mayor al tirante, en esta condición la socavación alrededor del pilar estará en función del tirante siempre y cuando la relación y/b < 0.2.
- Cuando el ancho del pilar es menor al tirante, en esta condición la socavación alrededor del pilar estará en función del ancho del pilar respetando la relación y/b > 1.43.
- Cuando la relación de y/b se encuentra entre los valores 0.2 < y/b < 1.43, se tendrá que considerar metodologías que consideren la influencia de ambas variables para el cálculo de la socavación alrededor del pilar.

8.2.2. Influencia del Ángulo de Ataque del Flujo

El ángulo de ataque del flujo ante el pilar es importante para la socavación ya que según este ángulo el ancho resultante del pilar aumenta.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El ancho del pilar se puede tomar con un valor determinado cuando el ángulo de ataque es 30° el cual será menor que cuando se tenga un ángulo de 80° por la oposición al flujo que presentan ambos casos al pilar.

Es por esto que para ríos en donde el cauce o el flujo pueden variar como en ríos sinuosos es recomendable usar pilares circulares para evitar daños por aumentos de socavación por condiciones no contempladas.

8.2.3. Influencia de la Forma del Pilar

La influencia de la forma del pilar se debe a que de esta depende el ancho del pilar a considerar para el cálculo de la socavación. La socavación en un elemento depende directamente del obstáculo que este representa ante el flujo que escurre en el cauce del río y así mismo el ancho del pilar a considerar depende del nivel del cauce en el que se encuentra el río.

En el presente proyecto, se tiene un pilar que está apoyado en una zapata de ancho mayor al del pilar por lo que según varíe en el tiempo el nivel del cauce la socavación se producirá en distintas intensidades, ya que en una avenida en donde el cauce se encuentre al nivel del pilar tendrá una socavación en función a un ancho b, que será menor que si la avenida se produce cuando el cauce este al nivel de la zapata que tiene un ancho B.

En el capítulo anterior según lo recomendado por Melville para el cálculo de la socavación en el pilar se usó un ancho equivalente ya que el nivel del cauce del río coincidía en la transición entre el ancho del pilar y el ancho de la zapata (Coleman, 2000).

8.2.4. Influencia del Tiempo

El puente Siguas está cimentado sobre una arena mal gradada, el HEC-18 recomienda no considerar el tiempo como una variable principal para el análisis de la socavación en estos casos ya que considera que el pico de la socavación, para suelos con baja cohesión, es alcanzada al mismo tiempo en el que la velocidad del flujo supera la velocidad necesaria para erosionar el lecho. Por lo que para el presente análisis no será considerado (L.A. Arneson, 2012).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8.2.5. Influencia del Suelo

Al analizar la socavación, se debe conocer el tipo de suelo en donde está cimentado el pilar en estudio. Esto debido a que los valores de la velocidad crítica del suelo dependen de las características de este.

Al analizar la socavación en una avenida, notamos que esta cambia según va cambiando el caudal y la velocidad del flujo que escurre a través del puente hasta que esta llega a un punto máximo y encuentra una condición de equilibrio que coincide con el caudal máximo.

En la curva de descenso del hidrograma el caudal disminuye así como la profundidad de socavación también disminuye, debido a la capacidad del flujo para trasladar partículas de suelo, esto se puede estimar con la velocidad crítica la cual depende del diámetro medio de la curva granulométrica.

8.2.6. Influencia de la Velocidad

Existen 2 tipos de socavación, las cuales están definidas según la velocidad que represente el flujo y la socavación máxima depende de qué tipo de socavación se tiene.

Cuando la velocidad del flujo no supera la velocidad crítica con la que se produce el transporte de sedimentos, a este tipo se le llama Socavación de Aguas Claras. Es en esta que se produce la socavación máxima, ya que la socavación se produce por acción de los vórtices alrededor del pilar y no existen partículas de suelo que ingresen al cráter de socavación.

Cuando la velocidad del flujo supera la velocidad crítica, se produce la Socavación por Lecho Vivo. En este caso, el sedimento suspendido en el flujo ingresa al cráter de socavación y mitiga en cierta medida la erosión de las partículas de suelo. Es por esto que la socavación máxima obtenida por este tipo de socavación es menor que la obtenida por socavación por aguas claras.

Se debe tener en cuenta esta variable al momento de escoger una metodología de cálculo para la socavación local (Coleman, 2000).

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8.3. Modelo Físico del Puente Siguas

Para iniciar con los ensayos de laboratorio con el modelo físico del puente Siguas, se debe asegurar que el prototipo represente adecuadamente las condiciones reales. Para lo cual se deben revisar las similitudes geométricas, cinemáticas, dinámicas y de sedimentos.

8.3.1. Similitud Geométrica

Para asegurar la similitud geométrica se debe hacer uso de un factor de escala que reduzca las dimensiones del prototipo hasta una que sea trabajable. Para el presente proyecto se usó un modelo geométricamente distorsionado ya que la escala horizontal es diferente a la escala vertical. Esto toma sentido al comprar los 113 m que se tiene en el sentido horizontal con los 20 m que se tiene en el sentido vertical de la sección.

Para analizar experimentalmente la socavación del puente Siguas se optó por seleccionar una dovela de la sección del puente Siguas la cual tiene como ancho 11.425 m. El canal en donde se realizaron los ensayos del presente proyecto se describirá en el siguiente capítulo, sin embargo es importante resaltar que el factor de escala fue seleccionado tomando en cuenta el ancho de este canal que es 0.457 m, con lo que tendríamos una escala de 1:25.

Teniendo las siguientes dimensiones en el sentido horizontal:

Tabla 8.5. Dimensiones Horizontales del Prototipo del Pilar del Puente Siguas

Dimensión Horizontal	Valor Real (m)	Valor Prototipo (m)
	Escala: 1:25	
Ancho Canal	11.425	0.457
Ancho Zapata	3.200	0.128
Largo Zapata	12.850	0.514
Ancho Pilar	1.000	0.040
Largo Pilar	10.370	0.415
Separación Borde 1	1.240	0.050
Separación Borde 2	1.100	0.044
Diámetro Medio Suelo	0.00885	0.00035

Fuente: Elaboración propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.6. Dimensiones Verticales del Prototipo del Pilar del Puente Siguas

Dimensión Vertical	Valor Real (m)	Valor Prototipo (m)
	Escala: 1:50	
Altura Zapata	5.000	0.100
Altura Pilar	5.000	0.100

Fuente: Elaboración propia

8.3.2. Similitud Cinemática y Dinámica

Para asegurar la similitud cinemática y dinámica del prototipo, se tomaron las variables fundamentales del análisis dimensional y se convirtió el caudal en uno correspondiente a la sección en estudio con las condiciones dadas.

Para los ensayos de socavación en el pilar del puente Siguas, se tomó los datos obtenidos por el patrón Dick Peshke y el patrón P-7.

Tabla 8.7. Velocidades para Ensayos de Socavación

Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude	Tirante Medio (m)	Caudal contra el pilar (m3/s)	Caudal Transformado (l/s)
Dick Peshcke	500	2.07	108.71	94.14	0.61	1.15	27.31	18.31
P-6	500	2.55	187.62	102.60	0.58	1.83	53.28	35.72
P-7	500	2.54	185.89	102.52	0.58	1.81	52.62	35.28
P-8	500	2.49	179.93	102.28	0.58	1.76	50.05	33.56
Dick Peshcke	200	1.86	86.78	90.88	0.61	0.95	20.29	13.61
P-6	200	2.25	152.91	100.45	0.56	1.52	39.13	26.24
P-7	200	2.22	149.33	99.95	0.56	1.49	37.89	25.41
P-8	200	2.18	145.23	99.39	0.56	1.46	36.39	24.40
Dick Peshcke	100	1.70	70.01	88.42	0.61	0.79	15.38	10.31
P-6	100	2.16	118.84	95.63	0.61	1.24	30.67	20.56
P-7	100	2.13	115.57	95.15	0.61	1.21	29.56	19.82
P-8	100	2.10	111.60	94.57	0.61	1.18	28.31	18.99
Dick Peshcke	50	1.58	55.61	81.70	0.61	0.68	12.29	8.24
P-6	50	1.95	96.13	92.25	0.61	1.04	23.22	15.57
P-7	50	1.92	92.78	91.74	0.61	1.01	22.18	14.88
P-8	50	1.89	89.63	91.29	0.61	0.98	21.20	14.22
Ancho Sección	11.425							

Fuente: Elaboración propia

8.4. Análisis Experimental de los Pilares del Puente Siguas

8.4.1. Instalaciones y Materiales Utilizados en los Ensayos de Socavación

8.4.1.1. Sistema Empleado para los Ensayos de Socavación

El sistema utilizado para los ensayos de socavación fue el proporcionado por el asesor del presente proyecto el ingeniero Víctor Rendón Dávila, los equipos se encuentran en las instalaciones de la Universidad Nacional de San Agustín en Arequipa, Perú.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Este sistema cuenta con los siguientes componentes:

- Canal Modular

  Este canal está conformado por módulos de un largo de 1.50 metros y un ancho de 0.457 metros. El sistema está conformado por 7 módulos que forman un canal con las siguientes medidas:

  - Largo del canal: 10.50 metros
  - Ancho del canal: 0.457 metros
  - Altura del canal: 0.522 metros

  Este canal es usado por los tesistas y estudiantes para realizar ensayos como caídas o estructuras hidráulicas, para la ejecución de los ensayos del presente proyecto se preparó las condiciones óptimas para obtener los resultados esperados.

  Los módulos del canal están compuestos por planchas metálicas, de 3 mm de espesor y de largo de 1.50 metros, unidas con ángulos en forma de "L" de 1 1/2" x 3/16" que se encuentran en los laterales y en la parte superior. En las paredes se tiene acrílicos de 4 mm con un alto de 0.522 metros y un largo de 1.50 metros. En la unión entre la pared y el fondo del canal se tiene un faldón compuesto por una plancha metálica de 3mm con una longitud de 3mm. La conexión entre módulos y entre las planchas que los conforman se hizo mediante un sistema de pernos y tuercas.

Fotografía 8.1. Canal modular para ensayos de socavación

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Los componentes del canal están apoyados en caballetes que en la parte superior el apoyo se puede ajustar al nivel necesario para evitar diferencias de nivel por el terreno en donde se apoya este. Para el montaje del canal se usó un nivel de ingeniero para verificar las cotas de fondo del canal modular.

Fotografía 8.2. Nivelación de canal modular para ensayos de socavación

Fuente: Elaboración Propia

- Pozo de Regulación de Flujo

  Para crear una amortiguación al flujo suministrado por el sistema de bombeo se construyó y colocó un pozo acoplado al canal modular al inicio de este para recibir y amortiguar el impacto del flujo de las bombas. Este pozo tiene las siguientes dimensiones: 1.20 metros de altura, 0.90 metros como base y 1.50 metros de largo, este se observa en la fotografía 8.3.

- Sistema de Bombeo

  Para crear el flujo del agua en el sistema, se usó un sistema de bombeo compuesto por un conjunto de motobombas de diferentes potencias. Por lo que con la combinación de estos se obtuvo los caudales requeridos. Estas motobombas son las siguientes:

  - Motobombas MEBA 4 plg 13 HP
  - Motobombas HUMBOLDT 3 plg 7.5 HP

  En la fotografía 8.4, observamos este sistema.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.3. Pozo de regulación de flujo

Fuente: Elaboración Propia

Fotografía 8.4. Sistema de bombeo

Fuente: Elaboración Propia

- Piscina de Almacenamiento “BESTWAY” 5.6 m3

  Piscina capaz de almacenar el agua suficiente para mantener un flujo constante en el circuito cerrado creado.

- Compuerta de 90 grados y estabilizador de flujo

  En la fotografía 8.5 observamos estos componentes.

  Para la medición del caudal que escurre a través del canal se fabricó una compuerta que encajaba 90 grados con el canal permitiendo así medir los tirantes aguas arriba y aguas debajo de está para así obtener el caudal.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Al inicio del circuito, inmediatamente después del pozo regulador se colocó una plancha metálica sujeta a dos tornillos reguladores para evitar turbulencias y crear una lámina casi uniforme del flujo para así permitir una medición más exacta de sus tirantes.

Fotografía 8.5. Compuerta de 90 grados y estabilizador de flujo

Fuente: Elaboración Propia

- Tuberías de Conducción, Impulsión y Succión

  Con este sistema se permitió el transporte del agua de la piscina hacia la moto bomba, generando la succión, y de la motobomba hacia el pozo de recibimiento generando la impulsión. Los componentes necesarios para el empleo del sistema de bombeo fueron los siguientes:

Tabla 8.6. Tuberías de impulsión y succión

Nro.	Descripción	Dimensión	Unidad
1	Motobomba gasolinera 13 HP	4.00	pulgadas
2	Motobomba gasolinera 7 HP	3.00	pulgadas
3	Diámetro tubería impulsión 1	4.00	pulgadas
4	Diámetro tubería impulsión 2	3.00	pulgadas
5	Diámetro tubería succión 1	4.00	pulgadas
6	Diámetro tubería succión 2	3.00	pulgadas
7	Longitud tubería impulsión 1	11.93	metros
8	Longitud tubería impulsión 2	11.93	metros
9	Longitud tubería succión 1	4.00	metros
10	Longitudtubería succión 2	4.00	metros

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

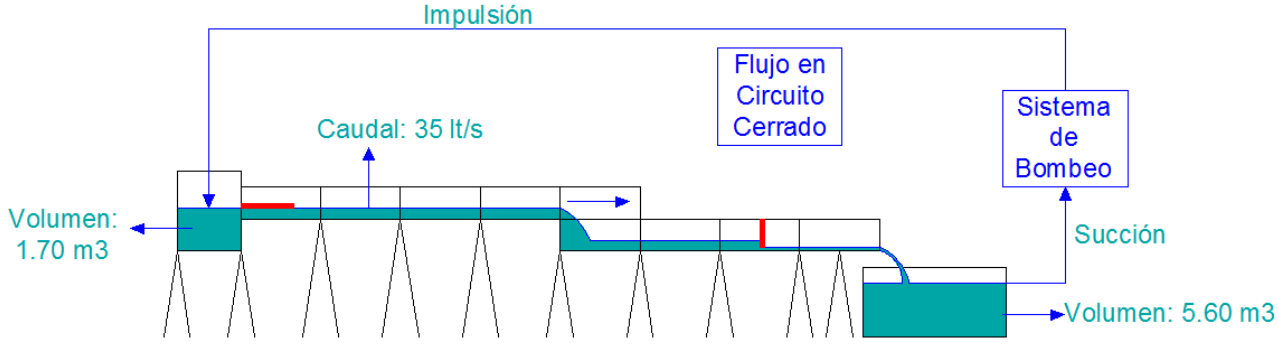
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.6. Piscina de Almacenamiento “Bestway”

Fuente: Elaboración propia

El presente sistema conformado por todos los elementos expuestos es un circuito cerrado, ya que el flujo inicia en la piscina, el agua es succionada e impulsada por el sistema de bombeo a través de las tuberías llegando a la poza de regulación y escurriendo a través del canal hasta llegar nuevamente a la piscina. En el esquema en la figura 8.1 se observa el circuito de manera gráfica.

Figura 8.1. Circuito cerrado del flujo a través del canal



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

8.4.1.2. Prototipo de Pilar del Puente Siguas

Según la modelación física revisada en los títulos anteriores y según la escala utilizada de 1:25 se obtuvieron las medidas necesarias para construir el prototipo.

El material utilizado para su construcción fue vidrio crudo unido con pegamento. La razón por la que se escogió este material es porque se prefirió usar un material que no restringa la visión al momento de realizar los ensayos. Se colocaron unos espejos dentro de la geometría del pilar para observar desde otra perspectiva el desarrollo del fenómeno de la socavación, estos se observan en la fotografía 8.7.

Fotografía 8.7. Espejos dentro del prototipo del pilar

Fuente: Elaboración Propia

El puente Siguas está cimentado sobre un estrato de arena que tiene una profundidad mayor que la profundidad de desplante de sus pilares, por lo que para simular esto en el prototipo se usaron tacos de madera que elevaron el pilar de vidrio respecto del fondo del canal modular, esto lo podemos observar en la fotografía 8.8.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.8. Prototipo de ensayos de socavación

Fuente: Elaboración Propia

Las dimensiones del prototipo están descritas en el título 8.3.1.

8.4.1.3. Arena Utilizada para los Ensayos de Socavación

Para lograr la similitud entre el terreno que se tiene en el puente Siguas y el que se va a usar con el prototipo, se usó la misma escala de reducción 1:25. Para realizar esta reducción se usó como longitud característica el diámetro medio de la curva granulométrica del suelo en donde está cimentado el puente Siguas, que es de 8.85 mm.

Usando el factor de reducción se indicaría que se debe usar un suelo con un diámetro medio de 0.354 mm, el cual es un diámetro muy pequeño respecto a los suelos comunes en Arequipa.

Para la realizar los ensayos de socavación con el prototipo, se ensayó una arena fina obtenida de una cantera de río.

Los resultados obtenidos del ensayo de granulometría se muestran en la tabla 8.7 y 8.8.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.7. Curva granulométrica del suelo para el prototipo

Curva Granulométrica Suelo para Prototipo					
Peso Muestra	500			Variación Peso de Muestra	-0.18%
Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (grf)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje Pasante (%)	Abertura*Porcentaje Retenido
Nro. 4	4.750	0.00	0.0	100.0	0.0
Nro. 12	1.700	0.40	0.1	99.9	0.1
Nro. 16	1.180	0.60	0.1	99.8	0.1
Nro. 20	0.850	1.90	0.4	99.4	0.3
Nro. 30	0.600	11.40	2.3	97.1	1.4
Nro. 40	0.430	84.20	16.9	80.3	7.3
Nro. 50	0.300	155.10	31.1	49.2	9.3
Nro. 80	0.180	179.10	35.9	13.3	6.5
Nro. 100	0.150	31.50	6.3	7.0	0.9
Nro. 200	0.075	28.70	5.8	1.2	0.4
Fondo	0	6.20	1.2	0.0	
	Peso Total (grf)	499.1		Diametro Medio (mm)	0.26

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8.8. Percentiles Granulométricos del suelo del Prototipo

Diámetro Representativo	Diámetro de Suelo (mm)
d10	0.17
d20	0.2
d30	0.23
d40	0.28
d50	0.3
d60	0.35
d70	0.39
d80	0.43
d90	0.52
d100	1.1

Fuente: Elaboración Propia

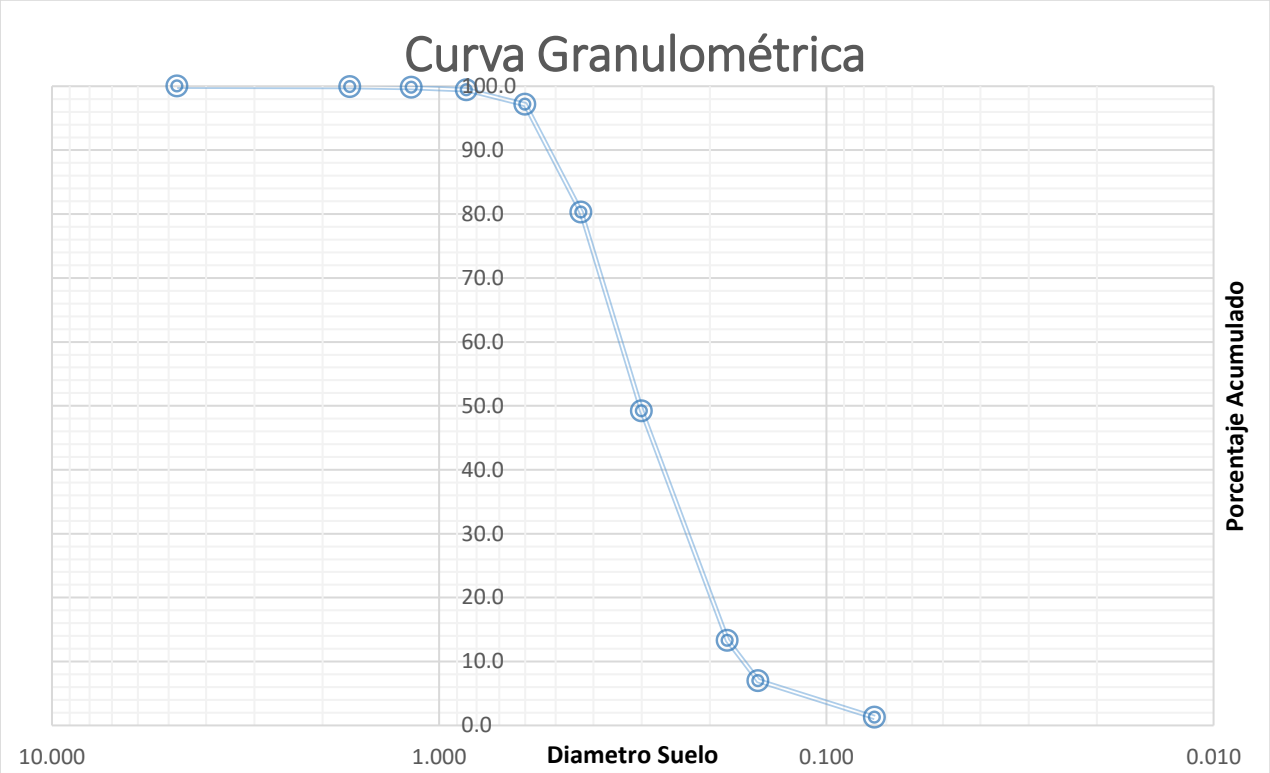
En los resultados se observa que el diámetro medio del suelo propuesto es menor por 0.1 mm de diámetro teórico por lo que se acepta este suelo para la ejecución de los ensayos ya que este suelo cumple con las condiciones necesarias para emular el suelo en donde está cimentado el puente por ser una arena con el porcentaje de finos menor al 5%. La curva granulométrica de este suelo se muestra en la gráfica 8.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.1. Curva granulométrica del suelo para el prototipo



Fuente: Elaboración Propia

Para determinar el tipo de suelo según el sistema unificado de clasificación de suelo (Braja, 2013), se tiene los siguientes datos:

Tabla 8.9. Clasificación del suelo del prototipo

Clasificación del Suelo del Prototipo			
Tipo de Suelo	Intervalo	Peso (grf)	Porcentaje del Total
Porcentaje de Grava	Peso entre 76.2 y 4.75mm	0.00	0.00
Porcentaje de Arena	Peso entre 4.75 y 0.075mm	492.90	98.76
Porcentaje de Limo y Arcilla	Pasante de 0.075mm	6.20	1.24
Peso Total		499.1	

Fuente: Elaboración Propia

Coeficiente de Uniformidad = 2.058

Coeficiente de Curvatura = 0.889

Según los datos obtenidos, tenemos que menos del 50% del suelo pasa por la malla Nro. 200 por lo que se trata de un suelo grueso, el porcentaje pasante de la malla Nro. 4 es mayor al 50% y el porcentaje pasante de la malla Nro. 200 es menor al 5% por lo que se trata de una arena y para determinar su gradación se comparó los coeficientes de uniformidad y curvatura, obteniendo un suelo tipo SP, siendo esta una arena mal gradada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.9. Arena para el prototipo

Fuente: Elaboración Propia.

Esta arena se esparció a lo largo del canal modular según las alturas que se necesitaban para cada ensayo y se humedeció la totalidad de la arena previo al ensayo para simular las condiciones reales del lecho al momento de la avenida por un evento extremo.

Fotografía 8.10. Arena del prototipo en el canal modular

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8.4.2. Metodología, Procedimiento y Toma de Datos de Ensayos de Socavación

8.4.2.1. Metodología de Ensayos de Socavación

El presente proyecto de tesis se basa en el análisis y experimentación de un prototipo bajo las condiciones dadas por los pilares del Puente Siguas. Si consideramos las variables analizadas en el título 8.1, se observa que las variables geométricas y las del lecho son constantes. Para ser precisos de todas las variables que consideran los autores como más incidentes para la determinación de la socavación, al analizar un caso en particular, las únicas que van a variar según la probabilidad de ocurrencia son el tirante, la velocidad, el caudal y la profundidad de socavación.

Por lo que para analizar una metodología para ensayar la socavación posible en los pilares del puente Siguas, se consideró diferentes caudales obtenidos a partir de los periodos de retorno más incidentes para este fenómeno, tomando en cuenta las limitaciones del sistema de bombeo.

Adicional a esto, se consideró como una variable a tomar en cuenta la variación del ancho del pilar a lo largo del tiempo. Esto se logró analizar variando el nivel del terreno alrededor del pilar, ya que la forma del pilar es de una zapata con una columna, al momento de analizar la socavación se tomó en cuenta el ancho del pilar cuando el terreno alrededor de este se encuentra alrededor de la columna (grupo 1), cuando el terreno se encuentra al nivel de la transición entre la zapata y la columna (grupo 2) y cuando el nivel del terreno se encuentra en el nivel de la zapata (grupo 3).

- Caudales a Considerar para los Ensayos de Socavación

  Los caudales pico obtenidos para los diferentes periodos de retorno y los diferentes patrones de precipitación están resumidos en la tabla 8.10, en donde se observa los caudales transformados para la ejecución de los ensayos de socavación.

  Debido a la variabilidad de los datos que se observa en la tabla 8.10, considerando la limitación del sistema de bombeo y tomando en cuenta los periodos de retorno recomendados por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones para el fenómeno de socavación se resumió los

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

caudales objetivo para la elaboración de los ensayos, esto se observa en la tabla 8.11.

Tabla 8.10. Caudales para ensayos de socavación

Caudales para Ensayos de Socavación				
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal Real (m3/s)	Caudal contra el pilar (m3/s)	Caudal Transformado (l/s)
Dick Peshcke	2000	360.50	41.11	27.57
P-6	2000	772.00	85.94	57.63
P-7	2000	732.40	81.69	54.78
P-8	2000	698.40	78.14	52.40
Dick Peshcke	1000	288.00	33.95	22.76
P-6	1000	614.30	69.08	46.32
P-7	1000	581.40	65.44	43.88
P-8	1000	554.50	62.46	41.88
Dick Peshcke	500	225.10	27.31	18.31
P-6	500	470.40	53.28	35.72
P-7	500	463.90	52.62	35.28
P-8	500	440.80	50.05	33.56
Dick Peshcke	200	161.40	20.29	13.61
P-6	200	341.30	39.13	26.24
P-7	200	328.50	37.89	25.41
P-8	200	314.40	36.39	24.40
Dick Peshcke	100	118.90	15.38	10.31
P-6	100	256.60	30.67	20.56
P-7	100	245.70	29.56	19.82
P-8	100	234.00	28.31	18.99
Dick Peshcke	50	87.80	12.29	8.24
P-6	50	187.90	23.22	15.57
P-7	50	178.20	22.18	14.88
P-8	50	169.20	21.20	14.22

Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.11. Resumen de caudales a considerar en los ensayos de socavación

Caudales Objetivo para Ensayos de Socavación			
Nro.	Periodo de Retorno	Intervalo de Caudal Objetivo (lt/s)	Caudal Objetivo (lt/s)
1	50	8 - 13	10
2	100	14 - 17	15
3	100	18 - 23	20
4	200	24 - 28	25
5	500	29 - 35	35

Fuente: Elaboración Propia

Con estos caudales objetivo se moduló el sistema de bombeo para ejecutar los ensayos de socavación.

- Niveles del Terreno a Considerar para los Ensayos de Socavación

  Como se describió en el título anterior, los ensayos se dividieron en 3 grupos variando el nivel del terreno en cada uno. Para describir los niveles considerados primero debemos describir el nivel de referencia tomado para medir la cota del terreno y su variación en el tiempo.

  El canal, al tener una altura definida (522mm) y al tener la altura del pilar definida también, considerando 100 mm de arena, 100 mm de zapata y 100 mm de pilar. Tomamos como nivel de referencia el tope de la altura del canal y a partir de ahí se tomarán las mediciones de los niveles del terreno y de las variaciones de este durante los ensayos, como se observa en la figura 8.2.

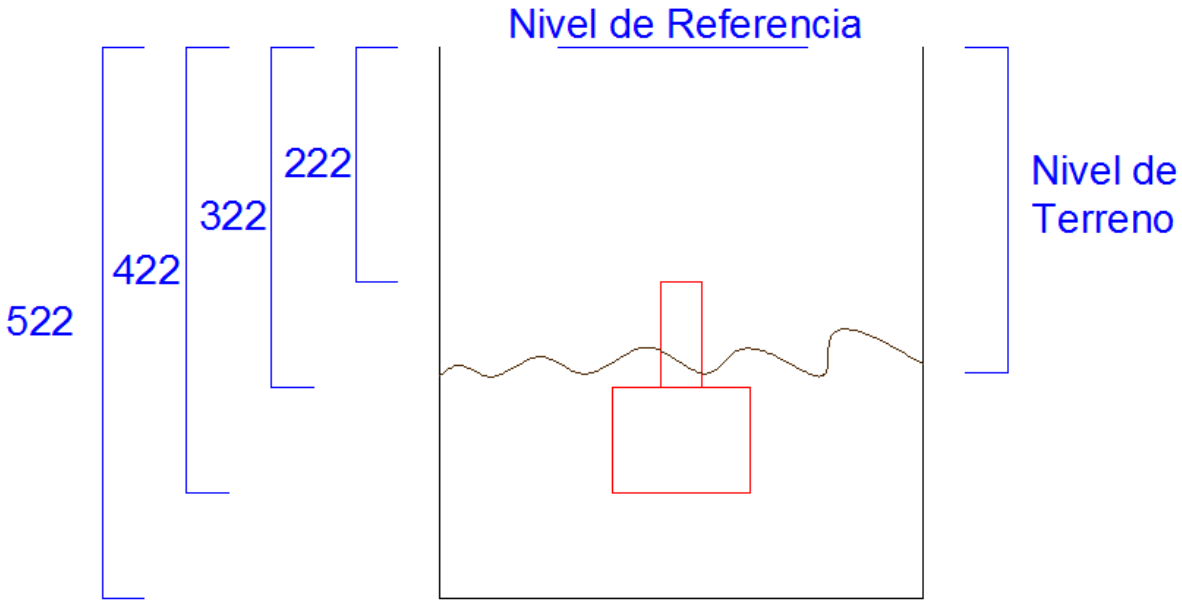
  Para el grupo 1 se consideró una altura del terreno que medido desde el nivel de referencia es de 287 mm que en escala real refleja una altura sobre la zapata de 1.75 m. Para el grupo 2 se consideró que la altura del terreno coincide con la altura de del tope de concreto de la zapata. Finalmente, para el grupo 3 se consideró un nivel de terreno, medido desde el nivel de referencia, de 350 mm que en escala real es 1.40 m bajo el tope de concreto de la zapata.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura 8.2. Nivel de referencia para mediciones en ensayos



Fuente: Elaboración Propia

Considerando las condiciones dadas se tiene un total de 15 ensayos a realizar. Adicional a esto se considerarán 3 ensayos que tratarán de emular el acorazamiento del lecho que ocurre cuando las partículas mayores del suelo se mantienen en la fosa de socavación y así reducen el efecto de este fenómeno, esto se realizará para cada grupo de ensayos teniendo un total de 18 ensayos.

Se debe aclarar que para la comparación con los datos encontrados en el capítulo 7 se debe realizar con los resultados de los ensayos del grupo 2 ya que en las condiciones reales, las cuales fueron consideradas para la determinación de la socavación teórica, el nivel del terreno coindice con el nivel del tope de concreto de la zapata.

8.4.2.2. Procedimiento y Toma de Datos de Ensayos de Socavación

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de hidráulica de la Universidad Nacional San Agustín con el canal modular y su circuito cerrado explicado en títulos anteriores.

El procedimiento seguido para ejecutar los ensayos es el siguiente:

- Revisión del sistema de bombeo, para ambos ensayos se usaron una combinación las bombas Meba y Humboldt, el canal modular debe estar

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

alineado, nivelado y con las juntas selladas con silicona. La piscina y la poza de regulación deben contar con el volumen suficiente para asegurar la continuidad del flujo en el circuito cerrado. Las tuberías de succión e inducción deben estar aseguradas para evitar filtraciones. Esto se debe realizar esporádicamente durante la realización de los ensayos.

Fotografía 8.11. Instalaciones para Ensayos de Socavación

Fuente: Elaboración Propia

- Se colocó la arena propuesta para la realización de los ensayos de socavación a lo largo del canal modular hasta llegar al nivel propuesto en cada grupo de ensayos. Se humedeció la superficie hasta llegar a la saturación total del lecho para emular las condiciones reales del terreno.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.12. Arena nivelada antes del ensayo

Fuente: Elaboración Propia

- Previo al ensayo de socavación, se determinó la modulación del sistema de bombeo para llegar a los caudales propuestos durante los ensayos de socavación, por lo que antes de cada ensayo se calibró cada bomba y se verificó su nivel de combustible.
- Durante cada ensayo, se midió el tirante antes de llegar al pilar, se midió los niveles de socavación cada minuto durante la duración de los ensayos todo esto respecto al nivel de referencia propuesto, así mismo se observó el desarrollo de la socavación alrededor del pilar.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.13. Medición de profundidad de socavación

Fuente: Elaboración Propia

- Para medir la velocidad del flujo, se usó una pelota de tecnopor, que flotaba en el agua, ya que el canal es modular se colocó la pelota al inicio de un módulo y se midió el tiempo que le tomaba a la pelota llegar a terminar los 6 metros que representan 2 módulos. Esta velocidad se encontró con una relación simple entre distancia entre tiempo.

Fotografía 8.14. Medición de velocidad del flujo

Fuente: Elaboración Propia

- Para medir el caudal se usó la compuerta de 90 grados en el canal modular, se midió el tirante antes de la compuerta (y1), y la abertura de la compuerta (a) con la fórmula propuesta por la Universidad Nacional de Colombia (Marbello Pérez, 2008) se calculó el caudal que escurre a

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

través del canal. Las variables B es para el ancho del canal, g para la gravedad y el Cd se calcula por un ábaco propuestos por el autor el cual se encuentra en el capítulo 2.

$$Q = Cd * a * B * \sqrt{2gy1}$$

Fotografía 8.15. Medición de tirante para cálculo de caudal

Fuente: Elaboración Propia

- Finalmente, si ya no se observa progreso en el fenómeno de la socavación se paraliza las mediciones y se procede a la desactivación de las bombas. Se observó las ondas y la deformación formada por flujo del agua, se midió la fosa de socavación y se corroboró las medidas finales de socavación.
- Para continuar con el siguiente ensayo se niveló la superficie del terreno a lo largo del canal a la altura necesaria según el grupo de ensayos a realizar.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

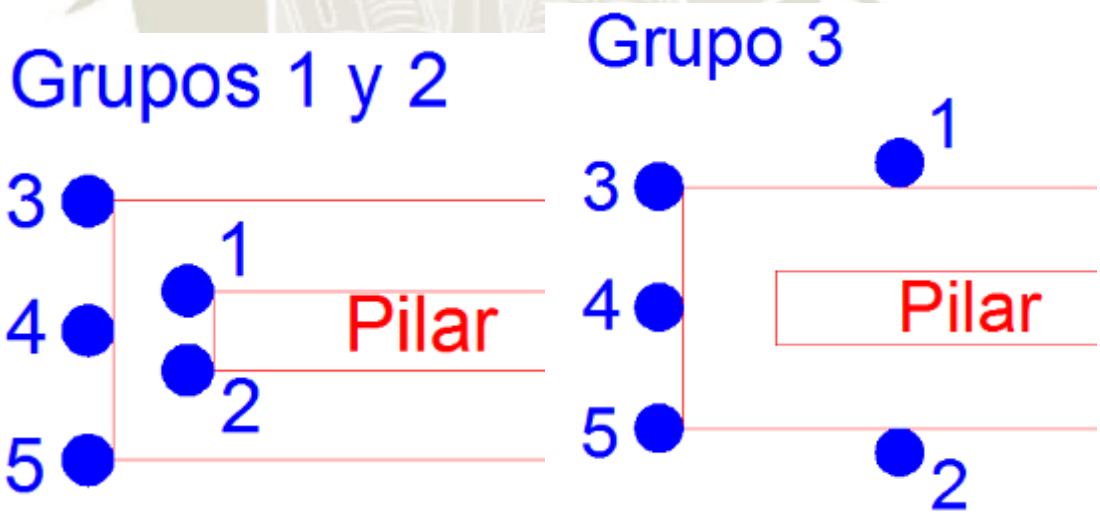
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.16. Medición de la fosa de socavación

Fuente: Elaboración Propia

- Los datos obtenidos durante este procedimiento son el caudal que escurre a través del prototipo, la velocidad del flujo, las dimensiones de la fosa de socavación y la profundidad de la fosa de socavación.
- Los puntos en donde se realizaron las mediciones de la profundidad de socavación se observan en la figura 8.3, en donde se ve que difieren entre grupos de ensayos.

Figura 8.3. Puntos de medición de la profundidad de socavación.



Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8.4.3. Análisis de Datos de Ensayos de Socavación

Los datos obtenidos en los ensayos de socavación se adjuntan en los anexos, en el presente título se analizan estos y se presentan datos precisos que ayudarán a llegar a las conclusiones del presente proyecto de tesis.

8.4.3.1. Grupo 1

Como se explicó en los títulos anteriores, este grupo de ensayos considera un nivel de terreno por encima del tope de concreto de la zapata y considera los caudales propuestos. Se presentan los resultados máximos para cada ensayo.

Tabla 8.12. Resultados ensayos grupo 1-1

Grupo 1 de Ensayos de Socavación						
Ensayo	Caudal Teórico (lt/s)	Caudal Real (lt/s)	Diferencia	Velocidad (m/s)	Tirante Normal (mm)	Socavación Prototipo (mm)
Ensayo 1: 8-13 lt/s	10.00	10.91	109%	0.385	65.00	94.00
Ensayo 2: 14-17 lt/s	15.00	16.98	113%	0.459	76.00	128.00
Ensayo 3: 24 - 28 lt/s	25.00	24.10	96%	0.633	91.00	114.00
Ensayo 4: 18 - 23 lt/s	20.00	20.69	103%	0.432	83.00	92.00
Ensayo 5: 29 - 35 lt/s	35.00	34.94	100%	0.679	102.00	169.00
Ensayo 1 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	35.00	35.69	102%	0.679	102.00	111.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8.13. Resultados ensayos grupo 1-2

Grupo 1 de Ensayos de Socavación						
Ensayo	Socavación Real (m)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Longitud Fosa (m)	Ancho Fosa (m)	Área Fosa (m2)
Ensayo 1: 8-13 lt/s	4.70	0.241	Lecho Vivo	0.30	0.36	0.086
Ensayo 2: 14-17 lt/s	6.40	0.247	Lecho Vivo	0.23	0.30	0.055
Ensayo 3: 24 - 28 lt/s	5.70	0.255	Lecho Vivo	0.26	0.34	0.071
Ensayo 4: 18 - 23 lt/s	4.60	0.251	Lecho Vivo	0.22	0.32	0.057
Ensayo 5: 29 - 35 lt/s	8.45	0.259	Lecho Vivo	0.35	0.40	0.110
Ensayo 1 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	5.55	0.259	Lecho Vivo	0.33	0.37	0.096

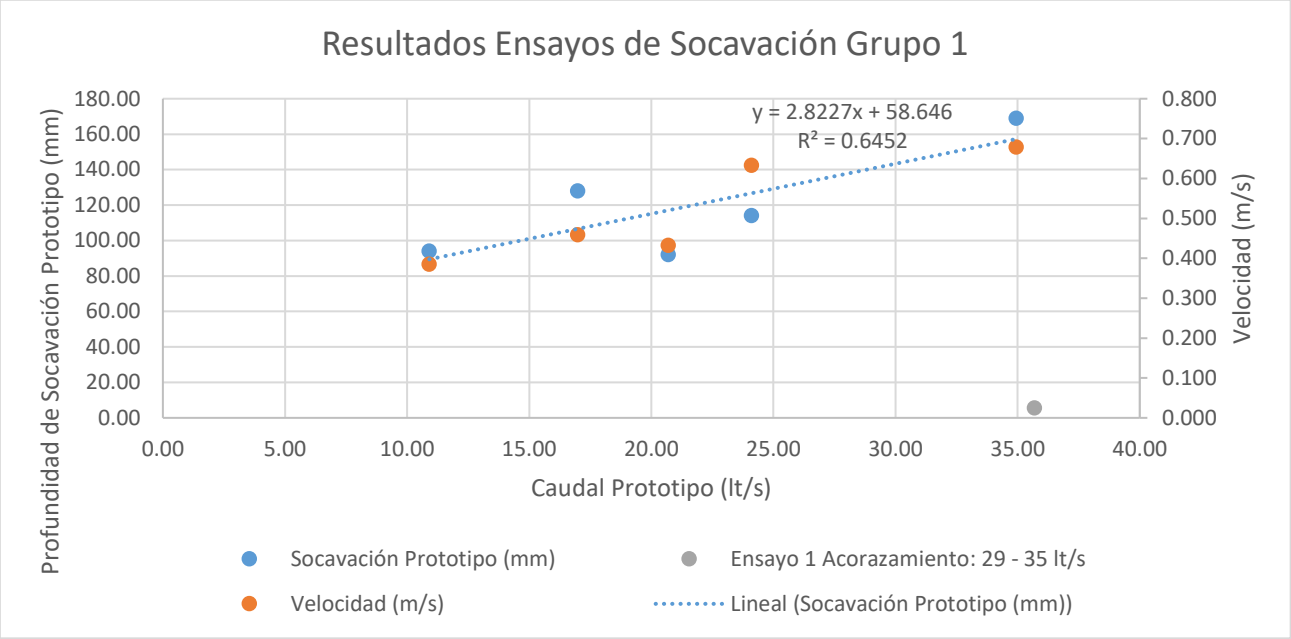
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

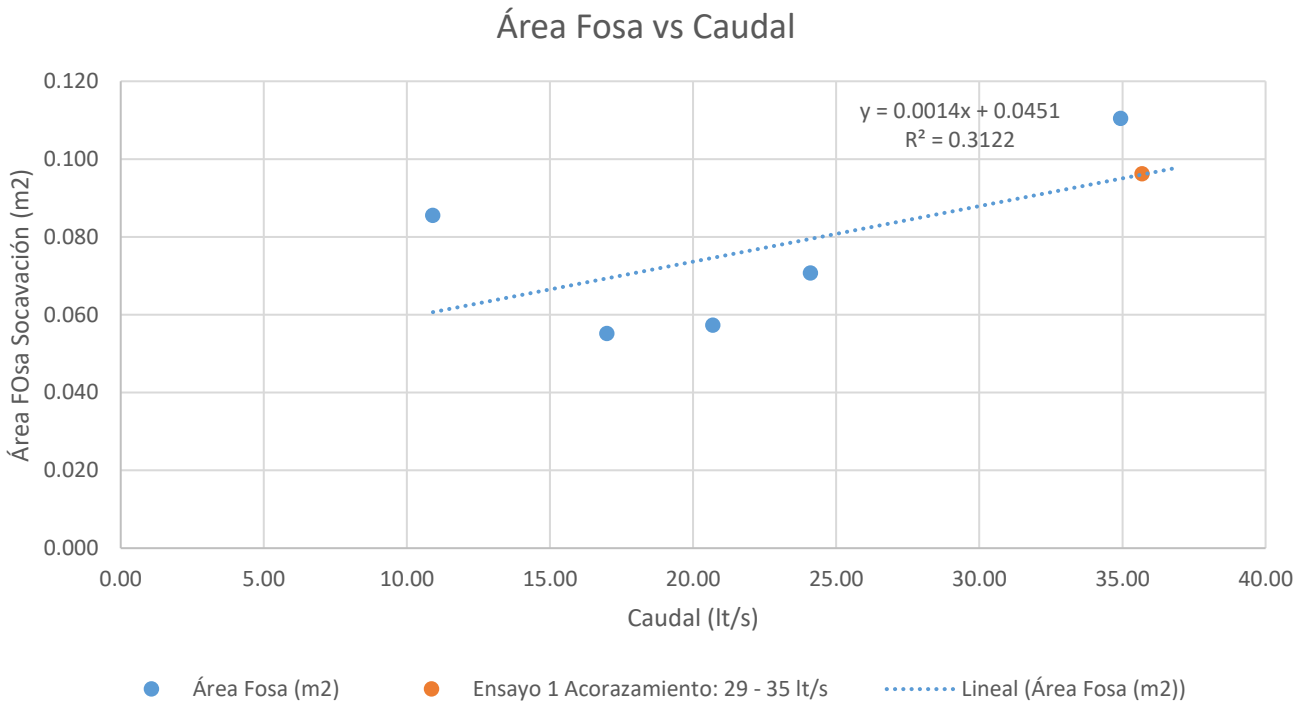
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.2. Resultados socavación grupo 1-1



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 8.3. Resultados socavación grupo 1-2



Fuente: Elaboración Propia

Se observa que la diferencia entre los caudales objetivos y los caudales reales obtenidos durante la ejecución de los ensayos no supera el 10% por lo que se acepta la validez de los valores de esta variable. Se logró nivelar el terreno al nivel propuesto para todos los ensayos de este grupo y se

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

observó el desarrollo de la socavación. En todos los casos el comportamiento de la socavación se realizó según lo descrito por el HEC-18, sabiendo que el terreno es un suelo granular, el fenómeno se comporta de manera asintótica sin depender del tiempo por lo que los ensayos realizados tuvieron una duración de entre 20 y 30 minutos.

Fotografía 8.17. Nivel del lecho ensayos grupo 1

Fuente: Elaboración Propia

La socavación máxima obtenida para este grupo fue de 169 mm en el prototipo que en escala real es de 8.45 metros para un periodo de retorno de 500 años, mientras que la socavación mínima fue de 92 mm o 4.6 metros para un periodo de retorno de 100 años, con esto se observa la directa relación entre el periodo de retorno con la socavación máxima. Sin embargo cabe resaltar que la socavación obtenida con periodos de retorno de 50 y 100 años fueron iguales o mayores al valor mínimo considerado por lo que se debe tener mayor observación en esta relación.

Se observa que en ningún caso se presenta el régimen de aguas claras ya que la velocidad en todos los ensayos superó en más de un 50% a la velocidad erosiva, por lo que en todos los casos la socavación máxima fue afectada por el transporte de sedimento a lo largo del canal.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

En el ensayo en donde se realizó el acorazamiento del lecho se obtuvo una reducción del 35% de la profundidad de socavación y un 13% de reducción en el área de la fosa, por lo que se presenta como buena alternativa para combatir el desarrollo de este fenómeno.

Al finalizar los ensayos se observó la fosa de socavación y la formación de dunas antes y después del pilar.

Fotografía 8.18. Fosa de socavación y formación de dunas grupo 1

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 8.14 se observa un resumen de las alturas de socavación alcanzadas en cada ensayo. Solo en el ensayo 5 que representa a un periodo de retorno de 500 años y con un caudal de 35 lt/s, se descubrió el fondo de la zapata lo que daría pie a una posible inestabilidad de la estructura quedando solo el 66% del estrato bajo el pilar.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.14. Resumen de alturas de socavación grupo 1

Resumen de Alturas de Socavación Grupo 1						
Ensayo	Altura de Estrato Prototipo (mm)	Altura de Estrato Real (m)	Socavación (mm)	Socavación Real (m)	Estrato Sin Socavar (mm)	Estrato Sin Socavación (m)
Ensayo 1: 8-13 lt/s	235	11.75	94.00	4.7	141	7.05
Ensayo 2: 14-17 lt/s	235	11.75	128.00	6.4	107	5.35
Ensayo 3: 24 - 28 lt/s	235	11.75	114.00	5.7	121	6.05
Ensayo 4: 18 - 23 lt/s	235	11.75	92.00	4.6	143	7.15
Ensayo 5: 29 - 35 lt/s	235	11.75	169.00	8.45	66	3.3
Ensayo 1 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	235	11.75	111.00	5.55	124	6.2

Fuente: Elaboración Propia

Se observa en ambas gráficas que el coeficiente de correlación entre el caudal y la socavación así como con la fosa, son menores a 1 y están muy alejadas de este lo que muestra su falta de relación lineal entre estas variables para estos resultados.

8.4.3.2. Grupo 2

En este grupo se consideraron los caudales propuestos con un terreno nivelado tal que coincida con el tope de concreto de la zapata, resultados que deberían acercarse a la realidad del puente Siguas. Se presentan los resultados máximos para cada ensayo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.15. Resultados ensayos grupo 2-1

Grupo 2 de Ensayos de Socavación						
Ensayo	Caudal Teórico (lt/s)	Caudal Real (lt/s)	Diferencia	Velocidad (m/s)	Tirante Normal (mm)	Socavación Prototipo (mm)
Ensayo 6: 8-13 lt/s	10.00	10.05	1.01	0.367	80.00	86.00
Ensayo 7: 14-17 lt/s	15.00	15.05	1.00	0.375	105.00	115.00
Ensayo 8: 24 - 28 lt/s	20.00	21.25	1.06	0.472	115.00	125.00
Ensayo 9: 18-23 lt/s	25.00	28.53	1.10	0.476	130.00	136.00
Ensayo 10: 29 - 35 lt/s	35.00	34.94	1.00	0.682	155.00	166.00
Ensayo 2 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	35.00	39.65	1.13	0.682	155.00	134.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8.16 Resultados ensayos grupo 2-2

Grupo 2 de Ensayos de Socavación						
Ensayo	Socavación Real (m)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Longitud Fosa (m)	Ancho Fosa (m)	Área Fosa (m2)
Ensayo 6: 8-13 lt/s	4.30	0.249	Lecho Vivo	0.15	0.36	0.051
Ensayo 7: 14-17 lt/s	5.75	0.261	Lecho Vivo	0.22	0.34	0.062
Ensayo 8: 24 - 28 lt/s	6.25	0.265	Lecho Vivo	0.25	0.33	0.066
Ensayo 9: 18-23 lt/s	6.80	0.270	Lecho Vivo	0.34	0.33	0.088
Ensayo 10: 29 - 35 lt/s	8.30	0.278	Lecho Vivo	0.27	0.32	0.068
Ensayo 2 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	6.70	0.278	Lecho Vivo	0.27	0.32	0.068

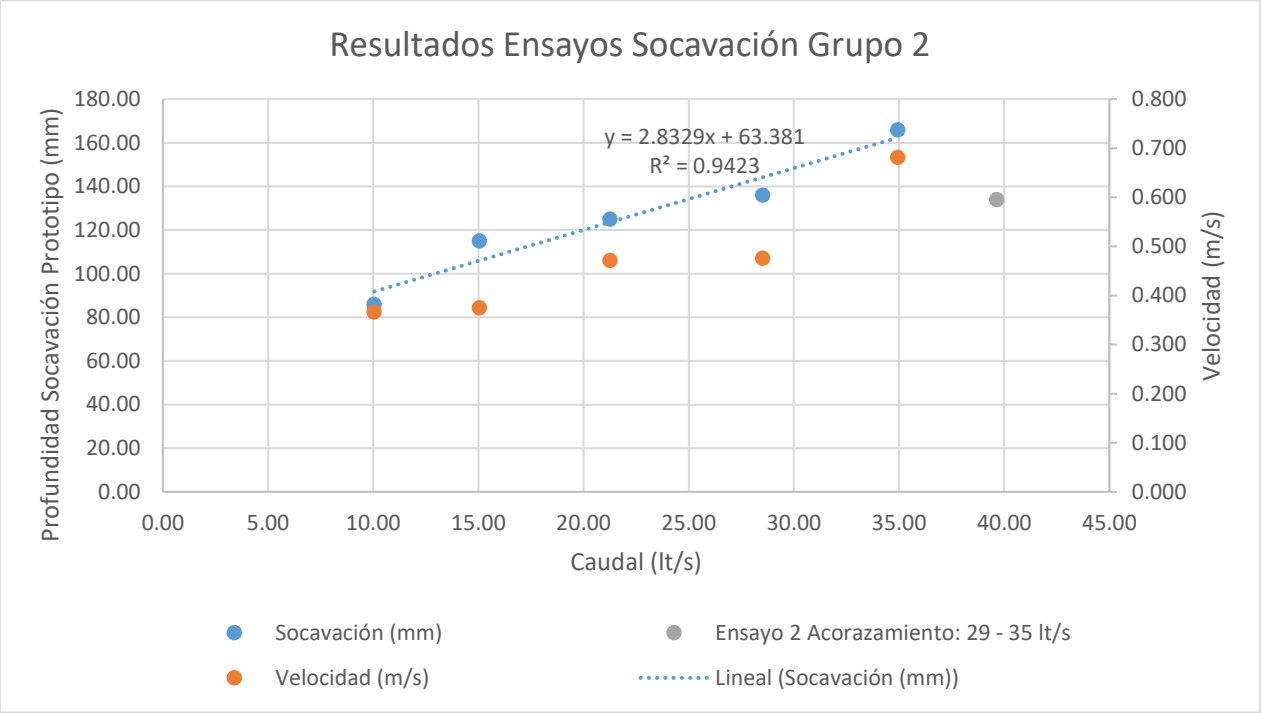
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.4. Resultados socavación grupo 2-1



Fuente: Elaboración Propia

Se observó que la diferencia máxima del caudal real y el caudal teórico para este grupo fue de 13% se acepta este conjunto de datos considerando que esta diferencia es positiva.

En todos los casos se logró nivelar el terreno a la cota propuesta por este grupo, teniendo una duración de los ensayos de entre 20 y 30 minutos.

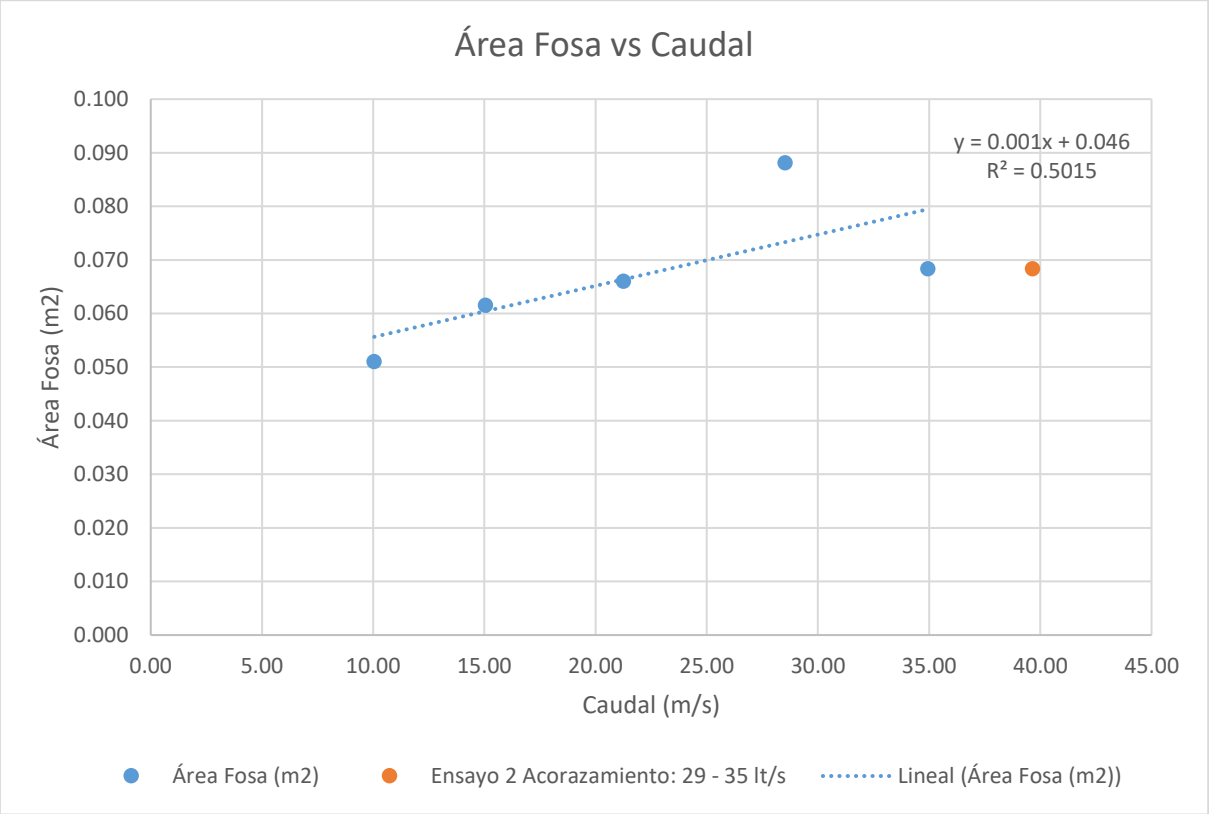
La socavación máxima obtenida para este grupo fue de 166 mm en el prototipo que en escala real es de 8.30 metros para un periodo de retorno de 500 años, mientras que la socavación mínima fue de 86 mm o 4.30 metros para un periodo de retorno de 50 años, observando los resultados en todos los casos se nota la relación lineal.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.5. Resultados socavación grupo 2-2



Fuente: Elaboración Propia

Se observa que en ningún caso se presenta el régimen de aguas claras ya que la velocidad en todos los ensayos superó en más de un 50% a la velocidad erosiva, por lo que en todos los casos la socavación máxima fue afectada por el transporte de sedimento a lo largo del canal.

En el ensayo en donde se realizó el acorazamiento del lecho se obtuvo una reducción del 26% de la profundidad de socavación pero no se obtuvo reducción en el área de la fosa, a pesar de esto el acorazamiento del lecho se presenta como un fenómeno beneficioso para el desarrollo de la socavación.

En la tabla 8.17 se observa un resumen de las alturas de socavación alcanzadas en cada ensayo. En esta tabla se observa que en todos los casos se descubrió el fondo de la zapata, excepto en el ensayo 6 de periodo de retorno de 50 años, se debe tener en cuenta que el estrato de suelo para este grupo de ensayos tiene menor altura y que las profundidades de socavación no difieren tanto con las encontradas en el grupo 1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.17.Resumen Altura de Socavación Grupo 2

Resumen de Alturas de Socavación Grupo 1						
Ensayo	Altura de Estrato Prototipo (mm)	Altura de Estrato Real (m)	Socavación (mm)	Socavación Real (m)	Estrato Sin Socavar (mm)	Estrato Sin Socavación (m)
Ensayo 6: 8-13 lt/s	200	10	86.00	4.3	114.00	5.7
Ensayo 7: 14-17 lt/s	200	10	115.00	5.75	85	4.25
Ensayo 8: 24 - 28 lt/s	200	10	125.00	6.25	75	3.75
Ensayo 9: 18-23 lt/s	200	10	136.00	6.8	64	3.2
Ensayo 10: 29 - 35 lt/s	200	10	166.00	8.3	34	1.7
Ensayo 2 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	200	10	134.00	6.7	66	3.3

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el coeficiente de correlación en la gráfica 8.4 es muy próximo a 1 lo que indica una tendencia lineal de los datos de socavación, sin embargo los resultados de la fosa de socavación, en la gráfica 8.5, no están muy apegados a la distribución lineal.

Fotografía 8.19. Nivelación del terreno para ensayos grupo 2

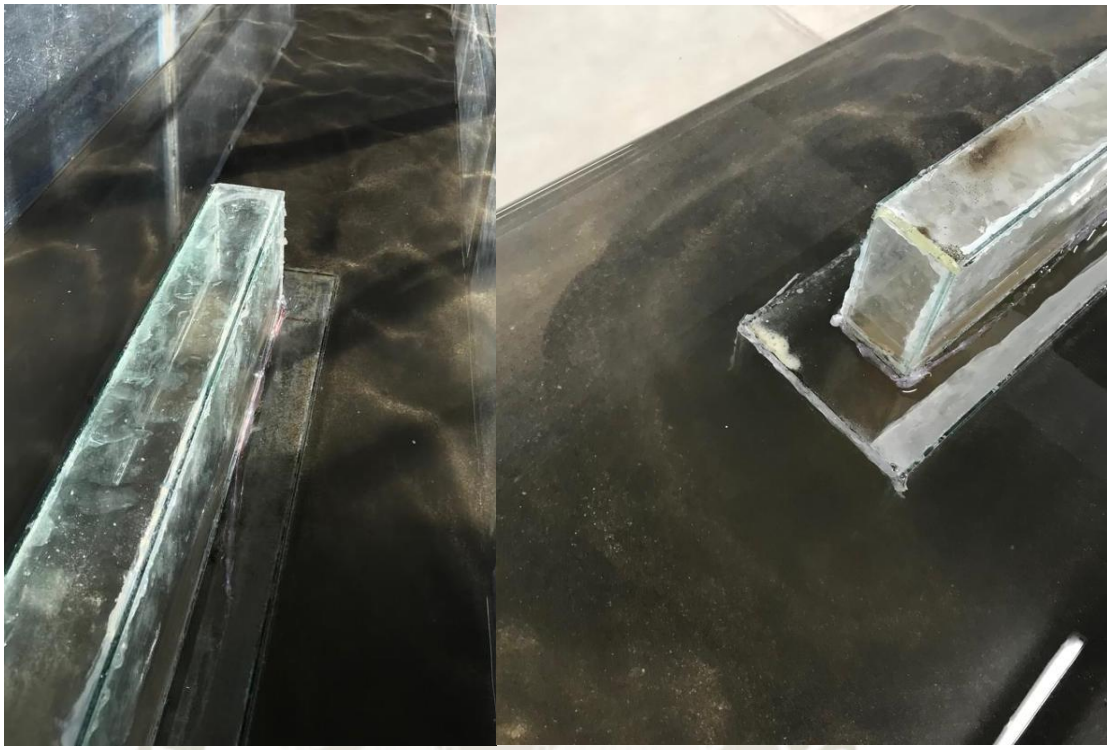
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.20. Fosa de socavación y formación de dunas grupo 2



Fuente: Elaboración Propia

8.4.3.3. Grupo 3

Para este grupo se consideró el nivel del terreno más crítico para el prototipo en estudio, respetando los caudales objetivos. Se presentan los resultados máximos para cada ensayo.

Se observó que todas las diferencias entre los caudales objetivos y los caudales reales fueron positivas, teniendo una diferencia aceptable en cada uno de ellos exceptuando el caudal en el ensayo 11.

En todos los casos se logró nivelar el terreno a la cota propuesta por este grupo, teniendo una duración de los ensayos de entre 20 y 30 minutos.

La socavación máxima obtenida para este grupo fue de 163 mm en el prototipo que en escala real es de 8.15 metros para un periodo de retorno de 500 años, mientras que la socavación mínima fue de 73 mm o 3.65 metros para un periodo de retorno de 50 años.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 8.18. Resultados ensayos grupo 3-1

Grupo 3 de Ensayos de Socavación						
Ensayo	Caudal Teórico (lt/s)	Caudal Real (lt/s)	Diferencia	Velocidad (m/s)	Tirante Normal (mm)	Socavación Prototipo (mm)
Ensayo 11: 8-13 lt/s	10.00	13.01	1.30	0.272	100.00	73.00
Ensayo 12: 14-17 lt/s	15.00	16.48	1.10	0.305	109.00	87.00
Ensayo 13: 24 - 28 lt/s	20.00	21.53	1.08	0.423	125.00	97.00
Ensayo 14: 18-23 lt/s	25.00	28.92	1.16	0.570	150.00	118.00
Ensayo 15: 29 - 35 lt/s	35.00	38.91	1.11	0.682	169.00	163.00
Ensayo 3 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	35.00	37.74	1.08	0.698	169.00	118.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8.19. Resultados ensayos grupo 3-2

Grupo 3 de Ensayos de Socavación						
Ensayo	Socavación Real (m)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Longitud Fosa (m)	Ancho Fosa (m)	Área Fosa (m2)
Ensayo 11: 8-13 lt/s	3.65	0.259	Lecho Vivo	0.21	0.33	0.057
Ensayo 12: 14-17 lt/s	4.35	0.262	Lecho Vivo	0.25	0.35	0.071
Ensayo 13: 24 - 28 lt/s	4.85	0.268	Lecho Vivo	0.24	0.36	0.071
Ensayo 14: 18-23 lt/s	5.90	0.277	Lecho Vivo	0.34	0.40	0.108
Ensayo 15: 29 - 35 lt/s	8.15	0.282	Lecho Vivo	0.35	0.40	0.110
Ensayo 3 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	5.90	0.282	Lecho Vivo	0.27	0.32	0.068

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que en ningún caso se presenta el régimen de aguas claras ya que la velocidad en todos los ensayos superó en más de un 50% a la velocidad erosiva, por lo que en todos los casos la socavación máxima fue afectada por el transporte de sedimento a lo largo del canal.

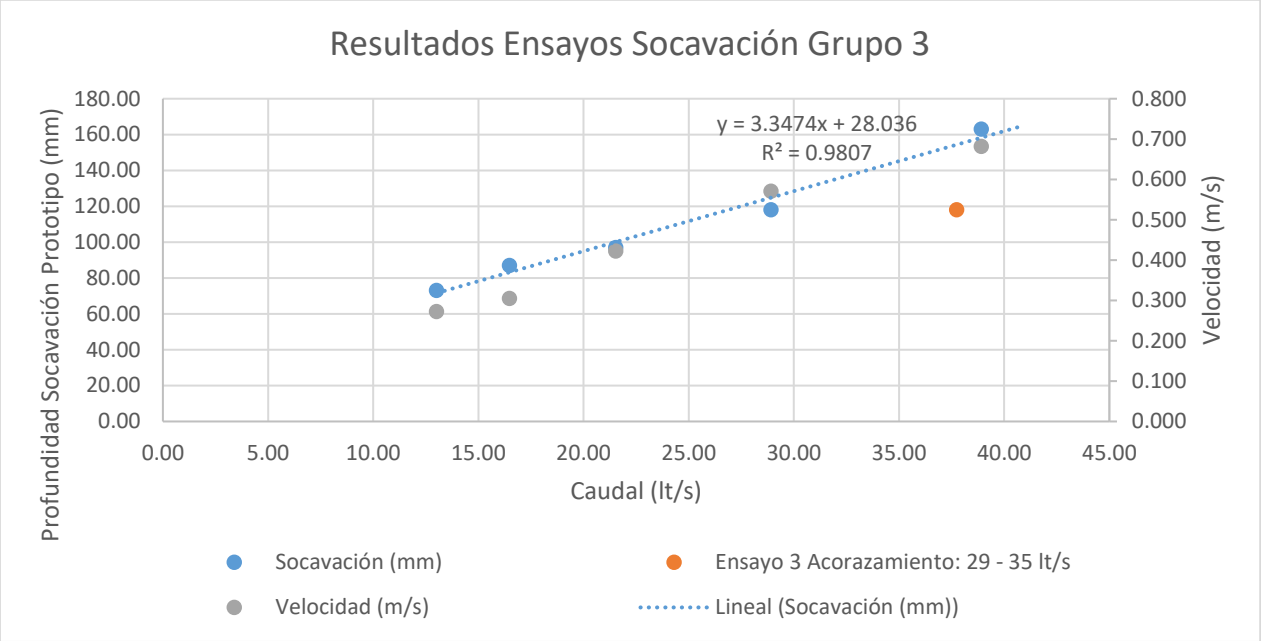
En el ensayo en donde se realizó el acorazamiento del lecho se obtuvo una reducción del 28% de la profundidad de socavación y de un 38% en la fosa de socavación.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

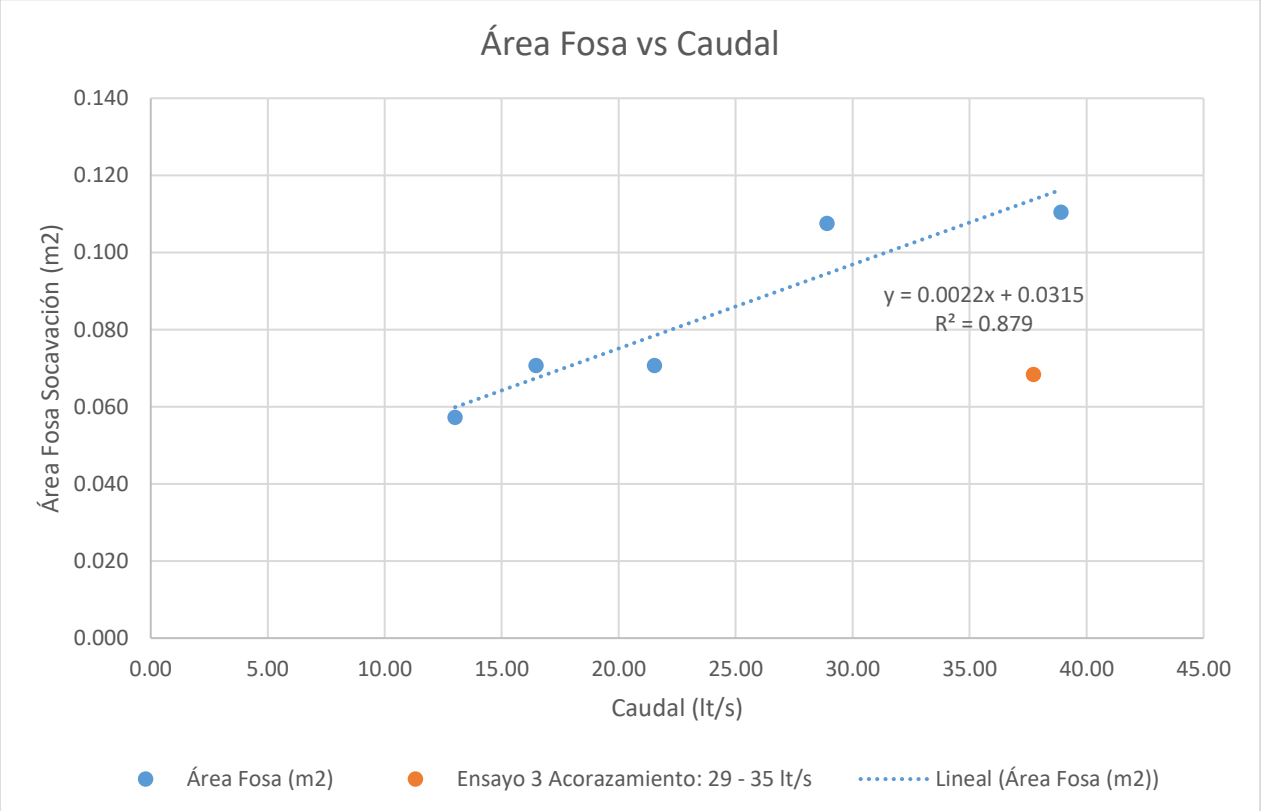
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.6. Resultados socavación grupo 3-1



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 8.7. Resultados socavación grupo 3-2



Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 8.20 se observa un resumen de las alturas de socavación alcanzadas en cada ensayo. En esta tabla se observa que en todos los casos se descubrió el fondo de la zapata, a diferencia de los grupos anteriores a

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

este el estrato sobre el fondo de la zapata es mucho menor y el ancho del pilar es mucho mayor por lo que ante periodos de retorno menores se obtuvo resultados críticos para el prototipo ya que ante un periodo de retorno de 50 años se obtuvo una socavación que afectaría la estabilidad del puente Siguas.

Tabla 8.20. Resumen Altura de Socavación Grupo 3

Resumen de Alturas de Socavación Grupo 1						
Ensayo	Altura de Estrato Prototipo (mm)	Altura de Estrato Real (m)	Socavación (mm)	Socavación Real (m)	Estrato Sin Socavar (mm)	Estrato Sin Socavación (m)
Ensayo 11: 8-13 lt/s	172	8.6	73.00	3.65	99.00	4.95
Ensayo 12: 14-17 lt/s	172	8.6	87.00	4.35	85	4.25
Ensayo 13: 24 - 28 lt/s	172	8.6	97.00	4.85	75	3.75
Ensayo 14: 18-23 lt/s	172	8.6	118.00	5.9	54	2.7
Ensayo 15: 29 - 35 lt/s	172	8.6	163.00	8.15	9	0.45
Ensayo 3 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s	172	8.6	118.00	5.9	54	2.7

Fuente: Elaboración Propia

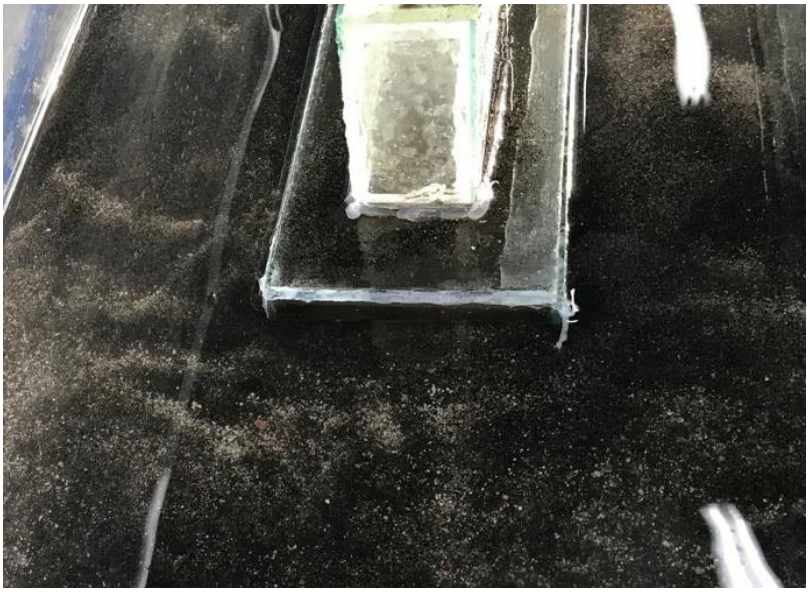
Se observa que el coeficiente de correlación en la gráfica 8.6 es muy próximo a 1 lo que indica una tendencia lineal de los datos de socavación, sin embargo los resultados de la fosa de socavación, en la gráfica 8.7, no están muy apegados a la distribución lineal.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

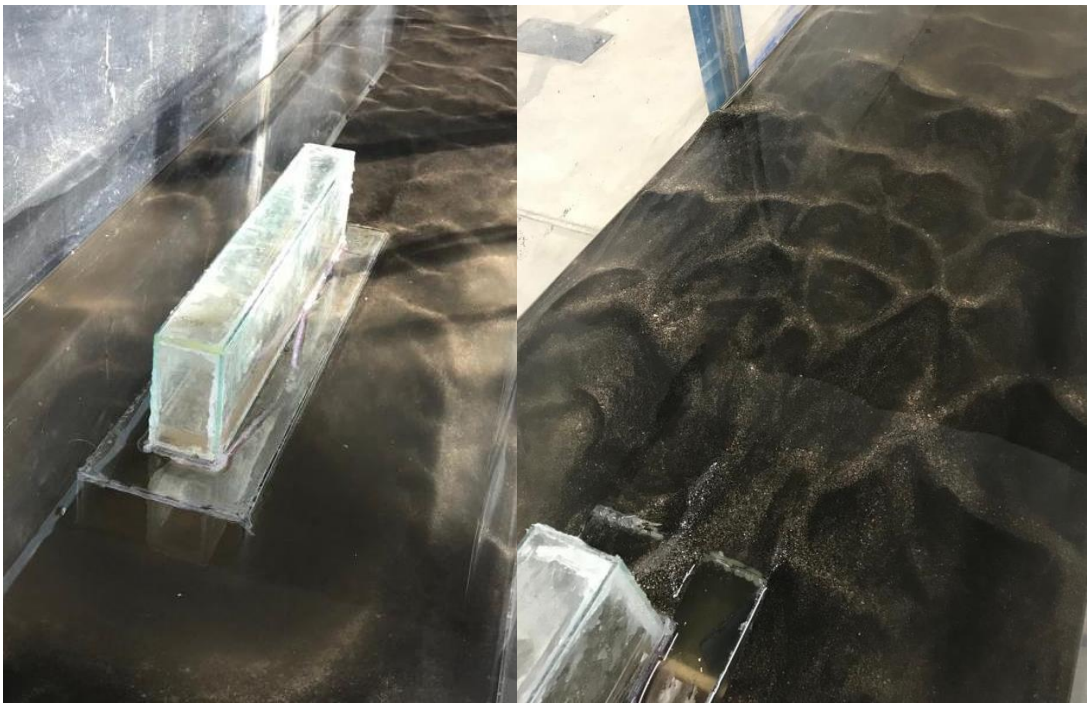
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía 8.21. Nivelación del terreno para ensayos del grupo 3



Fuente: Elaboración Propia

Fotografía 8.22. Fosa de socavación y formación de dunas grupo 3



Fuente: Elaboración Propia

8.4.3.4. Análisis de Resultados de Ensayos de Socavación

Se observó en el transcurso de los ensayos que la socavación es directamente proporcional al caudal y a la velocidad del flujo que escurre a través del pilar. Como lo describe Melville (1976) para sedimentos homogéneos la

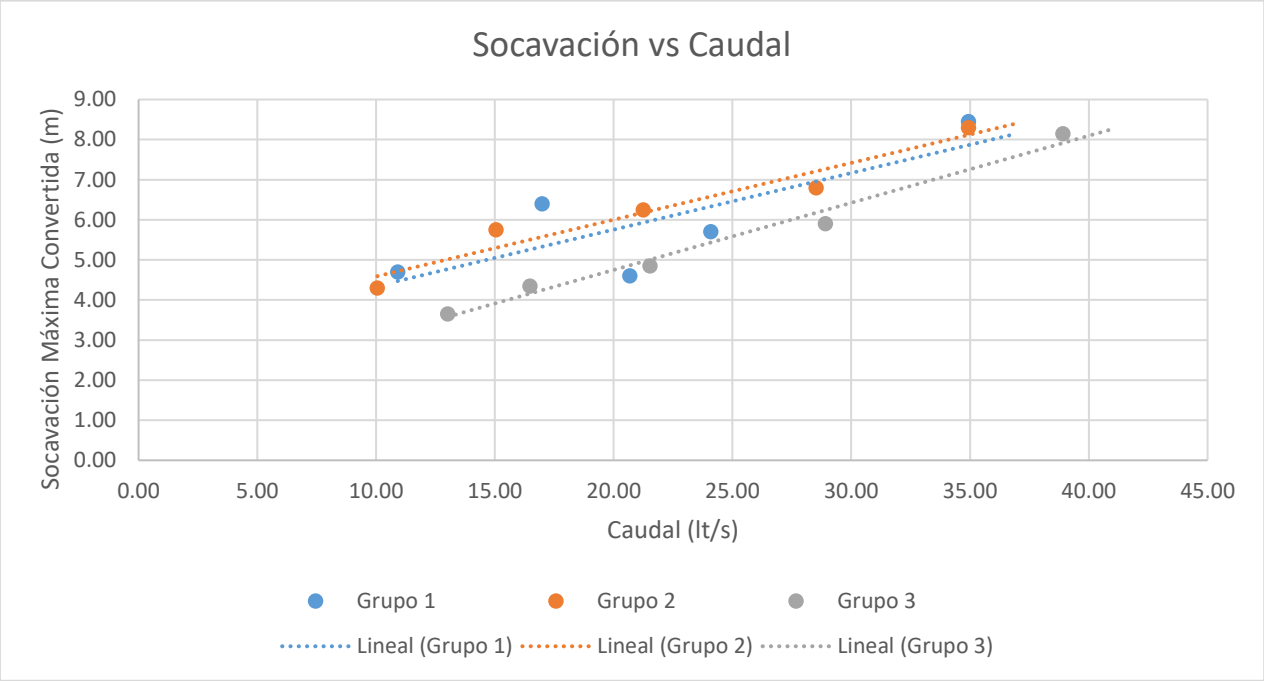
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

socavación se desarrolla conforme la relación entre la velocidad del flujo y la velocidad erosiva aumenta hasta llegar a un máximo.

Gráfica 8.8. Socavación (m) vs Caudal (lt/s)



Como se observa en todos los casos la tendencia al crecimiento de los datos es positiva según aumenta el caudal del flujo. Estos datos convertidos de socavación máxima se tratan de datos específicos medidos desde el nivel del terreno inicial en donde se desarrolló el ensayo de socavación.

Según los resultados obtenidos, se tomó todos los datos máximos medidos de socavación desde el nivel de referencia para realizar una comparación de estos y así ver la incidencia de la variable del nivel del cauce en el canal, esto se expone en la gráfica 8.9.

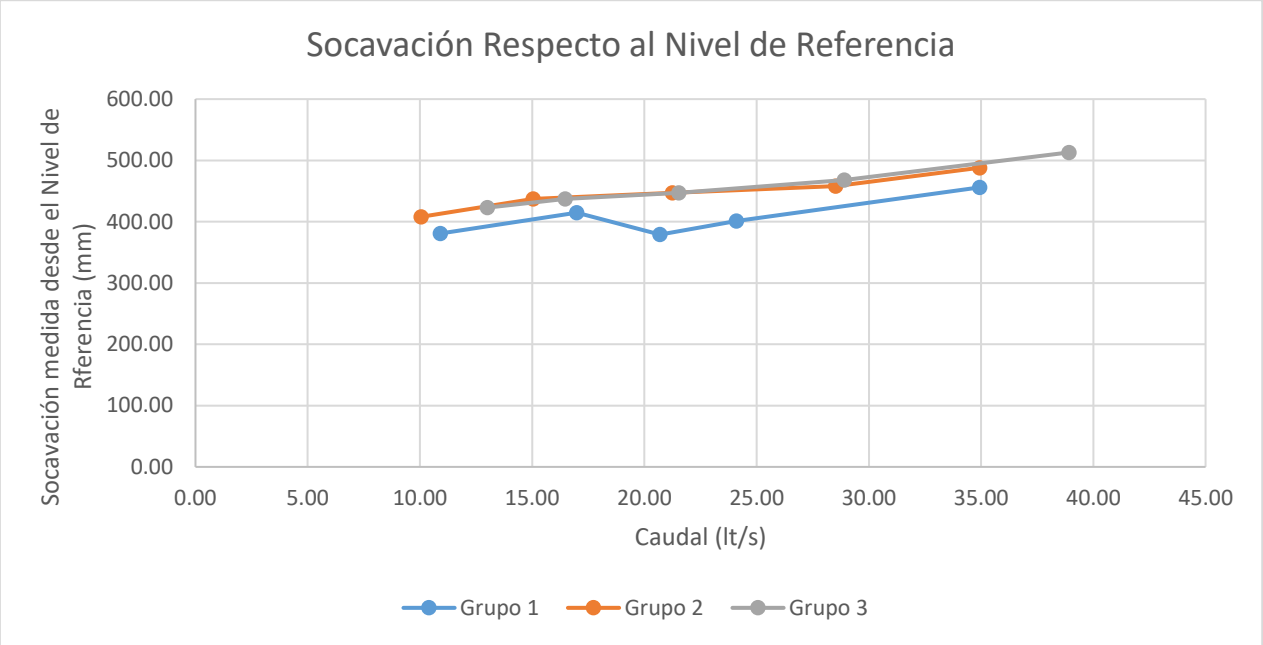
Se observa que para el grupo 1, se tiene menores niveles de socavación comparando los resultados con los obtenidos en los grupos 2 y 3 en donde los resultados tienen una diferencia del 5%.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.9. Socavación de ensayos medida desde el nivel de referencia



Fuente: Elaboración Propia

Según la observación realizada durante el proceso de experimentación se notó que en los ensayos del grupo 2 en donde el nivel del lecho coincidía con el nivel del tope de zapata del prototipo, al ser el material del lecho un suelo granular al momento de iniciar el ensayo, los niveles alrededor de pilar tardaron menos de 2 minutos en disminuir su cota hasta alcanzar a los ensayos del grupo 3, por lo que los resultados finales coinciden con los obtenidos en este último ensayo.

Se realizaron 3 ensayos con el objetivo de analizar el acorazamiento del lecho, se tomó en cuenta el caudal máximo obtenido en cada grupo de ensayos y para cada nivel del terreno de cada grupo.

Se observó que la socavación máxima alcanzada fue menor en todos los casos analizados, en el grupo 1 se redujo en un 34% el efecto de la socavación, en el grupo 2 se redujo en un 19% y el grupo 3 se redujo en un 28%.

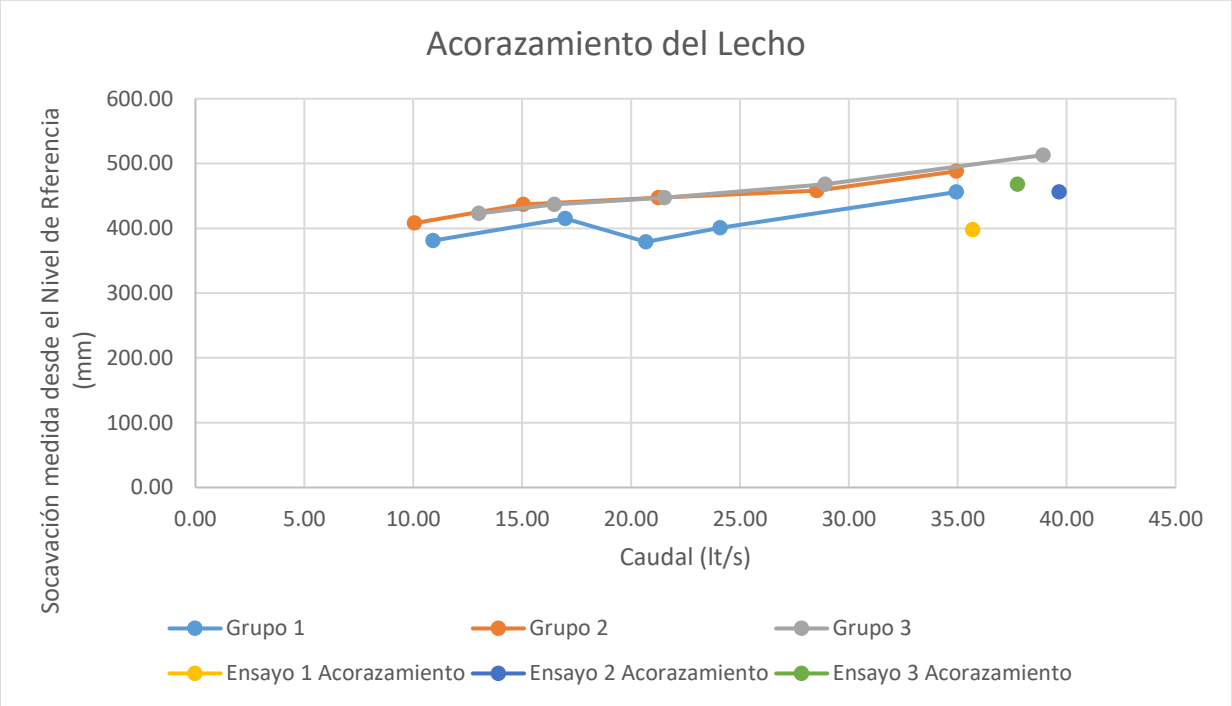
Debido a esto, se recomienda que al momento de la construcción de los pilares de un puente cimentado sobre un estrato de arena, el relleno alrededor de los pilares se realice con un material que incluya granos de diámetro mayor al diámetro medio de la arena en un orden de 1:4.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

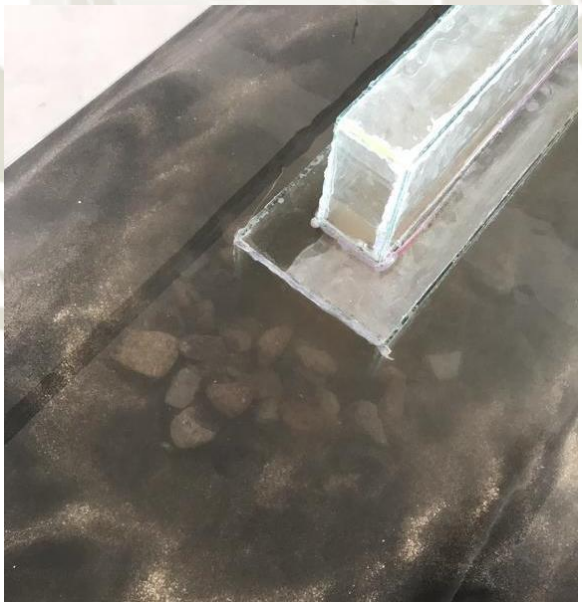
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.10. Acorazamiento Lecho



Fuente: Elaboración Propia

Fotografía 8.23 Acorazamiento del Lecho



Fuente: Elaboración Propia

Al comparar los resultados obtenidos con los datos teóricamente calculados según los autores obtenemos que las metodologías propuestas subestiman el efecto de la socavación sobre el pilar del puente Siguas, sin embargo se comprueba la directa relación entre la socavación y el tirante, la velocidad y el ancho del pilar.

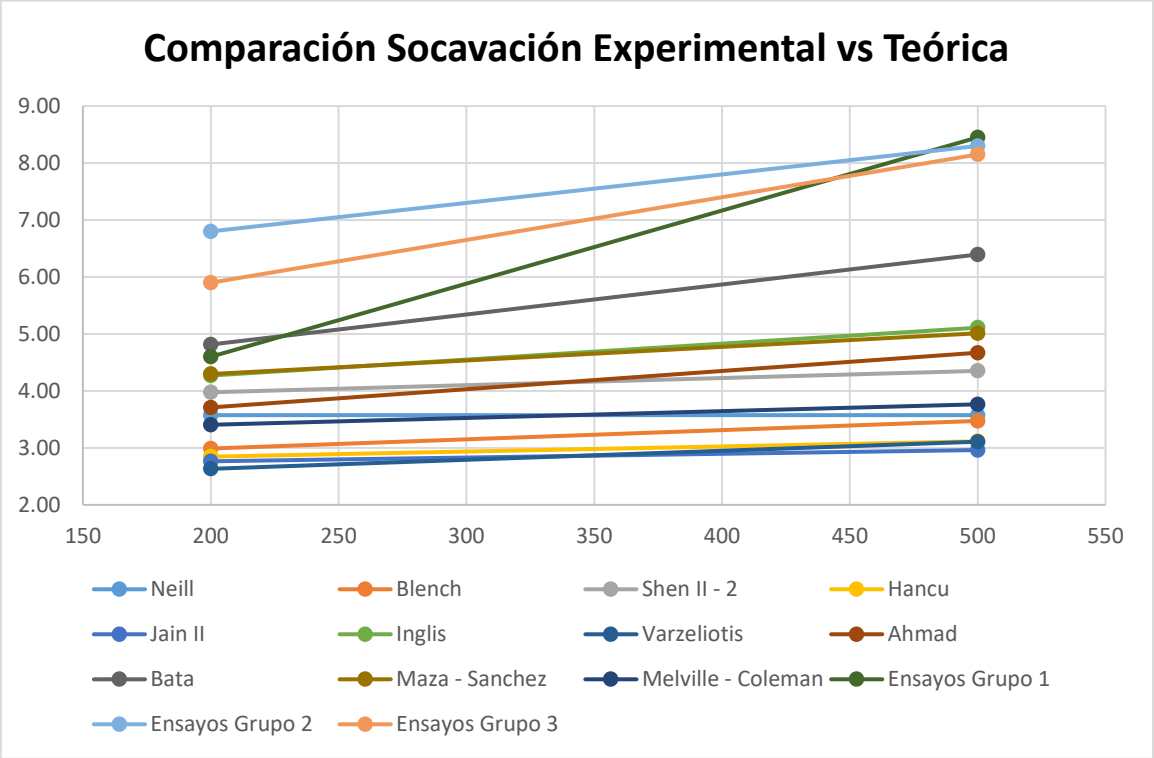
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la gráfica 8.11, se observa las principales metodologías con los resultados más confiables, comparados con los resultados obtenidos por la parte experimental.

Gráfica 8.11. Comparación de la parte experimental con la parte teórica



Fuente: Elaboración Propia

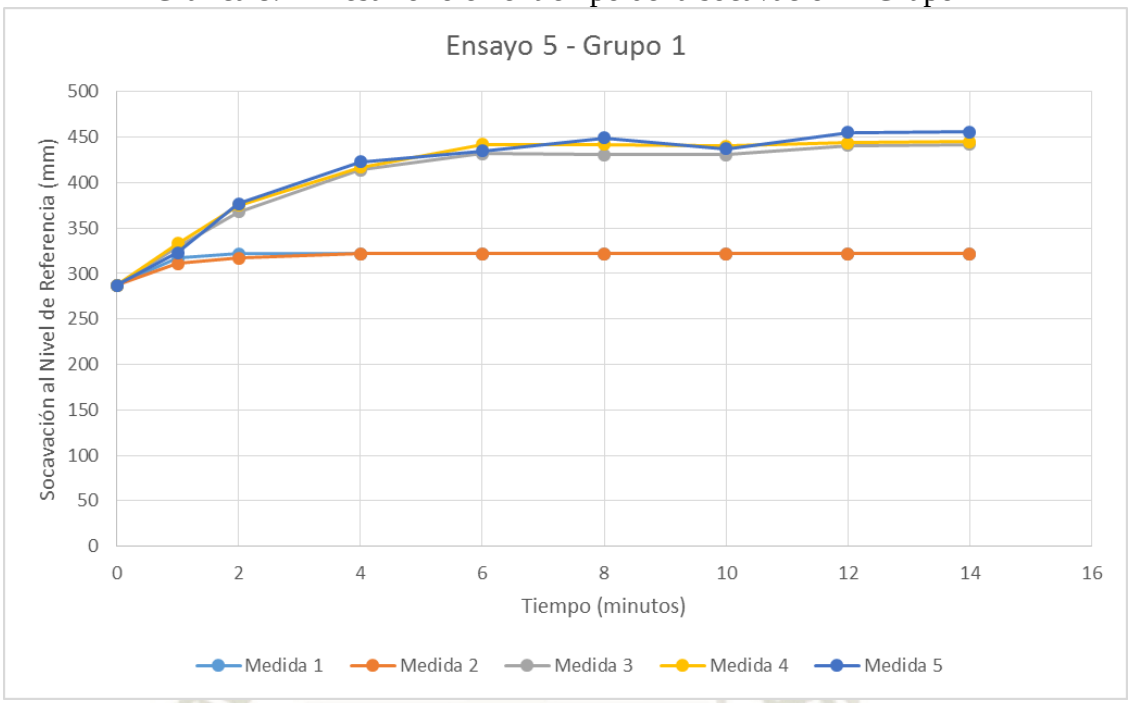
Al proyectar los datos obtenidos durante los ensayos de socavación con el tiempo en que fueron tomados estos datos se muestra el comportamiento asintótico de este fenómeno. Es por esto y por el tipo de suelo utilizado que al encontrar los datos máximos en los ensayos ya no fue necesario continuar con la toma de datos ya que su profundidad no variaría tanto en el tiempo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

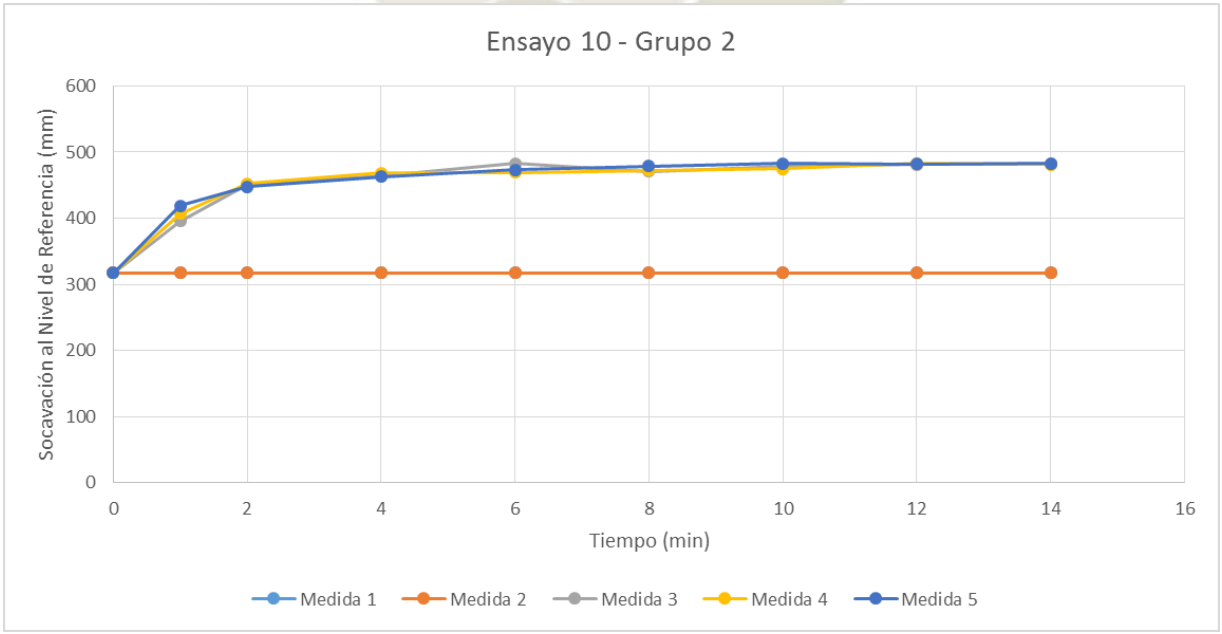
Gráfica 8.12 Desarrollo en el tiempo de la socavación – Grupo 1



Fuente: Elaboración Propia

En las ordenadas se muestra la socavación medida desde el nivel de referencia en milímetros y en las abscisas se muestran los minutos de duración del ensayo.

Gráfica 8.13 Desarrollo en el tiempo de la socavación – Grupo 2



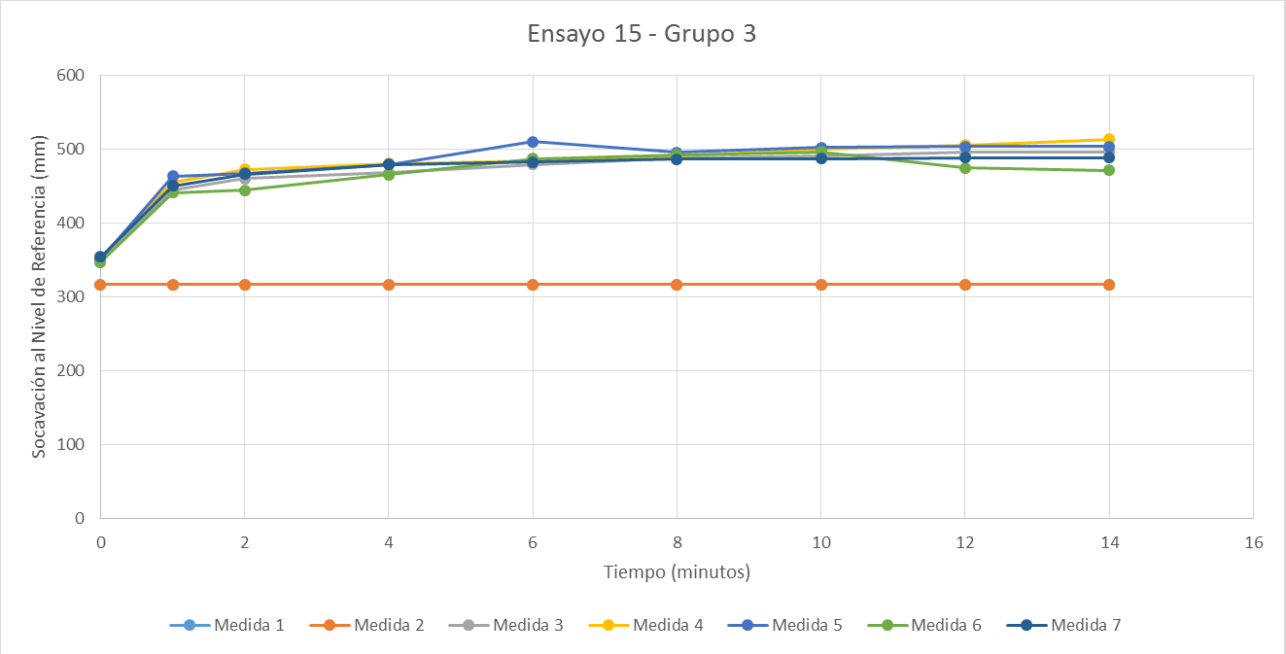
Fuente: Elaboración Propia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 8.14 Desarrollo en el tiempo de la socavación – Grupo 3



Fuente: Elaboración Propia

Con la comparación hecha en el presente capítulo se calculará el riesgo y vulnerabilidad a la que los pilares del puente Siguas está sujeto.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Capítulo 9

9. Riesgo y Vulnerabilidad de los Pilares del Puente Siguas

Para la determinación del riesgo ante la socavación de los Pilares del Puentes Siguas se tomó como base teórica el Manual para la Estimación de Riesgo del Ministerio de Defensa, el cual indica que en el Perú la estimación de riesgo se determina mediante herramientas cualitativas (Prevención, 2006).

9.1. Estimación de la Vulnerabilidad de los Pilares ante la Socavación

Primero se debe aclarar que a vulnerabilidad se determina a partir de las características del objeto en estudio y su contexto, en este caso el puente Siguas, lo cual fue estudiado en el capítulo 3 de donde se sacan las conclusiones y valores indicados en el presente capítulo.

El manual recomienda que el cálculo de la vulnerabilidad se determina mediante un promedio aritmético de todas las variables de las cuales depende esta, que son:

- Vulnerabilidad Ambiental y Ecológica
- Vulnerabilidad Física
- Vulnerabilidad Económica
- Vulnerabilidad Social
- Vulnerabilidad Educativa
- Vulnerabilidad Cultural e Ideológica
- Vulnerabilidad Política e Institucional
- Vulnerabilidad Científica y Técnica

Según los datos propuestos por el manual, se valoró cada aspecto según las condiciones reales de la zona, la sociedad y el puente. Obteniendo los resultados expuestos en la tabla 9.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 9.1. Vulnerabilidad de los Pilares del Puente Siguas

Tipo de Vulnerabilidad	Valor de Vulnerabilidad	Tipo	Comentarios
Ambiental y Ecológica	75%	VA	Ya que se ha tenido registro de cambios climáticos y por la contínua explotación de sus recursos naturales
Física	80%	VMA	Por las construcciones de concreto ciclopeo alrededor de los pilares
Económica	50%	VM	Existen vías alternas, que alargarían la ruta disminuyendo el rendimiento pero servirían para salvar la paralización
Social	40%	VM	La población en los alrededores es organizada y se cuentan con programas para este tipo de desastres
Educativa	40%	VM	Existen programas de prevención en la población
Cultural e Ideológica	40%	VM	Existen programas de prevención en la población
Politica e Institucional	50%	VA	Se debe preveer obras de protección o de reemplazo para este puente
Científica y Técnica	75%	VA	No se tienen investigaciones sobre el tema en esta zona, no se tienen instrumentos de medición
Promedio	56%		

Fuente: Elaboración Propia

Según los datos expuestos, la vulnerabilidad del puente Siguas es del 56%. Esta valoración va acorde de lo observado en la visita de campo, en donde se observó que a la estructura del pilar se adicionaron dados de concreto de 1 m3 aproximadamente compuesto por concreto ciclópeo, lo cual aumenta el ancho efectivo del pilar. Esto último no es beneficioso para la mitigación de la socavación ya que esta es directamente proporcional al ancho del pilar, por lo que estás acciones que se pudieron tomar para evitar un fenómeno desconocido podrían tener un resultado inverso a lo esperado. En la fotografía 9.1, se observa los dados construidos en el pilar.

9.2. Estimación del Peligro

Para la estimación del riesgo el manual propone una tabla que se adjunta en la tabla 9.2 en donde se describe cualitativamente las condiciones que deben tener cada peligro para pertenecer a un estrato independiente.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 9.2. Estratos de Peligros.

ESTRATO/NIVEL	DESCRIPCION O CARACTERISTICAS	VALOR
PB (Peligro Bajo)	Terrenos planos o con poca pendiente, roca y suelo compacto y seco, con alta capacidad portante. Terrenos altos no inundables, alejados de barrancos o cerros deleznables. No amenazados por peligros, como actividad volcánica, maremotos, etc. Distancia mayor a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	1 < de 25%
PM (Peligro Medio)	Suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. De 300 a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	2 De 26% a 50%
PA (Peligro Alto)	Sectores donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas. Sectores que son inundados a baja velocidad y permanecen bajo agua por varios días. Ocurrencia parcial de la licuación y suelos expansivos. De 150 a 300 m. desde el lugar del peligro tecnológico	3 De 51% a 75%°
PMA (Peligro Muy Alto)	Sectores amenazados por alud- avalanchas y flujos repentinos de piedra y lodo ("llocIla"). Áreas amenazadas por flujos piroclásticos o lava. Fondos de quebrada que nacen de la cumbre de volcanes activos y sus zonas de deposición afectables por flujos de lodo. Sectores amenazados por deslizamientos o inundaciones a gran velocidad, con gran fuerza hidrodinámica y poder erosivo. Sectores amenazados por otros peligros: maremoto, heladas, etc. Suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsables en grandes proporciones. Menor de 150 m. desde el lugar del peligro tecnológico	4 De 76% a 100%

Fuente: (Prevención, 2006)

Según lo estudiado en el capítulo 8, la socavación experimental fue mayor que la determinada teóricamente en un 32%, ya que está es directamente proporcional al caudal que escurre a través del cauce y al mismo tiempo este es directamente proporcional a la precipitación que ocurre en la cuenca del río Siguas, se concluye en que las metodologías utilizadas para el cálculo de este fenómeno durante la parte de ingeniería del puente Siguas se subestimaron los niveles de socavación probables para esta estructura.

Según lo expuesto, el peligro adoptado para el presente proyecto de tesis es de Peligro Alto con una valoración del 75%.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Fotografía 9.1. Dados de Concreto en Pilares del Puente Siguas

Fuente: Elaboración Propia

9.3. Cálculo del Riesgo

Siguiendo la metodología expuesta por el Manual, el riesgo es el producto simple del Peligro con la Vulnerabilidad.

Si se realiza un análisis cuantitativo de los datos encontrados, se tendría lo siguiente:

$$Riesgo = Peligro * Vulnerabilidad$$

$$Peligro = 75\ \%$$

$$Vulnerabilidad = 56\ \%$$

$$Riesgo = 42\ \%$$

Para el presente proyecto se tiene un Riesgo Medio debido al producto de un Peligro Alto con una Vulnerabilidad Media, como se expone en la tabla 9.3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 9.3. Matriz Peligro y Vulnerabilidad

Peligro Muy Alto	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Alto	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Medio	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto
Peligro Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Alto
	Vulnerabilidad Baja	**Vulnerabilidad Media**	**Vulnerabilidad Alta**	**Vulnerabilidad Muy Alta**

LEYENDA:

- Riesgo Bajo (< de 25%)
- Riesgo Medio (26% al 50%)
- Riesgo Alto (51% al 75%)
- Riesgo Muy Alto (76% al 100%)

Fuente: (Prevención, 2006)

Obtenemos un valor medio para el riesgo de los pilares del puente Siguas ya que la vulnerabilidad del puente es la combinación de un conjunto de variables de las cuales la mayoría tratan de aspectos externos al puente, si se realiza la misma operación pero considerando la vulnerabilidad física del pilar del puente Siguas indicada en la tabla 9.1, se obtiene lo siguiente:

$$Riesgo = Peligro * Vulnerabilidad$$

$$Peligro = 75\ \%$$

$$Vulnerabilidad = 80\ \%$$

$$Riesgo = 60\ \%$$

Este 60% representa un riesgo alto según lo indicado por la tabla 9.3, que se acerca más a la realidad de las condiciones presentes en el puente Siguas.

Se debe tener en cuenta que para el colapso de la estructura por socavación, se debe tener una avenida que tenga como pico en su hidrograma un caudal que descubra la base del pilar y en su longitud más del 30%, ya que la presente investigación se basó en estudiar la incidencia del caudal y del ancho del pilar sobre la socavación, queda pendiente añadir la longitud del pilar como variable para la existencia de la inestabilidad del mismo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Si calculamos cuantitativamente el riesgo al cual está expuesto el pilar observamos que el peligro está directamente ligado a la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y que la vulnerabilidad la podemos deducir de los resultados obtenidos en la parte teórica y experimental.

- Periodo de Retorno de 500 años
    - Vulnerabilidad: 100% ya que en todos los casos tuvimos problemas de estabilidad en la parte teórica y experimental.
    - Peligro: 9.53% que es la probabilidad de ocurrencia de este fenómeno.
- Periodo de Retorno de 200 años
    - Vulnerabilidad: 55% ya que en la parte teórica solo con el patrón Dick Peshcke se obtuvo problemas en su estabilidad y en la parte experimental si se tuvo problemas en todos los casos.
    - Peligro: 22.17% que es la probabilidad de ocurrencia de este fenómeno.

Se tiene un riesgo de 9.53% para un periodo de retorno de 500 años y 22.17% para periodos de retorno de 200 años.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CONCLUSIONES

PRIMERA: Los pilares del puente Siguas son vulnerables ante la socavación producida por una avenida de un evento extremo. Según el cálculo cualitativo realizado con las pautas del Manual para la Estimación del Riesgo de INDECI, el riesgo y probabilidad de falla de la estabilidad de los pilares ante socavación producida por avenidas de lluvias con periodos de retorno de 500 años es del 60%, sin embargo según el cálculo cuantitativo realizado se tiene un riesgo de 9.53 % y una vulnerabilidad del 100%. Para avenidas de lluvias con periodos de retorno de 200 años el cálculo cuantitativo indica un riesgo de 12.20 % y una vulnerabilidad del 55%.

SEGUNDA: Según los ensayos realizados en el laboratorio de hidráulica, las metodologías empleadas para el cálculo de la socavación local en pilares subestiman el efecto de este fenómeno ya que los resultados obtenidos en los ensayos son mayores a los obtenidos en la parte teórica aproximadamente en un 50%.

TERCERA: En los capítulos 5 y 6 se muestran las descargas máximas obtenidas del modelo hidrológico del río Siguas para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años. Siendo el mayor valor obtenido el de 470.40 m3/s con un tirante de 2 metros en la sección inmediatamente anterior al pilar para un periodo de retorno de 500 años y una duración de la lluvia de 6 horas.

CUARTA: Se determinó las características hidráulicas del flujo para los caudales pico encontrados en el modelo hidrológico los cuales se encuentran en el capítulo 6, estás características resultaron directamente proporcionales al caudal, a la intensidad de la lluvia y al periodo de retorno. Siendo la característica más importante a analizar el tirante y la velocidad del flujo de los cuales depende la profundidad de socavación y el tipo de socavación a analizar.

QUINTA: Se determinó la socavación general producida por las descargas máximas de los periodos de retorno de 500 y 200 años teniendo como valor máximo de socavación general 1.35 metros que representa un 27% de la profundidad de desplante de la cimentación del pilar. Lo cual por sí solo no representa riesgo ya que la probabilidad de ocurrencia del evento que produce esta profundidad de socavación es del 9.50%.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

SEXTA: Se determinó la socavación local producida por las descargas máximas de los periodos de retorno de 500 y 200 años teniendo como valor máximo de socavación local 4.30 metros que representa el 86% de la profundad de desplante de la cimentación. Considerando la socavación general, obtendríamos una socavación total de 5.65 metros para un evento extremo de 500 años de periodo de retorno lo cual significa que la socavación superó la profundidad de la cimentación produciendo problemas en su estabilidad.

SÉPTIMA: Se realizó una comparación de las metodologías para el cálculo de la socavación local en pilares, la cual se encuentra en el capítulo 7. Se observó que no es recomendable la aplicación de metodologías que se basen únicamente en las características hidráulicas y sedimentológicas del puente, ya que cada metodología fue diseñada para un caso en particular. Existen metodologías que adicional a estas características incluyen variables por tablas dependientes de factores propios de la zona de estudio, estas metodologías proporcionan resultados más confiables, como lo propuesto por Melville-Coleman y Colorado State University.

OCTAVA: Durante la ejecución de los ensayos de socavación local en el prototipo del pilar del puente Siguas, se observó el desarrollo de los vórtices de herradura y de estela formados por la acción del flujo sobre el obstáculo que forma el prototipo. El tiempo con el que se alcanzó la socavación máxima fue en promedio de 15 minutos, teniendo como socavación máxima 166 milímetros medidos al nivel de referencia del canal modular, esto se obtuvo en los ensayos con el grupo 1 con el caudal de un periodo de retorno de 500 años. Este valor en condiciones reales representa 8.50 metros de socavación lo cual descubre el fondo del pilar representando problemas en su estabilidad.

NOVENA: Para el análisis hidrológico de cuencas consideradas grandes, las subcuencas formadas, por la discretización de la misma, deben formarse de tal manera que pueda considerarse que la precipitación a usar es constante en el espacio pero variable en el tiempo.

DÉCIMO: En el capítulo 5 se observó lo sensible que son los hidrogramas obtenidos del modelo hidrológico según las consideraciones que pueda tomar el ingeniero a cargo del

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

análisis, ya que si para el presente proyecto de tesis se hubiera tomado un número de curva diferente o un patrón de precipitación que no se apegue a la realidad tendríamos resultados muy distintos.

DÉCIMO PRIMERA: En el capítulo 5 se observó que la aplicación del patrón de precipitaciones Dick Peschke, recomendado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones subestima los efectos de la precipitación en el área de estudio, ya que al distribuir la lluvia en periodos tan largos y alejados de la realidad se obtienen resultados menores a los reales. En el presente proyecto se observó que al usar este patrón se subestima el resultado en al menos el 30%.

DÉCIMO SEGUNDA: En todos los hidrogramas de 6, 7 y 8 horas se obtuvo un desarrollo concentrado, a diferencia que los hidrogramas obtenidos por el patrón de precipitaciones de Dick Peschke que se obtuvo un desarrollo sobre concentrado. Esto se debe al tiempo de concentración de la cuenca y a la duración de la lluvia. Ya que en los primeros 3 casos el tiempo de concentración de la cuenca es muy parecido a la duración de la lluvia sin embargo en el cuarto caso la duración de la lluvia supera ampliamente al tiempo de concentración. El tiempo de concentración obtenido por la formulación de Kirpich es el que más se acerca a la realidad por lo que se usó para el presente proyecto de tesis.

DÉCIMO TERCERA: Según el análisis teórico de la socavación se observó que este fenómeno depende principalmente de 2 variables fundamentales, el tirante y el ancho del pilar. Siendo el ancho del pilar el predominante ante grandes avenidas ya que depende de este la formación de los vórtices que generan la socavación, en esta condición se tiene la socavación máxima.

DÉCIMO CUARTA: El desarrollo de la socavación a lo largo del tiempo es asintótico, es decir al llegar a un máximo limitado por el ancho del pilar o por el tirante, la socavación se detiene y no continúa su desarrollo.

DÉCIMO QUINTA: Durante los ensayos de socavación se observó que el acorazamiento del lecho puede reducir la socavación en pilares de puentes hasta en un 50%.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

DÉCIMO SEXTA: La socavación local depende de la socavación general causada por el caudal base de la cuenca ya que según la geometría del pilar el ancho efectivo que produce la socavación en su cimentación varía según el nivel del terreno cuando se produce el evento extremo. En los ensayos de laboratorio se observó este fenómeno variando el nivel del terreno en cada grupo de análisis obteniendo resultados proporcionales al ancho del pilar y al nivel del terreno.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

RECOMENDACIONES

PRIMERA: Uno de los limitantes del proyecto fue la falta de información pluviométrica e hidrométrica en la cuenca en estudio. Por lo que se recomienda a las autoridades la implementación de estaciones para el inicio de la recolección de la información, ya que para una buena estimación de los efectos naturales es necesario contar con información disponible.

SEGUNDA: En el presente proyecto de tesis se estudió la influencia del tirante y del ancho del pilar ante la socavación. Se recomienda para futuras investigaciones que incluya en el análisis el largo del pilar ya que puede ser un factor importante en el estudio de su estabilidad.

TERCERA: No se recomienda el uso de pilares cimentados sobre zapatas para cauces en donde se tenga un flujo base constante, ya que eventualmente la erosión del lecho lleve a que la socavación tenga como ancho predominante el ancho de la zapata pudiendo tener resultados perjudiciales para la estabilidad de los puentes. Para estos casos se recomienda el uso de pilares con un ancho constante o con una variación gradual en su altura.

CUARTA: Para el control de la socavación en pilares cimentados en suelos granulares, es recomendable el aprovechamiento del fenómeno del acorazamiento del lecho. Ya que cada suelo tiene una velocidad erosiva con la cual inicia su movimiento, durante la etapa de ingeniería del puente es posible analizar los caudales máximos considerados y sus velocidades máximas para así obtener un diámetro de suelo óptimo con el cual se reduciría la socavación alrededor del pilar en un 50% según lo observado en los ensayos de laboratorio.

QUINTA: Si se requiere predimensionar la cimentación de un puente expuesto a socavación, es recomendable tomar como profundidad para el análisis inicial 2.40 veces el ancho del pilar sustentado según los resultados obtenidos en la parte teórica y experimental de este proyecto.

SEXTA: No es recomendable el uso de estructuras externas a la geometría del pilar como lo visto en las zapatas del puente Siguas, ya que al construirlas aumentamos el ancho

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

efectivo del pilar lo cual incrementa proporcionalmente la vulnerabilidad ante el fenómeno de la socavación.

SÉPTIMA: El puente Siguas está expuesto a un riesgo del 9.50% de falla por socavación ante un evento extremo con periodo de retorno de 500 años en un intervalo de 50 años. Por lo que es recomendable la demolición de las estructuras externas a la geometría del pilar y el acorazamiento del lecho alrededor del pilar, reemplazando parte del terreno por afirmado combinado con canto rodado de 6”, para minimizar el efecto de este fenómeno y evitar que por socavación general el nivel del lecho siga bajando.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BIBLIOGRAFÍA

A.W. Coburn, R. S. (1991). *Vulnerabilidad y Evaluación del Riesgo.* Cambridge, U.K.: Programa de Entrenamiento para el Manejo de Desastres.

ANA, A. N. (2008). *Diagnóstico de Problemas y Conflictos en la Gestión del Agua de la Cuenca Chili-Quilca.* Lima, Perú: Autoridad Nacional del Agua.

ANA, A. N. (2008). *Formulación de los Planes Participativos de Gestión de Recursos Hídricos en Cuencas Piloto.* Lima, Perú: Autoridad Nacional del Agua.

Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie.* México D.F., México: Grupo Noriega Editores.

Arturo Vásquez Cordano, L. B. (2008). *Ensayos sobre el Rol de la Infraestructura Vial en el Crecimiento Económico en el Perú.* Lima, Perú: Banco Central de Reserva del Perú.

Bermúdez Badia, M. (2010). *Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila.* Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional del Agua.

Braja, M. D. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotectónica.* México D.F., México: Cengage Learning.

Cámara Nacional de Comercio, P. T. (2017). *Impacto de El Niño Costero en Regiones.* Lima, Perú: Perú Cámaras.

Chow, V. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos.* Bogotá, Colombia: McGraw Hill.

Chow, V. M. (1994). *Hidrología Aplicada.* Bogotá, Colombia: Mc Graw Hill.

Climático, G. I. (2001). *IPCC.* Obtenido de https://www.asturias.es/portal/site/medioambiente/menuitem.1340904a2df84e62fe47421ca6108a0c/?vgnextoid=239546175247d210VgnVCM10000097030a0Arcrd

Coleman, B. M. (2000). *Brige Scour.* Colorado, United States of America: Water Resources Publications, LLC/University of Auckland.

Comunicaciones, M. d. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.* Lima, Perú.

Comunicaciones, M. d. (2012). *Estudio de Hidrología y Drenaje de la Cuenca del Río Quilca.* Arequipa, Perú: Carretera Quilca-Matarani.

Díaz, H. A. (2010). *Hidráulica Fluvial Fundamentos y Aplicaciones Socavación.* Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

IGM, I. G. (1997). *Estudio Geodinámico de la Cuenca de los Ríos Quilca, Siguas y Vitor.* Arequipa, Perú.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

L.A. Arneson, L. Z. (2012). *Hydraulic Engineering Circular No. 18 - Evaluating Scour at Bridges.* Colorado, United States of America: U.S. Department of Transportation.

Marbello Pérez, R. (2008). *Flujo A Través de Compuertas.* Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

MTC, M. d. (2016). *Manual de Puentes.* Lima, Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Palacios, J. G. (2013). *Ficha Seminario Modelos Hidráulicos.* Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.

Ponce, V. (1989). *Engineering Hydrology, Principles and Practices.* Prentice Hall.

Prevención, D. N. (2006). *Manual Básico para la Estimación del Riesgo.* Lima, Perú: Unidad de Estudios y Evaluación de Riesgos.

Provias, M. d. (2017). *Memoria Descriptiva del Estudio de Mantenimiento Rutinario del Puente Siguas* . Arequipa, Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Racca, J. M. (2007). Análisis Hipsométrico, Frecuencia Altimétrica y Pendiendes Medias a partir de Modelos Digitales de Terreno. *Boletín del Instituto de Fisiografía y Geología*, 2-3.

Rocha Felices, A. (2013). *Erosión en Pilares y Estribos de Puentes.* Lima, Perú: ICG-IV Congreso Nacional de Construcción.

Rocha Felices, A. (2017). *El Impacto del Fenómeno de El Niño en Zonas Urbanas.* Lima, Perú.

Rodríguez Díaz, H. A. (2010). *Hidráulica Fluvial Fundamentos y Aplicaciones Socavación.* Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Román, J. S. (2004). *Dpto. Geología Universidad Salamanca España*. Obtenido de http://web.usal.es/javisan/hidro

USACP, U. A. (2016). *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual.* United States of America: Institute of Water Resources.

Venegas Espinoza, Z. (2011). *Socavación al Pie de Estribos de Puentes en Lechos No Cohesivos.* Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXOS

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXOS

Anexo 1 – Plan de Tesis

Anexo 2 – Distribución del agua del rio siguas

Anexo 3 – Memoria Descriptiva - Puente Siguas Provias

Anexo 4 – Plano Puente Siguas Provias

Anexo 5 – Panel Fotográfico Visita Puente Siguas

Anexo 6 – Panel Fotográfico Ensayos de Materiales

Anexo 7 – Plano Cuenca Siguas

Anexo 8 – Discretización de la Cuenca del río Siguas

Anexo 9 – Características Subcuencas río Siguas

Anexo 10 – Tránsito Hidrogramas

Anexo 11 – Ubicación de Estaciones

Anexo 12 – Prueba de Smirnow Kolmogorov Estación Huambo

Anexo 13 – Prueba de Smirnow Kolmogorov Estación Pillones

Anexo 14 – Prueba de Smirnow Kolmogorov Estación Pampilla

Anexo 15 – Encuesta Patrón de Precipitaciones

Anexo 16 – Hietogramas para la Investigación

Anexo 17 – Hidrogramas para la Investigación

Anexo 18 – Hidrogramas Patrón P-7

Anexo 19 – Velocidades Erosivas

Anexo 20 – Socavación General

Anexo 21 – Resultados de Ensayos de Socavación

Anexo 22 – Datos de Precipitación Máxima Diaria

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 1 – Plan de Tesis

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PLAN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

"ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA SOCAVACIÓN EN PILARES DEL PUENTE SIGUAS"

AUTOR:

LLERENA LONGORIA, PAUL CHRISTIAN

ASESOR:

Ing. VICTOR RENDÓN

Arequipa, 18 de mayo del 2017

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1. TÍTULO

"ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA SOCAVACIÓN EN PILARES DEL PUENTE SIGUAS"

2. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de tesis surge de la necesidad que tiene la ciudad de Arequipa por nuevas vías de comunicación efectivas. El sur del Perú se conecta mediante la vía Panamericana Sur, sin esta vía o con una interrupción de esta el comercio, turismo, el bienestar de la sociedad se vería afectado considerablemente. Algunos de los puentes que conectan esta vía se encuentran cimentados sobre suelos erosivos que con las lluvias de los últimos años, la estabilidad de los mismos podría verse afectada.

Ante esta situación se propone estudiar y determinar la socavación del puente Siguas que es pieza clave de la funcionalidad de la panamericana sur.

3. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El Perú es un país muy diverso en su geografía y en su clima, por lo que los encargados del diseño y construcción de infraestructura tan importante para la sociedad, como lo es un puente, día a día deben enfrentarse a la peculiaridad que presenta la naturaleza peruana. Los puentes deben ser diseñados y construidos para mantener su servicio y soportar los efectos que puedan tener los fenómenos naturales que ocurren en su área de influencia como grandes avenidas o sismos severos.

Los puentes tienen una importancia social innegable ya que son sinónimo de transporte y comunicación, el hecho de perder alguna vía por una falla en un puente puede significar pérdidas humanas, daños a las propiedades y a la interrupción del servicio. Además, del aislamiento de comunidades, los costos de reposición, los costos sociales, políticos y estratégicos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Este proyecto está orientado al estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca y puente Siguas, para calcular su posible socavación y finalmente comprobar el dato experimentalmente. Esto debido a las características del terreno en el cual esta cimentado el puente y debido a la importancia que tiene este puente en la vía Panamericana Sur.

Una falla en el puente Siguas, provocaría que la zona sur del país sea aislado vía terrestre del resto del territorio nacional, lo cual perjudicaría las actividades comerciales, habría escasez y encarecimiento de alimentos y de artículos de primera necesidad.

Por lo cual tomar acción en caso de que el puente presente socavación se debería tomar con mucha urgencia.

Se pueden llegar a plantearse preguntas como:

1) ¿Cuáles son las descargas máximas que tendría que soportar el puente Siguas?
2) ¿Estas descargas provocarían una socavación que afecte la estabilidad del puente?
3) ¿Cuál es la socavación máxima que podría soportar la cimentación del puente según su geometría?
4) ¿De presentarse una socavación considerable cual sería la mejor manera de prevenir una falla en la cimentación del puente?

4. OBJETIVOS

4.1 Objetivo General

- Realizar un análisis experimental de la socavación en el Puente Siguas y comprobar la socavación teórica hallada con el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca.

4.2 Objetivos Específicos

- Modelar la cuenca del río Siguas para obtener las descargas máximas con periodos de retorno de 100 y 500 años.
- Determinar las características hidráulicas del flujo con las descargas máximas, a su paso a través de la sección del puente Siguas.
- Determinar la socavación general y local del puente Siguas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Comparar los métodos de cálculo de la socavación del puente Siguas.
- Determinar la socavación general y local mediante un método experimental.
- Proponer obras de protección para el puente Siguas, si así lo requiera.

5. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El presente proyecto propone un estudio para la prevención y solución a la problemática existente que se tiene en el Perú en los últimos años. El Perú ha sufrido de cambios y fenómenos climáticos importantes en los últimos años y han afectado considerablemente a las estructuras de servicios básicos de la sociedad como transporte y salud.

Los lamentables acontecimientos climáticos de los últimos años han mostrado la gran vulnerabilidad de ciudades y centros poblados, así como de muchas estructuras que, lamentablemente, han fallado. La experiencia vivida ha mostrado que los daños causados por los Meganiños han sido considerablemente muy grandes. Una parte importante de nuestra reflexión sobre el tema tiene que estar encaminada al esclarecimiento de las causas que motivan la gran intensidad de dicho impacto.

Las causas son básicamente cuatro:

1. La magnitud de la alteración climática producida
2. La gran separación entre algunos Meganiños
3. La pobreza que existe de manera crónica en gran parte de la población afectada, y
4. La falta de planificación en la ocupación territorial y en el desarrollo de las infraestructuras. **(Arturo Rocha, 2017)**

Por los continuos cambios climáticos de los últimos años que pueden persistir en los siguientes es que la infraestructura existente debe ser estudiada y de ser necesario protegida para evitar posibles fallas y paralizaciones de los servicios de la sociedad.

6. PROCEDIMIENTO DE TRABAJO

- Primero, se iniciará con una introducción al tema y con un marco teórico sobre los temas a tratar en el presente trabajo.
- Para el estudio y el modelamiento hidrológico – hidráulico, primero se hará una recopilación de información cartográfica y meteorológica.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- La presente información se revisará en su totalidad y se hará un análisis de consistencia de los datos.
- Se realizará un estudio de las cuencas que se encuentran dentro del área en estudio teniendo en cuenta las características geográficas, los suelos predominantes, el grado de cobertura vegetal, etc.
- Se determinará la intensidad de la lluvia para los periodos de retorno propuestos con un análisis estadístico de las precipitaciones.
- Se determinará los periodos de concentración para la intensidad de la lluvia hallada.
- Con los datos encontrados se calculará las descargas máximas en los lugares requeridos.
- Se calcularán las características hidráulicas de la zona en estudio.
- Con los datos encontrados se determinará la profundidad de la socavación.
- Se hará un modelo de la estructura, según los datos encontrados, para el análisis experimental.
- Se calculará la socavación de los pilares del puente experimentalmente.
- Se comparará los resultados obtenidos teóricamente y experimentalmente.
- Se propondrán obras de protección de ser necesarias.
- Se presentarán las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

7. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Las limitaciones del presente estudio se enmarcan en que es un estudio hidrológico e hidráulico como base para determinar la socavación del puente Siguas, por lo que no contemplará estudios estructurales del puente Siguas.

Las condiciones a usar experimentalmente, serán los datos obtenidos del puente siguas y su cuenca.

El presente estudio comprenderá los resultados de la cuenca del río Siguas y el puente Siguas modelados en software especializado en ello, en las instalaciones de la Universidad Católica Santa María.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8. MARCO TEÓRICO

1. Puentes

Los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso para salvar obstáculos sobre ríos, lagos quebradas, valles, carreteras, líneas férreas, canalizaciones, etc.

Los puentes pueden clasificarse en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

En cuanto a los elementos que componen un puente se dividen fundamentalmente de dos partes: la superestructura y la infraestructura. **(USC, 2010)**

2. Fallas en Puentes

¿Por qué es tan importante el aspecto hidráulico en el diseño de puentes que cruzan ríos? La respuesta la encontramos en las numerosas fallas ocurridas. El estudio de las fallas que ocurren en las estructuras es una fuente importante de conocimiento. Para intentar responder a la pregunta de por qué fallan los puentes es conveniente presentar información estadística. Afortunadamente, se dispone de diversas investigaciones sobre las causas de las fallas más comunes ocurridas en puentes de diversos tipos en varios países. Las causas varían mucho según el tipo de puente y de río y nos sirven como un marco referencial para luego apreciar lo que ocurre en el Perú. Las causas que se menciona más adelante pueden ocurrir aislada o simultáneamente. Diversos estudios señalan de un modo general que entre las causas más comunes de fallas de puentes están principalmente las siguientes:

1. Choque de cuerpos extraños (palizadas, embarcaciones, bloques de hielo y otros cuerpos extraños).
2. Comportamiento fluvial (Socavación y diversas manifestaciones de la dinámica fluvial).
3. Acción del viento.
4. Sismos. **(Arturo Rocha, 2013)**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3. Criterios Hidrológicos e Hidráulicos

- *Criterios Hidrológicos*

El principal criterio para el diseño hidrológico corresponde a la definición de los períodos de retorno, para los cuales no existe una normatividad suficientemente explícita, aunque en ocasiones las entidades proponen unos valores de acuerdo a su experiencia. En el caso de proyectos viales se propone realizar los cálculos para varios periodos de retorno, usualmente se emplean de 10, 25, 50, 100 y 200 años, a partir de los cuales se estiman los caudales máximos, así como las zonas de inundación asociadas a cada uno de estos períodos de retorno. Con este conjunto de datos es posible tomar una decisión sobre el período de retorno para cada obra. Para el diseño hidrológico de obras mayores se propone emplear el período de retorno de 200 años, ya que cuando el costo de las obras es elevado se requiere una protección adecuada ante las posibles eventualidades máximas. Para las obras menores se proponen períodos de retorno de 25 años y para aquellas obras que no sean típicas se les asigna un período de retorno acorde al costo y vida útil de la misma.

Períodos de Retorno:

En la hidrología aplicada se utiliza indistintamente el concepto de probabilidad p(x) o de período de retorno T, entendido como un porcentaje de los años de ocurrencia de un evento extremo; por lo que si un suceso extraordinario se presenta (por término medio) cada T años, su probabilidad es de 1/T. Análoga e inversamente, si la probabilidad de que algo suceda es de x%, quiere decir que, en promedio, sucederá x veces en 100 años. Estos conceptos se relacionan mediante la expresión:

$$p(x) = \frac{1}{T}$$

Ec. 8.1

En hidrología se utiliza más el periodo de retorno que la probabilidad.

Riesgo:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En el diseño de obras públicas, el riesgo de fallo (R), es decir, la probabilidad de que se produzca alguna vez un suceso de periodo de retorno T a lo largo de un periodo de n años (vida útil), está dado por la expresión:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Ec. 8.2

Si el dueño del proyecto acepta este riesgo, entonces se procede a trabajar con dicho período de retorno. En caso contrario se aumenta el período de retorno hasta que se alcance un nivel de riesgo acorde a las expectativas deseadas y a la vida útil de la obra.

- *Criterios Hidráulicos*

Los principales criterios de diseño hidráulico que deben ser considerados comprenden:

- El alineamiento de la obra con el cauce de la corriente, verificando que el eje de la estructura coincida con la dirección del lecho de la corriente.
- La pendiente de la obra debe ser en su valor mínimo aquella que asegure auto limpieza, y en su valor máximo aquella para la cual se obtenga una velocidad máxima real permitida, preferiblemente en un rango óptimo entre 1 y el 4%, aunque siempre con apego a la normativa vigente.
- La velocidad mínima real, que debe ser siempre mayor al valor que por normativa local se fije.
- La velocidad máxima, que debe ser siempre menor al valor que por normativa local se fije, según el tipo de material.
- La profundidad normal, que debe ser, como valor aceptable, un 75% de la profundidad de diseño disponible.
- La ubicación en altura, para la cual resulta deseable que el fondo del conducto se localice al mismo nivel del cauce.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- El ángulo azimut, que debe concordar con el alineamiento del cauce y con la topografía que actúa como condición de contorno. **(Universidad Nacional de Colombia, 2013)**

4. Socavación de Puentes

La erosión en general es la profundización del cauce de un hecho resultado de la acción del flujo del agua.

La erosión puede ser local o generalizada; la erosión local o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces está limitada a una cierta duración, y se debe a una perturbación del flujo.

La socavación, como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar y estribo de puente, o en la descarga de un vertedero.

La erosión generalizada, o degradación, se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva.

En general el estudio de la erosión local no es sencilla. Es un fenómeno tridimensional, inpermanente, en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que está siendo erosionado. La profundidad de erosión es variable hasta que llegue a su valor máximo, el que se presenta cuando la velocidad de la corriente disminuye hasta hacerse igual a la velocidad crítica de iniciación de movimientos sólidos. La hidráulica experimental es muy importante para el estudio de la erosión.

La erosión es un fenómeno que se desarrolla con el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio. Mientras el estribo interrumpe el proceso natural de degradación la fosa local, por la generación de corrientes que la profundizan hasta llegar a una profundidad de equilibrio de acuerdo a las dimensiones de los sólidos del cauce.

- *Origen de Erosión en Cauces Fluviales*

  - Aumento de Caudal

    Cuando ocurre una avenida, también aumentan la velocidad media de la corriente, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte.

  - Interrupción del Transporte Sólido

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Un cauce fluvial tiene una tendencia hacia el estado equilibrio. Si por alguna circunstancia se interrumpe, o se disminuye el aporte sólido, el río conserva su capacidad de transporte, pero como posee menos sólido obtiene estos del lecho fluvial.

- Estrechamiento del Cauce

  Muchas veces por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. Esto ocurre cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del río. Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento, implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce por el estrechamiento.

- Flujo en Curva

  En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión. Por el contrario, en la curva interior hay tendencia a la sedimentación. Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos se tiene que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos.

- Pilares y Estribos

  Cuando en un cauce fluvial hay elementos extraños, como un pilar de puente o un estribo, aparece la tendencia de erosión local o socavación. **(Venegas Espinoza, 2011)**

5. Antecedentes

En el Perú se han realizado algunas investigaciones sobre el tema a tratar en el presente trabajo, entre las cuales podemos resaltar:

- **Erosión en Pilares y Estribos de Puentes:** Cuando el puente forma parte de una carretera o de un ferrocarril tiene que diseñarse para que cumpla sus objetivos viales. Pero, cuando un puente cruza un río es inevitable considerarlo, además, como una estructura hidráulica. Entre el río y el puente hay una profunda interacción en la que cada uno trata de influir sobre el otro. Para efectos del mejor conocimiento de los problemas antes señalados se entiende como Estudios Hidráulicos los relativos al conocimiento y manejo del río y su

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

interacción con el puente. Corresponden a la Hidrología, Hidráulica Fluvial, Transporte de Sedimentos y al Diseño en los aspectos pertinentes. Precisamente, se llama Hidráulica de Puentes a los aspectos de la Hidráulica General aplicados al Diseño de Puentes. **(Arturo Rocha, 2013)**

- **Socavación al Pie de Estribos de Puentes en Lechos No Cohesivos:** El presente trabajo es el resultado de pruebas de laboratorio del fenómeno de socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos, para el cual se han realizado 135 ensayos de socavación, utilizando materiales no cohesivo fino y grueso, estribos de formas rectangulares, trapezoidales y cilíndricos, con relaciones de longitud de estribo entre ancho del canal L/B desde 0.125 hasta 0.25, relaciones de longitud de estribo entre tirante de agua L/Y desde 1 hasta 5, Números de Froude desde 0.2 hasta 1.5, pendientes de canal desde 0.25% hasta 3.50% y tamaños de partículas d50=0.24mm y 1.25mm. **(Venegas Espinoza, 2011)**
- **El Fenómeno del Niño 2017:** En el presente año, el Perú ha sufrido un fenómeno del Niño que ha causado diversos desastres, dentro de los cuales ha afectado las vías de comunicación, Arequipa tuvo el 8.6% de su infraestructura existente afectada por las fuertes lluvias de las cuales corresponden a 15 puentes destruidos y 53 puentes afectados. Esta estadística incluye puentes peatonales, sin embargo deja a la región Arequipa como la tercera región más afectada por las fuertes lluvias, lo que hace urgente realizar estudios para prevenir y proteger la infraestructura arequipeña existente. **(PerúCámaras, 2017)**

9. CONTENIDO DEL TRABAJO

CAPITULO 1: Introducción

1.1. Realidad Problemática

1.2. Antecedentes

1.3. Descripción, Contenido y Estructura del Trabajo

1.4. Hipótesis y Variables

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.5. Limitaciones del Trabajo
1.6. Objetivos

CAPITULO 2: ANTECEDENTES Y CONSIDERACIONES

2.1 Antecedentes
2.2 Estudios Hidrológicos de Cuencas del Sur
2.3 Características Hidráulicas de Ríos
2.4 Socavación de Cimentaciones de Puentes

CAPITULO 3: ESTUDIO Y MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

3.1 Estudio de la Cuenca del Río Siguas
3.2 Revisión y Análisis de Consistencia de la Información
3.3 Análisis Estadístico de las Precipitaciones
3.4 Determinación de la Intensidad de la Lluvia y de los Periodos de Concentración
3.5 Cálculo de las Descargas Máximas

CAPITULO 4: CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS

4.1 Estudio y Modelamiento Topográfico del Cauce
4.2 Determinación de las Características Hidráulicas del Cauce
4.3 Modelamiento Hidráulico en los lugares requeridos

CAPITULO 5: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE

5.1 Estudio del tipo de Terreno en el Área del Puente Siguas
5.2 Características y Geometría del Puente Siguas
5.3 Determinación de la Socavación General y Local
5.4 Comparación de Métodos y Análisis de Resultados Obtenidos

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO 5: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE

6.1 Modelamiento de la sección del puente

6.2 Análisis experimental y determinación de la socavación experimental

6.3 Análisis de resultados

6.4 Comparación con la socavación teórica

6.5 Diseño y Propuesta de Obras de Protección

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO 7: BIBLIOGRAFÍA

10. CRONOGRAMA DE TESIS

	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9
REVISIÓN BIBLIOGRAFICA									
RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN									
PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN									
CAPACITACIÓN EN SOFTWARE									
MODELAMIENTO HIDROLÓGICO									
ANALISIS HIDRÁULICO									
SOCAVACIÓN EN EL PUENTE									
ANALISIS DE RESULTADOS									
PROPUESTAS DE OBRAS DE PROTECCIÓN									

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ELABORACION DE BORRADOR DE TESIS									
CORRECIONES									

11. PRESUPUESTO TESIS

Costo de la investigación:

ACTIVIDAD	MONEDA	VALOR MONETARIO	SUBTOTAL
MATERIAL BIBLIOGRAFICO	NUEVO SOL	1500	
UTILES DE ESCRITORIO	NUEVO SOL	800	
MOVILIDAD	NUEVO SOL	800	
IMPRESIONES	NUEVO SOL	800	
ELECTRICIDAD	NUEVO SOL	1000	
TIEMPO EMPLEADO	NUEVO SOL	4000	
GASTOS GENERALES	NUEVO SOL	1000	9900

12. BIBLIOGRAFÍA

- Universidad San Carlos Guatemala (2010), “Puentes”
- Arturo Rocha Felices (Lima-Perú, 2017). “El Impacto del Fenómeno de El Niño en Zonas Urbanas”
- Arturo Rocha Felices (Lima-Perú, 2013). “Erosión en Pilares y Estribos de Puentes”
- Universidad Nacional de Colombia (Manizales-Colombia, 2013). “Diseño Hidráulico e Hidrológico de obras de Ingeniería para Proyectos Viales”
- Universidad Nacional de Ingeniería – Zocimo Venegas Espinoza (Lima-Perú, 2011). “Socavación al Pie de Estribos de Puentes en Lechos No Cohesivos”
- U.S. Department of Transportation (Washington-U.S., 2012). “Evaluating Scour at Bridges”

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Cámara Nacional de Comercio, Producción, Turismo, y Servicios – Perú Cámaras (Lima-Perú, 2017). “Impacto de El Niño Costero en Regiones – Diciembre 2016/Marzo 2017”

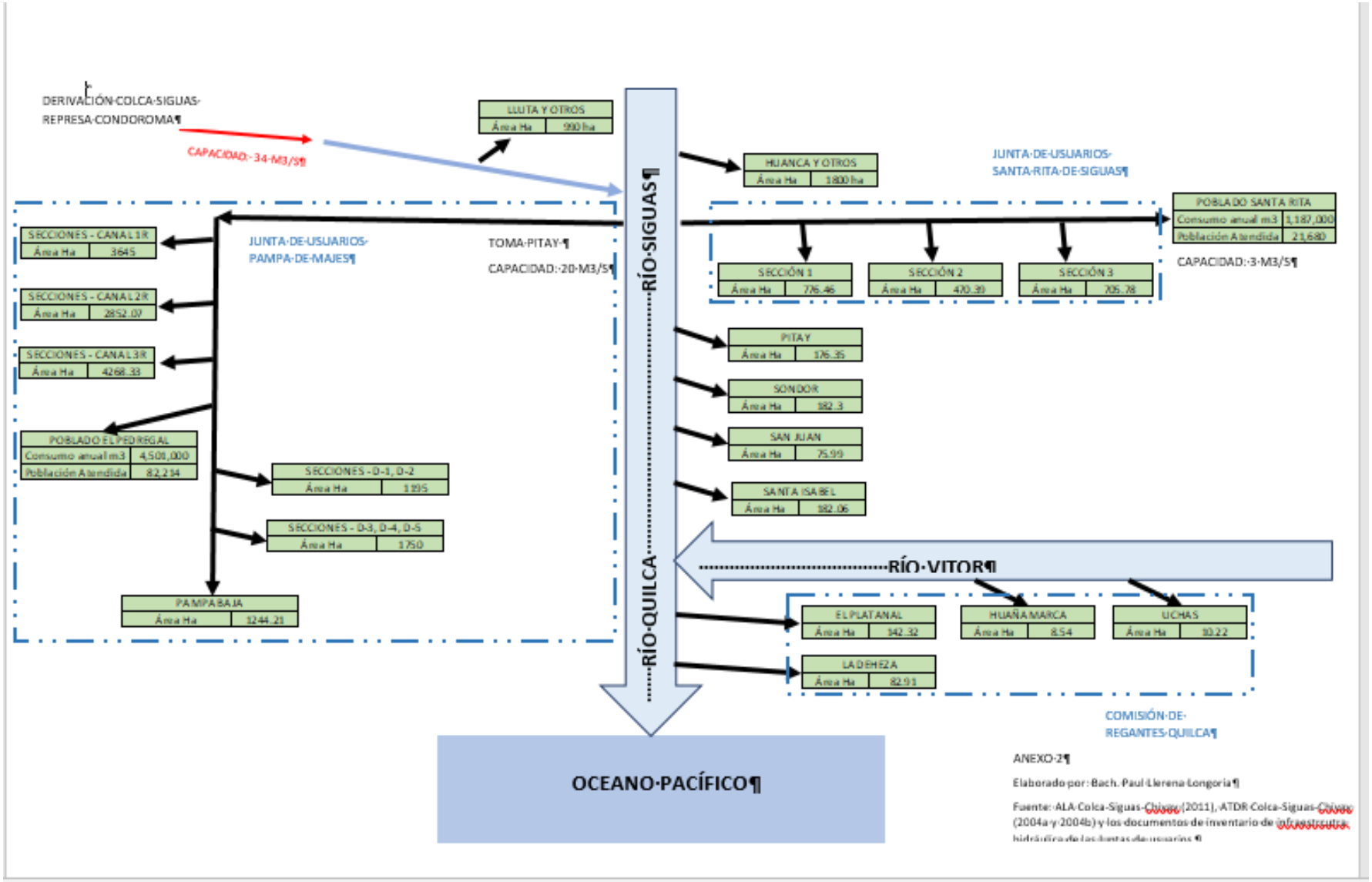
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 2 – Distribución del agua del rio siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis


DERIVACIÓN COLCA-SIGUAS-
REPRESA-CONDOROMA
CAPACIDAD: 34 M3/S
LLUTA Y OTROS
Área Ha 900 ha
HUANCA Y OTROS
Área Ha 1800 ha
JUNTA DE USUARIOS-
SANTA RITA DE SIGUAS
POBLADO SANTA RITA
Consumo anual m3 1,187,000
Población Atendida 21,680
CAPACIDAD: 3 M3/S
SECCIÓN 1
Área Ha 776.46
SECCIÓN 2
Área Ha 470.39
SECCIÓN 3
Área Ha 705.78
RÍO SIGUAS
JUNTA DE USUARIOS-
PAMPA DE MAJES
TOMA PITAY
CAPACIDAD: 20 M3/S
SECCIONES - CANAL 1R
Área Ha 3645
SECCIONES - CANAL 2R
Área Ha 2852.07
SECCIONES - CANAL 3R
Área Ha 4268.33
POBLADO EL PEDREGAL
Consumo anual m3 4,508,000
Población Atendida 82,234
SECCIONES - D-1, D-2
Área Ha 1195
SECCIONES - D-3, D-4, D-5
Área Ha 1750
PAMPA BAJA
Área Ha 1244.21
PITAY
Área Ha 176.35
SONDOR
Área Ha 182.3
SAN JUAN
Área Ha 75.99
SANTA ISABEL
Área Ha 182.06
RÍO VITOR
EL PLATANAL
Área Ha 142.32
HUAÑAMARCA
Área Ha 8.54
UCHAS
Área Ha 10.22
LA DEHEZA
Área Ha 82.93
RÍO QUILCA
COMISIÓN DE
REGANTES QUILCA
OCEANO PACÍFICO
ANEXO 2
Elaborado por: Bach. Paul Llerena Longoria
Fuente: ALA Colca-Siguas-Chivay (2011), ATDR Colca-Siguas-Chivay
(2004a y 2004b) y los documentos de inventario de infraestructura
hidráulica de las juntas de usuarios

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 3 – Memoria Descriptiva - Puente Siguas Provias

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Memoria Descriptiva del Puente Siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Puente Sihuas

MEMORIA DESCRIPTIVA

1. UBICACIÓN

El puente **SIHUAS** se ubica en el Kilómetro 925+025 de la Carretera Panamericana Sur (Ruta 001-S), en el Sector Camaná - Vítor, sobre el Río Sihuas, en alineamiento recto. El puente está situado en la Provincia de Arequipa, Departamento de Arequipa.

2. DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

2.1 Estructura existente

El puente **SIGUAS** es una estructura tipo reticulado metálico, conformado por tres tramos simplemente apoyados, con una longitud total de 113.00 m. La superestructura está conformada por tres reticulados tipo MAN. La brida inferior de ambos reticulados se encuentran unidas mediante vigas transversales, las que a su vez soportan la losa de concreto armado.

Foto Nº 1: Vista General del puente.

A continuación se describen las principales características del puente:

2.2 Superestructura

Longitud total	113.00 m.
Longitud del tramo mayor	37.00 m.
Nº Tramos	3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tipo	Puente reticulado metálico de peralte variable, sin arriostramiento superior, con conexiones remachadas.
Condiciones de borde	Simplemente apoyado.
Alineamiento	Recto
Ancho de vía	8.00 m.
Veredas	0.45 m. a cada lado de la vía
Peralte de reticulado	6.20 en centro de luz y 4.30 hacia los extremos
Distancia entre vigas	9.70m (entre planos de reticulados)
Losa del Tablero	de concreto armado longitudinalmente.
Espesor de losa	0.20 m.
Espesor de carpeta	0.05 m
Sobrecarga de diseño	HS20 (estimado)
Superficie de rodadura	Asfalto
Estado de conservación	Regular
Accesos	Rectos en Asfalto

2.3 Subestructura y Cimentación

Estribos	tipo gravedad de concreto simple simple fc=140 kg/cm2, de altura 12.50m medido desde la rasante hasta la cota de cimentación.
Pilares	tipo tarjeta, conformado por dos columnas de sección circular de diámetro 1.00m unidas mediante una pantalla de 0.30m. Es de concreto armado.
Cimentación	Zapata de concreto simple en ambos estribos y en los pilares.

2.4 Detalles

Barandas	postes y pasamanos metálicas
Dispositivos de apoyo	articulado de acero en el estribo izquierdo y pilar rocker de acero en el estribo derecho
Juntas	tipo plancha deslizante
Drenaje	tubos de PVC
Señalización	horizontal, vertical informativa, reglamentaria y preventiva
Aparatos de apoyo	Metálicas fijo y móvil
Accesos	Rectos en Asfalto
Suelo	el material en donde esta cimentado el puente es una arena franco arcillosa de un estrato aproximadamente de 8 m.

2.3 Especificaciones de Diseño y Construcción

De acuerdo a lo indicado en los planos del puente, este se diseñó para la sobrecarga vehicular de diseño HS20 de las especificaciones AASHTO.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3. INSPECCION DE ESTRUCTURAS

Durante la visita efectuada se ha observado lo siguiente:

3.1 En general, tanto la superestructura como la subestructura se encuentran en buen estado de conservación estructural, salvo el natural desgaste y deterioro por efecto del tiempo

3.2 Los apoyos están funcionando apropiadamente, solo requieren trabajos de limpieza de material acumulado.

3.3 Las juntas de dilatación están en regular estado, foto Nº 2, por lo que solo requieren limpieza.

3.4 Los tubos de drenaje se encuentran sucios, por lo que se recomienda su limpieza. Esta se considerará dentro de la partida Limpieza de Superestructura con agua a presión.

3.5 La señalización horizontal presenta decoloración en la pintura. Se recomienda el repintado de las marcas en el pavimento.

3.6 La superficie de rodadura, que actúa como superficie de desgaste y protección de la losa, está constituida por una carpeta asfáltica de 0.05m de espesor. El puente no se encuentra recapeado. La carpeta presenta fisuras localizadas, por lo que se recomienda un sellado de fisuras.

3.7 Las elevaciones de los pilares tienen buen estado de conservación. En uno de los pilares se observan fisuras no estructurales por secuencia de vaciado, no siendo necesario tratamiento alguno.

3.8 La estructura reticulada está protegida con pintura con antigüedad mayor a los diez (10) años. Siendo necesario proteger las estructuras existentes en zona de influencia salina, se ha previsto el repintado integral del puente mediante el sistema zinc – epoxy – poliuretano, aprobado por el MTC.

Foto Nº 2: Juntas de dilatación.

Foto Nº 3: Zona próxima a nudo con grado de corrosión 8.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Foto Nº 4: Brida inferior, diagonal y viga transversal con grado de corrosión 9

Foto Nº 5: Nudo con grado de corrosión 8.

3.9 En general la losa se encuentra en buen estado, a excepción de zonas localizadas en el tercer tramo del puente, contando desde el estribo derecho. En este tramo los paños 3 y 4 presentan fisuras originadas ya sea por la calidad del concreto o por problemas durante el proceso constructivo. Dado que la fisuración no es generalizada, se concluye que la armadura está trabajando adecuadamente por lo que ésta se mantendrá y en estos paños se procederá a retirar la carpeta asfáltica, demoler el concreto, vaciar con un concreto de resistencia 350 kg/cm2 y colocar una nueva carpeta.

Foto Nº 6: Tablero del tercer tramo. La losa reparada ha perdido adherencia y está soltándose.

Foto Nº 7: Se observa la fisura en el perímetro de la reparación de la losa del tercer paño del tercer tramo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Foto Nº 8: Vista del 3er. y 4to. paño de la losa del 3er tramo, hacia aguas abajo se ve la reparación y las fisuras casi imperceptible

3.10 Baranda con deterioro por impacto y corrosión. Se recomienda enderezado de baranda y construcción de muros contra impacto, a fin de proteger la estructura reticulada. Estos muros se construirán en ambos accesos aguas arriba y aguas abajo.

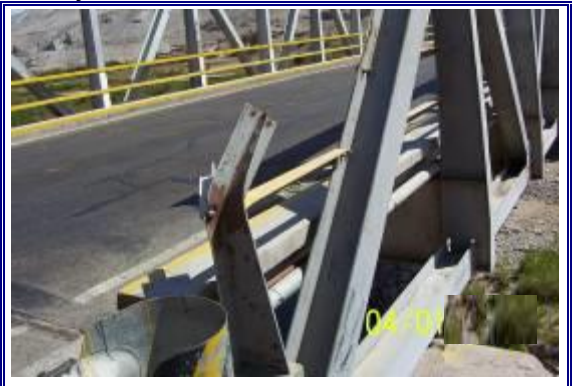


Foto Nº 9: Vista en el acceso izquierdo aguas arriba, poste y barandas metálicas dobladas.

Foto Nº10: Vista del acceso izquierdo. Se observa al inicio del puente las barandas metálicas inclinadas.

Foto Nº 12: Detalle.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Foto Nº 11: Corrosión y deformación por impacto vehicular.	

3.11 Socavación en ambos estribos. Se observa primer peldaño del estribo. Se recomienda colocar enrocado de altura 1.50m a fin de proteger ambos estribos.

Foto Nº 13: Estribo derecho. Lecho del río con cauce socavado.

Foto Nº 14: Estribo izquierdo, ala aguas arriba con cauce socavado. Necesita protección.

Foto Nº 15: Estribo izquierdo, ala aguas abajo. Se encuentra con cauce socavado.

3.12 El lecho del río, entre el estribo izquierdo y el pilar, presenta degradación que no afecta las cimentaciones de las estructuras. Se observa vegetación depositada en la zona próxima a la margen izquierda, aguas arriba, la misma que será retirada.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Foto Nº 16: Se aprecia maleza por todo el área del cauce y la degradación entre el pilar y el estribo izquierdo.

Foto Nº 17: Maleza en cauce del río.

3.13 Las elevaciones de ambos estribos se encuentran en general en buen estado. En el estribo derecho hay algunas fisuras aisladas no estructurales que han sido selladas pero que nuevamente se están abriendo.

Foto Nº 18: Se observa fisuras vertical y horizontal que han sido resanadas aguas abajo.

Foto Nº 19: . Detalle de fisura resanada

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Foto Nº 20: Se observa fisura que llega a la cajuela y continúa en diagonal. La cajuela se encuentra con fisuras

4. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO RUTINARIO

Conforme a lo observado durante la visita de campo se ha previsto la ejecución de los siguientes trabajos de mantenimiento rutinario:

4.1 Desbroce y limpieza
4.2 Limpieza de superestructura con agua a presión.
4.3 Arenado y pintado de estructura metálica total.
4.4 Enderezado de elementos metálicos (baranda).
4.5 Enrocado de ambos estribos.
4.6 Demolición de concreto manteniendo la armadura (Losa tramo 3, paños 3 y 4)
4.7 Construcción de estructura de concreto armado (Losa tramo 3, paños 3 y 4)
4.8 Remoción, riego de liga y colocación de carpeta asfáltica.
4.9 Construcción de muros contra impacto.
4.10 Pintura de marcas en pavimento.
4.11 Limpieza de juntas de dilatación.
4.12 Pintado de superficies de concreto (muros de impacto y sardineles)
4.13 Colocación de señal reflectiva en muros de impacto
4.14 Sellado de fisuras en carpeta asfáltica.

5. PLAZO DE EJECUCION

Se ha estimado una duración de 45 días naturales.

6. PERIODO DE INTERVENCION

Los trabajos de mantenimiento rutinario se realizarán durante el periodo de estiaje del río, es decir de Julio a Noviembre.

Al ejecutar los trabajos, se tendrá mucho cuidado en el control permanente del tránsito, a fin que este sea fluido y permanente. Se restringirá el tránsito a un solo carril, mientras en el otro carril se efectuarán los trabajos indicados. Se colocarán conos de seguridad,

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

y se ubicará una persona con banderillas, al extremo del carril restringido, para dar tránsito a los vehículos en el único carril libre.

7. VERIFICACION DE LAS CONDICIONES DE SITIO

Información hidráulica

Durante la inspección realizada se observó que las marcas de aguas máximas alcanzan un nivel de 6m por debajo del tablero del puente, lo que es aceptable dado que esto no pone en riesgo la estructura ni causaría problemas relacionados con la obstrucción del puente. Asimismo, la longitud del puente es adecuada hidráulicamente.

Problemática Ambiental

Al tratarse de puente existente, los efectos de los trabajos de mantenimiento no son significativos. Sin embargo se tomarán las precauciones necesarias para evitar la contaminación del aire, los suelos, las aguas superficiales o subterráneas y la flora. Los excedentes de materiales o productos utilizados, así como los residuos producto de la reparación, serán retirados y depositados en botaderos autorizados.

Las principales medidas ambientales están relacionadas con la limpieza de la estructura, el manejo de desechos, el uso de sitios para depósitos de material excedente, el cuidado de las aguas, el manejo de la vegetación que incluye el roce y desbroce, entre otras.

Asimismo, la actividad de mantenimiento tiene estrecha relación con los usuarios del puente y con las comunidades que están localizadas en la zona de influencia de la estructura, por lo que es necesario establecer vínculos de colaboración mutua entre las partes interesadas.

Se considera necesaria la educación a los usuarios y a la comunidad a fin que los pobladores de la zona no produzcan daños al puente, boten basura y escombros, o invadan las riberas mediante construcciones, cultivos o similares.

Canteras

Los volúmenes de concreto requerido son pequeños, por lo que se abastecerá del poblado más cercano, en este caso San Juan de Sihuas, al existir en el comercio local el material requerido para la elaboración de los concretos.

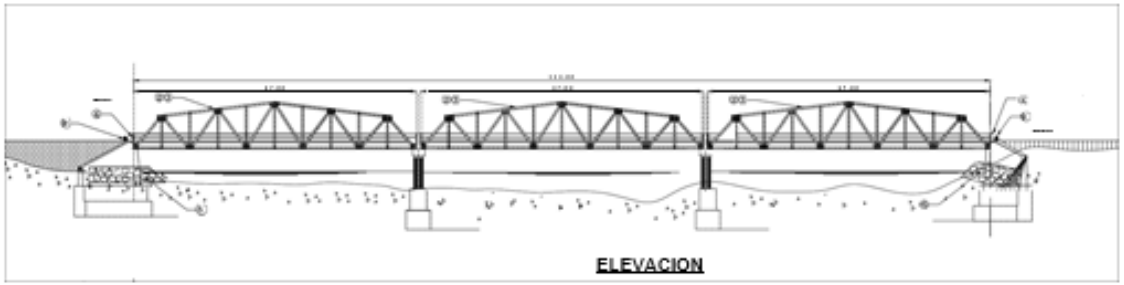
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

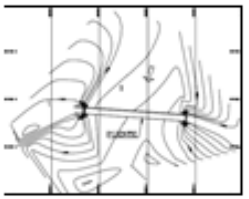
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 4 – Plano Puente Siguas Provias

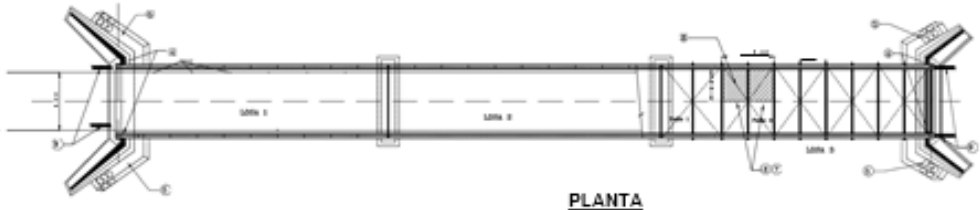
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis



ELEVACION



UBICACION

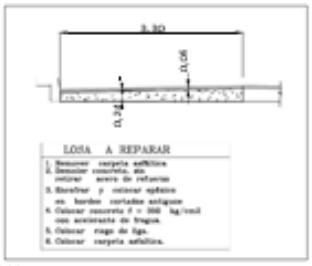


PLANTA

ENROCADO

MURO DE IMPACTO

SEÑAL REFLECTIVA



Estudio de Mantenimiento Rutinario de los puentes Uayuy-Cocoma-Shishaya-Shuya y Ucu

Puente SHUSS

Vista General y Ubicación

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 5 – Panel Fotográfico Visita Puente Siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

10. Anexo 5

Panel Fotográfico de Visita a Puente Siguas

Fotografía Nro. 1 – Puente Siguas

Fotografía Nro. 2 – Pilar del Puente Siguas

Fotografía Nro. 3 – Estribo del Puente Siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Fotografía Nro. 4 – Caudal Base Río Siguas

Fotografía Nro. 5 Refuerzo en Pilares por Socavación

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 6 – Panel Fotográfico Ensayos de Materiales

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

11. Anexo 5

Panel Fotográfico de Ensayos del Suelo del Puente Siguas

Fotografía Nro. 1- Secado del Suelo al Horno

Fotografía Nro. 2 – Peso de Muestra de 2000 grf.

Fotografía Nro. 3 – Tamices y Herramientas Usadas para el Ensayo de Granulometría

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

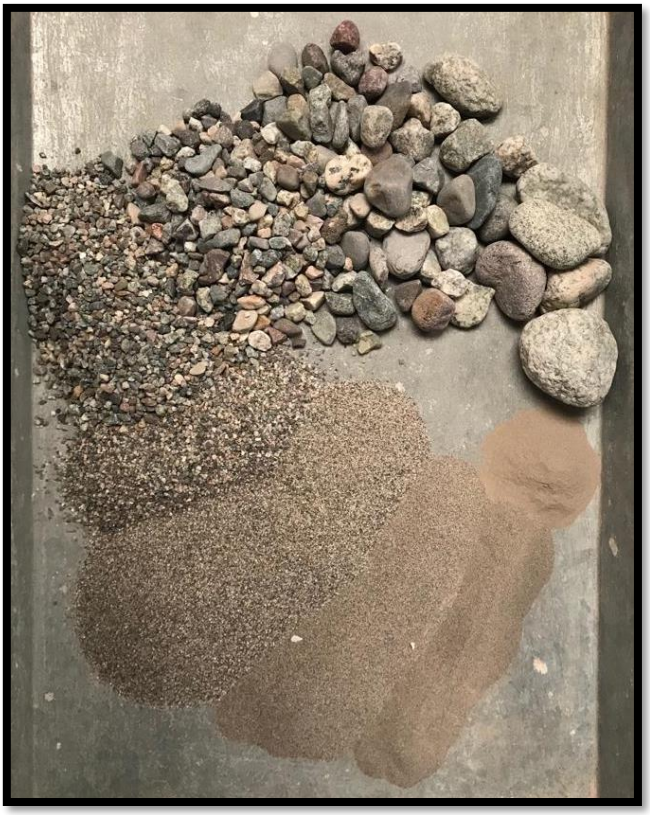
Fotografía Nro. 4 – Tamizado de Suelo

Fotografía Nro.5 – Suelo Tamizado

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Fotografía Nro. 6 - Probeta con Agua y Suelo

Fotografía Nro. 7 – Herramientas y Materiales para Prueba de Gravedad Específica

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

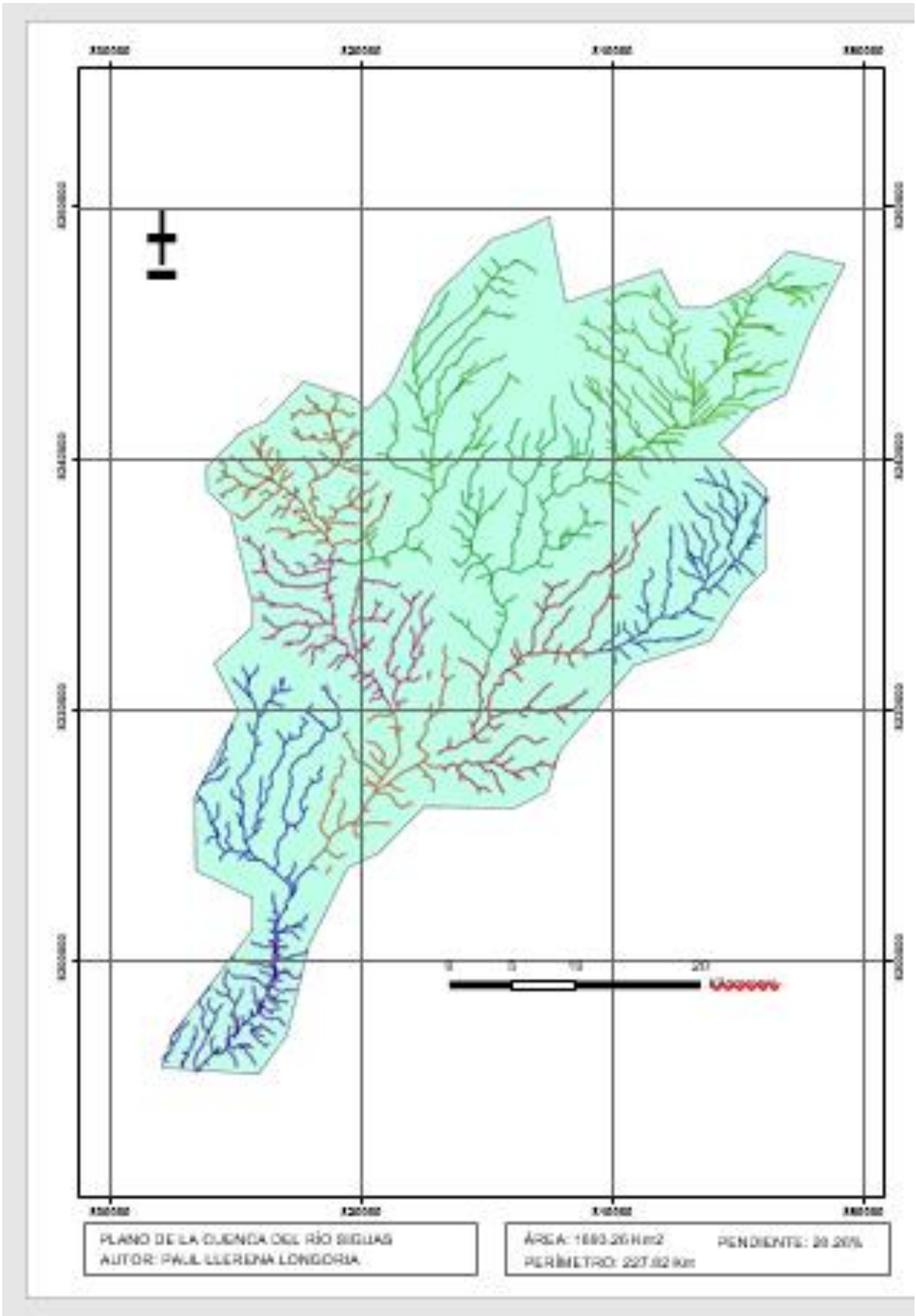
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 7 – Plano Cuenca Siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

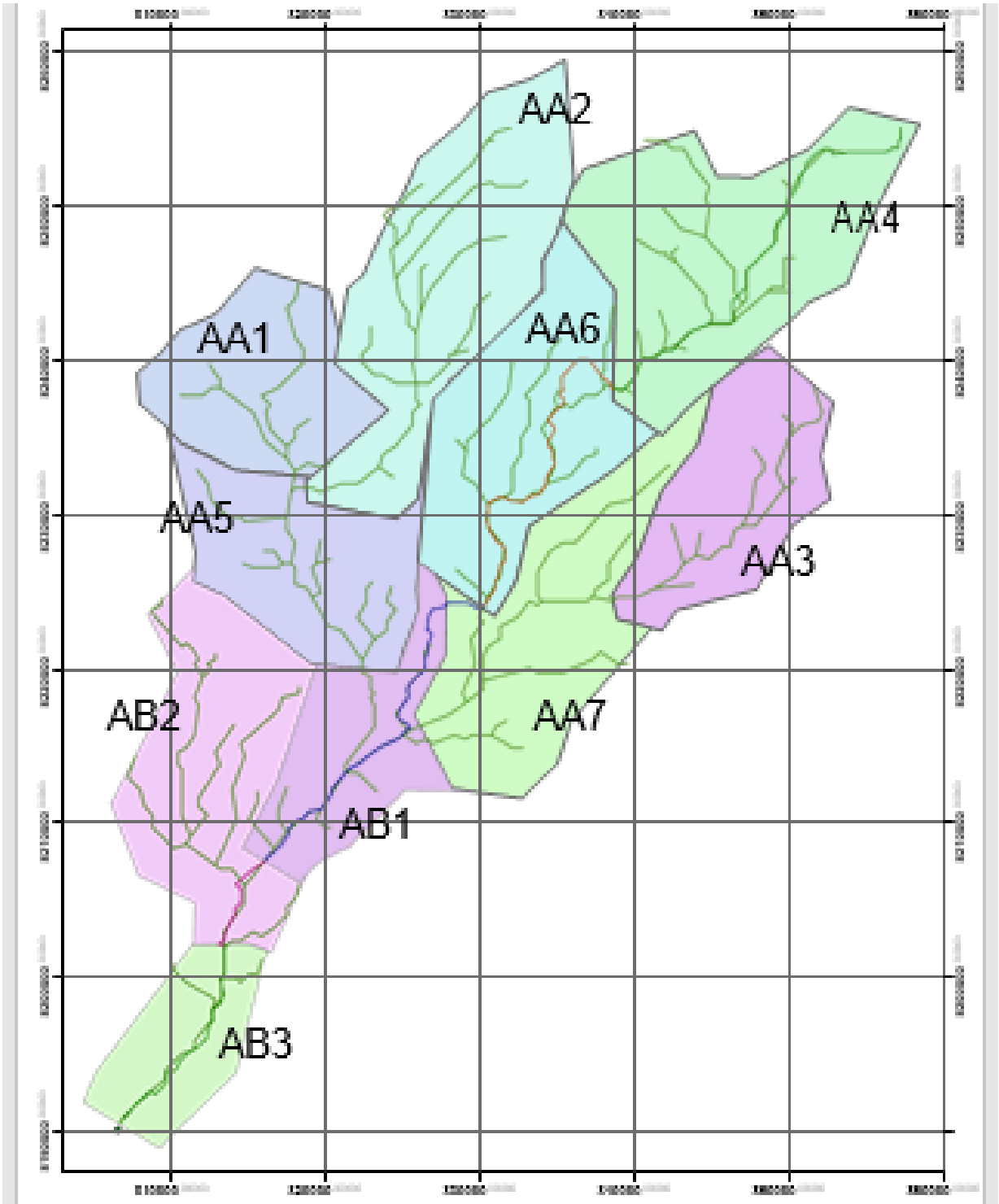
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 8 – Discretización de la Cuenca del río Siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



PLANO DE DISCRETIZACIÓN DE LA CUENCA SIGUAS
AUTOR: PAUL LLERENA LONGORIA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 9 – Características Subcuencas río Siguas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

12. Anexo 9

Características de las Subcuencas Discretizadas del Río Siguas

- AA1

Tabla 12.1. Pendiente de la cuenca AA1

Pendiente de la Cuenca AA1					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	5611	14027.5
2	5	10	7.5	5641	42307.5
3	10	15	12.5	7292	91150
4	15	20	17.5	7009	122657.5
5	20	25	22.5	4538	102105
6	25	30	27.5	2398	65945
7	30	35	32.5	966	31395
8	35	40	37.5	399	14962.5
9	40	45	42.5	146	6205
10	45	50	47.5	70	3325
11	50	55	52.5	38	1995
12	55	60	57.5	31	1782.5
13	60	65	62.5	25	1562.5
14	65	70	67.5	22	1485
15	70	75	72.5	14	1015
16	75	80	77.5	5	387.5
17	80	85	82.5	7	577.5
18	85	90	87.5	3	262.5
19	90	95	92.5	5	462.5
20	95	100	97.5	5	487.5
			Total	34225	504097.5
			Pendiente Media (%)	14.73	

Tabla 12.2. Datos curva hipsométrica AA1

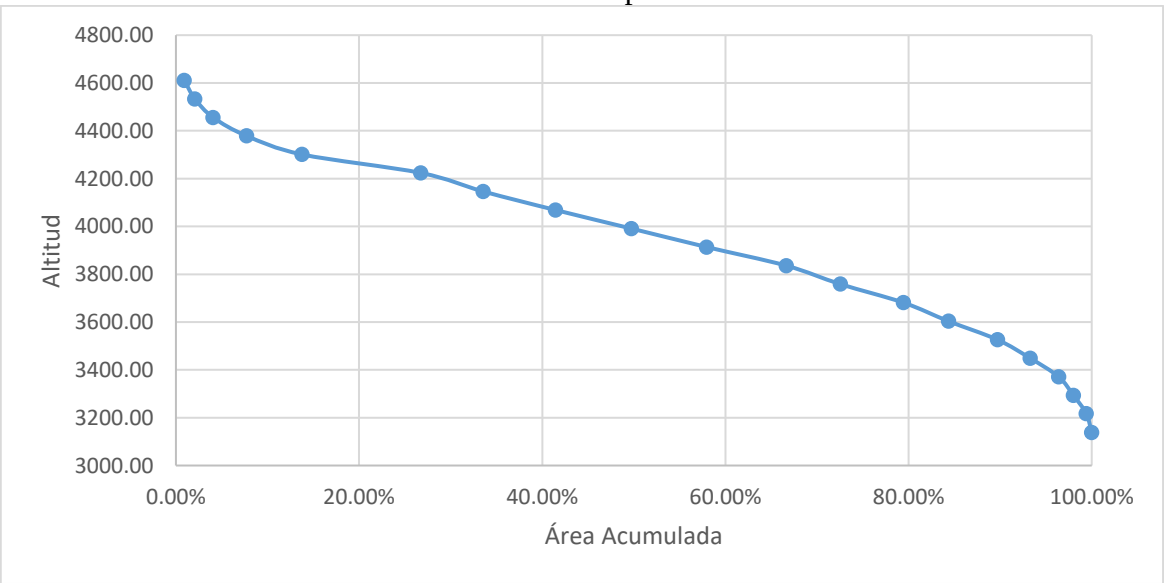
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	3100.00	3177.33	3138.67	0.858	144.673	100.00%	0.59%
2	3179.12	3254.70	3216.91	2.025	143.815	99.41%	1.40%
3	3255.03	3332.24	3293.63	2.350	141.790	98.01%	1.62%
4	3332.99	3409.77	3371.38	4.481	139.440	96.38%	3.10%
5	3410.02	3487.47	3448.75	5.178	134.959	93.29%	3.58%
6	3487.55	3564.93	3526.24	7.744	129.781	89.71%	5.35%
7	3565.15	3642.42	3603.78	7.102	122.037	84.35%	4.91%
8	3642.61	3719.98	3681.29	9.972	114.935	79.44%	6.89%
9	3720.09	3797.41	3758.75	8.564	104.964	72.55%	5.92%
10	3797.50	3874.81	3836.16	12.546	96.399	66.63%	8.67%
11	3875.01	3952.49	3913.75	11.904	83.853	57.96%	8.23%
12	3952.52	4029.88	3991.20	12.001	71.950	49.73%	8.30%
13	4030.08	4107.50	4068.79	11.392	59.949	41.44%	7.87%
14	4107.51	4184.96	4146.23	9.858	48.557	33.56%	6.81%
15	4185.03	4262.48	4223.75	18.777	38.699	26.75%	12.98%
16	4262.51	4339.96	4301.24	8.754	19.922	13.77%	6.05%
17	4340.04	4417.39	4378.72	5.301	11.168	7.72%	3.66%
18	4417.54	4494.66	4456.10	2.879	5.867	4.06%	1.99%
19	4495.07	4572.29	4533.68	1.670	2.989	2.07%	1.15%
20	4572.69	4650.00	4611.35	1.319	1.319	0.91%	0.91%

Gráfica 12.1. Curva hipsométrica AA1

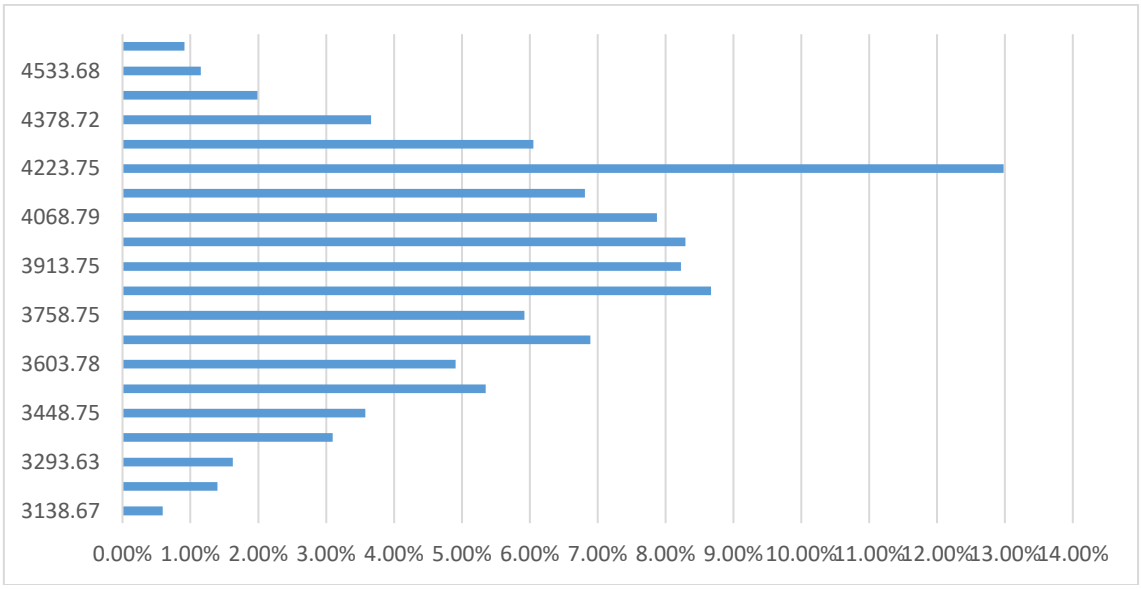


Gráfica 12.2. Frecuencia de Alturas AA1

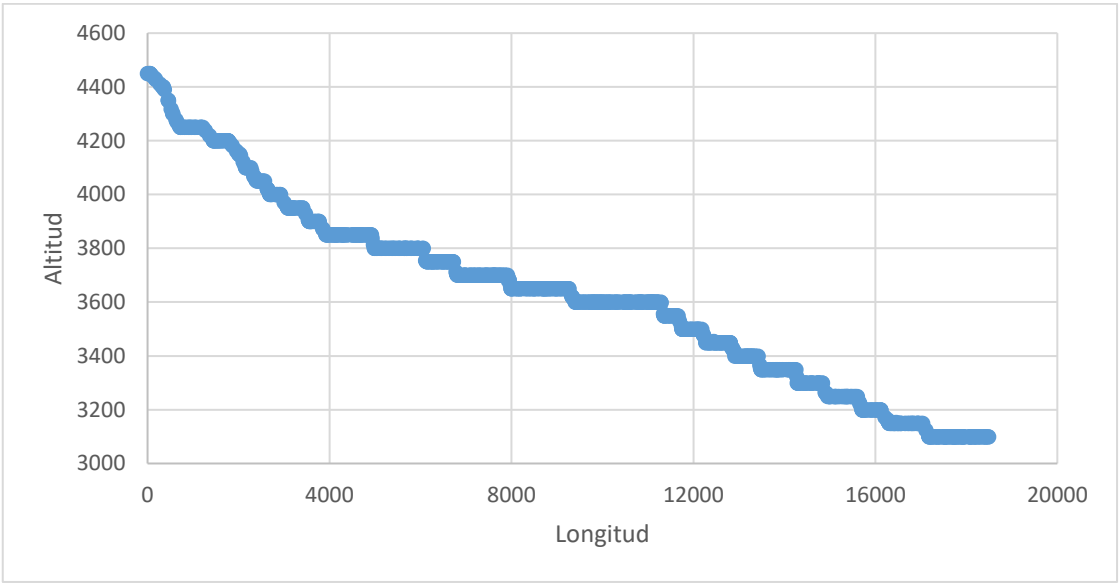
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Gráfica 12.3. Alturas de cauce AA1



- AA2

Tabla 12.3. Pendiente de la cuenca AA2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	3759	9397.5
2	5	10	7.5	5811	43582.5
3	10	15	12.5	4512	56400
4	15	20	17.5	2756	48230
5	20	25	22.5	1532	34470
6	25	30	27.5	891	24502.5
7	30	35	32.5	667	21677.5
8	35	40	37.5	543	20362.5
9	40	45	42.5	369	15682.5
10	45	50	47.5	189	8977.5
11	50	55	52.5	160	8400
12	55	60	57.5	80	4600
13	60	65	62.5	31	1937.5
14	65	70	67.5	26	1755
15	70	75	72.5	18	1305
16	75	80	77.5	21	1627.5
17	80	85	82.5	7	577.5
18	85	90	87.5	6	525
19	90	95	92.5	5	462.5
20	95	100	97.5	2	195
			Total	21385	304667.5
			Pendiente Media (%)	14.25	

Tabla 12.4. Datos curva hipsométrica AA2

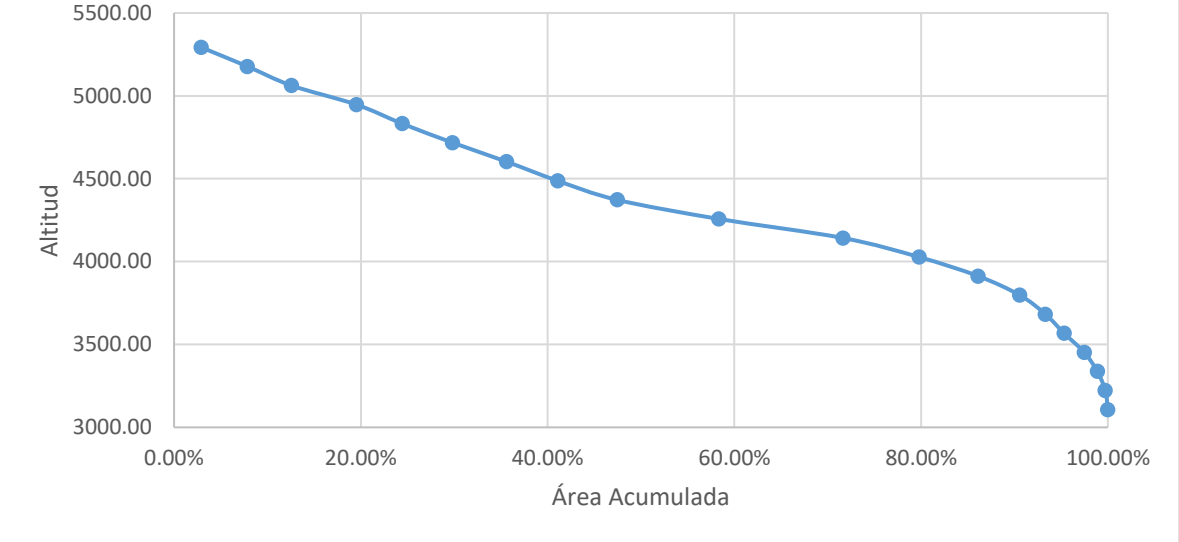
Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	3050.00	3164.41	3107.21	0.728	263.705	100.00%	0.28%
2	3165.80	3279.89	3222.85	2.232	262.978	99.72%	0.85%
3	3281.03	3394.58	3337.80	3.712	260.746	98.88%	1.41%
4	3395.12	3509.89	3452.51	5.672	257.034	97.47%	2.15%
5	3510.11	3624.59	3567.35	5.290	251.362	95.32%	2.01%
6	3625.77	3739.56	3682.67	7.238	246.071	93.31%	2.74%
7	3740.09	3855.00	3797.55	11.752	238.833	90.57%	4.46%
8	3855.04	3969.99	3912.52	16.684	227.081	86.11%	6.33%
9	3970.01	4084.86	4027.44	21.506	210.397	79.78%	8.16%
10	4085.00	4200.00	4142.50	35.021	188.891	71.63%	13.28%
11	4200.01	4314.87	4257.44	28.707	153.870	58.35%	10.89%
12	4315.08	4429.99	4372.54	16.832	125.163	47.46%	6.38%
13	4430.00	4544.91	4487.46	14.378	108.331	41.08%	5.45%
14	4545.02	4660.00	4602.51	15.278	93.952	35.63%	5.79%
15	4660.14	4774.92	4717.53	14.255	78.674	29.83%	5.41%
16	4775.14	4889.70	4832.42	12.936	64.419	24.43%	4.91%
17	4890.01	5004.79	4947.40	18.337	51.483	19.52%	6.95%
18	5005.05	5119.86	5062.46	12.430	33.147	12.57%	4.71%
19	5120.18	5235.00	5177.59	13.022	20.717	7.86%	4.94%
20	5235.15	5350.00	5292.57	7.695	7.695	2.92%	2.92%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

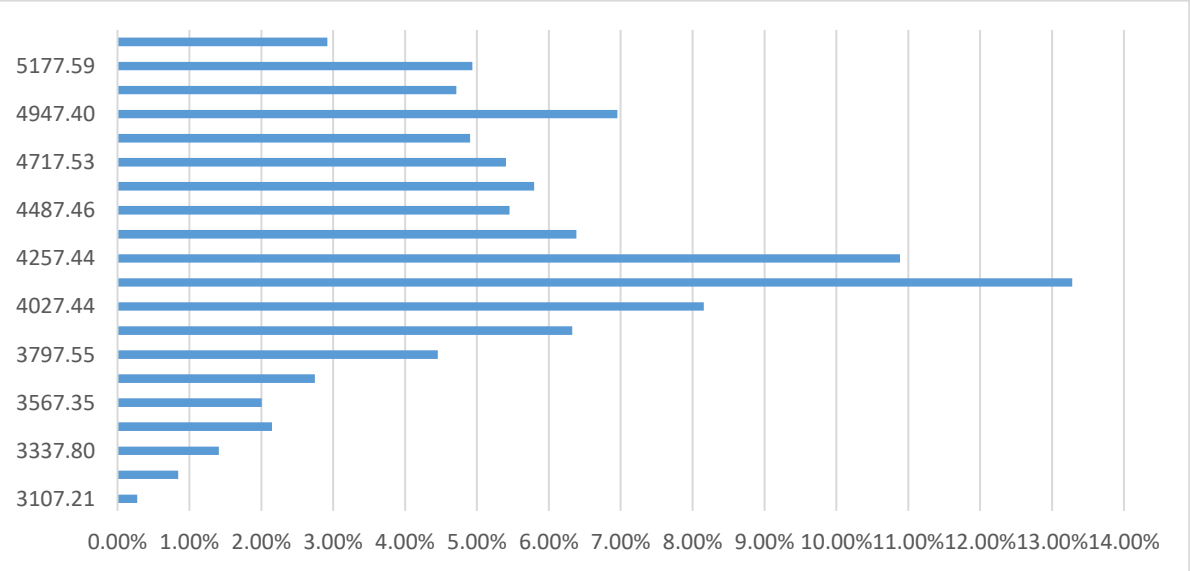
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.4. Curva hipsométrica AA2



Gráfica 12.5. Frecuencia de Alturas AA2

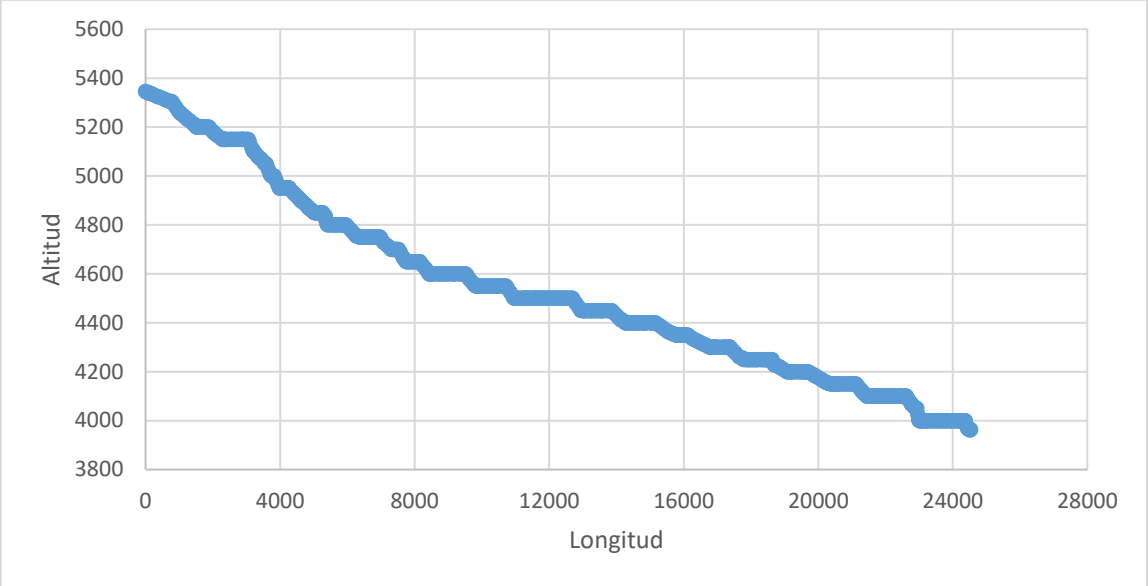


Gráfica 12.6. Alturas de cauce AA2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



- AA3

Tabla 12.5. Pendiente de la cuenca AA3

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	4689	11722.5
2	5	10	7.5	5401	40507.5
3	10	15	12.5	6408	80100
4	15	20	17.5	5171	90492.5
5	20	25	22.5	3012	67770
6	25	30	27.5	1547	42542.5
7	30	35	32.5	753	24472.5
8	35	40	37.5	351	13162.5
9	40	45	42.5	166	7055
10	45	50	47.5	136	6460
11	50	55	52.5	57	2992.5
12	55	60	57.5	25	1437.5
13	60	65	62.5	27	1687.5
14	65	70	67.5	13	877.5
15	70	75	72.5	5	362.5
16	75	80	77.5	6	465
17	80	85	82.5	5	412.5
18	85	90	87.5	7	612.5
19	90	95	92.5	2	185
20	95	100	97.5	5	487.5
			Total	27786	393805
			Pendiente Media (%)	14.17	

Tabla 12.6. Datos curva hipsométrica AA3

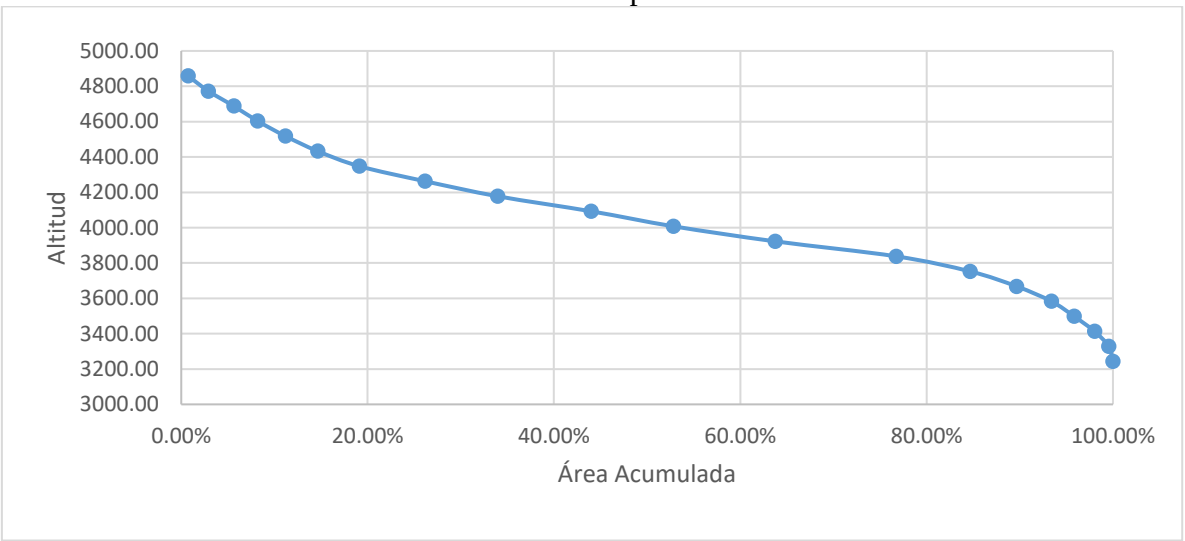
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	3200.00	3284.85	3242.43	0.695	151.991	100.00%	0.46%
2	3285.38	3369.65	3327.51	2.281	151.296	99.54%	1.50%
3	3370.31	3454.77	3412.54	3.337	149.015	98.04%	2.20%
4	3455.33	3539.98	3497.65	3.703	145.678	95.85%	2.44%
5	3540.08	3624.97	3582.53	5.689	141.975	93.41%	3.74%
6	3625.12	3709.99	3667.56	7.587	136.286	89.67%	4.99%
7	3710.03	3794.94	3752.48	12.040	128.699	84.68%	7.92%
8	3795.03	3879.99	3837.51	19.774	116.660	76.75%	13.01%
9	3880.02	3964.99	3922.51	16.574	96.886	63.74%	10.90%
10	3965.04	4050.00	4007.52	13.429	80.311	52.84%	8.84%
11	4050.05	4135.00	4092.53	15.234	66.882	44.00%	10.02%
12	4135.05	4219.95	4177.50	11.843	51.648	33.98%	7.79%
13	4220.02	4304.91	4262.46	10.743	39.806	26.19%	7.07%
14	4305.05	4389.98	4347.51	6.777	29.062	19.12%	4.46%
15	4390.16	4474.93	4432.55	5.262	22.285	14.66%	3.46%
16	4475.09	4560.00	4517.55	4.529	17.023	11.20%	2.98%
17	4560.04	4644.96	4602.50	3.900	12.494	8.22%	2.57%
18	4645.07	4729.59	4687.33	4.152	8.593	5.65%	2.73%
19	4730.05	4814.67	4772.36	3.304	4.442	2.92%	2.17%
20	4815.13	4900.00	4857.57	1.138	1.138	0.75%	0.75%

Gráfica 12.7. Curva hipsométrica AA3

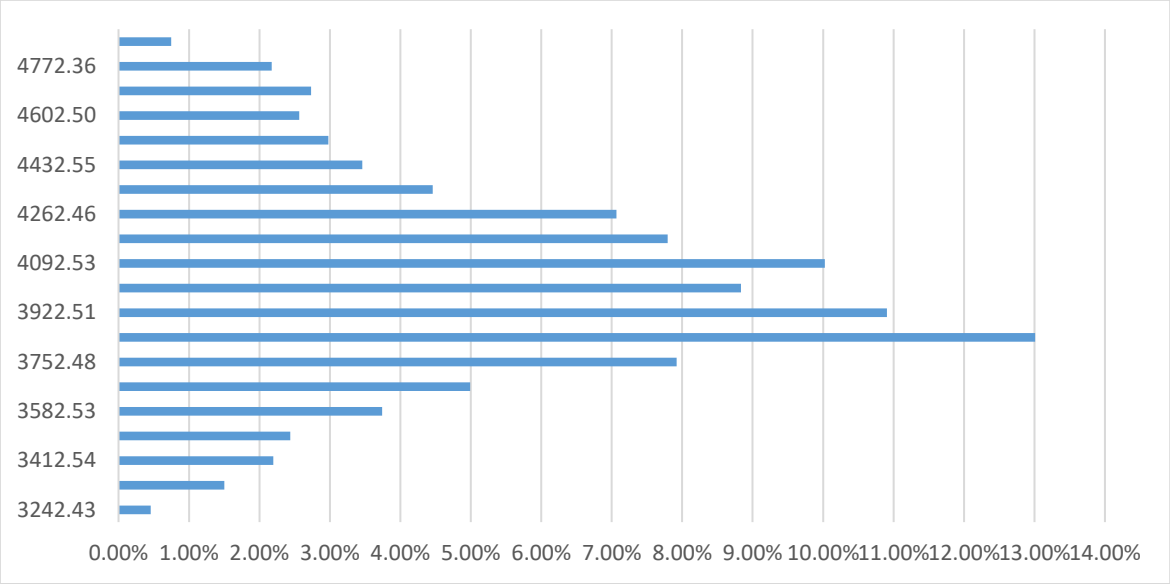


Gráfica 12.8. Frecuencia de Alturas AA3

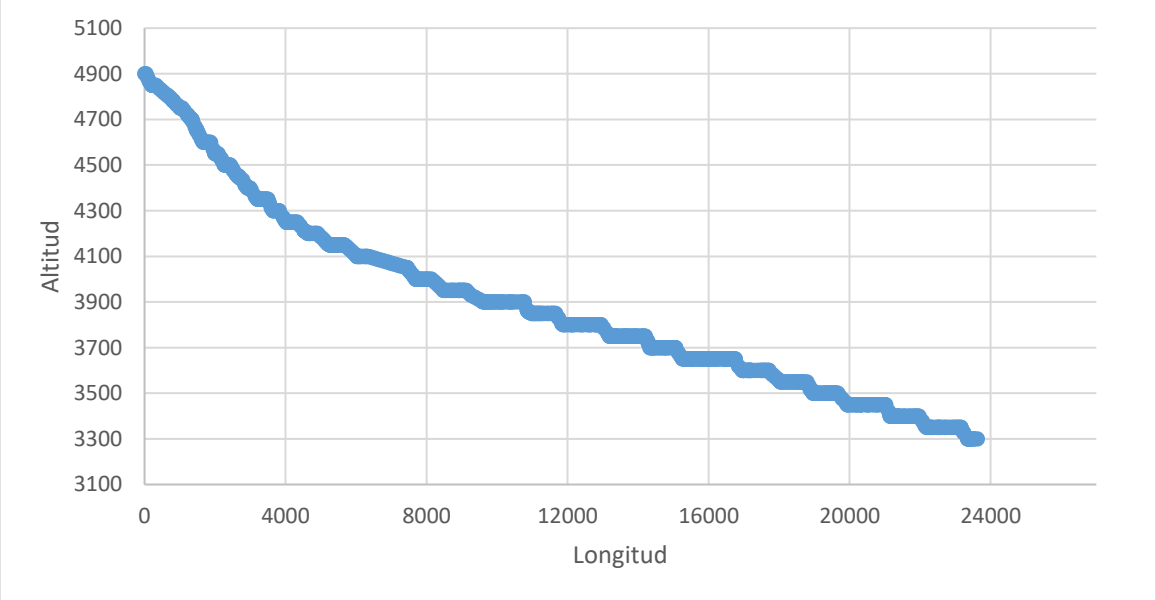
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Gráfica 12.9. Alturas de cauce AA3



- AA4

Tabla 12.7. Pendiente de la cuenca AA4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	18947	47367.5
2	5	10	7.5	10076	75570
3	10	15	12.5	4817	60212.5
4	15	20	17.5	1787	31272.5
5	20	25	22.5	677	15232.5
6	25	30	27.5	390	10725
7	30	35	32.5	184	5980
8	35	40	37.5	146	5475
9	40	45	42.5	47	1997.5
10	45	50	47.5	46	2185
11	50	55	52.5	46	2415
12	55	60	57.5	34	1955
13	60	65	62.5	36	2250
14	65	70	67.5	14	945
15	70	75	72.5	24	1740
16	75	80	77.5	21	1627.5
17	80	85	82.5	12	990
18	85	90	87.5	13	1137.5
19	90	95	92.5	3	277.5
20	95	100	97.5	1	97.5
			Total	37321	269452.5
			Pendiente Media (%)	7.22	

Tabla 12.8. Datos curva hipsométrica AA4

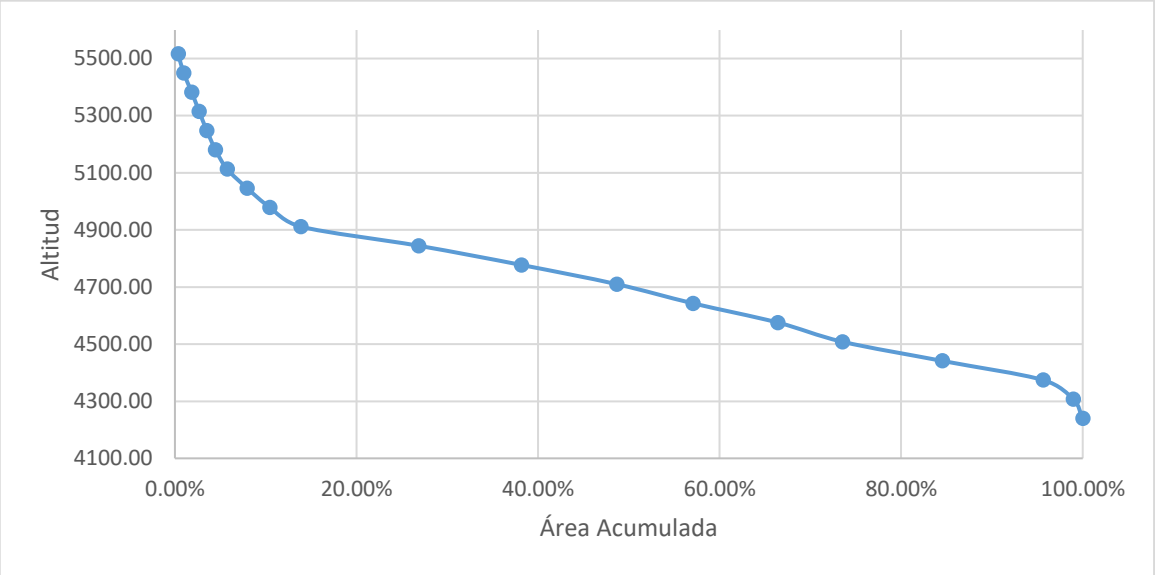
Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	4206.08	4273.21	4239.65	2.989	286.795	100.00%	1.04%
2	4273.42	4340.34	4306.88	9.483	283.806	98.96%	3.31%
3	4340.55	4407.62	4374.08	31.891	274.323	95.65%	11.12%
4	4407.69	4474.86	4441.28	31.591	242.432	84.53%	11.02%
5	4474.90	4542.06	4508.48	20.410	210.841	73.52%	7.12%
6	4542.11	4609.22	4575.66	26.788	190.431	66.40%	9.34%
7	4609.26	4676.45	4642.86	24.099	163.642	57.06%	8.40%
8	4676.49	4743.60	4710.04	30.062	139.544	48.66%	10.48%
9	4743.65	4810.84	4777.25	32.475	109.482	38.17%	11.32%
10	4810.86	4878.02	4844.44	37.209	77.007	26.85%	12.97%
11	4878.08	4944.97	4911.53	9.813	39.798	13.88%	3.42%
12	4945.28	5012.33	4978.81	7.177	29.985	10.46%	2.50%
13	5012.48	5079.47	5045.98	6.324	22.808	7.95%	2.21%
14	5079.89	5146.71	5113.30	3.666	16.483	5.75%	1.28%
15	5146.89	5213.07	5179.98	2.743	12.818	4.47%	0.96%
16	5214.19	5281.20	5247.69	2.428	10.074	3.51%	0.85%
17	5281.71	5347.89	5314.80	2.344	7.646	2.67%	0.82%
18	5348.52	5415.53	5382.03	2.521	5.302	1.85%	0.88%
19	5415.80	5482.70	5449.25	1.783	2.782	0.97%	0.62%
20	5483.15	5550.00	5516.57	0.999	0.999	0.35%	0.35%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

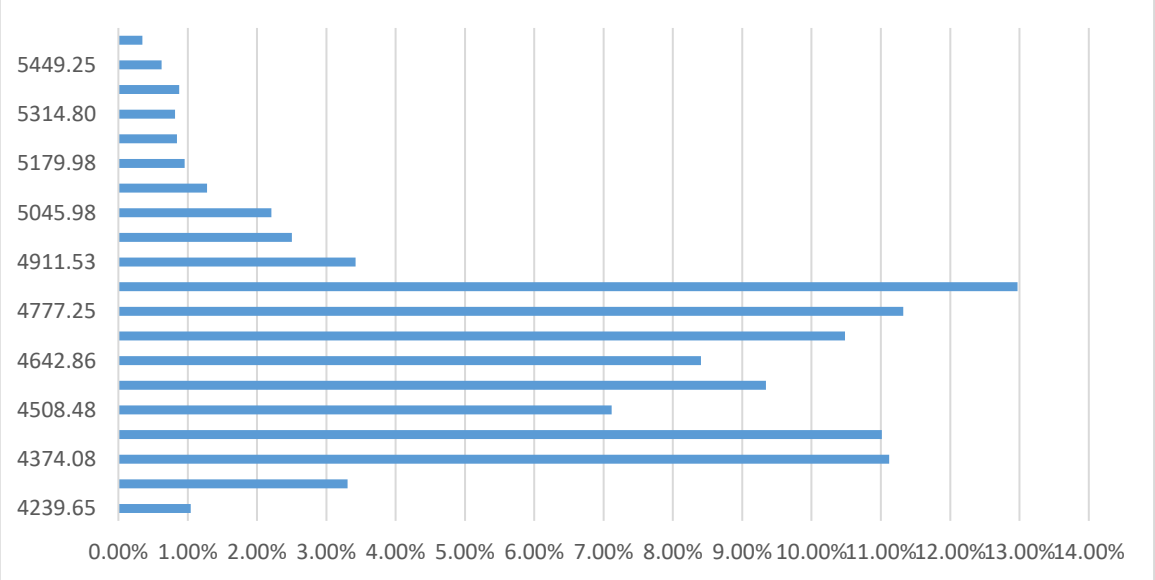
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.10. Curva hipsométrica AA4



Gráfica 12.11. Frecuencia de Alturas AA4

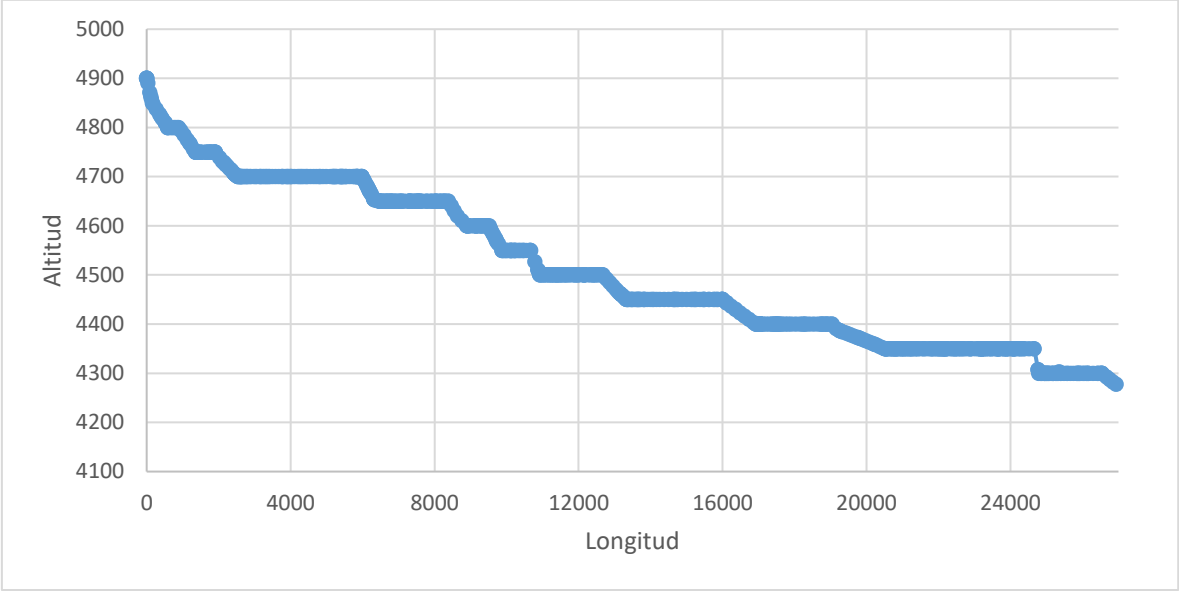


Gráfica 12.12. Alturas de cauce AA4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



- AA5

Tabla 12.9. Pendiente de la cuenca AA5

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	11098	27745
2	5	10	7.5	15573	116797.5
3	10	15	12.5	10061	125762.5
4	15	20	17.5	6384	111720
5	20	25	22.5	2754	61965
6	25	30	27.5	878	24145
7	30	35	32.5	274	8905
8	35	40	37.5	141	5287.5
9	40	45	42.5	73	3102.5
10	45	50	47.5	22	1045
11	50	55	52.5	15	787.5
12	55	60	57.5	24	1380
13	60	65	62.5	5	312.5
14	65	70	67.5	12	810
15	70	75	72.5	5	362.5
16	75	80	77.5	11	852.5
17	80	85	82.5	7	577.5
18	85	90	87.5	3	262.5
19	90	95	92.5	6	555
20	95	100	97.5	2	195
			Total	47348	492570
			Pendiente Media (%)	10.40	

Tabla 12.10. Datos curva hipsométrica AA5

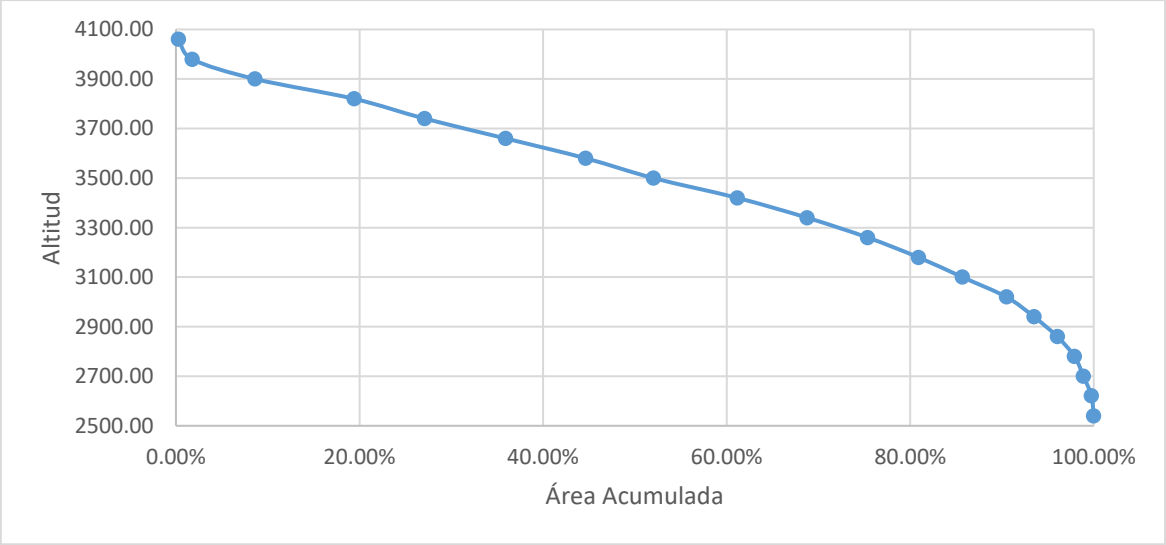
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	2500.00	2579.56	2539.78	0.552	219.457	100.00%	0.25%
2	2581.52	2659.96	2620.74	1.891	218.905	99.75%	0.86%
3	2660.23	2739.59	2699.91	2.169	217.014	98.89%	0.99%
4	2740.17	2819.68	2779.92	4.102	214.845	97.90%	1.87%
5	2820.02	2900.00	2860.01	5.567	210.743	96.03%	2.54%
6	2900.04	2979.92	2939.98	6.596	205.176	93.49%	3.01%
7	2980.07	3059.95	3020.01	10.531	198.581	90.49%	4.80%
8	3060.01	3140.00	3100.01	10.503	188.050	85.69%	4.79%
9	3140.03	3219.91	3179.97	12.153	177.547	80.90%	5.54%
10	3220.08	3300.00	3260.04	14.484	165.394	75.37%	6.60%
11	3300.01	3380.00	3340.00	16.681	150.910	68.77%	7.60%
12	3380.02	3460.00	3420.01	20.065	134.229	61.16%	9.14%
13	3460.01	3540.00	3500.00	16.204	114.164	52.02%	7.38%
14	3540.01	3620.00	3580.00	19.124	97.960	44.64%	8.71%
15	3620.00	3700.00	3660.00	19.351	78.836	35.92%	8.82%
16	3700.01	3779.99	3740.00	16.894	59.485	27.11%	7.70%
17	3780.06	3859.99	3820.03	23.699	42.591	19.41%	10.80%
18	3860.01	3939.99	3900.00	14.999	18.892	8.61%	6.83%
19	3940.07	4019.44	3979.75	3.328	3.893	1.77%	1.52%
20	4020.10	4100.00	4060.05	0.565	0.565	0.26%	0.26%

Gráfica 12.13. Curva hipsométrica AA5

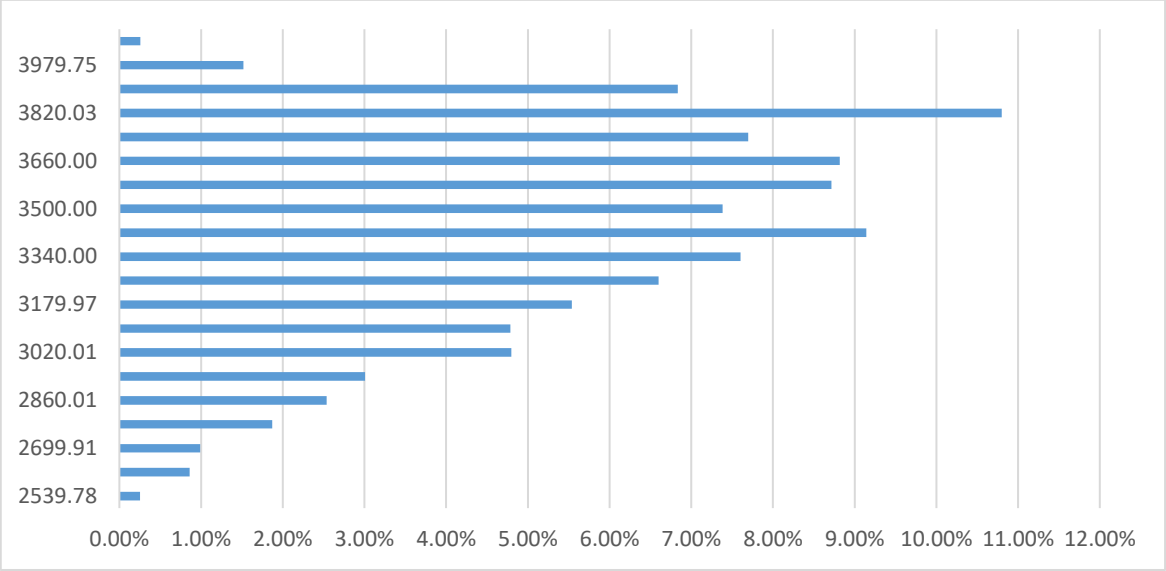


Gráfica 12.14. Frecuencia de Alturas AA5

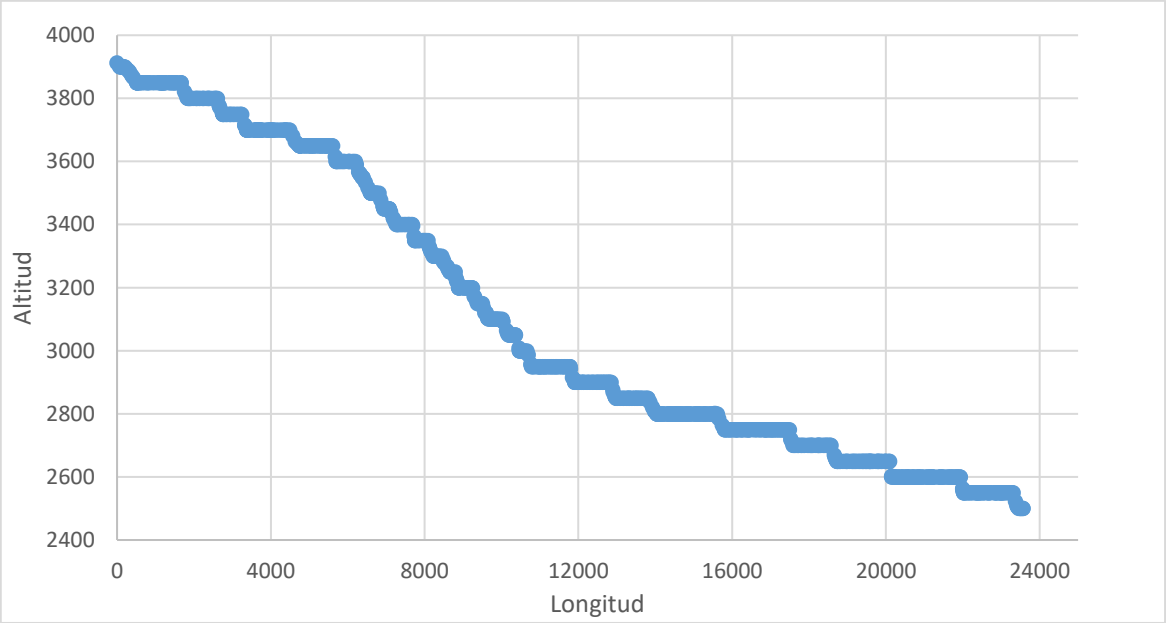
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Gráfica 12.15. Alturas de cauce AA5



- AA6

Tabla 12.11. Pendiente de la cuenca AA6

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	11098	27745
2	5	10	7.5	15573	116797.5
3	10	15	12.5	10061	125762.5
4	15	20	17.5	6384	111720
5	20	25	22.5	2754	61965
6	25	30	27.5	878	24145
7	30	35	32.5	274	8905
8	35	40	37.5	141	5287.5
9	40	45	42.5	73	3102.5
10	45	50	47.5	22	1045
11	50	55	52.5	15	787.5
12	55	60	57.5	24	1380
13	60	65	62.5	5	312.5
14	65	70	67.5	12	810
15	70	75	72.5	5	362.5
16	75	80	77.5	11	852.5
17	80	85	82.5	7	577.5
18	85	90	87.5	3	262.5
19	90	95	92.5	6	555
20	95	100	97.5	2	195
			Total	47348	492570
			Pendiente Media (%)	10.40	

Tabla 12.12. Datos curva hipsométrica AA6

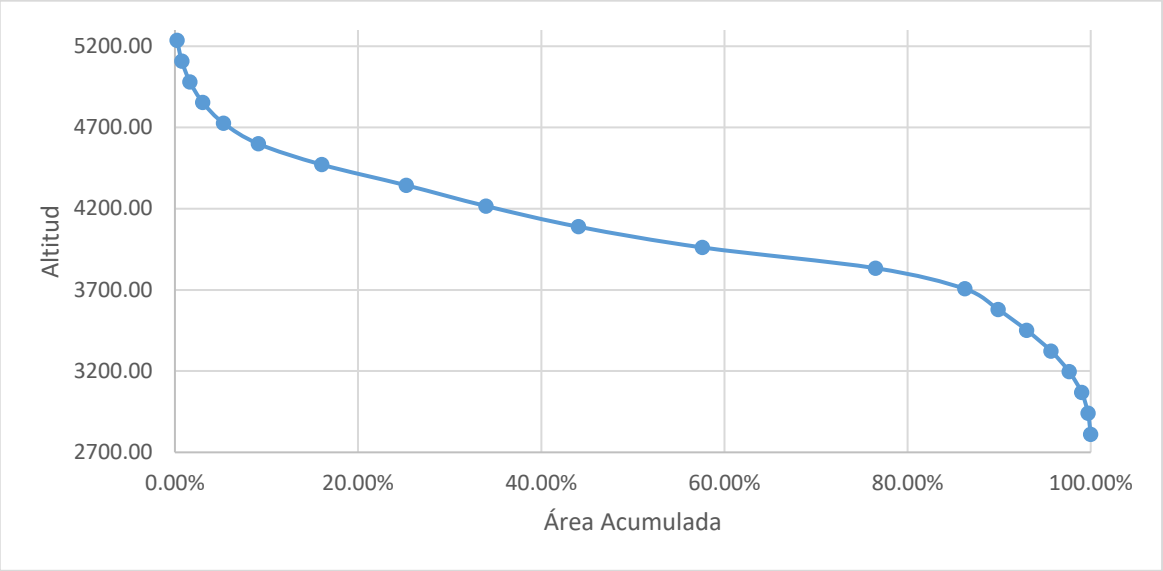
Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	2750.00	2871.28	2810.64	0.646	216.482	100.00%	0.30%
2	2877.89	3004.39	2941.14	1.510	215.836	99.70%	0.70%
3	3005.05	3132.38	3068.72	2.934	214.326	99.00%	1.36%
4	3132.72	3259.74	3196.23	4.301	211.392	97.65%	1.99%
5	3260.47	3387.16	3323.81	5.726	207.091	95.66%	2.64%
6	3387.60	3514.96	3451.28	6.732	201.365	93.02%	3.11%
7	3515.03	3642.36	3578.70	7.900	194.633	89.91%	3.65%
8	3642.72	3769.93	3706.33	21.117	186.733	86.26%	9.75%
9	3770.00	3897.47	3833.74	40.924	165.616	76.50%	18.90%
10	3897.50	4024.88	3961.19	29.264	124.691	57.60%	13.52%
11	4025.02	4152.45	4088.74	21.887	95.427	44.08%	10.11%
12	4152.54	4279.98	4216.26	18.829	73.541	33.97%	8.70%
13	4280.12	4407.49	4343.80	20.016	54.712	25.27%	9.25%
14	4407.59	4534.92	4471.25	14.936	34.696	16.03%	6.90%
15	4535.32	4662.50	4598.91	8.270	19.760	9.13%	3.82%
16	4662.91	4789.69	4726.30	4.890	11.489	5.31%	2.26%
17	4790.06	4917.04	4853.55	3.048	6.599	3.05%	1.41%
18	4918.07	5042.72	4980.39	1.928	3.551	1.64%	0.89%
19	5045.86	5171.11	5108.49	1.120	1.624	0.75%	0.52%
20	5172.57	5300.00	5236.29	0.503	0.503	0.23%	0.23%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

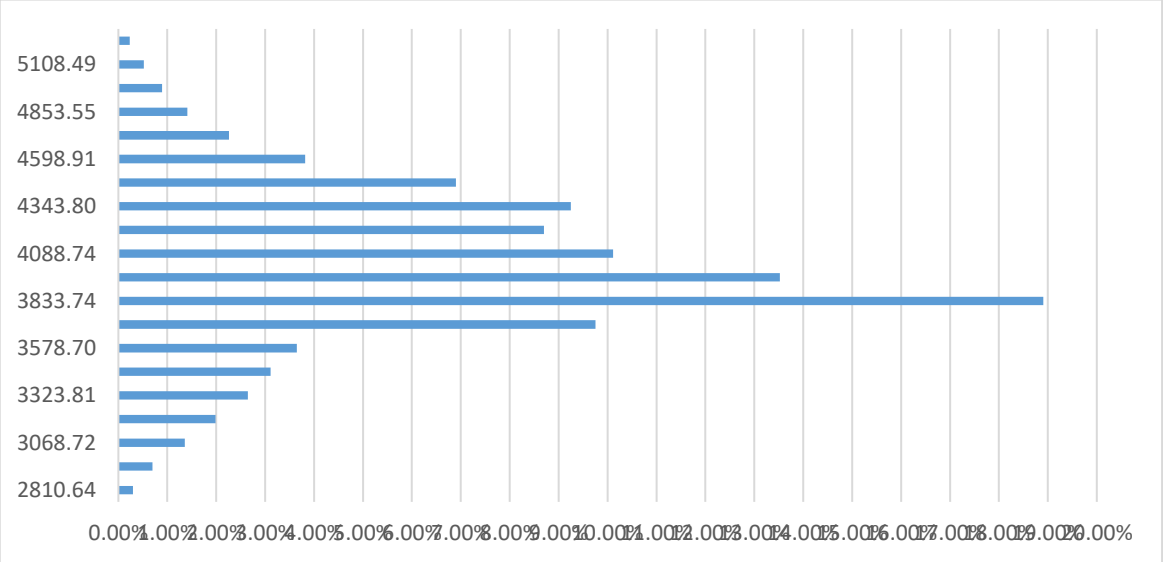
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.16. Curva hipsométrica AA6



Gráfica 12.17. Frecuencia de Alturas AA6

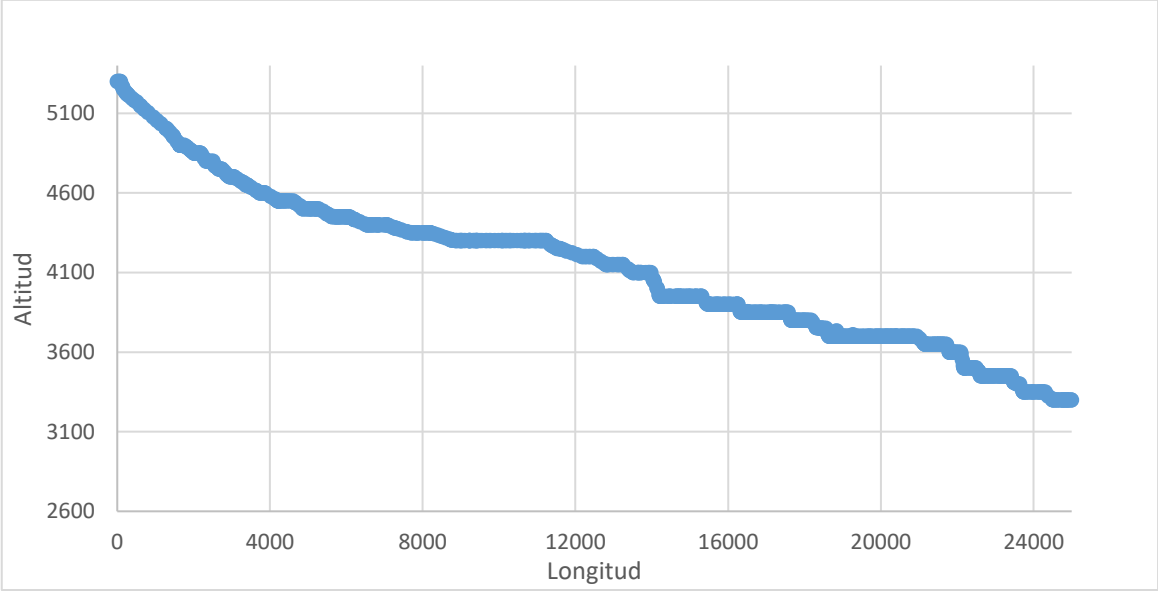


Gráfica 12.18. Alturas de cauce AA6

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



- AA7

Tabla 12.13. Pendiente de la cuenca AA7

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	1936	4840
2	5	10	7.5	2487	18652.5
3	10	15	12.5	2542	31775
4	15	20	17.5	2985	52237.5
5	20	25	22.5	2896	65160
6	25	30	27.5	2451	67402.5
7	30	35	32.5	2019	65617.5
8	35	40	37.5	1567	58762.5
9	40	45	42.5	1074	45645
10	45	50	47.5	775	36812.5
11	50	55	52.5	618	32445
12	55	60	57.5	567	32602.5
13	60	65	62.5	285	17812.5
14	65	70	67.5	171	11542.5
15	70	75	72.5	85	6162.5
16	75	80	77.5	23	1782.5
17	80	85	82.5	6	495
18	85	90	87.5	2	175
19	90	95	92.5	1	92.5
20	95	100	97.5	2	195
			Total	22492	550210
			Pendiente Media (%)	24.46	

Tabla 12.14. Datos curva hipsométrica AA7

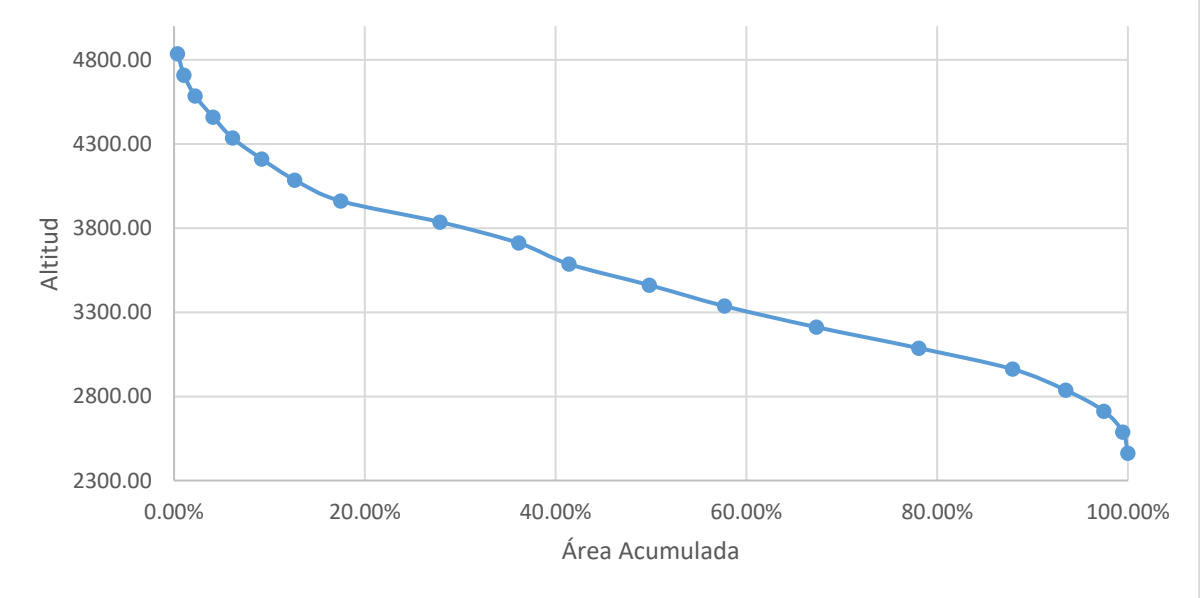
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	2400.00	2524.07	2462.03	1.350	255.114	100.00%	0.53%
2	2525.06	2649.61	2587.34	5.048	253.764	99.47%	1.98%
3	2649.89	2774.43	2712.16	10.232	248.716	97.49%	4.01%
4	2774.86	2899.34	2837.10	14.202	238.484	93.48%	5.57%
5	2899.57	3024.35	2961.96	25.046	224.282	87.91%	9.82%
6	3024.51	3149.01	3086.76	27.451	199.236	78.10%	10.76%
7	3149.34	3274.00	3211.67	24.536	171.785	67.34%	9.62%
8	3274.24	3398.90	3336.57	20.135	147.249	57.72%	7.89%
9	3399.05	3523.85	3461.45	21.450	127.115	49.83%	8.41%
10	3523.88	3648.61	3586.25	13.476	105.664	41.42%	5.28%
11	3648.94	3773.56	3711.25	21.042	92.188	36.14%	8.25%
12	3773.65	3898.50	3836.07	26.566	71.146	27.89%	10.41%
13	3898.52	4023.35	3960.94	12.285	44.580	17.47%	4.82%
14	4023.40	4148.12	4085.76	8.859	32.295	12.66%	3.47%
15	4148.39	4273.07	4210.73	7.804	23.436	9.19%	3.06%
16	4273.56	4397.52	4335.54	5.207	15.631	6.13%	2.04%
17	4398.15	4522.78	4460.47	4.798	10.425	4.09%	1.88%
18	4524.36	4647.49	4585.93	2.949	5.626	2.21%	1.16%
19	4647.99	4770.73	4709.36	1.713	2.677	1.05%	0.67%
20	4775.79	4897.50	4836.65	0.964	0.964	0.38%	0.38%

Gráfica 12.19. Curva hipsométrica AA7

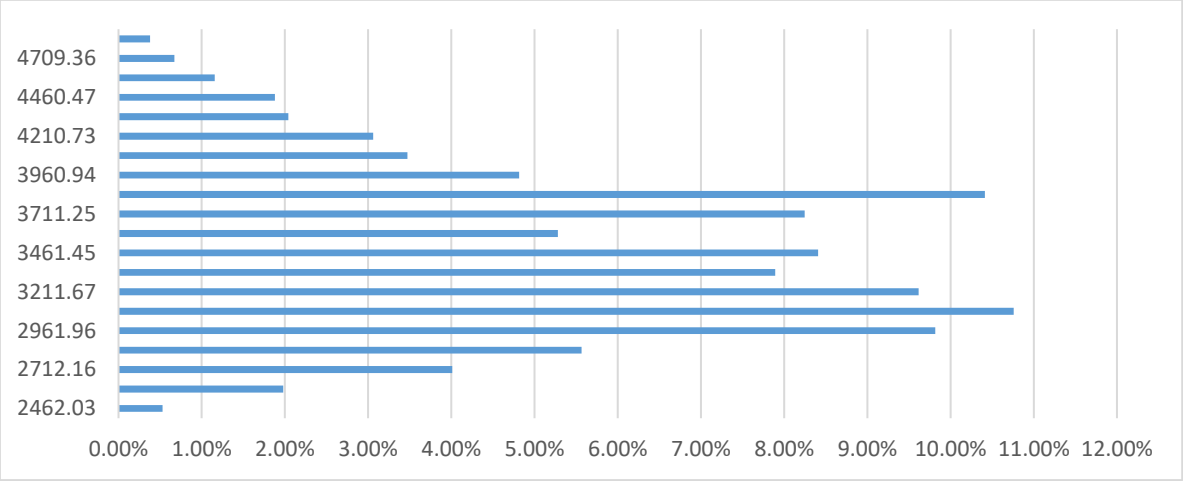


Gráfica 12.20. Frecuencia de Alturas AA7

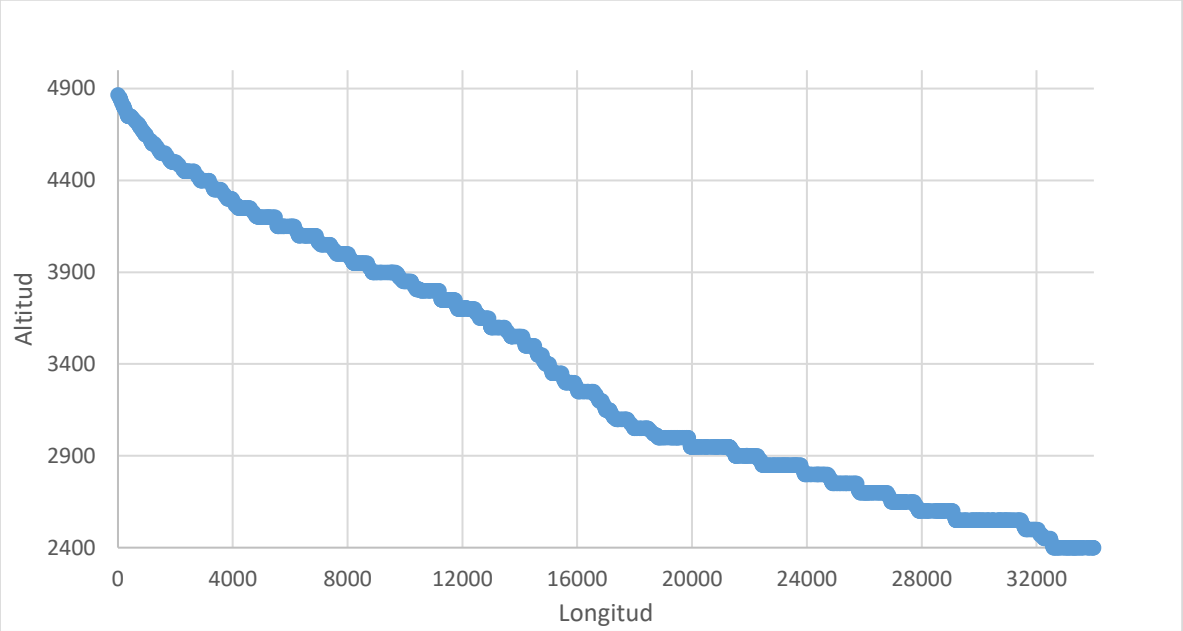
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Gráfica 12.21. Alturas de cauce AA7



- AB1

Tabla 12.15. Pendiente de la cuenca AB1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	2491	6227.5
2	5	10	7.5	3230	24225
3	10	15	12.5	4503	56287.5
4	15	20	17.5	3567	62422.5
5	20	25	22.5	2885	64912.5
6	25	30	27.5	2589	71197.5
7	30	35	32.5	2279	74067.5
8	35	40	37.5	1651	61912.5
9	40	45	42.5	1018	43265
10	45	50	47.5	598	28405
11	50	55	52.5	344	18060
12	55	60	57.5	154	8855
13	60	65	62.5	70	4375
14	65	70	67.5	23	1552.5
15	70	75	72.5	16	1160
16	75	80	77.5	14	1085
17	80	85	82.5	12	990
18	85	90	87.5	3	262.5
19	90	95	92.5	2	185
			Total	25449	529447.5
			Pendiente Media (%)	20.80	

Tabla 12.16. Datos curva hipsométrica AB1

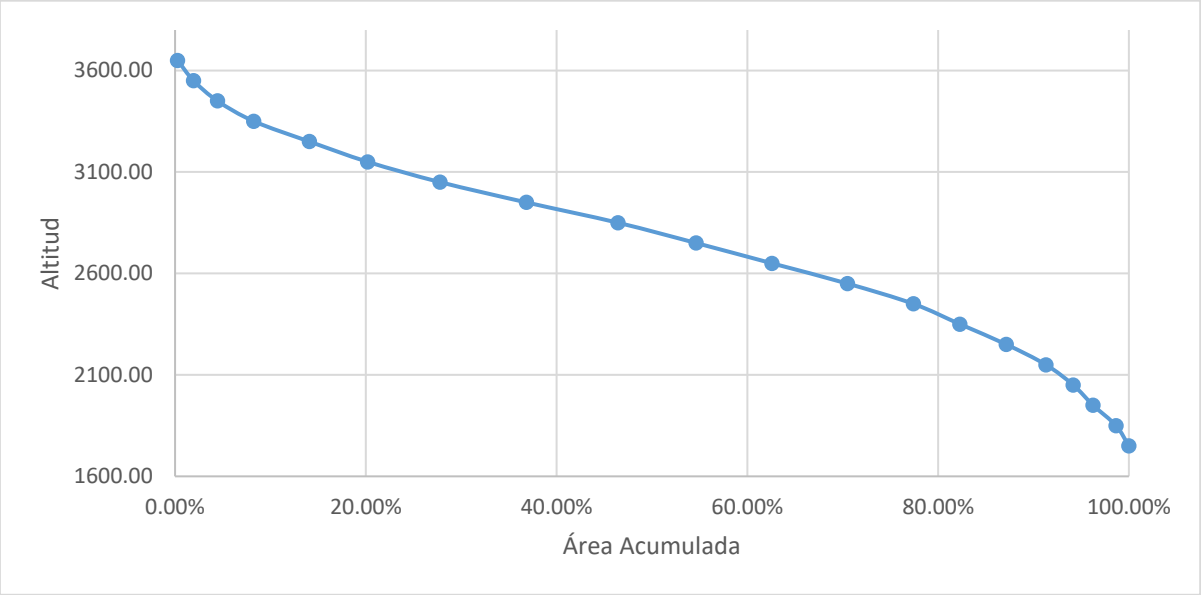
Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	1700.00	1800.00	1750.00	2.352	174.985	100.00%	1.34%
2	1800.05	1900.00	1850.02	4.187	172.633	98.66%	2.39%
3	1900.26	2000.00	1950.13	3.665	168.446	96.26%	2.09%
4	2000.10	2100.00	2050.05	5.006	164.781	94.17%	2.86%
5	2100.03	2200.00	2150.02	7.268	159.775	91.31%	4.15%
6	2200.18	2300.00	2250.09	8.505	152.507	87.15%	4.86%
7	2300.05	2400.00	2350.03	8.533	144.002	82.29%	4.88%
8	2400.23	2500.00	2450.11	12.095	135.469	77.42%	6.91%
9	2500.13	2600.00	2550.06	13.869	123.374	70.51%	7.93%
10	2600.01	2700.00	2650.00	13.896	109.506	62.58%	7.94%
11	2700.01	2800.00	2750.00	14.350	95.609	54.64%	8.20%
12	2800.09	2900.00	2850.04	16.770	81.259	46.44%	9.58%
13	2900.06	3000.00	2950.03	15.849	64.489	36.85%	9.06%
14	3000.04	3100.00	3050.02	13.277	48.640	27.80%	7.59%
15	3100.03	3200.00	3150.02	10.706	35.363	20.21%	6.12%
16	3200.00	3300.00	3250.00	10.190	24.657	14.09%	5.82%
17	3300.00	3400.00	3350.00	6.670	14.467	8.27%	3.81%
18	3400.33	3500.00	3450.17	4.401	7.797	4.46%	2.51%
19	3500.36	3600.00	3550.18	2.922	3.397	1.94%	1.67%
20	3600.20	3700.00	3650.10	0.474	0.474	0.27%	0.27%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

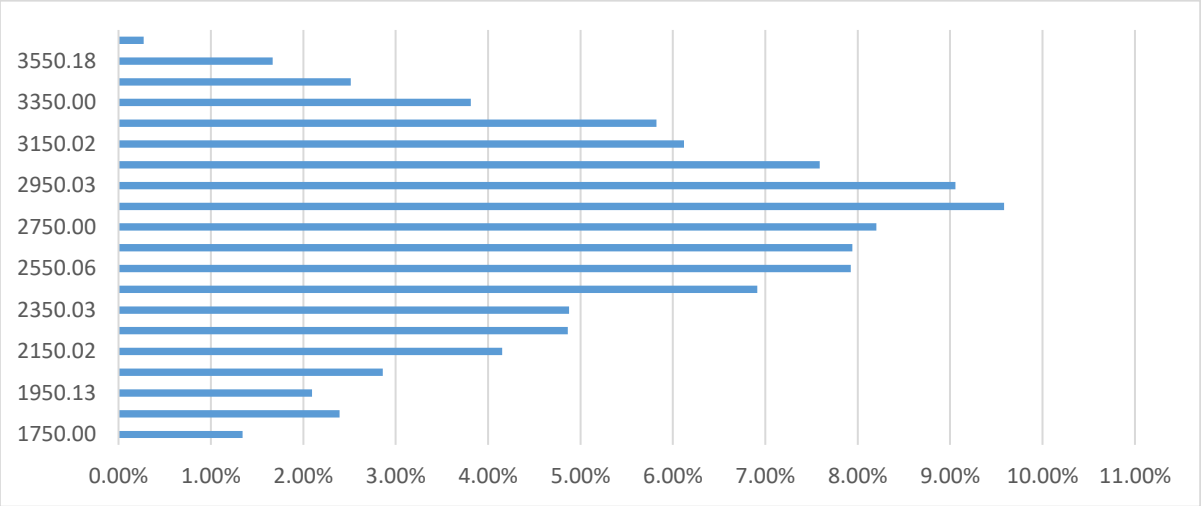
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.22. Curva hipsométrica AB1



Gráfica 12.23. Frecuencia de Alturas AB1

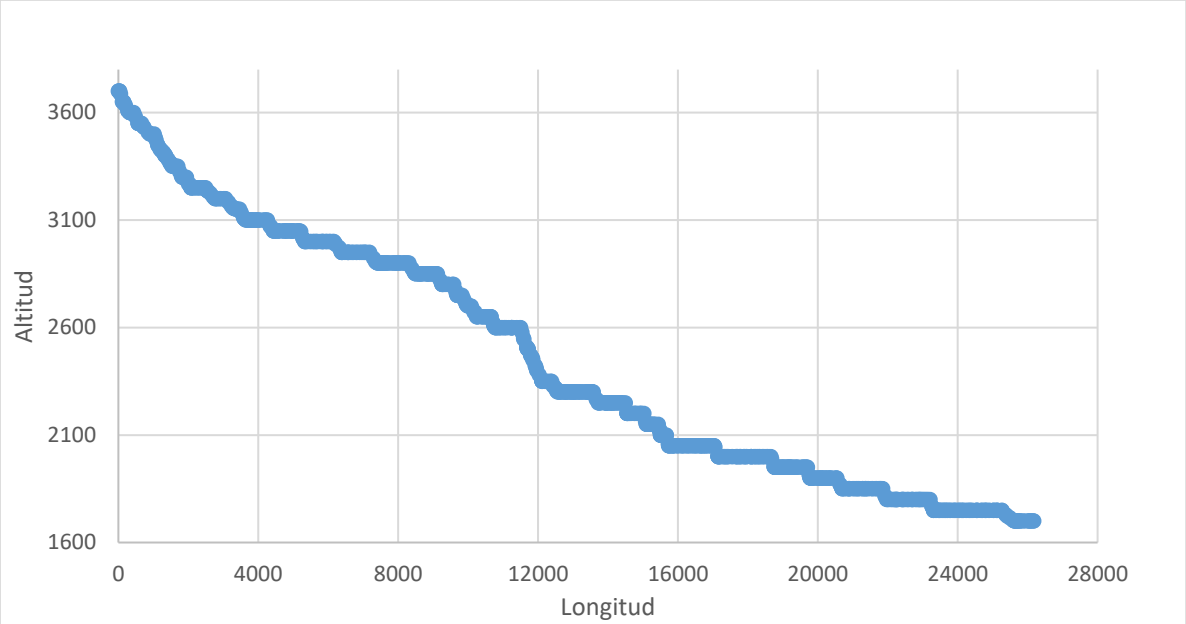


Gráfica 12.24. Alturas de cauce AB1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



- AB2

Tabla 12.17. Pendiente de la cuenca AB2

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	2491	6227.5
2	5	10	7.5	3230	24225
3	10	15	12.5	4503	56287.5
4	15	20	17.5	3567	62422.5
5	20	25	22.5	2885	64912.5
6	25	30	27.5	2589	71197.5
7	30	35	32.5	2279	74067.5
8	35	40	37.5	1651	61912.5
9	40	45	42.5	1018	43265
10	45	50	47.5	598	28405
11	50	55	52.5	344	18060
12	55	60	57.5	154	8855
13	60	65	62.5	70	4375
14	65	70	67.5	23	1552.5
15	70	75	72.5	16	1160
16	75	80	77.5	14	1085
17	80	85	82.5	12	990
18	85	90	87.5	3	262.5
19	90	95	92.5	2	185
			Total	25449	529447.5
			Pendiente Media (%)	20.80	

Tabla 12.18. Datos curva hipsométrica AB2

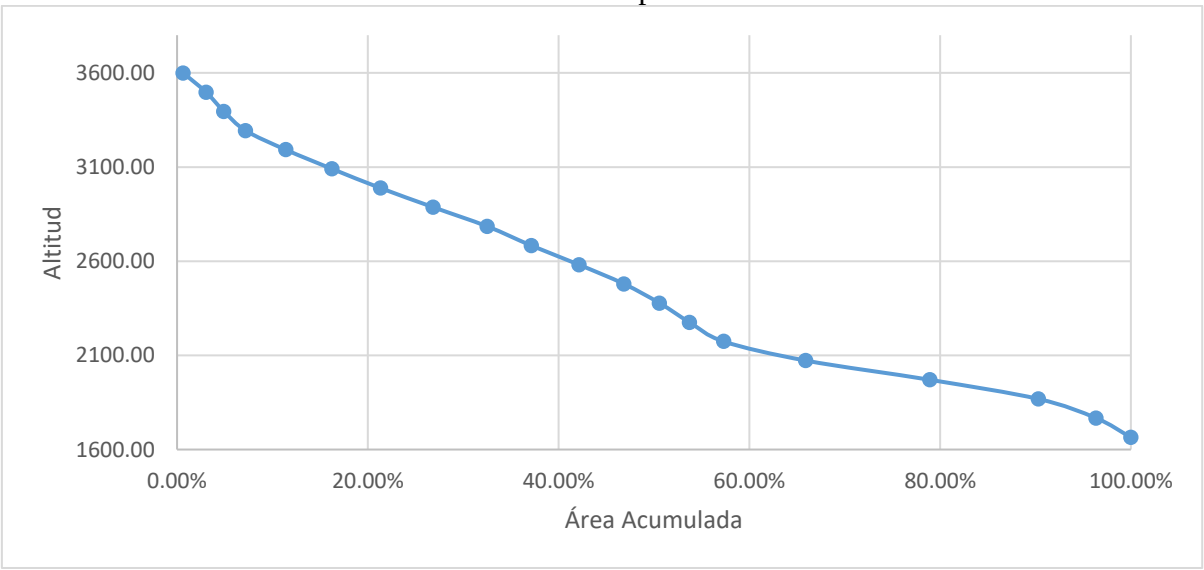
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	1614.19	1715.90	1665.04	8.674	238.351	100.00%	3.64%
2	1715.99	1817.57	1766.78	14.460	229.677	96.36%	6.07%
3	1817.84	1919.52	1868.68	27.113	215.217	90.29%	11.38%
4	1919.58	2021.34	1970.46	30.974	188.104	78.92%	12.99%
5	2021.36	2123.09	2072.22	20.553	157.131	65.92%	8.62%
6	2123.18	2224.71	2173.94	8.525	136.578	57.30%	3.58%
7	2225.01	2326.57	2275.79	7.493	128.053	53.72%	3.14%
8	2326.97	2428.32	2377.64	8.882	120.560	50.58%	3.73%
9	2428.62	2530.24	2479.43	11.214	111.678	46.85%	4.71%
10	2530.38	2632.02	2581.20	11.939	100.463	42.15%	5.01%
11	2632.26	2733.82	2683.04	11.006	88.524	37.14%	4.62%
12	2733.90	2835.67	2784.79	13.527	77.518	32.52%	5.68%
13	2836.14	2937.39	2886.77	13.160	63.992	26.85%	5.52%
14	2937.57	3039.26	2988.41	12.098	50.832	21.33%	5.08%
15	3039.29	3141.00	3090.14	11.582	38.734	16.25%	4.86%
16	3141.05	3242.80	3191.93	10.053	27.153	11.39%	4.22%
17	3242.95	3344.53	3293.74	5.399	17.099	7.17%	2.27%
18	3345.00	3446.15	3395.57	4.456	11.701	4.91%	1.87%
19	3446.84	3548.02	3497.43	5.706	7.245	3.04%	2.39%
20	3548.96	3650.00	3599.48	1.538	1.538	0.65%	0.65%

Gráfica 12.25. Curva hipsométrica AB2

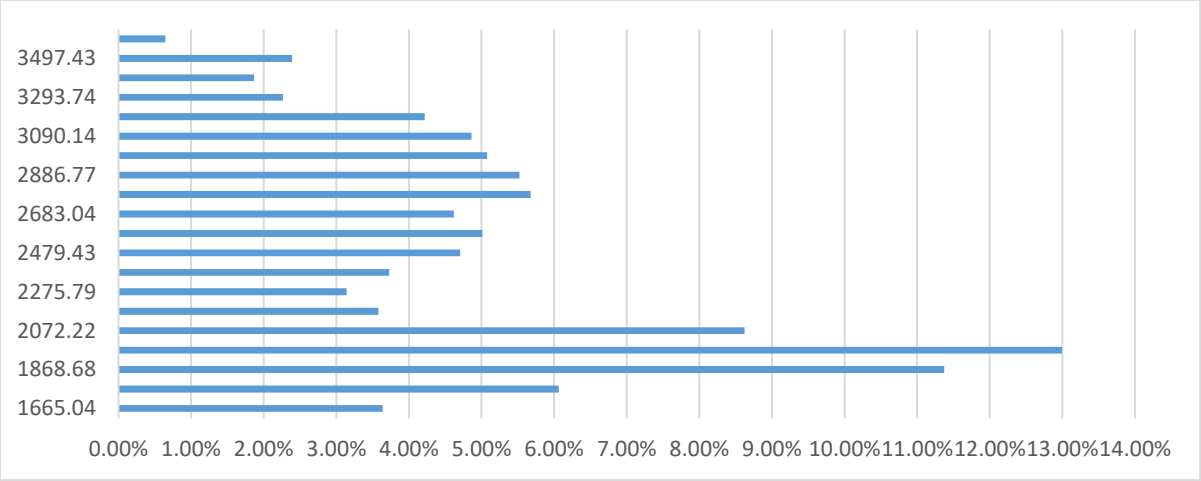


Gráfica 12.26. Frecuencia de Alturas AB2

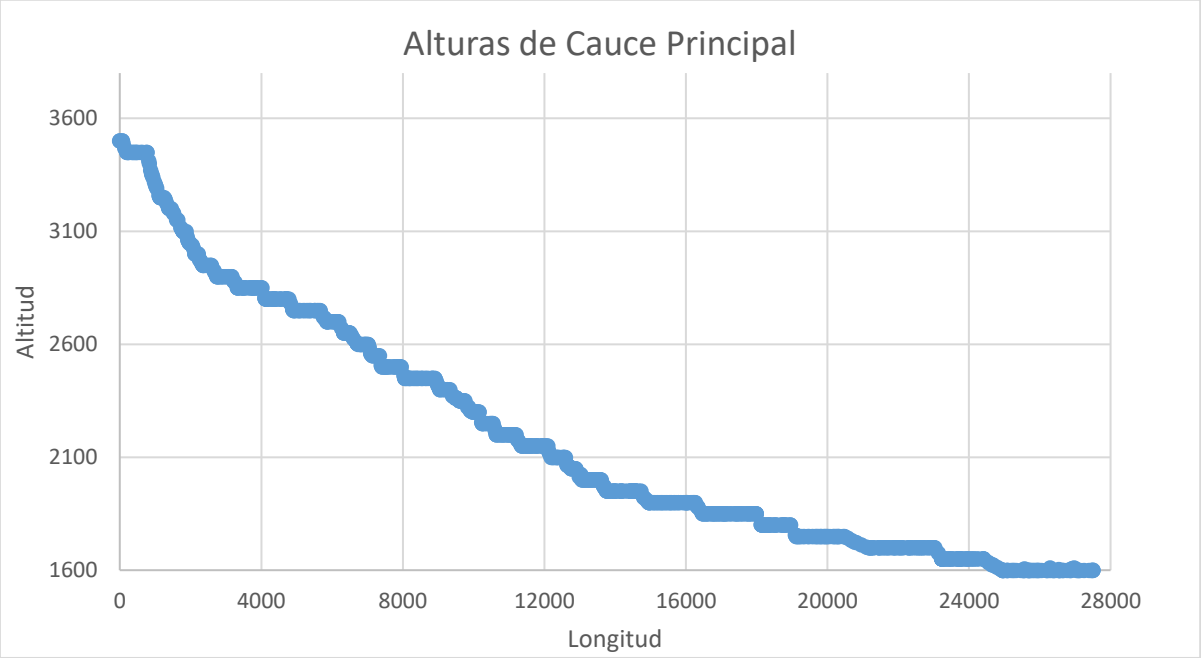
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Gráfica 12.27. Alturas de cauce AB2



- AB3

Tabla 12.19. Pendiente de la cuenca AB3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Pendiente de la Cuenca					
Pendiente Teórica				Real	
Nro	Inferior	Superior	Promedio	Ocurrencia	Promedio*Ocurrencia
1	0	5	2.5	15264	38160
2	5	10	7.5	5016	37620
3	10	15	12.5	2847	35587.5
4	15	20	17.5	2058	36015
5	20	25	22.5	1707	38407.5
6	25	30	27.5	1528	42020
7	30	35	32.5	1248	40560
8	35	40	37.5	1199	44962.5
9	40	45	42.5	986	41905
10	45	50	47.5	821	38997.5
11	50	55	52.5	606	31815
12	55	60	57.5	392	22540
13	60	65	62.5	318	19875
14	65	70	67.5	204	13770
15	70	75	72.5	98	7105
16	75	80	77.5	44	3410
17	80	85	82.5	11	907.5
18	85	90	87.5	9	787.5
19	90	95	92.5	1	92.5
			Total	34357	494537.5
			Pendiente Media (%)	14.39	

Tabla 12.20. Datos curva hipsométrica AB3

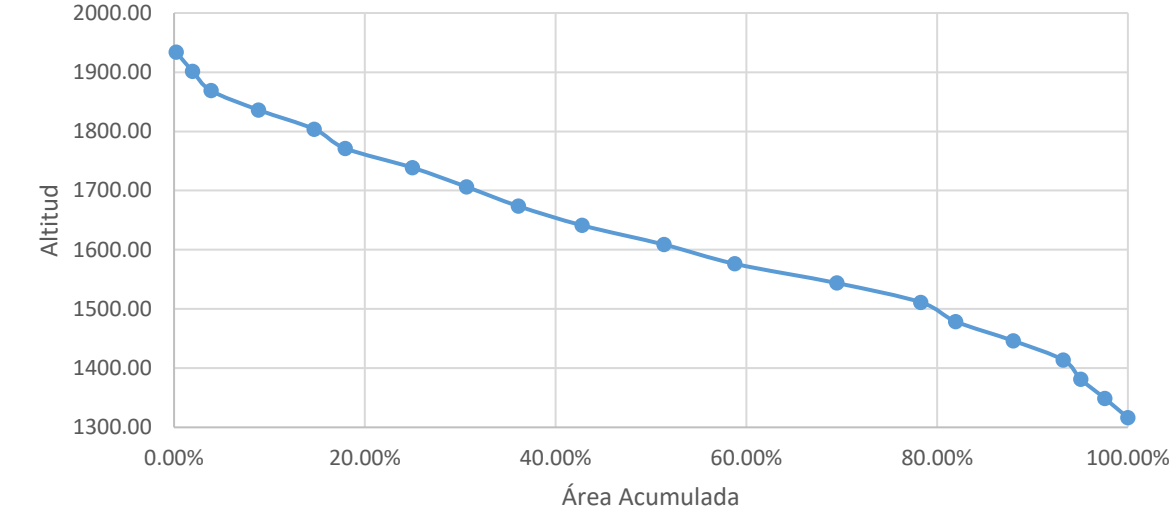
Curva Hipsométrica							
Cotas (m.s.n.m)				Área (km2)			
Nro.	Cota Mínima	Cota Máxima	Altura Promedio	Área entre Curvas	Acumulado	% Acumulado	Área entre Curvas %
1	1300.00	1332.31	1316.15	2.039	84.932	100.00%	2.40%
2	1332.56	1364.87	1348.72	2.148	82.893	97.60%	2.53%
3	1365.08	1397.48	1381.28	1.565	80.745	95.07%	1.84%
4	1397.56	1429.95	1413.75	4.454	79.180	93.23%	5.24%
5	1430.01	1462.49	1446.25	5.110	74.725	87.98%	6.02%
6	1462.50	1494.94	1478.72	3.130	69.616	81.97%	3.68%
7	1495.00	1527.50	1511.25	7.460	66.486	78.28%	8.78%
8	1527.50	1559.98	1543.74	9.094	59.026	69.50%	10.71%
9	1560.01	1592.49	1576.25	6.291	49.931	58.79%	7.41%
10	1592.50	1625.00	1608.75	7.310	43.640	51.38%	8.61%
11	1625.02	1657.49	1641.25	5.676	36.331	42.78%	6.68%
12	1657.51	1690.00	1673.76	4.600	30.655	36.09%	5.42%
13	1690.00	1722.45	1706.23	4.828	26.055	30.68%	5.68%
14	1722.51	1754.97	1738.74	5.967	21.227	24.99%	7.03%
15	1755.01	1787.50	1771.25	2.774	15.259	17.97%	3.27%
16	1787.55	1819.92	1803.74	4.971	12.486	14.70%	5.85%
17	1820.02	1852.44	1836.23	4.215	7.515	8.85%	4.96%
18	1852.59	1884.97	1868.78	1.644	3.300	3.89%	1.94%
19	1885.09	1917.46	1901.27	1.458	1.656	1.95%	1.72%
20	1917.57	1950.00	1933.78	0.198	0.198	0.23%	0.23%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

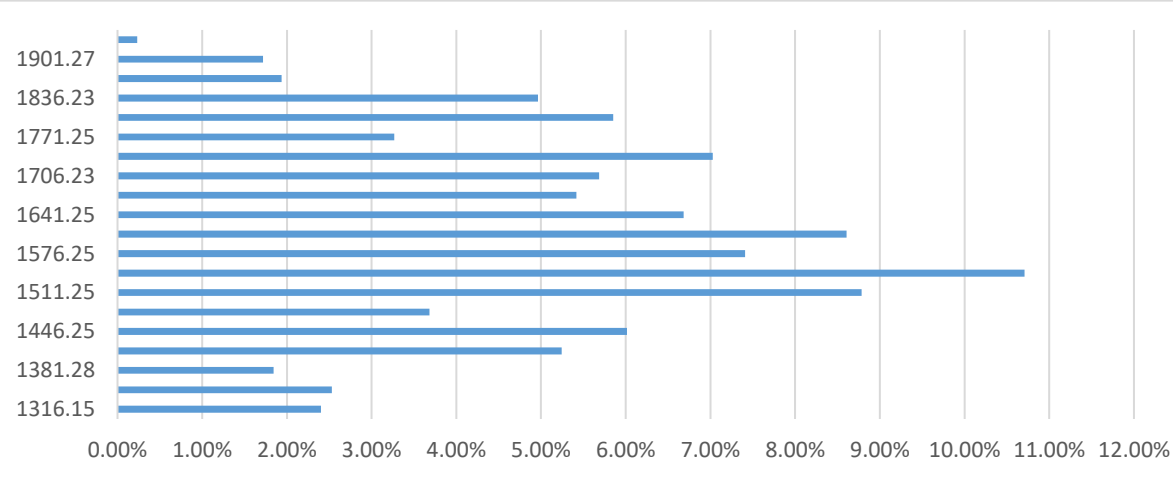
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.28. Curva hipsométrica AB3



Gráfica 12.29. Frecuencia de Alturas AB3

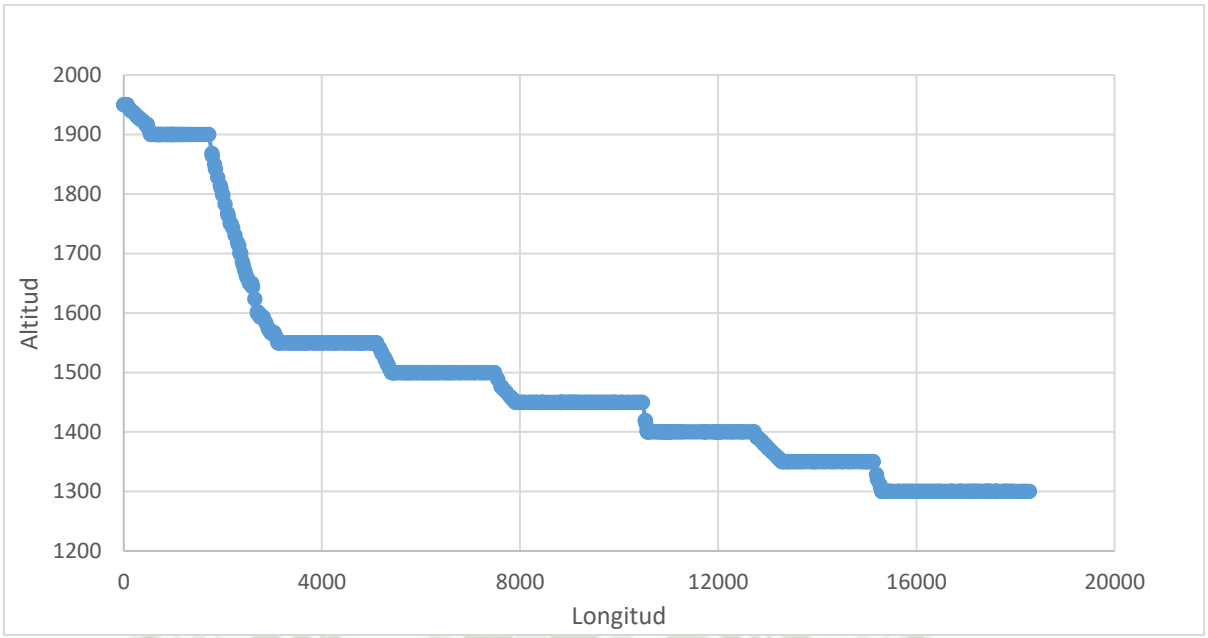


Gráfica 12.30. Alturas de cauce AB3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

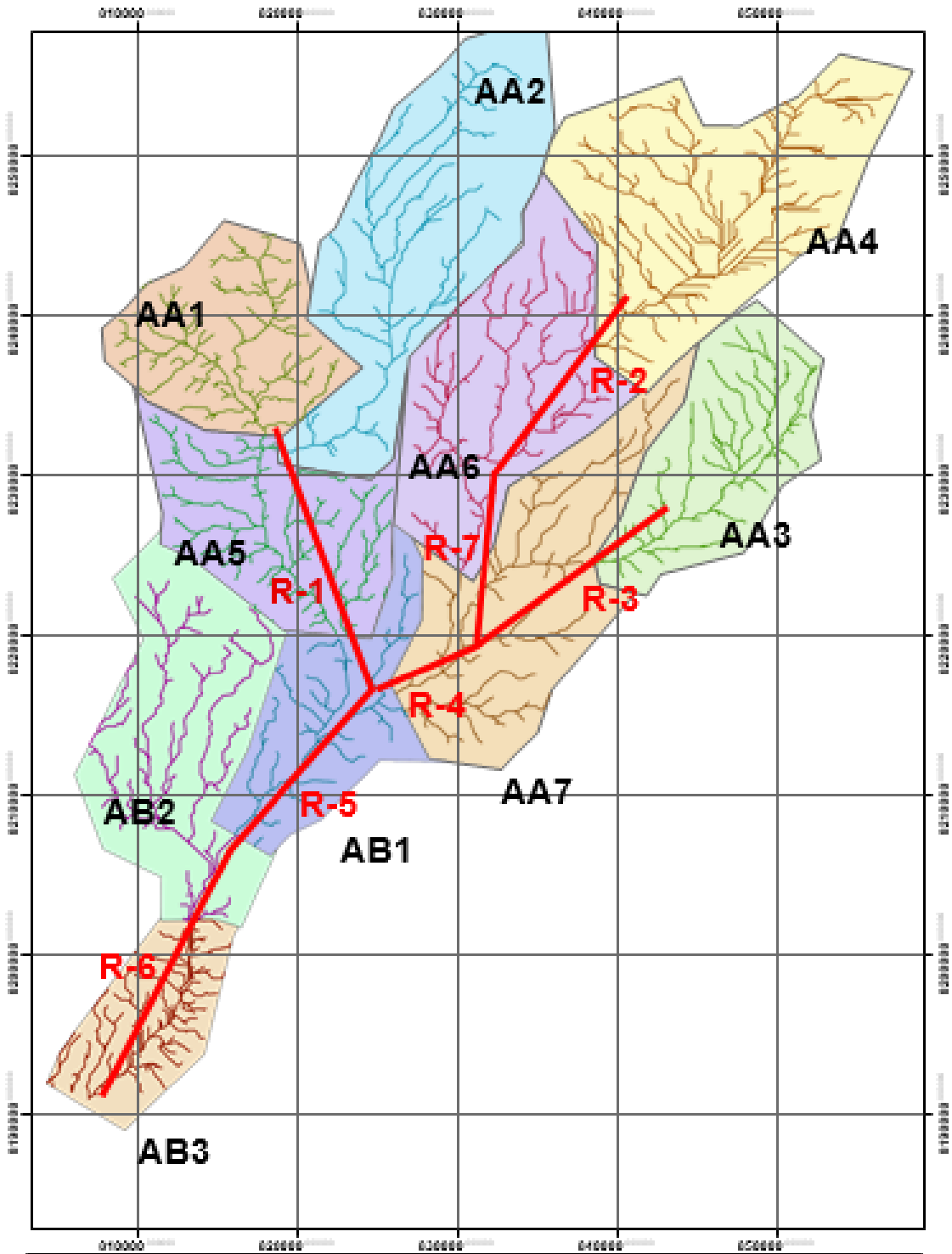
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 10 – Tránsito Hidrogramas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



PLANO 12.3 TRÁNSITO DE HIDROGRAMAS-CAUCES

AUTOR: PAUL LLERENA LONGORIA

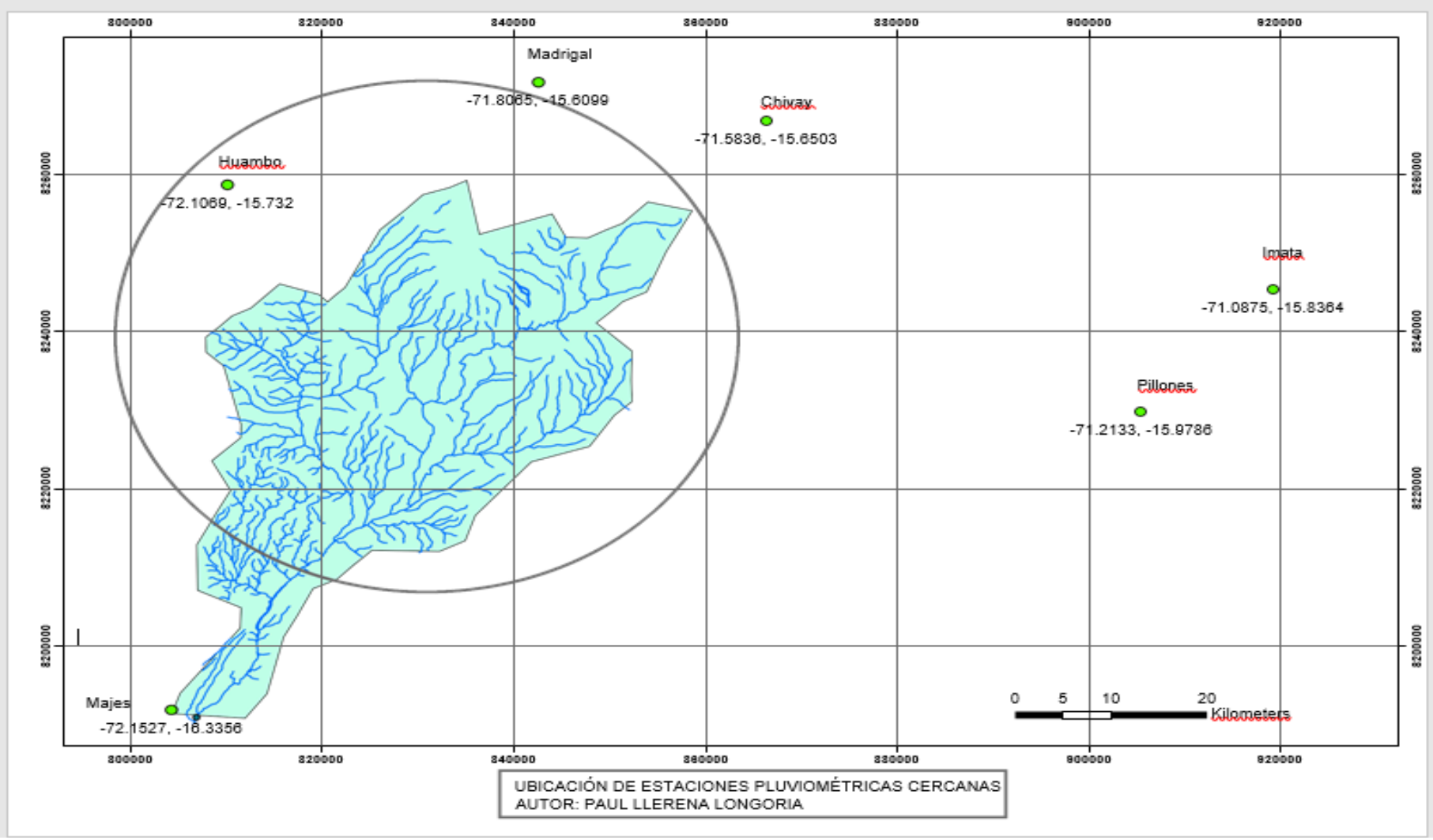
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 11 – Ubicación de Estaciones

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis


800000
820000
840000
860000
880000
900000
920000
8260000
8240000
8220000
8200000
Madrigal
-71.8065, -15.6099
Chivay
-71.5836, -15.6503
Huambo
-72.1069, -15.732
Imata
-71.0875, -15.8364
Pillones
-71.2133, -15.9786
Majes
-72.1527, -16.3356
0 5 10 20
Kilometers
UBICACIÓN DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS CERCANAS
AUTOR: PAUL LLERENA LONGORIA

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 12 – Prueba de Smirnow Kolmogorov Estación Huambo

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov para Hua**mbo Bloom - Gumbel**

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel							Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.43	1.0069	146.1258	0.0068	0.9932	0.0058	0.07847	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	2.16	1.0357	29.0170	0.0345	0.9655	0.0015			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.87	1.0525	20.0535	0.0499	0.9501	0.0034			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.36	1.1029	10.7215	0.0933	0.9067	0.0197			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.17	1.1328	8.5319	0.1172	0.8828	0.0233			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.11	1.1439	7.9494	0.1258	0.8742	0.0116			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0102			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0101			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.87	1.2027	5.9325	0.1686	0.8314	0.0066			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.80	1.2240	5.4648	0.1830	0.8170	0.0124			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0118			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0321			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.56	1.3144	4.1811	0.2392	0.7608	0.0172			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.50	1.3428	3.9168	0.2553	0.7447	0.0213			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.47	1.3613	3.7677	0.2654	0.7346	0.0315			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.41	1.3946	3.5340	0.2830	0.7170	0.0343			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.26	1.4990	3.0042	0.3329	0.6671	0.0047			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.23	1.5177	2.9317	0.3411	0.6589	0.0168			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.13	1.6127	2.6322	0.3799	0.6201	0.0017			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.10	1.6365	2.5711	0.3889	0.6111	0.0095			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.08	1.6614	2.5120	0.3981	0.6019	0.0207			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.02	1.7289	2.3720	0.4216	0.5784	0.0175			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.09	1.8723	2.1465	0.4659	0.5341	0.0065			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0066			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0137			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.15	1.9666	2.0345	0.4915	0.5085	0.0288			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.20	2.0737	1.9313	0.5178	0.4822	0.0228			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.23	2.1206	1.8924	0.5284	0.4716	0.0325			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.39	2.5311	1.6531	0.6049	0.3951	0.0237			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.40	2.5671	1.6381	0.6105	0.3895	0.0089			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.44	2.6817	1.5946	0.6271	0.3729	0.0053			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.64	3.5792	1.3877	0.7206	0.2794	0.0785			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.67	3.7970	1.3575	0.7366	0.2634	0.0742			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.72	4.1259	1.3199	0.7576	0.2424	0.0749			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.77	4.5065	1.2852	0.7781	0.2219	0.0751			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.78	4.6109	1.2769	0.7831	0.2169	0.0598			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.79	4.7193	1.2689	0.7881	0.2119	0.0445			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.83	5.0712	1.2456	0.8028	0.1972	0.0388			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0375			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0172			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0015			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0188			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0345			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0548			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.91	6.0773	1.1970	0.8355	0.1645	0.0706			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.95	6.6073	1.1783	0.8487	0.1513	0.0777			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-1.02	7.9028	1.1449	0.8735	0.1265	0.0732			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-1.23	15.0712	1.0711	0.9336	0.0664	0.0334			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-2.13	5860.6088	1.0002	0.9998	0.0002	0.0125			

Media	24.43
Desv. Estandar	8.49
Número de Datos	49

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov para Huambo Bloom - LogNormal

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.98	2.3723	0.9912	0.0039	0.09650	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	3.76	1.7403	0.9591	0.0079			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	3.70	1.5713	0.9419	0.0048			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	3.58	1.2544	0.8952	0.0312			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	3.54	1.1267	0.8701	0.0360			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	3.52	1.0856	0.8612	0.0246			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	3.49	1.0015	0.8417	0.0238			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	3.49	1.0015	0.8417	0.0035			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	3.46	0.9060	0.8175	0.0073			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	3.44	0.8525	0.8030	0.0015			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	3.41	0.7795	0.7822	0.0021			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7795	0.7822	0.0182			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	3.37	0.6664	0.7474	0.0038			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	3.36	0.6179	0.7317	0.0083			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	3.35	0.5884	0.7219	0.0188			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	3.33	0.5385	0.7049	0.0222			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	3.28	0.4045	0.6571	0.0054			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	3.27	0.3833	0.6493	0.0071			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	3.24	0.2859	0.6125	0.0093			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	3.23	0.2638	0.6040	0.0025			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	3.22	0.2415	0.5954	0.0142			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	3.20	0.1850	0.5734	0.0125			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	3.17	0.0803	0.5320	0.0086			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	3.15	0.0325	0.5130	0.0073			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	3.15	0.0325	0.5130	0.0130			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	3.14	0.0204	0.5082	0.0285			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	3.12	-0.0408	0.4837	0.0244			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	3.11	-0.0656	0.4738	0.0348			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	3.05	-0.2460	0.4028	0.0160			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	3.04	-0.2594	0.3977	0.0008			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	3.03	-0.2998	0.3822	0.0040			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	2.94	-0.5405	0.2944	0.0634			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	2.93	-0.5852	0.2792	0.0583			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	2.91	-0.6459	0.2592	0.0581			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	2.88	-0.7080	0.2395	0.0575			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	2.88	-0.7237	0.2346	0.0420			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	2.87	-0.7395	0.2298	0.0265			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	2.86	-0.7875	0.2155	0.0206			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	2.83	-0.8528	0.1969	0.0189			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	2.83	-0.8528	0.1969	0.0014			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	2.83	-0.8694	0.1923	0.0172			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	2.83	-0.8694	0.1923	0.0375			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	2.82	-0.8861	0.1878	0.0533			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	2.82	-0.8861	0.1878	0.0736			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	2.82	-0.9028	0.1833	0.0894			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	2.80	-0.9538	0.1701	0.0965			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	2.76	-1.0584	0.1449	0.0916			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	2.64	-1.3981	0.0810	0.0480			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	1.84	-3.6407	0.0001	0.0126			
		Media	24.43			3.14						
		Desv. Estandar	8.49			0.36						
		Número de Datos	49			49						

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov para Huambo Bloom - LogPearson

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Distribución LogPearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	1.73	19.5747	0.9793	0.0080	0.12776	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	1.63	16.8451	0.9488	0.0182			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.61	16.1150	0.9355	0.0112			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.56	14.7463	0.9019	0.0245			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.54	14.1948	0.8844	0.0217			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.53	14.0172	0.8783	0.0075			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	1.52	13.6540	0.8648	0.0007			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	1.52	13.6540	0.8648	0.0196			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	1.50	13.2414	0.8480	0.0231			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	1.49	13.0104	0.8379	0.0333			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	1.48	12.6953	0.8231	0.0388			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	1.48	12.6953	0.8231	0.0592			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	1.47	12.2067	0.7981	0.0544			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	1.46	11.9972	0.7865	0.0632			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	1.45	11.8697	0.7792	0.0762			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	1.45	11.6543	0.7665	0.0837			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	1.42	11.0754	0.7294	0.0670			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	1.42	10.9839	0.7232	0.0811			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	1.41	10.5631	0.6932	0.0713			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	1.40	10.4676	0.6860	0.0845			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	1.40	10.3713	0.6787	0.0975			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	1.39	10.1272	0.6597	0.0988			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	1.37	9.6751	0.6226	0.0820			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	1.37	9.4686	0.6048	0.0845			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	1.37	9.4686	0.6048	0.1048			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	1.37	9.4164	0.6002	0.1206			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	1.36	9.1522	0.5767	0.1173			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	1.35	9.0448	0.5669	0.1278			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	1.32	8.2655	0.4924	0.0736			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	1.32	8.2079	0.4867	0.0882			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	1.32	8.0333	0.4692	0.0910			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	1.28	6.9938	0.3622	0.0044			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	1.27	6.8007	0.3421	0.0046			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	1.26	6.5384	0.3149	0.0023			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	1.25	6.2703	0.2874	0.0095			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	1.25	6.2024	0.2805	0.0038			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	1.25	6.1340	0.2736	0.0172			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	1.24	5.9266	0.2528	0.0167			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	1.23	5.6445	0.2251	0.0094			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	1.23	5.6445	0.2251	0.0297			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	1.23	5.5730	0.2182	0.0431			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	1.23	5.5730	0.2182	0.0634			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	1.23	5.5010	0.2114	0.0768			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	1.23	5.5010	0.2114	0.0972			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	1.22	5.4285	0.2045	0.1106			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	1.21	5.2086	0.1842	0.1106			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	1.20	4.7565	0.1450	0.0917			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	1.15	3.2893	0.0483	0.0153			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	0.80	0.0000	0.0000	0.0127			

Media	1.36
Desv. Estandar	0.15
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	0.07
Beta	4.66
Gamma	1.03
Grados de Libertad	9.33

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov para Huambo Bloom - Normal

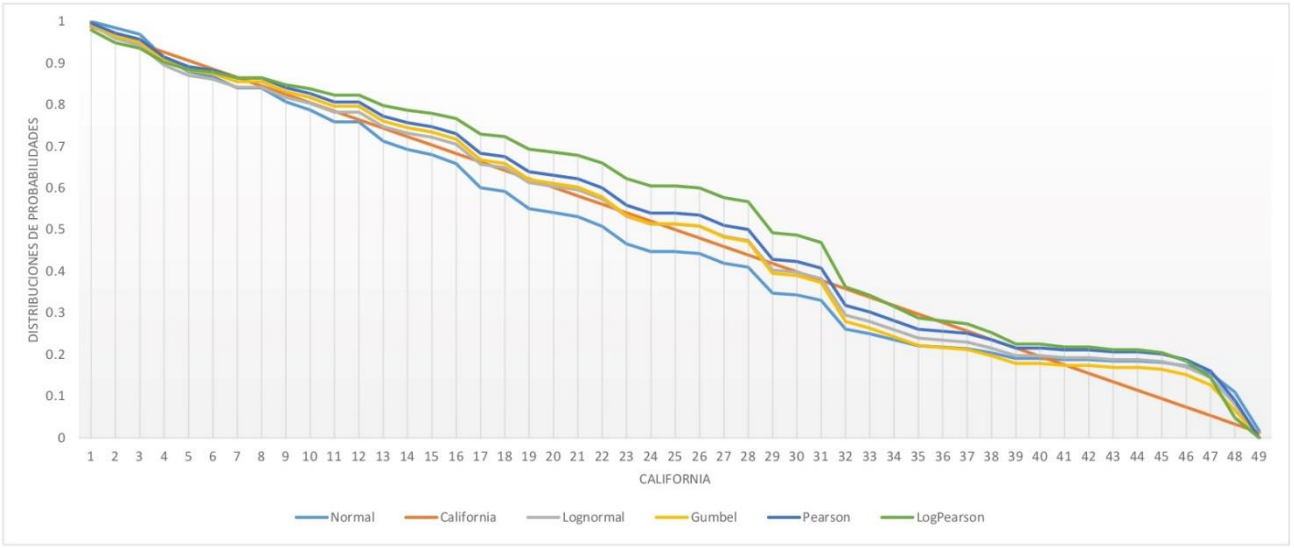
				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Distribución Normal					
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.4337	0.9997	0.01239261	0.10145	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	2.1623	0.9847	0.01769557			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.8679	0.9691	0.0224147			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.3617	0.9134	0.01303612			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.1734	0.8797	0.0264126			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.1145	0.8675	0.01831464			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	0.9968	0.8406	0.02491339			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	0.9968	0.8406	0.00460882			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.8673	0.8071	0.01776094			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.7967	0.7872	0.01738988			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.7025	0.7588	0.02545019			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.7025	0.7588	0.00514562			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.5612	0.7127	0.030977			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.5024	0.6923	0.03105622			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.4670	0.6798	0.02327896			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.4082	0.6584	0.02430995			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.2551	0.6007	0.06174178			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.2316	0.5916	0.05055583			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.1257	0.5500	0.07183154			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.1021	0.5407	0.06085896			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.0786	0.5313	0.04990884			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.0197	0.5079	0.05305484			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.0862	0.4656	0.07497524			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.1333	0.4470	0.07334189			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.1333	0.4470	0.05303733			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.1451	0.4423	0.03738389			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.2040	0.4192	0.04020337			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.2275	0.4100	0.02907543			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.3923	0.3474	0.07137406			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.4041	0.3431	0.05540794			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.4394	0.3302	0.04799318			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.6395	0.2612	0.09663422			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.6749	0.2499	0.08768208			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.7220	0.2352	0.08209694			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.7690	0.2209	0.0760199			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.7808	0.2175	0.05919365			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.7926	0.2140	0.04233557			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.8279	0.2039	0.03217776			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	-0.8750	0.1908	0.02494681			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	-0.8750	0.1908	0.00464224			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	-0.8868	0.1876	0.01247612			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.8868	0.1876	0.03278068			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.8985	0.1844	0.04993213			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.8985	0.1844	0.07023669			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.9103	0.1813	0.08742131			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.9456	0.1722	0.09856583			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-1.0163	0.1548	0.10145359			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-1.2282	0.1097	0.07669861			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-2.1346	0.0164	0.00370551			
		Media	24.43								
		Desv. Estandar	8.49								
		Número de Datos	49								

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov para Huambo Bloom - Pearson

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{n}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	0.83	24.1592	0.9959	0.0086	0.11383	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	0.21	18.6676	0.9718	0.0048			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	0.13	17.3964	0.9571	0.0104			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	0.05	15.2100	0.9147	0.0117			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	0.03	14.3964	0.8911	0.0150			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	0.03	14.1421	0.8826	0.0031			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	0.02	13.6337	0.8640	0.0014			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	0.02	13.6337	0.8640	0.0189			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.01	13.0743	0.8407	0.0159			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.01	12.7692	0.8267	0.0221			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.01	12.3625	0.8064	0.0221			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.01	12.3625	0.8064	0.0424			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.00	11.7523	0.7724	0.0287			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.00	11.4980	0.7569	0.0335			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.00	11.3455	0.7472	0.0442			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.00	11.0913	0.7305	0.0478			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.00	10.4302	0.6832	0.0208			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.00	10.3285	0.6755	0.0333			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.00	9.8709	0.6390	0.0171			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.00	9.7692	0.6305	0.0290			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.00	9.6675	0.6219	0.0407			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.00	9.4133	0.6000	0.0391			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	0.00	8.9556	0.5586	0.0180			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	0.00	8.7523	0.5395	0.0192			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	0.00	8.7523	0.5395	0.0395			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	0.00	8.7014	0.5347	0.0550			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	0.00	8.4472	0.5102	0.0508			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	0.00	8.3455	0.5003	0.0612			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	0.00	7.6336	0.4286	0.0098			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	0.00	7.5828	0.4233	0.0248			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	0.00	7.4302	0.4076	0.0294			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.01	6.5658	0.3178	0.0401			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.01	6.4133	0.3020	0.0355			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.01	6.2099	0.2813	0.0360			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.01	6.0065	0.2607	0.0362			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.01	5.9556	0.2556	0.0210			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.01	5.9048	0.2506	0.0058			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.01	5.7522	0.2356	0.0005			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	-0.01	5.5488	0.2159	0.0002			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	-0.01	5.5488	0.2159	0.0205			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	-0.01	5.4980	0.2111	0.0360			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.01	5.4980	0.2111	0.0563			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.01	5.4471	0.2063	0.0718			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.01	5.4471	0.2063	0.0921			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.02	5.3963	0.2015	0.1076			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.02	5.2437	0.1874	0.1138			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-0.02	4.9387	0.1604	0.1071			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-0.04	4.0234	0.0901	0.0571			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-0.20	0.1081	0.0000	0.0127			
						0.93						

Media	24.43
Desv. Estandar	8.49
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	3.93
Beta	4.66
Gamma	6.09
Grados de Libertad	9.33

Anexo 12 - Resumen de Smirnov Kolmogorov Huambo



Bloom	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10145	0.19028
Lognormal	0.09650	
Gumbel	0.07847	
Pearson	0.11383	
LogPearson	0.12776	

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -Gumbel

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel								
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	3.43	1.0069	146.1258	0.0068	0.9932	0.0136	0.09012	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	2.16	1.0357	29.0170	0.0345	0.9655	0.0064			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	1.87	1.0525	20.0535	0.0499	0.9501	0.0114			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	1.36	1.1029	10.7215	0.0933	0.9067	0.0116			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	1.17	1.1328	8.5319	0.1172	0.8828	0.0152			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	1.11	1.1439	7.9494	0.1258	0.8742	0.0033			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0019			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0185			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.87	1.2027	5.9325	0.1686	0.8314	0.0151			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.80	1.2240	5.4648	0.1830	0.8170	0.0211			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0206			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0410			
13	1977	14.00	29.20	0.27	0.73	0.56	1.3144	4.1811	0.2392	0.7608	0.0261			
14	1978	28.70	28.70	0.29	0.71	0.50	1.3428	3.9168	0.2553	0.7447	0.0304			
15	1979	21.10	28.40	0.31	0.69	0.47	1.3613	3.7677	0.2654	0.7346	0.0407			
16	1980	16.70	27.90	0.33	0.67	0.41	1.3946	3.5340	0.2830	0.7170	0.0436			
17	1981	23.20	26.60	0.35	0.65	0.26	1.4990	3.0042	0.3329	0.6671	0.0141			
18	1982	16.40	26.40	0.37	0.63	0.23	1.5177	2.9317	0.3411	0.6589	0.0262			
19	1983	17.40	25.50	0.39	0.61	0.13	1.6127	2.6322	0.3799	0.6201	0.0078			
20	1984	33.90	25.30	0.41	0.59	0.10	1.6365	2.5711	0.3889	0.6111	0.0192			
21	1985	24.60	25.10	0.43	0.57	0.08	1.6614	2.5120	0.3981	0.6019	0.0305			
22	1986	34.40	24.60	0.45	0.55	0.02	1.7289	2.3720	0.4216	0.5784	0.0274			
23	1987	42.80	23.70	0.47	0.53	-0.09	1.8723	2.1465	0.4659	0.5341	0.0035			
24	1988	30.40	23.30	0.49	0.51	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0035			
25	1989	17.00	23.30	0.51	0.49	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0239			
26	1990	36.00	23.20	0.53	0.47	-0.15	1.9666	2.0345	0.4915	0.5085	0.0391			
27	1991	15.80	22.70	0.55	0.45	-0.20	2.0737	1.9313	0.5178	0.4822	0.0332			
28	1992	6.30	22.50	0.57	0.43	-0.23	2.1206	1.8924	0.5284	0.4716	0.0430			
29	1993	16.80	21.10	0.59	0.41	-0.39	2.5311	1.6531	0.6049	0.3951	0.0131			
30	1994	16.90	21.00	0.61	0.39	-0.40	2.5671	1.6381	0.6105	0.3895	0.0018			
31	1995	17.90	20.70	0.63	0.37	-0.44	2.6817	1.5946	0.6271	0.3729	0.0055			
32	1996	16.90	19.00	0.65	0.35	-0.64	3.5792	1.3877	0.7206	0.2794	0.0675			
33	1997	32.90	18.70	0.67	0.33	-0.67	3.7970	1.3575	0.7366	0.2634	0.0632			
34	1998	25.30	18.30	0.69	0.31	-0.72	4.1259	1.3199	0.7576	0.2424	0.0638			
35	1999	26.60	17.90	0.71	0.29	-0.77	4.5065	1.2852	0.7781	0.2219	0.0638			
36	2000	18.70	17.80	0.73	0.27	-0.78	4.6109	1.2769	0.7831	0.2169	0.0484			
37	2001	17.00	17.70	0.76	0.24	-0.79	4.7193	1.2689	0.7881	0.2119	0.0330			
38	2002	27.90	17.40	0.78	0.22	-0.83	5.0712	1.2456	0.8028	0.1972	0.0273			
39	2003	25.50	17.00	0.80	0.20	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0258			
40	2004	30.40	17.00	0.82	0.18	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0054			
41	2005	18.30	16.90	0.84	0.16	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0104			
42	2006	31.80	16.90	0.86	0.14	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0308			
43	2007	21.00	16.80	0.88	0.12	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0466			
44	2008	29.20	16.80	0.90	0.10	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0670			
45	2009	16.80	16.70	0.92	0.08	-0.91	6.0773	1.1970	0.8355	0.1645	0.0829			
46	2010	23.30	16.40	0.94	0.06	-0.95	6.6073	1.1783	0.8487	0.1513	0.0901			
47	2011	32.90	15.80	0.96	0.04	-1.02	7.9028	1.1449	0.8735	0.1265	0.0857			
48	2012	53.60	14.00	0.98	0.02	-1.23	15.0712	1.0711	0.9336	0.0664	0.0459			
49	2013	19.00	6.30	1.00	0.00	-2.13	5860.6088	1.0002	0.9998	0.0002	0.0002			
		Media	24.43											
		Desv. Estandar	8.49											
		Número de Datos	49											

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -LogNormal

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	$\downarrow$	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	3.98	2.3723	0.9912	0.0116	0.10888	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	3.76	1.7403	0.9591	0.0001			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	3.70	1.5713	0.9419	0.0032			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	3.58	1.2544	0.8952	0.0232			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	3.54	1.1267	0.8701	0.0279			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	3.52	1.0856	0.8612	0.0164			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	3.49	1.0015	0.8417	0.0154			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	3.49	1.0015	0.8417	0.0050			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	3.46	0.9060	0.8175	0.0012			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	3.44	0.8525	0.8030	0.0071			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	3.41	0.7795	0.7822	0.0067			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7795	0.7822	0.0271			
13	1977	14.00	29.20	0.27	0.73	3.37	0.6664	0.7474	0.0127			
14	1978	28.70	28.70	0.29	0.71	3.36	0.6179	0.7317	0.0174			
15	1979	21.10	28.40	0.31	0.69	3.35	0.5884	0.7219	0.0280			
16	1980	16.70	27.90	0.33	0.67	3.33	0.5385	0.7049	0.0314			
17	1981	23.20	26.60	0.35	0.65	3.28	0.4045	0.6571	0.0040			
18	1982	16.40	26.40	0.37	0.63	3.27	0.3833	0.6493	0.0166			
19	1983	17.40	25.50	0.39	0.61	3.24	0.2859	0.6125	0.0003			
20	1984	33.90	25.30	0.41	0.59	3.23	0.2638	0.6040	0.0122			
21	1985	24.60	25.10	0.43	0.57	3.22	0.2415	0.5954	0.0240			
22	1986	34.40	24.60	0.45	0.55	3.20	0.1850	0.5734	0.0224			
23	1987	42.80	23.70	0.47	0.53	3.17	0.0803	0.5320	0.0014			
24	1988	30.40	23.30	0.49	0.51	3.15	0.0325	0.5130	0.0028			
25	1989	17.00	23.30	0.51	0.49	3.15	0.0325	0.5130	0.0232			
26	1990	36.00	23.20	0.53	0.47	3.14	0.0204	0.5082	0.0388			
27	1991	15.80	22.70	0.55	0.45	3.12	-0.0408	0.4837	0.0348			
28	1992	6.30	22.50	0.57	0.43	3.11	-0.0656	0.4738	0.0453			
29	1993	16.80	21.10	0.59	0.41	3.05	-0.2460	0.4028	0.0053			
30	1994	16.90	21.00	0.61	0.39	3.04	-0.2594	0.3977	0.0099			
31	1995	17.90	20.70	0.63	0.37	3.03	-0.2998	0.3822	0.0148			
32	1996	16.90	19.00	0.65	0.35	2.94	-0.5405	0.2944	0.0525			
33	1997	32.90	18.70	0.67	0.33	2.93	-0.5852	0.2792	0.0473			
34	1998	25.30	18.30	0.69	0.31	2.91	-0.6459	0.2592	0.0469			
35	1999	26.60	17.90	0.71	0.29	2.88	-0.7080	0.2395	0.0462			
36	2000	18.70	17.80	0.73	0.27	2.88	-0.7237	0.2346	0.0307			
37	2001	17.00	17.70	0.76	0.24	2.87	-0.7395	0.2298	0.0151			
38	2002	27.90	17.40	0.78	0.22	2.86	-0.7875	0.2155	0.0090			
39	2003	25.50	17.00	0.80	0.20	2.83	-0.8528	0.1969	0.0072			
40	2004	30.40	17.00	0.82	0.18	2.83	-0.8528	0.1969	0.0132			
41	2005	18.30	16.90	0.84	0.16	2.83	-0.8694	0.1923	0.0290			
42	2006	31.80	16.90	0.86	0.14	2.83	-0.8694	0.1923	0.0495			
43	2007	21.00	16.80	0.88	0.12	2.82	-0.8861	0.1878	0.0653			
44	2008	29.20	16.80	0.90	0.10	2.82	-0.8861	0.1878	0.0857			
45	2009	16.80	16.70	0.92	0.08	2.82	-0.9028	0.1833	0.1017			
46	2010	23.30	16.40	0.94	0.06	2.80	-0.9538	0.1701	0.1089			
47	2011	32.90	15.80	0.96	0.04	2.76	-1.0584	0.1449	0.1041			
48	2012	53.60	14.00	0.98	0.02	2.64	-1.3981	0.0810	0.0606			
49	2013	19.00	6.30	1.00	0.00	1.84	-3.6407	0.0001	0.0001			
		Media	24.43			3.14						
		Desv. Estandar	8.49			0.36						
		Número de Datos	49			49						

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -LogPearson

				California	$\frac{m}{n}$	Distribución LogPearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	1.73	19.5747	0.9793	0.0003	0.13828	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	1.63	16.8451	0.9488	0.0104			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	1.61	16.1150	0.9355	0.0033			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	1.56	14.7463	0.9019	0.0165			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	1.54	14.1948	0.8844	0.0135			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	1.53	14.0172	0.8783	0.0007			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	1.52	13.6540	0.8648	0.0077			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	1.52	13.6540	0.8648	0.0281			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	1.50	13.2414	0.8480	0.0317			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	1.49	13.0104	0.8379	0.0419			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	1.48	12.6953	0.8231	0.0476			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	1.48	12.6953	0.8231	0.0680			
13	1977	14.00	29.20	0.27	0.73	1.47	12.2067	0.7981	0.0634			
14	1978	28.70	28.70	0.29	0.71	1.46	11.9972	0.7865	0.0722			
15	1979	21.10	28.40	0.31	0.69	1.45	11.8697	0.7792	0.0854			
16	1980	16.70	27.90	0.33	0.67	1.45	11.6543	0.7665	0.0930			
17	1981	23.20	26.60	0.35	0.65	1.42	11.0754	0.7294	0.0764			
18	1982	16.40	26.40	0.37	0.63	1.42	10.9839	0.7232	0.0905			
19	1983	17.40	25.50	0.39	0.61	1.41	10.5631	0.6932	0.0809			
20	1984	33.90	25.30	0.41	0.59	1.40	10.4676	0.6860	0.0942			
21	1985	24.60	25.10	0.43	0.57	1.40	10.3713	0.6787	0.1073			
22	1986	34.40	24.60	0.45	0.55	1.39	10.1272	0.6597	0.1087			
23	1987	42.80	23.70	0.47	0.53	1.37	9.6751	0.6226	0.0920			
24	1988	30.40	23.30	0.49	0.51	1.37	9.4686	0.6048	0.0946			
25	1989	17.00	23.30	0.51	0.49	1.37	9.4686	0.6048	0.1150			
26	1990	36.00	23.20	0.53	0.47	1.37	9.4164	0.6002	0.1309			
27	1991	15.80	22.70	0.55	0.45	1.36	9.1522	0.5767	0.1277			
28	1992	6.30	22.50	0.57	0.43	1.35	9.0448	0.5669	0.1383			
29	1993	16.80	21.10	0.59	0.41	1.32	8.2655	0.4924	0.0842			
30	1994	16.90	21.00	0.61	0.39	1.32	8.2079	0.4867	0.0989			
31	1995	17.90	20.70	0.63	0.37	1.32	8.0333	0.4692	0.1019			
32	1996	16.90	19.00	0.65	0.35	1.28	6.9938	0.3622	0.0153			
33	1997	32.90	18.70	0.67	0.33	1.27	6.8007	0.3421	0.0156			
34	1998	25.30	18.30	0.69	0.31	1.26	6.5384	0.3149	0.0088			
35	1999	26.60	17.90	0.71	0.29	1.25	6.2703	0.2874	0.0017			
36	2000	18.70	17.80	0.73	0.27	1.25	6.2024	0.2805	0.0152			
37	2001	17.00	17.70	0.76	0.24	1.25	6.1340	0.2736	0.0287			
38	2002	27.90	17.40	0.78	0.22	1.24	5.9266	0.2528	0.0283			
39	2003	25.50	17.00	0.80	0.20	1.23	5.6445	0.2251	0.0210			
40	2004	30.40	17.00	0.82	0.18	1.23	5.6445	0.2251	0.0414			
41	2005	18.30	16.90	0.84	0.16	1.23	5.5730	0.2182	0.0550			
42	2006	31.80	16.90	0.86	0.14	1.23	5.5730	0.2182	0.0754			
43	2007	21.00	16.80	0.88	0.12	1.23	5.5010	0.2114	0.0889			
44	2008	29.20	16.80	0.90	0.10	1.23	5.5010	0.2114	0.1093			
45	2009	16.80	16.70	0.92	0.08	1.22	5.4285	0.2045	0.1229			
46	2010	23.30	16.40	0.94	0.06	1.21	5.2086	0.1842	0.1230			
47	2011	32.90	15.80	0.96	0.04	1.20	4.7565	0.1450	0.1042			
48	2012	53.60	14.00	0.98	0.02	1.15	3.2893	0.0483	0.0279			
49	2013	19.00	6.30	1.00	0.00	0.80	0.0000	0.0000	0.0000			

Media	1.36
Desv. Estandar	0.15
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	0.07
Beta	4.66
Gamma	1.03
Grados de Libertad	9.33

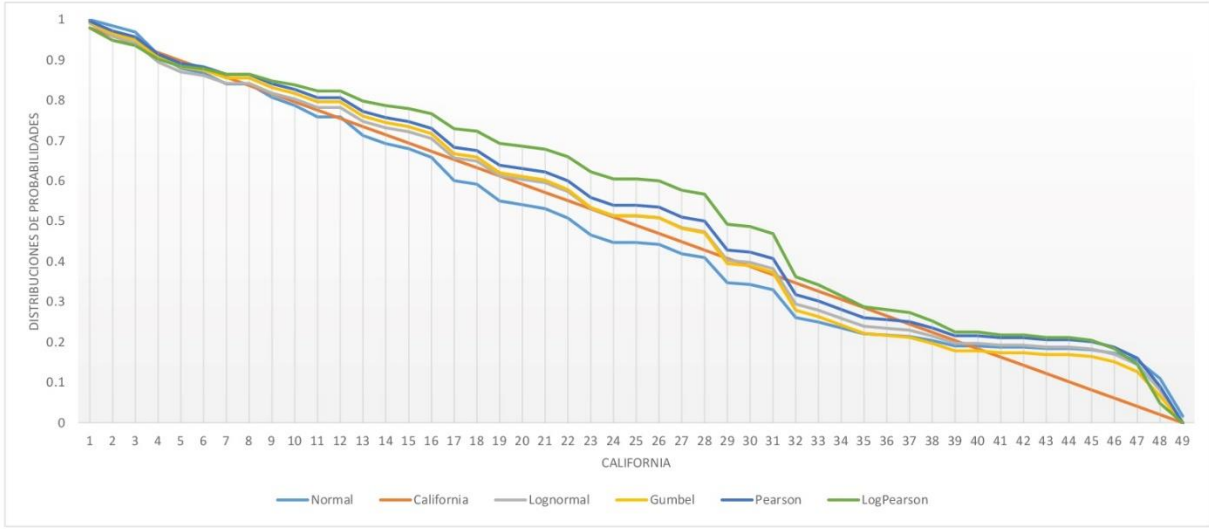
Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -Normal

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	3.4337	0.9997	0.02011042	0.11394	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	2.1623	0.9847	0.02551698			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	1.8679	0.9691	0.0303397			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	1.3617	0.9134	0.00500752			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	1.1734	0.8797	0.01828041			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	1.1145	0.8675	0.01007885			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	0.9968	0.8406	0.01657402			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	0.9968	0.8406	0.00383415			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.8673	0.8071	0.00921437			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.7967	0.7872	0.00873972			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.7025	0.7588	0.01669643			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.7025	0.7588	0.00371173			
13	1977	14.00	29.20	0.27	0.73	0.5612	0.7127	0.02201606			
14	1978	28.70	28.70	0.29	0.71	0.5024	0.6923	0.02199168			
15	1979	21.10	28.40	0.31	0.69	0.4670	0.6798	0.01411082			
16	1980	16.70	27.90	0.33	0.67	0.4082	0.6584	0.01503822			
17	1981	23.20	26.60	0.35	0.65	0.2551	0.6007	0.05236646			
18	1982	16.40	26.40	0.37	0.63	0.2316	0.5916	0.04107691			
19	1983	17.40	25.50	0.39	0.61	0.1257	0.5500	0.06224903			
20	1984	33.90	25.30	0.41	0.59	0.1021	0.5407	0.05117285			
21	1985	24.60	25.10	0.43	0.57	0.0786	0.5313	0.04011914			
22	1986	34.40	24.60	0.45	0.55	0.0197	0.5079	0.04316154			
23	1987	42.80	23.70	0.47	0.53	-0.0862	0.4656	0.06497835			
24	1988	30.40	23.30	0.49	0.51	-0.1333	0.4470	0.06324141			
25	1989	17.00	23.30	0.51	0.49	-0.1333	0.4470	0.04283324			
26	1990	36.00	23.20	0.53	0.47	-0.1451	0.4423	0.02707621			
27	1991	15.80	22.70	0.55	0.45	-0.2040	0.4192	0.0297921			
28	1992	6.30	22.50	0.57	0.43	-0.2275	0.4100	0.01856057			
29	1993	16.80	21.10	0.59	0.41	-0.3923	0.3474	0.0607556			
30	1994	16.90	21.00	0.61	0.39	-0.4041	0.3431	0.04468588			
31	1995	17.90	20.70	0.63	0.37	-0.4394	0.3302	0.03716753			
32	1996	16.90	19.00	0.65	0.35	-0.6395	0.2612	0.08570498			
33	1997	32.90	18.70	0.67	0.33	-0.6749	0.2499	0.07664924			
34	1998	25.30	18.30	0.69	0.31	-0.7220	0.2352	0.07096051			
35	1999	26.60	17.90	0.71	0.29	-0.7690	0.2209	0.06477987			
36	2000	18.70	17.80	0.73	0.27	-0.7808	0.2175	0.04785002			
37	2001	17.00	17.70	0.76	0.24	-0.7926	0.2140	0.03088835			
38	2002	27.90	17.40	0.78	0.22	-0.8279	0.2039	0.02062695			
39	2003	25.50	17.00	0.80	0.20	-0.8750	0.1908	0.0132924			
40	2004	30.40	17.00	0.82	0.18	-0.8750	0.1908	0.00711577			
41	2005	18.30	16.90	0.84	0.16	-0.8868	0.1876	0.02433771			
42	2006	31.80	16.90	0.86	0.14	-0.8868	0.1876	0.04474588			
43	2007	21.00	16.80	0.88	0.12	-0.8985	0.1844	0.06200091			
44	2008	29.20	16.80	0.90	0.10	-0.8985	0.1844	0.08240908			
45	2009	16.80	16.70	0.92	0.08	-0.9103	0.1813	0.09969729			
46	2010	23.30	16.40	0.94	0.06	-0.9456	0.1722	0.1109454			
47	2011	32.90	15.80	0.96	0.04	-1.0163	0.1548	0.11393676			
48	2012	53.60	14.00	0.98	0.02	-1.2282	0.1097	0.08928537			
49	2013	19.00	6.30	1.00	0.00	-2.1346	0.0164	0.01639587			
		Media	24.43								
		Desv. Estandar	8.49								
		Número de Datos	49								

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -Pearson

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III						
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\delta^3}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	0.83	24.1592	0.9959	0.0164	0.12621	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	0.21	18.6676	0.9718	0.0126			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	0.13	17.3964	0.9571	0.0184			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	0.05	15.2100	0.9147	0.0037			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	0.03	14.3964	0.8911	0.0069			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	0.03	14.1421	0.8826	0.0051			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	0.02	13.6337	0.8640	0.0069			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	0.02	13.6337	0.8640	0.0273			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.01	13.0743	0.8407	0.0244			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.01	12.7692	0.8267	0.0308			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.01	12.3625	0.8064	0.0309			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.01	12.3625	0.8064	0.0513			
13	1977	14.00	29.20	0.27	0.73	0.00	11.7523	0.7724	0.0377			
14	1978	28.70	28.70	0.29	0.71	0.00	11.4980	0.7569	0.0426			
15	1979	21.10	28.40	0.31	0.69	0.00	11.3455	0.7472	0.0534			
16	1980	16.70	27.90	0.33	0.67	0.00	11.0913	0.7305	0.0570			
17	1981	23.20	26.60	0.35	0.65	0.00	10.4302	0.6832	0.0301			
18	1982	16.40	26.40	0.37	0.63	0.00	10.3285	0.6755	0.0428			
19	1983	17.40	25.50	0.39	0.61	0.00	9.8709	0.6390	0.0267			
20	1984	33.90	25.30	0.41	0.59	0.00	9.7692	0.6305	0.0387			
21	1985	24.60	25.10	0.43	0.57	0.00	9.6675	0.6219	0.0505			
22	1986	34.40	24.60	0.45	0.55	0.00	9.4133	0.6000	0.0489			
23	1987	42.80	23.70	0.47	0.53	0.00	8.9556	0.5586	0.0280			
24	1988	30.40	23.30	0.49	0.51	0.00	8.7523	0.5395	0.0293			
25	1989	17.00	23.30	0.51	0.49	0.00	8.7523	0.5395	0.0498			
26	1990	36.00	23.20	0.53	0.47	0.00	8.7014	0.5347	0.0653			
27	1991	15.80	22.70	0.55	0.45	0.00	8.4472	0.5102	0.0612			
28	1992	6.30	22.50	0.57	0.43	0.00	8.3455	0.5003	0.0717			
29	1993	16.80	21.10	0.59	0.41	0.00	7.6336	0.4286	0.0204			
30	1994	16.90	21.00	0.61	0.39	0.00	7.5828	0.4233	0.0356			
31	1995	17.90	20.70	0.63	0.37	0.00	7.4302	0.4076	0.0402			
32	1996	16.90	19.00	0.65	0.35	-0.01	6.5658	0.3178	0.0292			
33	1997	32.90	18.70	0.67	0.33	-0.01	6.4133	0.3020	0.0245			
34	1998	25.30	18.30	0.69	0.31	-0.01	6.2099	0.2813	0.0249			
35	1999	26.60	17.90	0.71	0.29	-0.01	6.0065	0.2607	0.0250			
36	2000	18.70	17.80	0.73	0.27	-0.01	5.9556	0.2556	0.0097			
37	2001	17.00	17.70	0.76	0.24	-0.01	5.9048	0.2506	0.0057			
38	2002	27.90	17.40	0.78	0.22	-0.01	5.7522	0.2356	0.0111			
39	2003	25.50	17.00	0.80	0.20	-0.01	5.5488	0.2159	0.0118			
40	2004	30.40	17.00	0.82	0.18	-0.01	5.5488	0.2159	0.0322			
41	2005	18.30	16.90	0.84	0.16	-0.01	5.4980	0.2111	0.0478			
42	2006	31.80	16.90	0.86	0.14	-0.01	5.4980	0.2111	0.0682			
43	2007	21.00	16.80	0.88	0.12	-0.01	5.4471	0.2063	0.0838			
44	2008	29.20	16.80	0.90	0.10	-0.01	5.4471	0.2063	0.1042			
45	2009	16.80	16.70	0.92	0.08	-0.02	5.3963	0.2015	0.1199			
46	2010	23.30	16.40	0.94	0.06	-0.02	5.2437	0.1874	0.1262			
47	2011	32.90	15.80	0.96	0.04	-0.02	4.9387	0.1604	0.1196			
48	2012	53.60	14.00	0.98	0.02	-0.04	4.0234	0.0901	0.0697			
49	2013	19.00	6.30	1.00	0.00	-0.20	0.1081	0.0000	0.0000			
		Media	24.43			0.93						
		Desv. Estandar	8.49									
		Número de Datos	49									
		Coeficiente de Asimetría	0.93									
		Alfa	3.93									
		Beta	4.66									
		Gamma	6.09									
		Grados de Libertad	9.33									

Anexo 12 - Resumen de Smirnov Kolmogorov Huambo California



California	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.11394	0.19028
Lognormal	0.10888	
Gumbel	0.09012	
Pearson	0.12621	
LogPearson	0.13828	

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -Gumbel

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel								
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.43	1.0069	146.1258	0.0068	0.9932	0.0046	0.07887	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	2.16	1.0357	29.0170	0.0345	0.9655	0.0027			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.87	1.0525	20.0535	0.0499	0.9501	0.0023			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.36	1.1029	10.7215	0.0933	0.9067	0.0208			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.17	1.1328	8.5319	0.1172	0.8828	0.0244			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.11	1.1439	7.9494	0.1258	0.8742	0.0126			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0112			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0092			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	0.87	1.2027	5.9325	0.1686	0.8314	0.0057			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	0.80	1.2240	5.4648	0.1830	0.8170	0.0116			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0111			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0314			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.56	1.3144	4.1811	0.2392	0.7608	0.0165			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.50	1.3428	3.9168	0.2553	0.7447	0.0207			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.47	1.3613	3.7677	0.2654	0.7346	0.0310			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.41	1.3946	3.5340	0.2830	0.7170	0.0338			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.26	1.4990	3.0042	0.3329	0.6671	0.0043			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.23	1.5177	2.9317	0.3411	0.6589	0.0164			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.13	1.6127	2.6322	0.3799	0.6201	0.0021			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.10	1.6365	2.5711	0.3889	0.6111	0.0093			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.08	1.6614	2.5120	0.3981	0.6019	0.0205			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.02	1.7289	2.3720	0.4216	0.5784	0.0173			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.09	1.8723	2.1465	0.4659	0.5341	0.0066			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0067			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0137			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.15	1.9666	2.0345	0.4915	0.5085	0.0288			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.20	2.0737	1.9313	0.5178	0.4822	0.0229			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.23	2.1206	1.8924	0.5284	0.4716	0.0326			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.39	2.5311	1.6531	0.6049	0.3951	0.0235			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.40	2.5671	1.6381	0.6105	0.3895	0.0087			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.44	2.6817	1.5946	0.6271	0.3729	0.0050			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.64	3.5792	1.3877	0.7206	0.2794	0.0781			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.67	3.7970	1.3575	0.7366	0.2634	0.0738			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.72	4.1259	1.3199	0.7576	0.2424	0.0744			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.77	4.5065	1.2852	0.7781	0.2219	0.0745			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.78	4.6109	1.2769	0.7831	0.2169	0.0592			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.79	4.7193	1.2689	0.7881	0.2119	0.0438			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.83	5.0712	1.2456	0.8028	0.1972	0.0381			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0367			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0164			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0006			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0197			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0355			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0559			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.91	6.0773	1.1970	0.8355	0.1645	0.0717			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.95	6.6073	1.1783	0.8487	0.1513	0.0789			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-1.02	7.9028	1.1449	0.8735	0.1265	0.0744			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-1.23	15.0712	1.0711	0.9336	0.0664	0.0346			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-2.13	5860.6088	1.0002	0.9998	0.0002	0.0112			
		Media	24.43											
		Desv. Estandar	8.49											
		Número de Datos	49											

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo Gringorten -Normal

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 49	
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.98	2.3723	0.9912	0.0026	0.09763	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	3.76	1.7403	0.9591	0.0091			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	3.70	1.5713	0.9419	0.0059			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	3.58	1.2544	0.8952	0.0324			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	3.54	1.1267	0.8701	0.0371			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	3.52	1.0856	0.8612	0.0256			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	3.49	1.0015	0.8417	0.0247			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	3.49	1.0015	0.8417	0.0044			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	3.46	0.9060	0.8175	0.0082			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	3.44	0.8525	0.8030	0.0023			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	3.41	0.7795	0.7822	0.0028			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7795	0.7822	0.0175			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	3.37	0.6664	0.7474	0.0031			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	3.36	0.6179	0.7317	0.0077			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	3.35	0.5884	0.7219	0.0183			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	3.33	0.5385	0.7049	0.0217			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	3.28	0.4045	0.6571	0.0058			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	3.27	0.3833	0.6493	0.0068			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	3.24	0.2859	0.6125	0.0096			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	3.23	0.2638	0.6040	0.0022			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	3.22	0.2415	0.5954	0.0140			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	3.20	0.1850	0.5734	0.0123			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	3.17	0.0803	0.5320	0.0087			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	3.15	0.0325	0.5130	0.0074			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	3.15	0.0325	0.5130	0.0130			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	3.14	0.0204	0.5082	0.0285			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	3.12	-0.0408	0.4837	0.0245			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	3.11	-0.0656	0.4738	0.0349			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	3.05	-0.2460	0.4028	0.0157			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	3.04	-0.2594	0.3977	0.0005			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	3.03	-0.2998	0.3822	0.0043			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	2.94	-0.5405	0.2944	0.0631			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	2.93	-0.5852	0.2792	0.0579			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	2.91	-0.6459	0.2592	0.0576			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	2.88	-0.7080	0.2395	0.0569			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	2.88	-0.7237	0.2346	0.0414			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	2.87	-0.7395	0.2298	0.0259			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	2.86	-0.7875	0.2155	0.0199			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	2.83	-0.8528	0.1969	0.0181			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	2.83	-0.8528	0.1969	0.0022			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	2.83	-0.8694	0.1923	0.0180			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	2.83	-0.8694	0.1923	0.0384			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	2.82	-0.8861	0.1878	0.0542			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	2.82	-0.8861	0.1878	0.0746			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	2.82	-0.9028	0.1833	0.0905			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	2.80	-0.9538	0.1701	0.0976			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	2.76	-1.0584	0.1449	0.0928			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	2.64	-1.3981	0.0810	0.0493			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	1.84	-3.6407	0.0001	0.0113			
		Media	24.43			3.14						
		Desv. Estandar	8.49			0.36						
		Número de Datos	49			49						

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -LogPearson

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	1.73	19.5747	0.9793	0.0093	0.12793	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	1.63	16.8451	0.9488	0.0194			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.61	16.1150	0.9355	0.0124			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.56	14.7463	0.9019	0.0257			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.54	14.1948	0.8844	0.0227			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.53	14.0172	0.8783	0.0085			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	1.52	13.6540	0.8648	0.0016			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	1.52	13.6540	0.8648	0.0187			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	1.50	13.2414	0.8480	0.0223			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	1.49	13.0104	0.8379	0.0325			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	1.48	12.6953	0.8231	0.0381			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	1.48	12.6953	0.8231	0.0585			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	1.47	12.2067	0.7981	0.0538			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	1.46	11.9972	0.7865	0.0626			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	1.45	11.8697	0.7792	0.0757			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	1.45	11.6543	0.7665	0.0833			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	1.42	11.0754	0.7294	0.0666			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	1.42	10.9839	0.7232	0.0807			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	1.41	10.5631	0.6932	0.0710			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	1.40	10.4676	0.6860	0.0842			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	1.40	10.3713	0.6787	0.0973			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	1.39	10.1272	0.6597	0.0986			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	1.37	9.6751	0.6226	0.0819			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	1.37	9.4686	0.6048	0.0845			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	1.37	9.4686	0.6048	0.1048			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	1.37	9.4164	0.6002	0.1206			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	1.36	9.1522	0.5767	0.1174			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	1.35	9.0448	0.5669	0.1279			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	1.32	8.2655	0.4924	0.0738			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	1.32	8.2079	0.4867	0.0884			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	1.32	8.0333	0.4692	0.0914			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	1.28	6.9938	0.3622	0.0047			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	1.27	6.8007	0.3421	0.0050			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	1.26	6.5384	0.3149	0.0018			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	1.25	6.2703	0.2874	0.0090			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	1.25	6.2024	0.2805	0.0044			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	1.25	6.1340	0.2736	0.0179			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	1.24	5.9266	0.2528	0.0174			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	1.23	5.6445	0.2251	0.0101			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	1.23	5.6445	0.2251	0.0305			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	1.23	5.5730	0.2182	0.0440			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	1.23	5.5730	0.2182	0.0643			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	1.23	5.5010	0.2114	0.0778			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	1.23	5.5010	0.2114	0.0982			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	1.22	5.4285	0.2045	0.1117			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	1.21	5.2086	0.1842	0.1118			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	1.20	4.7565	0.1450	0.0929			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	1.15	3.2893	0.0483	0.0165			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	0.80	0.0000	0.0000	0.0114			

Media	1.36
Desv. Estandar	0.15
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	0.07
Beta	4.66
Gamma	1.03
Grados de Libertad	9.33

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo Gringorten -Normal

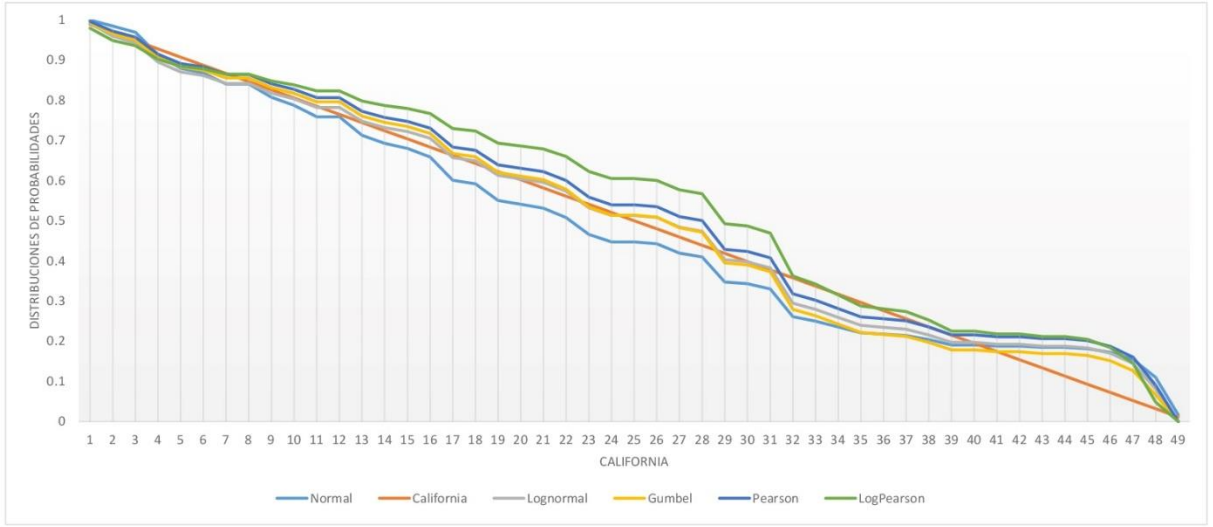
				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.4337	0.9997	0.0111029	0.10264	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	2.1623	0.9847	0.01645961			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.8679	0.9691	0.02123247			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.3617	0.9134	0.01416461			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.1734	0.8797	0.02748735			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.1145	0.8675	0.01933565			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	0.9968	0.8406	0.02588067			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	0.9968	0.8406	0.00552236			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	0.8673	0.8071	0.01862074			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	0.7967	0.7872	0.01819594			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	0.7025	0.7588	0.02620251			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.7025	0.7588	0.00584421			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.5612	0.7127	0.03162185			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.5024	0.6923	0.03164733			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.4670	0.6798	0.02381633			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.4082	0.6584	0.02479359			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.2551	0.6007	0.06217169			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.2316	0.5916	0.05093199			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.1257	0.5500	0.07215397			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.1021	0.5407	0.06112765			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.0786	0.5313	0.05012379			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.0197	0.5079	0.05321605			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.0862	0.4656	0.07508271			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.1333	0.4470	0.07339563			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.1333	0.4470	0.05303733			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.1451	0.4423	0.03733015			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.2040	0.4192	0.0400959			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.2275	0.4100	0.02891422			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.3923	0.3474	0.07115911			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.4041	0.3431	0.05513925			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.4394	0.3302	0.04767075			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.6395	0.2612	0.09625806			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.6749	0.2499	0.08725218			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.7220	0.2352	0.0816133			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.7690	0.2209	0.07548252			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.7808	0.2175	0.05860253			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.7926	0.2140	0.04169072			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.8279	0.2039	0.03147918			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	-0.8750	0.1908	0.02419448			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	-0.8750	0.1908	0.00383617			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	-0.8868	0.1876	0.01333592			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.8868	0.1876	0.03369422			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.8985	0.1844	0.0508994			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.8985	0.1844	0.07125771			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.9103	0.1813	0.08849607			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.9456	0.1722	0.09969432			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-1.0163	0.1548	0.10263582			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-1.2282	0.1097	0.07793458			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-2.1346	0.0164	0.00499522			
		Media	24.43								
		Desv. Estandar	8.49								
		Número de Datos	49								

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo California -Pearson

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\frac{n}{\delta^3}}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	0.83	24.1592	0.9959	0.0073	0.11496	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	0.21	18.6676	0.9718	0.0036			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	0.13	17.3964	0.9571	0.0093			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	0.05	15.2100	0.9147	0.0129			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	0.03	14.3964	0.8911	0.0161			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	0.03	14.1421	0.8826	0.0042			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	0.02	13.6337	0.8640	0.0024			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	0.02	13.6337	0.8640	0.0179			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	0.01	13.0743	0.8407	0.0150			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	0.01	12.7692	0.8267	0.0213			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	0.01	12.3625	0.8064	0.0213			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.01	12.3625	0.8064	0.0417			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.00	11.7523	0.7724	0.0281			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.00	11.4980	0.7569	0.0330			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.00	11.3455	0.7472	0.0436			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.00	11.0913	0.7305	0.0473			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.00	10.4302	0.6832	0.0203			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.00	10.3285	0.6755	0.0329			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.00	9.8709	0.6390	0.0168			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.00	9.7692	0.6305	0.0287			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.00	9.6675	0.6219	0.0405			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.00	9.4133	0.6000	0.0389			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	0.00	8.9556	0.5586	0.0179			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	0.00	8.7523	0.5395	0.0192			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	0.00	8.7523	0.5395	0.0395			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	0.00	8.7014	0.5347	0.0551			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	0.00	8.4472	0.5102	0.0509			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	0.00	8.3455	0.5003	0.0613			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	0.00	7.6336	0.4286	0.0100			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	0.00	7.5828	0.4233	0.0251			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	0.00	7.4302	0.4076	0.0297			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.01	6.5658	0.3178	0.0397			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.01	6.4133	0.3020	0.0351			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.01	6.2099	0.2813	0.0355			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.01	6.0065	0.2607	0.0357			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.01	5.9556	0.2556	0.0204			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.01	5.9048	0.2506	0.0051			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.01	5.7522	0.2356	0.0002			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	-0.01	5.5488	0.2159	0.0009			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	-0.01	5.5488	0.2159	0.0213			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	-0.01	5.4980	0.2111	0.0368			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.01	5.4980	0.2111	0.0572			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.01	5.4471	0.2063	0.0727			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.01	5.4471	0.2063	0.0931			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.02	5.3963	0.2015	0.1087			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.02	5.2437	0.1874	0.1150			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-0.02	4.9387	0.1604	0.1083			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-0.04	4.0234	0.0901	0.0584			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-0.20	0.1081	0.0000	0.0114			
						0.93						

Media	24.43
Desv. Estandar	8.49
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	3.93
Beta	4.66
Gamma	6.09
Grados de Libertad	9.33

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo Gringorten Resumen



Gringorten	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10264	
Lognormal	0.09763	
Gumbel	0.07887	0.19028
Pearson	0.11496	
LogPearson	0.12793	

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05 n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.43	1.0069	146.1258	0.0068	0.9932	0.0034	0.07992	0.19028 Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	2.16	1.0357	29.0170	0.0345	0.9655	0.0039		
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.87	1.0525	20.0535	0.0499	0.9501	0.0012		
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.36	1.1029	10.7215	0.0933	0.9067	0.0218		
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.17	1.1328	8.5319	0.1172	0.8828	0.0254		
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.11	1.1439	7.9494	0.1258	0.8742	0.0136		
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0121		
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0083		
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	0.87	1.2027	5.9325	0.1686	0.8314	0.0049		
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	0.80	1.2240	5.4648	0.1830	0.8170	0.0109		
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0104		
12	1976	22.70	30.40	0.23	0.77	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0308		
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.56	1.3144	4.1811	0.2392	0.7608	0.0159		
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.50	1.3428	3.9168	0.2553	0.7447	0.0202		
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.47	1.3613	3.7677	0.2654	0.7346	0.0305		
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.41	1.3946	3.5340	0.2830	0.7170	0.0334		
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.26	1.4990	3.0042	0.3329	0.6671	0.0039		
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.23	1.5177	2.9317	0.3411	0.6589	0.0160		
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.13	1.6127	2.6322	0.3799	0.6201	0.0024		
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.10	1.6365	2.5711	0.3889	0.6111	0.0090		
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.08	1.6614	2.5120	0.3981	0.6019	0.0203		
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.02	1.7289	2.3720	0.4216	0.5784	0.0172		
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.09	1.8723	2.1465	0.4659	0.5341	0.0067		
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0067		
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0137		
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.15	1.9666	2.0345	0.4915	0.5085	0.0289		
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.20	2.0737	1.9313	0.5178	0.4822	0.0230		
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.23	2.1206	1.8924	0.5284	0.4716	0.0328		
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.39	2.5311	1.6531	0.6049	0.3951	0.0233		
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.40	2.5671	1.6381	0.6105	0.3895	0.0084		
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.44	2.6817	1.5946	0.6271	0.3729	0.0047		
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.64	3.5792	1.3877	0.7206	0.2794	0.0777		
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.67	3.7970	1.3575	0.7366	0.2634	0.0734		
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.72	4.1259	1.3199	0.7576	0.2424	0.0740		
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.77	4.5065	1.2852	0.7781	0.2219	0.0740		
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.78	4.6109	1.2769	0.7831	0.2169	0.0586		
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.79	4.7193	1.2689	0.7881	0.2119	0.0432		
38	2002	27.90	17.40	0.77	0.23	-0.83	5.0712	1.2456	0.8028	0.1972	0.0375		
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0360		
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0156		
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0002		
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0206		
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0364		
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0568		
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.91	6.0773	1.1970	0.8355	0.1645	0.0727		
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.95	6.6073	1.1783	0.8487	0.1513	0.0799		
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-1.02	7.9028	1.1449	0.8735	0.1265	0.0755		
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-1.23	15.0712	1.0711	0.9336	0.0664	0.0357		
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-2.13	5860.6088	1.0002	0.9998	0.0002	0.0100		
		Media	24.43										
		Desv. Estandar	8.49										
		Número de Datos	49										

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Hazen/LogNormal

				Hazen	$\frac{2n-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal						
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.98	2.3723	0.9912	0.0014	0.09868	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	3.76	1.7403	0.9591	0.0103			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	3.70	1.5713	0.9419	0.0070			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	3.58	1.2544	0.8952	0.0334			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	3.54	1.1267	0.8701	0.0381			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	3.52	1.0856	0.8612	0.0266			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	3.49	1.0015	0.8417	0.0256			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	3.49	1.0015	0.8417	0.0052			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	3.46	0.9060	0.8175	0.0090			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	3.44	0.8525	0.8030	0.0031			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	3.41	0.7795	0.7822	0.0035			
12	1976	22.70	30.40	0.23	0.77	3.41	0.7795	0.7822	0.0169			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	3.37	0.6664	0.7474	0.0025			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	3.36	0.6179	0.7317	0.0072			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	3.35	0.5884	0.7219	0.0178			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	3.33	0.5385	0.7049	0.0212			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	3.28	0.4045	0.6571	0.0062			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	3.27	0.3833	0.6493	0.0064			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	3.24	0.2859	0.6125	0.0099			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	3.23	0.2638	0.6040	0.0020			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	3.22	0.2415	0.5954	0.0138			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	3.20	0.1850	0.5734	0.0122			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	3.17	0.0803	0.5320	0.0088			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	3.15	0.0325	0.5130	0.0074			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	3.15	0.0325	0.5130	0.0130			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	3.14	0.0204	0.5082	0.0286			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	3.12	-0.0408	0.4837	0.0246			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	3.11	-0.0656	0.4738	0.0351			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	3.05	-0.2460	0.4028	0.0155			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	3.04	-0.2594	0.3977	0.0003			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	3.03	-0.2998	0.3822	0.0046			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	2.94	-0.5405	0.2944	0.0627			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	2.93	-0.5852	0.2792	0.0575			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	2.91	-0.6459	0.2592	0.0571			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	2.88	-0.7080	0.2395	0.0564			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	2.88	-0.7237	0.2346	0.0409			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	2.87	-0.7395	0.2298	0.0253			
38	2002	27.90	17.40	0.77	0.23	2.86	-0.7875	0.2155	0.0192			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	2.83	-0.8528	0.1969	0.0174			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	2.83	-0.8528	0.1969	0.0030			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	2.83	-0.8694	0.1923	0.0188			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	2.83	-0.8694	0.1923	0.0393			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	2.82	-0.8861	0.1878	0.0551			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	2.82	-0.8861	0.1878	0.0755			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	2.82	-0.9028	0.1833	0.0915			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	2.80	-0.9538	0.1701	0.0987			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	2.76	-1.0584	0.1449	0.0939			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	2.64	-1.3981	0.0810	0.0504			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	1.84	-3.6407	0.0001	0.0101			
		Media	24.43			3.14						
		Desv. Estandar	8.49			0.36						
		Número de Datos	49			49						

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	1.73	19.5747	0.9793	0.0105	0.12808	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	1.63	16.8451	0.9488	0.0206			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.61	16.1150	0.9355	0.0135			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.56	14.7463	0.9019	0.0267			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.54	14.1948	0.8844	0.0237			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.53	14.0172	0.8783	0.0095			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	1.52	13.6540	0.8648	0.0025			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	1.52	13.6540	0.8648	0.0179			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	1.50	13.2414	0.8480	0.0215			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	1.49	13.0104	0.8379	0.0317			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	1.48	12.6953	0.8231	0.0374			
12	1976	22.70	30.40	0.23	0.77	1.48	12.6953	0.8231	0.0578			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	1.47	12.2067	0.7981	0.0532			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	1.46	11.9972	0.7865	0.0620			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	1.45	11.8697	0.7792	0.0752			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	1.45	11.6543	0.7665	0.0828			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	1.42	11.0754	0.7294	0.0662			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	1.42	10.9839	0.7232	0.0803			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	1.41	10.5631	0.6932	0.0707			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	1.40	10.4676	0.6860	0.0840			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	1.40	10.3713	0.6787	0.0971			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	1.39	10.1272	0.6597	0.0985			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	1.37	9.6751	0.6226	0.0818			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	1.37	9.4686	0.6048	0.0844			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	1.37	9.4686	0.6048	0.1048			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	1.37	9.4164	0.6002	0.1207			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	1.36	9.1522	0.5767	0.1175			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	1.35	9.0448	0.5669	0.1281			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	1.32	8.2655	0.4924	0.0740			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	1.32	8.2079	0.4867	0.0887			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	1.32	8.0333	0.4692	0.0917			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	1.28	6.9938	0.3622	0.0051			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	1.27	6.8007	0.3421	0.0054			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	1.26	6.5384	0.3149	0.0014			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	1.25	6.2703	0.2874	0.0085			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	1.25	6.2024	0.2805	0.0050			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	1.25	6.1340	0.2736	0.0185			
38	2002	27.90	17.40	0.77	0.23	1.24	5.9266	0.2528	0.0181			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	1.23	5.6445	0.2251	0.0108			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	1.23	5.6445	0.2251	0.0312			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	1.23	5.5730	0.2182	0.0448			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	1.23	5.5730	0.2182	0.0652			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	1.23	5.5010	0.2114	0.0787			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	1.23	5.5010	0.2114	0.0991			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	1.22	5.4285	0.2045	0.1127			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	1.21	5.2086	0.1842	0.1128			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	1.20	4.7565	0.1450	0.0940			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	1.15	3.2893	0.0483	0.0177			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	0.80	0.0000	0.0000	0.0102			

Media	1.36
Desv. Estandar	0.15
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	0.07
Beta	4.66
Gamma	1.03
Grados de Libertad	9.33

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Hazen/Normal

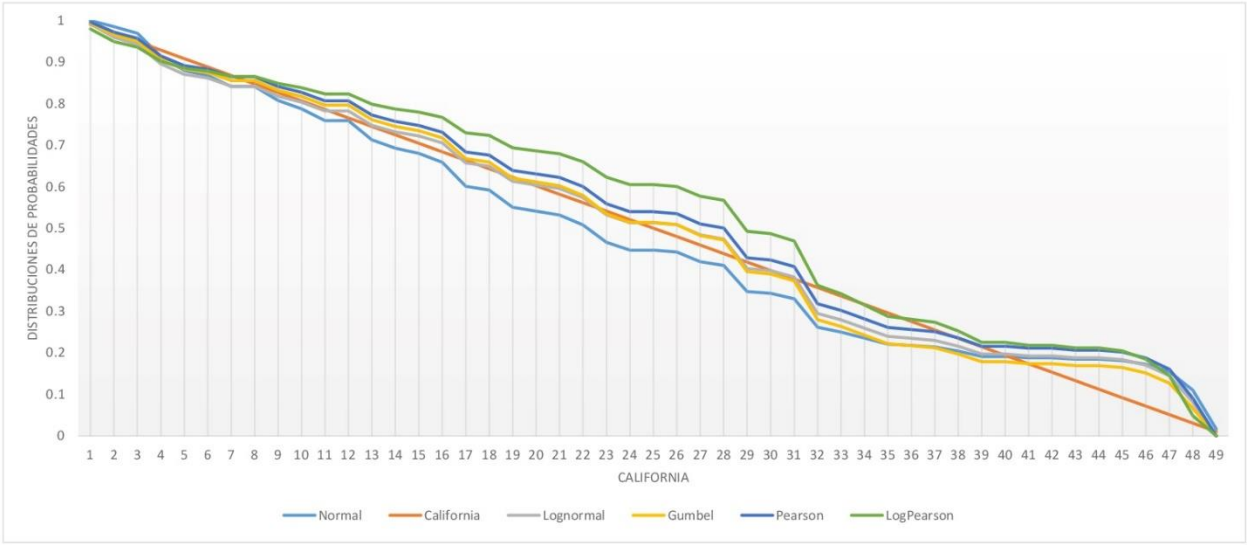
				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	3.4337	0.9997	0.00990633	0.10373	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	2.1623	0.9847	0.0153129			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	1.8679	0.9691	0.02013562			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	1.3617	0.9134	0.01521161			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	1.1734	0.8797	0.02848449			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	1.1145	0.8675	0.02028294			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	0.9968	0.8406	0.0267781			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	0.9968	0.8406	0.00636993			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	0.8673	0.8071	0.01941845			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	0.7967	0.7872	0.0189438			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	0.7025	0.7588	0.02690051			
12	1976	22.70	30.40	0.23	0.77	0.7025	0.7588	0.00649235			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.5612	0.7127	0.03222014			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.5024	0.6923	0.03219576			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.4670	0.6798	0.0243149			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.4082	0.6584	0.0252423			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.2551	0.6007	0.06257054			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.2316	0.5916	0.05128099			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.1257	0.5500	0.07245311			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.1021	0.5407	0.06137693			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.0786	0.5313	0.05032322			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.0197	0.5079	0.05336563			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.0862	0.4656	0.07518243			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.1333	0.4470	0.07344549			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.1333	0.4470	0.05303733			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.1451	0.4423	0.03728029			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.2040	0.4192	0.03999618			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.2275	0.4100	0.02876465			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.3923	0.3474	0.07095968			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.4041	0.3431	0.05488996			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.4394	0.3302	0.04737161			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.6395	0.2612	0.09590906			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.6749	0.2499	0.08685332			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.7220	0.2352	0.08116459			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.7690	0.2209	0.07498395			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.7808	0.2175	0.05805411			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.7926	0.2140	0.04109244			
38	2002	27.90	17.40	0.77	0.23	-0.8279	0.2039	0.03083103			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	-0.8750	0.1908	0.02349648			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	-0.8750	0.1908	0.00308832			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	-0.8868	0.1876	0.01413363			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.8868	0.1876	0.0345418			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.8985	0.1844	0.05179683			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.8985	0.1844	0.07220499			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.9103	0.1813	0.08949321			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.9456	0.1722	0.10074132			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-1.0163	0.1548	0.10373267			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-1.2282	0.1097	0.07908129			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-2.1346	0.0164	0.00619179			

Media	24.43
Desv. Estandar	8.49
Número de Datos	49

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Hazen/Pearson

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\frac{n}{\delta^3}}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.01	0.99	0.83	24.1592	0.9959	0.0061	0.11601	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.03	0.97	0.21	18.6676	0.9718	0.0024			
3	1967	28.40	40.30	0.05	0.95	0.13	17.3964	0.9571	0.0082			
4	1968	22.50	36.00	0.07	0.93	0.05	15.2100	0.9147	0.0139			
5	1969	17.80	34.40	0.09	0.91	0.03	14.3964	0.8911	0.0171			
6	1970	23.70	33.90	0.11	0.89	0.03	14.1421	0.8826	0.0051			
7	1971	25.10	32.90	0.13	0.87	0.02	13.6337	0.8640	0.0033			
8	1972	40.30	32.90	0.15	0.85	0.02	13.6337	0.8640	0.0171			
9	1973	20.70	31.80	0.17	0.83	0.01	13.0743	0.8407	0.0142			
10	1974	31.20	31.20	0.19	0.81	0.01	12.7692	0.8267	0.0205			
11	1975	26.40	30.40	0.21	0.79	0.01	12.3625	0.8064	0.0206			
12	1976	22.70	30.40	0.23	0.77	0.01	12.3625	0.8064	0.0411			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.00	11.7523	0.7724	0.0275			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.00	11.4980	0.7569	0.0324			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.00	11.3455	0.7472	0.0432			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.00	11.0913	0.7305	0.0468			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.00	10.4302	0.6832	0.0199			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.00	10.3285	0.6755	0.0326			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.00	9.8709	0.6390	0.0165			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.00	9.7692	0.6305	0.0285			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.00	9.6675	0.6219	0.0403			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.00	9.4133	0.6000	0.0387			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	0.00	8.9556	0.5586	0.0178			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	0.00	8.7523	0.5395	0.0191			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	0.00	8.7523	0.5395	0.0395			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	0.00	8.7014	0.5347	0.0551			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	0.00	8.4472	0.5102	0.0510			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	0.00	8.3455	0.5003	0.0615			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	0.00	7.6336	0.4286	0.0102			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	0.00	7.5828	0.4233	0.0254			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	0.00	7.4302	0.4076	0.0300			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.01	6.5658	0.3178	0.0394			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.01	6.4133	0.3020	0.0347			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.01	6.2099	0.2813	0.0351			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.01	6.0065	0.2607	0.0352			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.01	5.9556	0.2556	0.0199			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.01	5.9048	0.2506	0.0045			
38	2002	27.90	17.40	0.77	0.23	-0.01	5.7522	0.2356	0.0009			
39	2003	25.50	17.00	0.79	0.21	-0.01	5.5488	0.2159	0.0016			
40	2004	30.40	17.00	0.81	0.19	-0.01	5.5488	0.2159	0.0220			
41	2005	18.30	16.90	0.83	0.17	-0.01	5.4980	0.2111	0.0376			
42	2006	31.80	16.90	0.85	0.15	-0.01	5.4980	0.2111	0.0580			
43	2007	21.00	16.80	0.87	0.13	-0.01	5.4471	0.2063	0.0736			
44	2008	29.20	16.80	0.89	0.11	-0.01	5.4471	0.2063	0.0940			
45	2009	16.80	16.70	0.91	0.09	-0.02	5.3963	0.2015	0.1097			
46	2010	23.30	16.40	0.93	0.07	-0.02	5.2437	0.1874	0.1160			
47	2011	32.90	15.80	0.95	0.05	-0.02	4.9387	0.1604	0.1094			
48	2012	53.60	14.00	0.97	0.03	-0.04	4.0234	0.0901	0.0595			
49	2013	19.00	6.30	0.99	0.01	-0.20	0.1081	0.0000	0.0102			
		Media	24.43			0.93						
		Desv. Estandar	8.49									
		Número de Datos	49									
		Coeficiente de Asimetría	0.93									
		Alfa	3.93									
		Beta	4.66									
		Gamma	6.09									
		Grados de Libertad	9.33									

Anexo 12 - Resumen Smirnov Kolmogorov Huambo - Hazen



Hazen	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10373	0.19028
Lognormal	0.09868	
Gumbel	0.07992	
Pearson	0.11601	
LogPearson	0.12808	

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Weibull/Normal

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel								
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	3.43	1.0069	146.1258	0.0068	0.9932	0.0132	0.08061	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	2.16	1.0357	29.0170	0.0345	0.9655	0.0055			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	1.87	1.0525	20.0535	0.0499	0.9501	0.0101			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	1.36	1.1029	10.7215	0.0933	0.9067	0.0133			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	1.17	1.1328	8.5319	0.1172	0.8828	0.0172			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	1.11	1.1439	7.9494	0.1258	0.8742	0.0058			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0047			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	1.00	1.1692	6.9088	0.1447	0.8553	0.0153			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.87	1.2027	5.9325	0.1686	0.8314	0.0114			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.80	1.2240	5.4648	0.1830	0.8170	0.0170			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0161			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.70	1.2562	4.9039	0.2039	0.7961	0.0361			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.56	1.3144	4.1811	0.2392	0.7608	0.0208			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.50	1.3428	3.9168	0.2553	0.7447	0.0247			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.47	1.3613	3.7677	0.2654	0.7346	0.0346			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.41	1.3946	3.5340	0.2830	0.7170	0.0370			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.26	1.4990	3.0042	0.3329	0.6671	0.0071			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.23	1.5177	2.9317	0.3411	0.6589	0.0189			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.13	1.6127	2.6322	0.3799	0.6201	0.0001			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.10	1.6365	2.5711	0.3889	0.6111	0.0111			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.08	1.6614	2.5120	0.3981	0.6019	0.0219			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.02	1.7289	2.3720	0.4216	0.5784	0.0184			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.09	1.8723	2.1465	0.4659	0.5341	0.0059			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0063			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.13	1.9468	2.0562	0.4863	0.5137	0.0137			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.15	1.9666	2.0345	0.4915	0.5085	0.0285			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.20	2.0737	1.9313	0.5178	0.4822	0.0222			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.23	2.1206	1.8924	0.5284	0.4716	0.0316			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.39	2.5311	1.6531	0.6049	0.3951	0.0249			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.40	2.5671	1.6381	0.6105	0.3895	0.0105			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.44	2.6817	1.5946	0.6271	0.3729	0.0071			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.64	3.5792	1.3877	0.7206	0.2794	0.0806			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.67	3.7970	1.3575	0.7366	0.2634	0.0766			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.72	4.1259	1.3199	0.7576	0.2424	0.0776			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.77	4.5065	1.2852	0.7781	0.2219	0.0781			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.78	4.6109	1.2769	0.7831	0.2169	0.0631			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.79	4.7193	1.2689	0.7881	0.2119	0.0481			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.83	5.0712	1.2456	0.8028	0.1972	0.0428			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0418			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	-0.87	5.6105	1.2169	0.8218	0.1782	0.0218			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0064			
42	2006	31.80	16.90	0.84	0.16	-0.89	5.7597	1.2101	0.8264	0.1736	0.0136			
43	2007	21.00	16.80	0.86	0.14	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0291			
44	2008	29.20	16.80	0.88	0.12	-0.90	5.9152	1.2035	0.8309	0.1691	0.0491			
45	2009	16.80	16.70	0.90	0.10	-0.91	6.0773	1.1970	0.8355	0.1645	0.0645			
46	2010	23.30	16.40	0.92	0.08	-0.95	6.6073	1.1783	0.8487	0.1513	0.0713			
47	2011	32.90	15.80	0.94	0.06	-1.02	7.9028	1.1449	0.8735	0.1265	0.0665			
48	2012	53.60	14.00	0.96	0.04	-1.23	15.0712	1.0711	0.9336	0.0664	0.0264			
49	2013	19.00	6.30	0.98	0.02	-2.13	5860.6088	1.0002	0.9998	0.0002	0.0198			
		Media	24.43											
		Desv. Estandar	8.49											
		Número de Datos	49											

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Weibull/LogNormal

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 49	
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	3.98	2.3723	0.9912	0.0112	0.09010	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	3.76	1.7403	0.9591	0.0009			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	3.70	1.5713	0.9419	0.0019			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	3.58	1.2544	0.8952	0.0248			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	3.54	1.1267	0.8701	0.0299			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	3.52	1.0856	0.8612	0.0188			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	3.49	1.0015	0.8417	0.0183			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	3.49	1.0015	0.8417	0.0017			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	3.46	0.9060	0.8175	0.0025			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	3.44	0.8525	0.8030	0.0030			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	3.41	0.7795	0.7822	0.0022			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7795	0.7822	0.0222			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	3.37	0.6664	0.7474	0.0074			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	3.36	0.6179	0.7317	0.0117			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	3.35	0.5884	0.7219	0.0219			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	3.33	0.5385	0.7049	0.0249			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	3.28	0.4045	0.6571	0.0029			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	3.27	0.3833	0.6493	0.0093			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	3.24	0.2859	0.6125	0.0075			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	3.23	0.2638	0.6040	0.0040			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	3.22	0.2415	0.5954	0.0154			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	3.20	0.1850	0.5734	0.0134			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	3.17	0.0803	0.5320	0.0080			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	3.15	0.0325	0.5130	0.0070			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	3.15	0.0325	0.5130	0.0130			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	3.14	0.0204	0.5082	0.0282			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	3.12	-0.0408	0.4837	0.0237			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	3.11	-0.0656	0.4738	0.0338			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	3.05	-0.2460	0.4028	0.0172			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	3.04	-0.2594	0.3977	0.0023			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	3.03	-0.2998	0.3822	0.0022			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	2.94	-0.5405	0.2944	0.0656			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	2.93	-0.5852	0.2792	0.0608			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	2.91	-0.6459	0.2592	0.0608			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	2.88	-0.7080	0.2395	0.0605			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	2.88	-0.7237	0.2346	0.0454			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	2.87	-0.7395	0.2298	0.0302			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	2.86	-0.7875	0.2155	0.0245			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	2.83	-0.8528	0.1969	0.0231			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	2.83	-0.8528	0.1969	0.0031			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	2.83	-0.8694	0.1923	0.0123			
42	2006	31.80	16.90	0.84	0.16	2.83	-0.8694	0.1923	0.0323			
43	2007	21.00	16.80	0.86	0.14	2.82	-0.8861	0.1878	0.0478			
44	2008	29.20	16.80	0.88	0.12	2.82	-0.8861	0.1878	0.0678			
45	2009	16.80	16.70	0.90	0.10	2.82	-0.9028	0.1833	0.0833			
46	2010	23.30	16.40	0.92	0.08	2.80	-0.9538	0.1701	0.0901			
47	2011	32.90	15.80	0.94	0.06	2.76	-1.0584	0.1449	0.0849			
48	2012	53.60	14.00	0.96	0.04	2.64	-1.3981	0.0810	0.0410			
49	2013	19.00	6.30	0.98	0.02	1.84	-3.6407	0.0001	0.0199			
		Media	24.43			3.14						
		Desv. Estandar	8.49			0.36						
		Número de Datos	49			49						

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Weibull/LogPearson

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	Δ_tablas α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	1.73	19.5747	0.9793	0.0007	0.12685	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	1.63	16.8451	0.9488	0.0112			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	1.61	16.1150	0.9355	0.0045			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	1.56	14.7463	0.9019	0.0181			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	1.54	14.1948	0.8844	0.0156			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	1.53	14.0172	0.8783	0.0017			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	1.52	13.6540	0.8648	0.0048			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	1.52	13.6540	0.8648	0.0248			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	1.50	13.2414	0.8480	0.0280			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	1.49	13.0104	0.8379	0.0379			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	1.48	12.6953	0.8231	0.0431			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	1.48	12.6953	0.8231	0.0631			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	1.47	12.2067	0.7981	0.0581			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	1.46	11.9972	0.7865	0.0665			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	1.45	11.8697	0.7792	0.0792			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	1.45	11.6543	0.7665	0.0865			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	1.42	11.0754	0.7294	0.0694			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	1.42	10.9839	0.7232	0.0832			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	1.41	10.5631	0.6932	0.0732			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	1.40	10.4676	0.6860	0.0860			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	1.40	10.3713	0.6787	0.0987			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	1.39	10.1272	0.6597	0.0997			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	1.37	9.6751	0.6226	0.0826			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	1.37	9.4686	0.6048	0.0848			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	1.37	9.4686	0.6048	0.1048			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	1.37	9.4164	0.6002	0.1202			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	1.36	9.1522	0.5767	0.1167			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	1.35	9.0448	0.5669	0.1269			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	1.32	8.2655	0.4924	0.0724			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	1.32	8.2079	0.4867	0.0867			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	1.32	8.0333	0.4692	0.0892			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	1.28	6.9938	0.3622	0.0022			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	1.27	6.8007	0.3421	0.0021			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	1.26	6.5384	0.3149	0.0051			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	1.25	6.2703	0.2874	0.0126			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	1.25	6.2024	0.2805	0.0005			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	1.25	6.1340	0.2736	0.0136			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	1.24	5.9266	0.2528	0.0128			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	1.23	5.6445	0.2251	0.0051			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	1.23	5.6445	0.2251	0.0251			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	1.23	5.5730	0.2182	0.0382			
42	2006	31.80	16.90	0.84	0.16	1.23	5.5730	0.2182	0.0582			
43	2007	21.00	16.80	0.86	0.14	1.23	5.5010	0.2114	0.0714			
44	2008	29.20	16.80	0.88	0.12	1.23	5.5010	0.2114	0.0914			
45	2009	16.80	16.70	0.90	0.10	1.22	5.4285	0.2045	0.1045			
46	2010	23.30	16.40	0.92	0.08	1.21	5.2086	0.1842	0.1042			
47	2011	32.90	15.80	0.94	0.06	1.20	4.7565	0.1450	0.0850			
48	2012	53.60	14.00	0.96	0.04	1.15	3.2893	0.0483	0.0083			
49	2013	19.00	6.30	0.98	0.02	0.80	0.0000	0.0000	0.0200			

Media	1.36
Desv. Estandar	0.15
Número de Datos	49
Coeficiente de Asimetría	0.93
Alfa	0.07
Beta	4.66
Gamma	1.03
Grados de Libertad	9.33

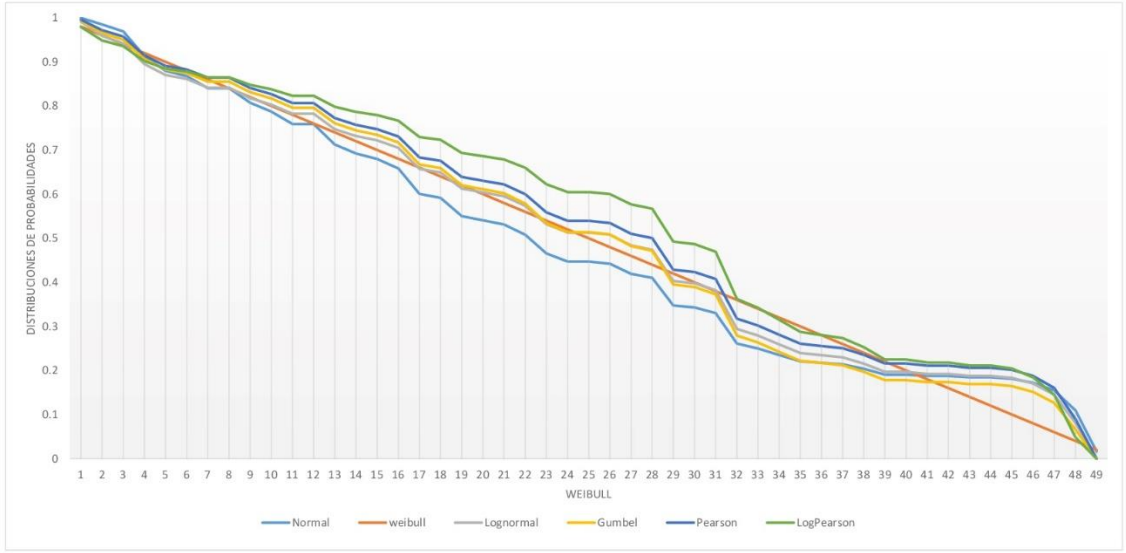
Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Weibull/Normal

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 49
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	3.4337	0.9997	0.01970225	0.09877	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	2.1623	0.9847	0.02470065			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	1.8679	0.9691	0.02911521			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	1.3617	0.9134	0.00664018			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	1.1734	0.8797	0.02032123			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	1.1145	0.8675	0.01252783			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	0.9968	0.8406	0.01943116			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	0.9968	0.8406	0.00056884			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.8673	0.8071	0.01288784			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.7967	0.7872	0.01282135			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.7025	0.7588	0.02118623			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.7025	0.7588	0.00118623			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.5612	0.7127	0.02732218			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.5024	0.6923	0.02770596			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.4670	0.6798	0.02023327			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.4082	0.6584	0.02156883			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.2551	0.6007	0.05930524			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.2316	0.5916	0.04842385			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.1257	0.5500	0.07000413			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.1021	0.5407	0.05933612			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.0786	0.5313	0.04869057			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.0197	0.5079	0.05214114			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	-0.0862	0.4656	0.0743661			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	-0.1333	0.4470	0.07303733			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	-0.1333	0.4470	0.05303733			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	-0.1451	0.4423	0.03768846			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	-0.2040	0.4192	0.04081251			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	-0.2275	0.4100	0.02998914			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	-0.3923	0.3474	0.07259234			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	-0.4041	0.3431	0.05693078			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	-0.4394	0.3302	0.04982059			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.6395	0.2612	0.0987662			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.6749	0.2499	0.09011863			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.7220	0.2352	0.08483806			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.7690	0.2209	0.07906558			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.7808	0.2175	0.0625439			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.7926	0.2140	0.0459904			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.8279	0.2039	0.03613716			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	-0.8750	0.1908	0.02921077			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	-0.8750	0.1908	0.00921077			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	-0.8868	0.1876	0.00760302			
42	2006	31.80	16.90	0.84	0.16	-0.8868	0.1876	0.02760302			
43	2007	21.00	16.80	0.86	0.14	-0.8985	0.1844	0.04444989			
44	2008	29.20	16.80	0.88	0.12	-0.8985	0.1844	0.06444989			
45	2009	16.80	16.70	0.90	0.10	-0.9103	0.1813	0.08132994			
46	2010	23.30	16.40	0.92	0.08	-0.9456	0.1722	0.09216989			
47	2011	32.90	15.80	0.94	0.06	-1.0163	0.1548	0.09475308			
48	2012	53.60	14.00	0.96	0.04	-1.2282	0.1097	0.06969354			
49	2013	19.00	6.30	0.98	0.02	-2.1346	0.0164	0.00360413			
		Media	24.43								
		Desv. Estandar	8.49								
		Número de Datos	49								

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Weibull/Pearson

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		Δ_tablas α = 0.05	n = 49
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\delta^3}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓		
1	1965	23.30	53.60	0.02	0.98	0.83	24.1592	0.9959	0.0159	0.10744	0.19028	Si
2	1966	17.70	42.80	0.04	0.96	0.21	18.6676	0.9718	0.0118			
3	1967	28.40	40.30	0.06	0.94	0.13	17.3964	0.9571	0.0171			
4	1968	22.50	36.00	0.08	0.92	0.05	15.2100	0.9147	0.0053			
5	1969	17.80	34.40	0.10	0.90	0.03	14.3964	0.8911	0.0089			
6	1970	23.70	33.90	0.12	0.88	0.03	14.1421	0.8826	0.0026			
7	1971	25.10	32.90	0.14	0.86	0.02	13.6337	0.8640	0.0040			
8	1972	40.30	32.90	0.16	0.84	0.02	13.6337	0.8640	0.0240			
9	1973	20.70	31.80	0.18	0.82	0.01	13.0743	0.8407	0.0207			
10	1974	31.20	31.20	0.20	0.80	0.01	12.7692	0.8267	0.0267			
11	1975	26.40	30.40	0.22	0.78	0.01	12.3625	0.8064	0.0264			
12	1976	22.70	30.40	0.24	0.76	0.01	12.3625	0.8064	0.0464			
13	1977	14.00	29.20	0.26	0.74	0.00	11.7523	0.7724	0.0324			
14	1978	28.70	28.70	0.28	0.72	0.00	11.4980	0.7569	0.0369			
15	1979	21.10	28.40	0.30	0.70	0.00	11.3455	0.7472	0.0472			
16	1980	16.70	27.90	0.32	0.68	0.00	11.0913	0.7305	0.0505			
17	1981	23.20	26.60	0.34	0.66	0.00	10.4302	0.6832	0.0232			
18	1982	16.40	26.40	0.36	0.64	0.00	10.3285	0.6755	0.0355			
19	1983	17.40	25.50	0.38	0.62	0.00	9.8709	0.6390	0.0190			
20	1984	33.90	25.30	0.40	0.60	0.00	9.7692	0.6305	0.0305			
21	1985	24.60	25.10	0.42	0.58	0.00	9.6675	0.6219	0.0419			
22	1986	34.40	24.60	0.44	0.56	0.00	9.4133	0.6000	0.0400			
23	1987	42.80	23.70	0.46	0.54	0.00	8.9556	0.5586	0.0186			
24	1988	30.40	23.30	0.48	0.52	0.00	8.7523	0.5395	0.0195			
25	1989	17.00	23.30	0.50	0.50	0.00	8.7523	0.5395	0.0395			
26	1990	36.00	23.20	0.52	0.48	0.00	8.7014	0.5347	0.0547			
27	1991	15.80	22.70	0.54	0.46	0.00	8.4472	0.5102	0.0502			
28	1992	6.30	22.50	0.56	0.44	0.00	8.3455	0.5003	0.0603			
29	1993	16.80	21.10	0.58	0.42	0.00	7.6336	0.4286	0.0086			
30	1994	16.90	21.00	0.60	0.40	0.00	7.5828	0.4233	0.0233			
31	1995	17.90	20.70	0.62	0.38	0.00	7.4302	0.4076	0.0276			
32	1996	16.90	19.00	0.64	0.36	-0.01	6.5658	0.3178	0.0422			
33	1997	32.90	18.70	0.66	0.34	-0.01	6.4133	0.3020	0.0380			
34	1998	25.30	18.30	0.68	0.32	-0.01	6.2099	0.2813	0.0387			
35	1999	26.60	17.90	0.70	0.30	-0.01	6.0065	0.2607	0.0393			
36	2000	18.70	17.80	0.72	0.28	-0.01	5.9556	0.2556	0.0244			
37	2001	17.00	17.70	0.74	0.26	-0.01	5.9048	0.2506	0.0094			
38	2002	27.90	17.40	0.76	0.24	-0.01	5.7522	0.2356	0.0044			
39	2003	25.50	17.00	0.78	0.22	-0.01	5.5488	0.2159	0.0041			
40	2004	30.40	17.00	0.80	0.20	-0.01	5.5488	0.2159	0.0159			
41	2005	18.30	16.90	0.82	0.18	-0.01	5.4980	0.2111	0.0311			
42	2006	31.80	16.90	0.84	0.16	-0.01	5.4980	0.2111	0.0511			
43	2007	21.00	16.80	0.86	0.14	-0.01	5.4471	0.2063	0.0663			
44	2008	29.20	16.80	0.88	0.12	-0.01	5.4471	0.2063	0.0863			
45	2009	16.80	16.70	0.90	0.10	-0.02	5.3963	0.2015	0.1015			
46	2010	23.30	16.40	0.92	0.08	-0.02	5.2437	0.1874	0.1074			
47	2011	32.90	15.80	0.94	0.06	-0.02	4.9387	0.1604	0.1004			
48	2012	53.60	14.00	0.96	0.04	-0.04	4.0234	0.0901	0.0501			
49	2013	19.00	6.30	0.98	0.02	-0.20	0.1081	0.0000	0.0200			
		Media	24.43			0.93						
		Desv. Estandar	8.49									
		Número de Datos	49									
		Coeficiente de Asimetría	0.93									
		Alfa	3.93									
		Beta	4.66									
		Gamma	6.09									
		Grados de Libertad	9.33									

Anexo 12 - Smirnov Kolmogorov Huambo - Weibull Resumen



Weibull	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.09877	
Lognormal	0.09010	
Gumbel	0.08061	0.19028
Pearson	0.10744	
LogPearson	0.12685	

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 13 – Prueba de Smirnow Kolmogorov Estación Pillones

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Gringorten/Normal

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal						
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.84	1.9172	0.9724	0.0195	0.04792	0.16372	SI
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	3.65	1.6585	0.9514	0.0260			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	3.56	1.5366	0.9378	0.0252			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	3.51	1.4614	0.9280	0.0205			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	3.49	1.4367	0.9246	0.0094			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	3.48	1.4242	0.9228	0.0032			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	3.42	1.3378	0.9095	0.0044			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	3.40	1.3153	0.9058	0.0152			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	3.33	1.2215	0.8891	0.0129			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	3.24	1.0943	0.8631	0.0014			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	3.23	1.0782	0.8595	0.0123			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	3.18	1.0119	0.8442	0.0114			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	3.17	0.9948	0.8401	0.0218			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	3.13	0.9481	0.8285	0.0246			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	3.10	0.8997	0.8159	0.0265			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	3.06	0.8496	0.8022	0.0273			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	2.94	0.6942	0.7562	0.0042			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	2.93	0.6798	0.7517	0.0057			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	2.91	0.6505	0.7423	0.0108			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	2.83	0.5429	0.7064	0.0106			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	2.77	0.4604	0.6774	0.0251			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	2.77	0.4604	0.6774	0.0107			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	2.73	0.4085	0.6585	0.0151			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	2.73	0.3996	0.6553	0.0039			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	2.71	0.3727	0.6453	0.0006			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	2.70	0.3636	0.6419	0.0117			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	2.70	0.3636	0.6419	0.0262			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	2.69	0.3452	0.6350	0.0338			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	2.61	0.2394	0.5946	0.0078			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	2.60	0.2294	0.5907	0.0184			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	2.58	0.1988	0.5788	0.0209			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	2.53	0.1247	0.5496	0.0062			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	2.53	0.1247	0.5496	0.0207			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	2.53	0.1247	0.5496	0.0352			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	2.51	0.1028	0.5409	0.0409			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	2.49	0.0805	0.5321	0.0465			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	2.44	0.0113	0.5045	0.0334			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	2.44	0.0113	0.5045	0.0479			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	2.39	-0.0616	0.4755	0.0333			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	2.34	-0.1254	0.4501	0.0224			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	2.29	-0.1924	0.4237	0.0105			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	2.25	-0.2485	0.4019	0.0031			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	2.20	-0.3220	0.3737	0.0106			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	2.20	-0.3220	0.3737	0.0039			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	2.16	-0.3682	0.3564	0.0011			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	2.13	-0.4159	0.3387	0.0021			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	2.13	-0.4159	0.3387	0.0124			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	2.08	-0.4822	0.3148	0.0029			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	2.07	-0.4993	0.3088	0.0113			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	2.04	-0.5342	0.2966	0.0136			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	2.03	-0.5520	0.2905	0.0220			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	1.96	-0.6445	0.2596	0.0056			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	1.92	-0.7033	0.2409	0.0014			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	1.89	-0.7397	0.2297	0.0046			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	1.89	-0.7439	0.2285	0.0178			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	1.89	-0.7439	0.2285	0.0323			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	1.82	-0.8289	0.2036	0.0219			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	1.70	-0.9918	0.1606	0.0066			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	1.69	-1.0168	0.1546	0.0019			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	1.65	-1.0681	0.1427	0.0044			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	1.65	-1.0681	0.1427	0.0189			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	1.65	-1.0681	0.1427	0.0334			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	1.55	-1.2056	0.1140	0.0191			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	1.41	-1.3913	0.0821	0.0016			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	1.36	-1.4593	0.0722	0.0063			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	1.34	-1.4947	0.0675	0.0160			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	1.22	-1.6459	0.0499	0.0129			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	0.41	-2.7588	0.0029	0.0197			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.18	-3.0623	0.0011	0.0070			
		Media	14.46			2.43						
		Desv. Estandar	9.82			0.74						
		Número de Datos	69			69						

Anexo 13 - Smimov Kolmogorov Pampilla - Gringorten/LogPearson

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ ↓		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	1.67	13.4984	0.9642	0.0277	0.18368	0.16372	No
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	1.59	12.5616	0.9494	0.0280			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	1.55	12.1202	0.9407	0.0223			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.52	11.8478	0.9345	0.0139			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.52	11.7585	0.9324	0.0016			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.51	11.7132	0.9313	0.0118			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	1.48	11.4005	0.9232	0.0181			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.48	11.3191	0.9210	0.0304			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.45	10.9793	0.9110	0.0348			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.41	10.5187	0.8956	0.0339			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.40	10.4604	0.8934	0.0462			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	1.38	10.2202	0.8843	0.0516			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	1.37	10.1582	0.8819	0.0636			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	1.36	9.9891	0.8749	0.0711			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	1.34	9.8140	0.8673	0.0779			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	1.33	9.6324	0.8590	0.0841			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	1.28	9.0697	0.8303	0.0699			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	1.27	9.0176	0.8274	0.0815			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	1.26	8.9117	0.8214	0.0899			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	1.23	8.5219	0.7977	0.0807			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	1.20	8.2234	0.7778	0.0753			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	1.20	8.2234	0.7778	0.0897			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	1.19	8.0352	0.7645	0.0909			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	1.18	8.0031	0.7621	0.1030			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	1.18	7.9056	0.7549	0.1102			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	1.17	7.8726	0.7524	0.1222			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	1.17	7.8726	0.7524	0.1367			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	1.17	7.8061	0.7473	0.1461			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	1.13	7.4230	0.7165	0.1297			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	1.13	7.3867	0.7134	0.1411			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	1.12	7.2760	0.7039	0.1461			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	1.10	7.0077	0.6799	0.1365			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	1.10	7.0077	0.6799	0.1509			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	1.10	7.0077	0.6799	0.1654			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	1.09	6.9283	0.6725	0.1725			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	1.08	6.8475	0.6648	0.1793			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	1.06	6.5971	0.6403	0.1692			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	1.06	6.5971	0.6403	0.1837			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	1.04	6.3332	0.6131	0.1710			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	1.02	6.1019	0.5881	0.1605			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	1.00	5.8593	0.5609	0.1477			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.98	5.6562	0.5372	0.1385			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	0.95	5.3899	0.5051	0.1209			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.95	5.3899	0.5051	0.1354			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.94	5.2230	0.4845	0.1291			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.92	5.0502	0.4626	0.1217			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.92	5.0502	0.4626	0.1362			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.90	4.8099	0.4316	0.1197			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.90	4.7480	0.4235	0.1260			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	0.89	4.6217	0.4068	0.1238			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.88	4.5573	0.3983	0.1298			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	0.85	4.2222	0.3534	0.0993			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	0.83	4.0096	0.3246	0.0850			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	0.82	3.8774	0.3067	0.0816			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	0.82	3.8625	0.3047	0.0941			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	0.82	3.8625	0.3047	0.1085			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	0.79	3.5546	0.2633	0.0816			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	0.74	2.9647	0.1867	0.0195			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	0.73	2.8743	0.1756	0.0228			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	0.72	2.6885	0.1532	0.0149			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	0.72	2.6885	0.1532	0.0293			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	0.72	2.6885	0.1532	0.0438			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	0.67	2.1906	0.0986	0.0037			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	0.61	1.5180	0.0417	0.0387			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	0.59	1.2717	0.0268	0.0392			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	0.58	1.1438	0.0204	0.0311			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	0.53	0.5961	0.0035	0.0335			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	0.18	-3.4338	0.0000	0.0226			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.08	-4.5327	0.0000	0.0081			

Media	1.06
Desv. Estandar	0.32
Número de Datos	69
Coeficiente de Asimetría	1.10
Alfa	0.18
Beta	3.28
Gamma	0.48
Grados de Libertad	6.56

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Gringorten/Normal

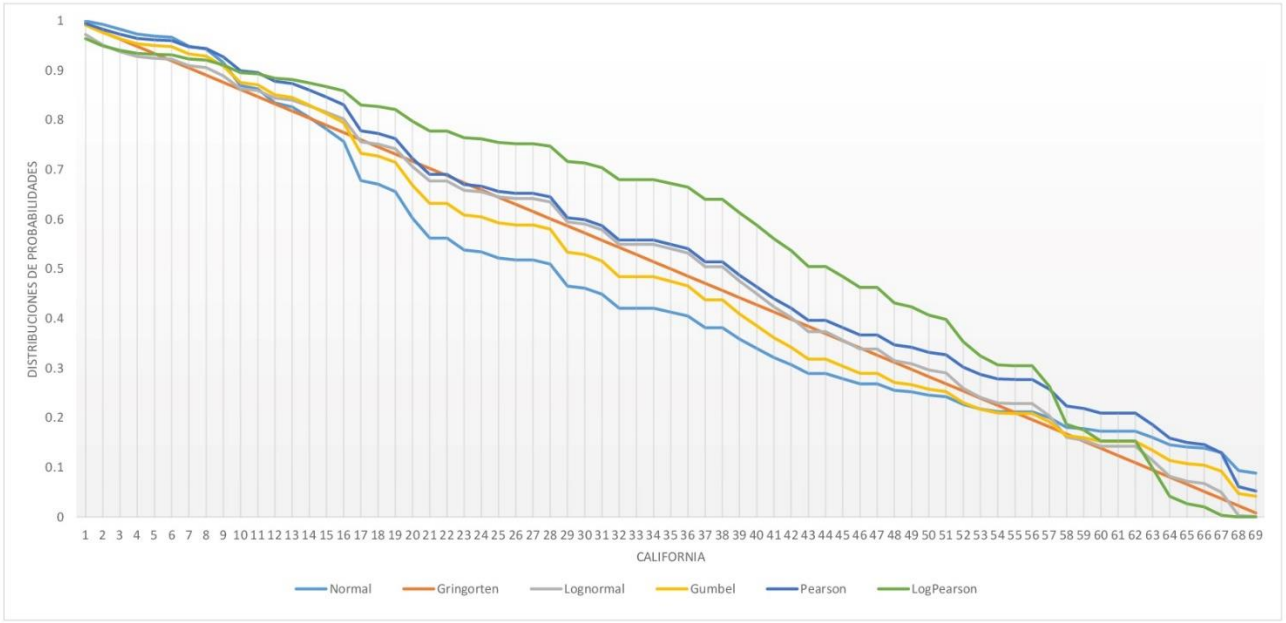
				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 69	
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.2831	0.9995	0.0076	0.1401	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	2.4594	0.9930	0.0156			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	2.1223	0.9831	0.0201			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.9289	0.9731	0.0246			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.8678	0.9691	0.0351			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.8372	0.9669	0.0474			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	1.6336	0.9488	0.0437			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.5827	0.9433	0.0526			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.3790	0.9161	0.0399			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.1245	0.8696	0.0079			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.0939	0.8630	0.0158			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.9717	0.8344	0.0016			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	0.9412	0.8267	0.0084			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.8597	0.8050	0.0012			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.7783	0.7818	0.0076			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	0.6968	0.7570	0.0179			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.4626	0.6782	0.0822			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	0.4422	0.6708	0.0751			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.4015	0.6560	0.0755			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	0.2589	0.6022	0.1149			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.1571	0.5624	0.1401			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.1571	0.5624	0.1257			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.0960	0.5382	0.1354			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.0858	0.5342	0.1249			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.0553	0.5220	0.1226			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.0451	0.5180	0.1122			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	0.0451	0.5180	0.0977			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.0247	0.5099	0.0914			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	-0.0873	0.4652	0.1216			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	-0.0974	0.4612	0.1112			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	-0.1280	0.4491	0.1088			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	-0.1993	0.4210	0.1224			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	-0.1993	0.4210	0.1079			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	-0.1993	0.4210	0.0934			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	-0.2196	0.4131	0.0869			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	-0.2400	0.4052	0.0804			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	-0.3011	0.3817	0.0894			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	-0.3011	0.3817	0.0749			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	-0.3622	0.3586	0.0835			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	-0.4131	0.3398	0.0879			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	-0.4640	0.3213	0.0919			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	-0.5047	0.3069	0.0919			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	-0.5557	0.2892	0.0950			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	-0.5557	0.2892	0.0806			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	-0.5862	0.2789	0.0765			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	-0.6167	0.2687	0.0722			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	-0.6167	0.2687	0.0577			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	-0.6575	0.2554	0.0565			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	-0.6677	0.2522	0.0453			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	-0.6880	0.2457	0.0373			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	-0.6982	0.2425	0.0260			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	-0.7491	0.2269	0.0272			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.7797	0.2178	0.0218			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	-0.7980	0.2124	0.0127			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.8000	0.2118	0.0012			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.8000	0.2118	0.0157			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	-0.8408	0.2002	0.0185			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.9120	0.1809	0.0136			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	-0.9222	0.1782	0.0254			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.9426	0.1729	0.0346			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	-0.9426	0.1729	0.0491			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.9426	0.1729	0.0636			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	-0.9935	0.1602	0.0653			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	-1.0546	0.1458	0.0654			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-1.0750	0.1412	0.0752			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	-1.0851	0.1389	0.0874			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-1.1259	0.1301	0.0931			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	-1.3193	0.0935	0.0710			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-1.3499	0.0885	0.0804			
		Media	14.46								
		Desv. Estandar	9.82								
		Número de Datos	69								

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Gringorten/Pearson

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\frac{n}{\delta^3}}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	0.51	18.4446	0.9948	0.0029	0.09992	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	0.22	15.4617	0.9830	0.0056			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	0.14	14.2412	0.9729	0.0100			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	0.10	13.5407	0.9648	0.0163			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	0.09	13.3195	0.9618	0.0277			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	0.09	13.2088	0.9602	0.0406			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	0.06	12.4714	0.9478	0.0427			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	0.06	12.2870	0.9441	0.0535			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	0.04	11.5496	0.9272	0.0510			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	0.02	10.6278	0.8994	0.0377			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	0.02	10.5172	0.8955	0.0483			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.01	10.0748	0.8785	0.0457			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	0.01	9.9641	0.8738	0.0555			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.01	9.6692	0.8607	0.0569			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.01	9.3742	0.8464	0.0570			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	0.00	9.0792	0.8308	0.0559			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.00	8.2312	0.7783	0.0179			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	0.00	8.1574	0.7732	0.0273			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.00	8.0100	0.7626	0.0311			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	0.00	7.4938	0.7224	0.0054			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.00	7.1250	0.6906	0.0120			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.00	7.1250	0.6906	0.0025			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.00	6.9038	0.6702	0.0034			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.00	6.8669	0.6667	0.0075			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.00	6.7563	0.6560	0.0114			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.00	6.7195	0.6524	0.0222			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	0.00	6.7195	0.6524	0.0367			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.00	6.6457	0.6451	0.0439			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	0.00	6.2401	0.6032	0.0164			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	0.00	6.2033	0.5992	0.0269			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	0.00	6.0926	0.5871	0.0292			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	0.00	5.8345	0.5580	0.0146			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	0.00	5.8345	0.5580	0.0291			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	0.00	5.8345	0.5580	0.0436			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	0.00	5.7608	0.5495	0.0495			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	0.00	5.6871	0.5409	0.0553			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	0.00	5.4658	0.5144	0.0433			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	0.00	5.4658	0.5144	0.0578			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	0.00	5.2446	0.4872	0.0450			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	0.00	5.0602	0.4639	0.0362			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	0.00	4.8759	0.4402	0.0270			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.00	4.7284	0.4209	0.0222			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	0.00	4.5440	0.3965	0.0123			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.00	4.5440	0.3965	0.0267			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.00	4.4334	0.3818	0.0264			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.00	4.3228	0.3669	0.0261			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.00	4.3228	0.3669	0.0405			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.00	4.1753	0.3470	0.0351			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.00	4.1385	0.3421	0.0446			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	0.00	4.0647	0.3321	0.0491			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.00	4.0278	0.3271	0.0586			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	-0.01	3.8435	0.3022	0.0481			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.01	3.7329	0.2872	0.0476			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	-0.01	3.6665	0.2783	0.0532			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.01	3.6591	0.2773	0.0667			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.01	3.6591	0.2773	0.0811			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	-0.01	3.5116	0.2576	0.0759			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.01	3.2535	0.2236	0.0563			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	-0.01	3.2167	0.2188	0.0660			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.01	3.1429	0.2093	0.0710			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	-0.01	3.1429	0.2093	0.0855			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.01	3.1429	0.2093	0.0999			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	-0.01	2.9586	0.1860	0.0911			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	-0.02	2.7373	0.1590	0.0785			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-0.02	2.6636	0.1503	0.0843			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	-0.02	2.6267	0.1460	0.0945			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-0.02	2.4792	0.1292	0.0922			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	-0.03	1.7787	0.0611	0.0385			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-0.04	1.6681	0.0524	0.0443			
						1.10						

Media	14.46
Desv. Estandar	9.82
Número de Datos	69
Coeficiente de Asimetría	1.10
Alfa	5.42
Beta	3.28
Gamma	-3.32
Grados de Libertad	6.56

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla Gringorten - Resumen



Gringorten	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.14012	
Lognormal	0.04792	
Gumbel	0.07063	0.16372
Pearson	0.09992	
LogPearson	0.18368	

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Hazen/Gumbel

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel								
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.28	1.0084	120.5600	0.0083	0.9917	0.0010	0.07098	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	2.46	1.0242	42.2425	0.0237	0.9763	0.0019			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	2.12	1.0376	27.5941	0.0362	0.9638	0.0000			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.93	1.0484	21.6419	0.0462	0.9538	0.0045			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.87	1.0525	20.0491	0.0499	0.9501	0.0153			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.84	1.0546	19.2984	0.0518	0.9482	0.0279			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	1.63	1.0715	14.9796	0.0668	0.9332	0.0274			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.58	1.0765	14.0651	0.0711	0.9289	0.0376			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.38	1.1005	10.9502	0.0913	0.9087	0.0319			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.12	1.1420	8.0446	0.1243	0.8757	0.0134			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.09	1.1480	7.7556	0.1289	0.8711	0.0232			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.97	1.1752	6.7068	0.1491	0.8509	0.0176			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	0.94	1.1828	6.4694	0.1546	0.8454	0.0266			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.86	1.2049	5.8801	0.1701	0.8299	0.0256			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.78	1.2299	5.3496	0.1869	0.8131	0.0232			
16	1948	38.61	21.30	0.22	0.78	0.70	1.2583	4.8721	0.2052	0.7948	0.0194			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.46	1.3637	3.7494	0.2667	0.7333	0.0276			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	0.44	1.3750	3.6670	0.2727	0.7273	0.0191			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.40	1.3986	3.5086	0.2850	0.7150	0.0169			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	0.26	1.4960	3.0161	0.3316	0.6684	0.0489			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.16	1.5825	2.7168	0.3681	0.6319	0.0710			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.16	1.5825	2.7168	0.3681	0.6319	0.0565			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.10	1.6428	2.5557	0.3913	0.6087	0.0652			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.09	1.6536	2.5301	0.3952	0.6048	0.0547			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.06	1.6871	2.4553	0.4073	0.5927	0.0522			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.05	1.6988	2.4311	0.4113	0.5887	0.0418			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	0.05	1.6988	2.4311	0.4113	0.5887	0.0273			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.02	1.7228	2.3836	0.4195	0.5805	0.0210			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	-0.09	1.8738	2.1445	0.4663	0.5337	0.0533			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	-0.10	1.8893	2.1245	0.4707	0.5293	0.0432			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	-0.13	1.9380	2.0662	0.4840	0.5160	0.0420			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0591			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0446			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0302			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	-0.22	2.1047	1.9053	0.5249	0.4751	0.0249			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	-0.24	2.1465	1.8722	0.5341	0.4659	0.0196			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	-0.30	2.2844	1.7786	0.5622	0.4378	0.0333			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	-0.30	2.2844	1.7786	0.5622	0.4378	0.0188			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	-0.36	2.4435	1.6928	0.5908	0.4092	0.0328			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	-0.41	2.5954	1.6268	0.6147	0.3853	0.0422			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	-0.46	2.7679	1.5657	0.6387	0.3613	0.0518			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	-0.50	2.9232	1.5200	0.6579	0.3421	0.0565			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	-0.56	3.1426	1.4667	0.6818	0.3182	0.0659			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	-0.56	3.1426	1.4667	0.6818	0.3182	0.0514			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	-0.59	3.2897	1.4367	0.6960	0.3040	0.0511			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	-0.62	3.4500	1.4082	0.7101	0.2899	0.0507			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	-0.62	3.4500	1.4082	0.7101	0.2899	0.0362			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	-0.66	3.6869	1.3722	0.7288	0.2712	0.0404			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	-0.67	3.7507	1.3635	0.7334	0.2666	0.0305			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	-0.69	3.8843	1.3467	0.7426	0.2574	0.0252			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	-0.70	3.9542	1.3385	0.7471	0.2529	0.0152			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	-0.75	4.3385	1.2995	0.7695	0.2305	0.0231			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.78	4.6005	1.2777	0.7826	0.2174	0.0218			
54	1998	9.50	6.62	0.78	0.22	-0.80	4.7706	1.2652	0.7904	0.2096	0.0150			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.80	4.7901	1.2638	0.7912	0.2088	0.0014			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.80	4.7901	1.2638	0.7912	0.2088	0.0131			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	-0.84	5.2099	1.2375	0.8081	0.1919	0.0108			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.91	6.1017	1.1960	0.8361	0.1639	0.0028			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	-0.92	6.2485	1.1905	0.8400	0.1600	0.0079			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0148			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0293			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0438			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	-0.99	7.4465	1.1551	0.8657	0.1343	0.0401			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	-1.05	8.7705	1.1287	0.8860	0.1140	0.0343			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-1.07	9.2892	1.1206	0.8923	0.1077	0.0424			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	-1.09	9.5654	1.1167	0.8955	0.1045	0.0538			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-1.13	10.7968	1.1021	0.9074	0.0926	0.0564			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	-1.32	21.1008	1.0497	0.9526	0.0474	0.0257			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-1.35	23.8349	1.0438	0.9580	0.0420	0.0347			
		Media	14.46											
		Desv. Estandar	9.82											
		Número de Datos	69											

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Hazen/LogNormal

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 69	
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.84	1.9172	0.9724	0.0204	0.04799	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	3.65	1.6585	0.9514	0.0269			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	3.56	1.5366	0.9378	0.0260			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	3.51	1.4614	0.9280	0.0212			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	3.49	1.4367	0.9246	0.0102			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	3.48	1.4242	0.9228	0.0025			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	3.42	1.3378	0.9095	0.0037			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	3.40	1.3153	0.9058	0.0145			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	3.33	1.2215	0.8891	0.0122			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	3.24	1.0943	0.8631	0.0008			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	3.23	1.0782	0.8595	0.0117			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	3.18	1.0119	0.8442	0.0109			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	3.17	0.9948	0.8401	0.0212			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	3.13	0.9481	0.8285	0.0241			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	3.10	0.8997	0.8159	0.0260			
16	1948	38.61	21.30	0.22	0.78	3.06	0.8496	0.8022	0.0269			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	2.94	0.6942	0.7562	0.0047			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	2.93	0.6798	0.7517	0.0053			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	2.91	0.6505	0.7423	0.0104			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	2.83	0.5429	0.7064	0.0110			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	2.77	0.4604	0.6774	0.0255			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	2.77	0.4604	0.6774	0.0110			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	2.73	0.4085	0.6585	0.0154			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	2.73	0.3996	0.6553	0.0041			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	2.71	0.3727	0.6453	0.0004			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	2.70	0.3636	0.6419	0.0115			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	2.70	0.3636	0.6419	0.0260			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	2.69	0.3452	0.6350	0.0336			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	2.61	0.2394	0.5946	0.0077			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	2.60	0.2294	0.5907	0.0182			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	2.58	0.1988	0.5788	0.0208			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	2.53	0.1247	0.5496	0.0061			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	2.53	0.1247	0.5496	0.0206			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	2.53	0.1247	0.5496	0.0351			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	2.51	0.1028	0.5409	0.0409			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	2.49	0.0805	0.5321	0.0466			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	2.44	0.0113	0.5045	0.0335			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	2.44	0.0113	0.5045	0.0480			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	2.39	-0.0616	0.4755	0.0334			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	2.34	-0.1254	0.4501	0.0226			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	2.29	-0.1924	0.4237	0.0107			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	2.25	-0.2485	0.4019	0.0033			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	2.20	-0.3220	0.3737	0.0103			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	2.20	-0.3220	0.3737	0.0041			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	2.16	-0.3682	0.3564	0.0013			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	2.13	-0.4159	0.3387	0.0018			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	2.13	-0.4159	0.3387	0.0127			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	2.08	-0.4822	0.3148	0.0032			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	2.07	-0.4993	0.3088	0.0117			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	2.04	-0.5342	0.2966	0.0140			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	2.03	-0.5520	0.2905	0.0224			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	1.96	-0.6445	0.2596	0.0060			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	1.92	-0.7033	0.2409	0.0018			
54	1998	9.50	6.62	0.78	0.22	1.89	-0.7397	0.2297	0.0051			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	1.89	-0.7439	0.2285	0.0183			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	1.89	-0.7439	0.2285	0.0328			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	1.82	-0.8289	0.2036	0.0224			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	1.70	-0.9918	0.1606	0.0060			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	1.69	-1.0168	0.1546	0.0025			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	1.65	-1.0681	0.1427	0.0051			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	1.65	-1.0681	0.1427	0.0196			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	1.65	-1.0681	0.1427	0.0340			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	1.55	-1.2056	0.1140	0.0198			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	1.41	-1.3913	0.0821	0.0024			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	1.36	-1.4593	0.0722	0.0070			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	1.34	-1.4947	0.0675	0.0168			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	1.22	-1.6459	0.0499	0.0137			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	0.41	-2.7588	0.0029	0.0188			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.18	-3.0623	0.0011	0.0061			
		Media	14.46			2.43						
		Desv. Estandar	9.82			0.74						
		Número de Datos	69			69						

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Hazen/LogPearson

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	1.67	13.4984	0.9642	0.0285	0.18376	0.16372	No
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	1.59	12.5616	0.9494	0.0288			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	1.55	12.1202	0.9407	0.0231			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.52	11.8478	0.9345	0.0147			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.52	11.7585	0.9324	0.0024			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.51	11.7132	0.9313	0.0110			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	1.48	11.4005	0.9232	0.0174			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.48	11.3191	0.9210	0.0297			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.45	10.9793	0.9110	0.0342			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.41	10.5187	0.8956	0.0332			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.40	10.4604	0.8934	0.0456			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	1.38	10.2202	0.8843	0.0510			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	1.37	10.1582	0.8819	0.0630			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	1.36	9.9891	0.8749	0.0705			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	1.34	9.8140	0.8673	0.0774			
16	1948	38.61	21.30	0.22	0.78	1.33	9.6324	0.8590	0.0836			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	1.28	9.0697	0.8303	0.0694			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	1.27	9.0176	0.8274	0.0810			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	1.26	8.9117	0.8214	0.0895			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	1.23	8.5219	0.7977	0.0803			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	1.20	8.2234	0.7778	0.0749			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	1.20	8.2234	0.7778	0.0894			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	1.19	8.0352	0.7645	0.0905			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	1.18	8.0031	0.7621	0.1027			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	1.18	7.9056	0.7549	0.1100			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	1.17	7.8726	0.7524	0.1220			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	1.17	7.8726	0.7524	0.1365			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	1.17	7.8061	0.7473	0.1459			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	1.13	7.4230	0.7165	0.1296			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	1.13	7.3867	0.7134	0.1410			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	1.12	7.2760	0.7039	0.1460			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	1.10	7.0077	0.6799	0.1364			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	1.10	7.0077	0.6799	0.1509			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	1.10	7.0077	0.6799	0.1654			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	1.09	6.9283	0.6725	0.1725			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	1.08	6.8475	0.6648	0.1793			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	1.06	6.5971	0.6403	0.1693			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	1.06	6.5971	0.6403	0.1838			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	1.04	6.3332	0.6131	0.1711			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	1.02	6.1019	0.5881	0.1606			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	1.00	5.8593	0.5609	0.1478			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.98	5.6562	0.5372	0.1387			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	0.95	5.3899	0.5051	0.1211			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.95	5.3899	0.5051	0.1356			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.94	5.2230	0.4845	0.1294			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.92	5.0502	0.4626	0.1220			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.92	5.0502	0.4626	0.1365			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.90	4.8099	0.4316	0.1200			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.90	4.7480	0.4235	0.1264			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	0.89	4.6217	0.4068	0.1242			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.88	4.5573	0.3983	0.1302			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	0.85	4.2222	0.3534	0.0997			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	0.83	4.0096	0.3246	0.0855			
54	1998	9.50	6.62	0.78	0.22	0.82	3.8774	0.3067	0.0821			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	0.82	3.8625	0.3047	0.0946			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	0.82	3.8625	0.3047	0.1091			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	0.79	3.5546	0.2633	0.0822			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	0.74	2.9647	0.1867	0.0201			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	0.73	2.8743	0.1756	0.0234			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	0.72	2.6885	0.1532	0.0155			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	0.72	2.6885	0.1532	0.0300			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	0.72	2.6885	0.1532	0.0445			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	0.67	2.1906	0.0986	0.0044			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	0.61	1.5180	0.0417	0.0380			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	0.59	1.2717	0.0268	0.0384			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	0.58	1.1438	0.0204	0.0303			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	0.53	0.5961	0.0035	0.0327			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	0.18	-3.4338	0.0000	0.0217			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.08	-4.5327	0.0000	0.0072			

Media	1.06
Desv. Estandar	0.32
Número de Datos	69
Coeficiente de Asimetría	1.10
Alfa	0.18
Beta	3.28
Gamma	0.48
Grados de Libertad	6.56

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Hazen/Normal

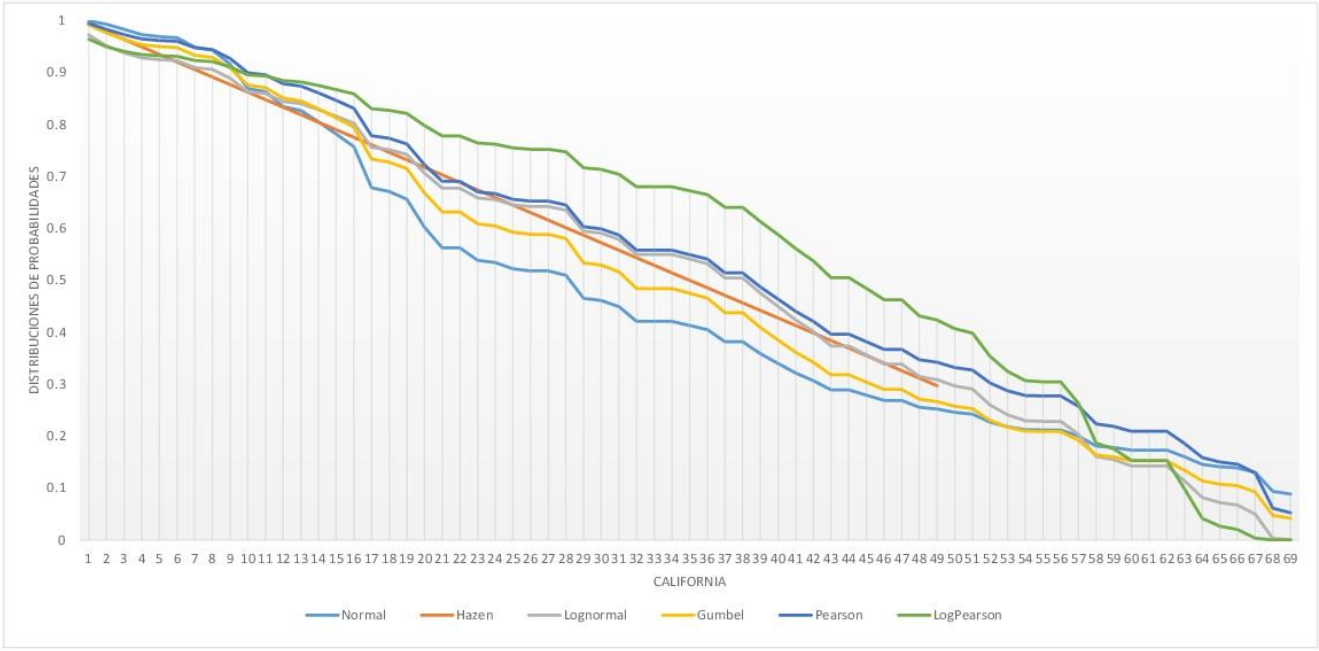
				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.2831	0.9995	0.0067	0.1405	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	2.4594	0.9930	0.0148			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	2.1223	0.9831	0.0193			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.9289	0.9731	0.0239			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.8678	0.9691	0.0343			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.8372	0.9669	0.0466			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	1.6336	0.9488	0.0430			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.5827	0.9433	0.0519			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.3790	0.9161	0.0392			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.1245	0.8696	0.0073			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.0939	0.8630	0.0152			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.9717	0.8344	0.0011			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	0.9412	0.8267	0.0079			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.8597	0.8050	0.0007			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.7783	0.7818	0.0081			
16	1948	38.61	21.30	0.22	0.78	0.6968	0.7570	0.0183			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.4626	0.6782	0.0827			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	0.4422	0.6708	0.0755			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.4015	0.6560	0.0759			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	0.2589	0.6022	0.1152			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.1571	0.5624	0.1405			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.1571	0.5624	0.1260			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.0960	0.5382	0.1357			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.0858	0.5342	0.1252			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.0553	0.5220	0.1229			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.0451	0.5180	0.1124			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	0.0451	0.5180	0.0980			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.0247	0.5099	0.0916			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	-0.0873	0.4652	0.1217			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	-0.0974	0.4612	0.1113			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	-0.1280	0.4491	0.1089			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	-0.1993	0.4210	0.1225			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	-0.1993	0.4210	0.1080			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	-0.1993	0.4210	0.0935			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	-0.2196	0.4131	0.0869			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	-0.2400	0.4052	0.0803			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	-0.3011	0.3817	0.0893			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	-0.3011	0.3817	0.0748			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	-0.3622	0.3586	0.0834			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	-0.4131	0.3398	0.0878			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	-0.4640	0.3213	0.0917			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	-0.5047	0.3069	0.0917			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	-0.5557	0.2892	0.0948			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	-0.5557	0.2892	0.0803			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	-0.5862	0.2789	0.0762			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	-0.6167	0.2687	0.0719			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	-0.6167	0.2687	0.0574			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	-0.6575	0.2554	0.0562			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	-0.6677	0.2522	0.0449			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	-0.6880	0.2457	0.0369			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	-0.6982	0.2425	0.0256			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	-0.7491	0.2269	0.0267			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.7797	0.2178	0.0213			
54	1998	9.50	6.62	0.78	0.22	-0.7980	0.2124	0.0122			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.8000	0.2118	0.0017			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.8000	0.2118	0.0162			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	-0.8408	0.2002	0.0191			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.9120	0.1809	0.0142			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	-0.9222	0.1782	0.0260			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.9426	0.1729	0.0353			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	-0.9426	0.1729	0.0498			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.9426	0.1729	0.0643			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	-0.9935	0.1602	0.0660			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	-1.0546	0.1458	0.0661			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-1.0750	0.1412	0.0760			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	-1.0851	0.1389	0.0882			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-1.1259	0.1301	0.0939			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	-1.3193	0.0935	0.0718			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-1.3499	0.0885	0.0813			
		Media	14.46								
		Desv. Estandar	9.82								
		Número de Datos	69								

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla - Hazen/Pearson

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{n}$ / δ^3 Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05 n = 69	
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	0.51	18.4446	0.9948	0.0020	0.10060	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	0.22	15.4617	0.9830	0.0048			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	0.14	14.2412	0.9729	0.0092			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	0.10	13.5407	0.9648	0.0155			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	0.09	13.3195	0.9618	0.0270			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	0.09	13.2088	0.9602	0.0399			
7	1937	9.00	30.50	0.09	0.91	0.06	12.4714	0.9478	0.0420			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	0.06	12.2870	0.9441	0.0528			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	0.04	11.5496	0.9272	0.0504			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	0.02	10.6278	0.8994	0.0371			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	0.02	10.5172	0.8955	0.0477			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.01	10.0748	0.8785	0.0451			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	0.01	9.9641	0.8738	0.0550			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.01	9.6692	0.8607	0.0564			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.01	9.3742	0.8464	0.0565			
16	1948	38.61	21.30	0.22	0.78	0.00	9.0792	0.8308	0.0555			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.00	8.2312	0.7783	0.0175			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	0.00	8.1574	0.7732	0.0268			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.00	8.0100	0.7626	0.0307			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	0.00	7.4938	0.7224	0.0050			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.00	7.1250	0.6906	0.0123			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.00	7.1250	0.6906	0.0022			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.00	6.9038	0.6702	0.0037			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.00	6.8669	0.6667	0.0073			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.00	6.7563	0.6560	0.0111			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.00	6.7195	0.6524	0.0220			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	0.00	6.7195	0.6524	0.0365			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.00	6.6457	0.6451	0.0437			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	0.00	6.2401	0.6032	0.0162			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	0.00	6.2033	0.5992	0.0267			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	0.00	6.0926	0.5871	0.0291			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	0.00	5.8345	0.5580	0.0145			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	0.00	5.8345	0.5580	0.0290			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	0.00	5.8345	0.5580	0.0435			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	0.00	5.7608	0.5495	0.0495			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	0.00	5.6871	0.5409	0.0553			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	0.00	5.4658	0.5144	0.0434			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	0.00	5.4658	0.5144	0.0579			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	0.00	5.2446	0.4872	0.0451			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	0.00	5.0602	0.4639	0.0364			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	0.00	4.8759	0.4402	0.0271			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.00	4.7284	0.4209	0.0224			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	0.00	4.5440	0.3965	0.0125			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.00	4.5440	0.3965	0.0270			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.00	4.4334	0.3818	0.0267			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.00	4.3228	0.3669	0.0263			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.00	4.3228	0.3669	0.0408			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.00	4.1753	0.3470	0.0354			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.00	4.1385	0.3421	0.0450			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	0.00	4.0647	0.3321	0.0495			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.00	4.0278	0.3271	0.0590			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	-0.01	3.8435	0.3022	0.0485			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.01	3.7329	0.2872	0.0481			
54	1998	9.50	6.62	0.78	0.22	-0.01	3.6665	0.2783	0.0537			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.01	3.6591	0.2773	0.0672			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.01	3.6591	0.2773	0.0817			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	-0.01	3.5116	0.2576	0.0764			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.01	3.2535	0.2236	0.0569			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	-0.01	3.2167	0.2188	0.0666			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.01	3.1429	0.2093	0.0716			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	-0.01	3.1429	0.2093	0.0861			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.01	3.1429	0.2093	0.1006			
63	2007	7.90	4.70	0.91	0.09	-0.01	2.9586	0.1860	0.0918			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	-0.02	2.7373	0.1590	0.0793			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-0.02	2.6636	0.1503	0.0851			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	-0.02	2.6267	0.1460	0.0953			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-0.02	2.4792	0.1292	0.0930			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	-0.03	1.7787	0.0611	0.0394			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-0.04	1.6681	0.0524	0.0452			
		Media	14.46			1.10						

Desv. Estandar	9.82
Número de Datos	69
Coeficiente de Asimetria	1.10
Alfa	5.42
Beta	3.28
Gamma	-3.32
Grados de Libertad	6.56

Anexo 13 - Smirnov Kolmogorov Pampilla Hazen - Resumen



Hazen	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.14047	
Lognormal	0.04799	
Gumbel	0.07098	0.16372
Pearson	0.10060	
LogPearson	0.18376	

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Weibull/Gumbel

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel								
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(-\frac{\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.28	1.0084	120.5600	0.0083	0.9917	0.0060	0.06808	0.16372	SI
2	1932	12.50	38.61	0.03	0.97	2.46	1.0242	42.2425	0.0237	0.9763	0.0049			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	2.12	1.0376	27.5941	0.0362	0.9638	0.0066			
4	1934	9.00	33.40	0.06	0.94	1.93	1.0484	21.6419	0.0462	0.9538	0.0109			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.87	1.0525	20.0491	0.0499	0.9501	0.0216			
6	1936	5.20	32.50	0.09	0.91	1.84	1.0546	19.2984	0.0518	0.9482	0.0339			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	1.63	1.0715	14.9796	0.0668	0.9332	0.0332			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.58	1.0765	14.0651	0.0711	0.9289	0.0432			
9	1941	12.50	28.00	0.13	0.87	1.38	1.1005	10.9502	0.0913	0.9087	0.0372			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.12	1.1420	8.0446	0.1243	0.8757	0.0186			
11	1943	18.80	25.20	0.16	0.84	1.09	1.1480	7.7556	0.1289	0.8711	0.0282			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.97	1.1752	6.7068	0.1491	0.8509	0.0223			
13	1945	3.80	23.70	0.19	0.81	0.94	1.1828	6.4694	0.1546	0.8454	0.0311			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.86	1.2049	5.8801	0.1701	0.8299	0.0299			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.78	1.2299	5.3496	0.1869	0.8131	0.0274			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	0.70	1.2583	4.8721	0.2052	0.7948	0.0233			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.46	1.3637	3.7494	0.2667	0.7333	0.0239			
18	1962	8.70	18.80	0.26	0.74	0.44	1.3750	3.6670	0.2727	0.7273	0.0156			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.40	1.3986	3.5086	0.2850	0.7150	0.0136			
20	1964	7.10	17.00	0.29	0.71	0.26	1.4960	3.0161	0.3316	0.6684	0.0458			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.16	1.5825	2.7168	0.3681	0.6319	0.0681			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.16	1.5825	2.7168	0.3681	0.6319	0.0538			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.10	1.6428	2.5557	0.3913	0.6087	0.0627			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.09	1.6536	2.5301	0.3952	0.6048	0.0524			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.06	1.6871	2.4553	0.4073	0.5927	0.0501			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.05	1.6988	2.4311	0.4113	0.5887	0.0399			
27	1971	10.40	14.90	0.39	0.61	0.05	1.6988	2.4311	0.4113	0.5887	0.0256			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.02	1.7228	2.3836	0.4195	0.5805	0.0195			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	-0.09	1.8738	2.1445	0.4663	0.5337	0.0520			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	-0.10	1.8893	2.1245	0.4707	0.5293	0.0421			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	-0.13	1.9380	2.0662	0.4840	0.5160	0.0411			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0585			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0442			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0299			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	-0.22	2.1047	1.9053	0.5249	0.4751	0.0249			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	-0.24	2.1465	1.8722	0.5341	0.4659	0.0198			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	-0.30	2.2844	1.7786	0.5622	0.4378	0.0337			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	-0.30	2.2844	1.7786	0.5622	0.4378	0.0194			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	-0.36	2.4435	1.6928	0.5908	0.4092	0.0336			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	-0.41	2.5954	1.6268	0.6147	0.3853	0.0433			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	-0.46	2.7679	1.5657	0.6387	0.3613	0.0530			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	-0.50	2.9232	1.5200	0.6579	0.3421	0.0579			
43	1987	19.00	9.00	0.61	0.39	-0.56	3.1426	1.4667	0.6818	0.3182	0.0675			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	-0.56	3.1426	1.4667	0.6818	0.3182	0.0532			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	-0.59	3.2897	1.4367	0.6960	0.3040	0.0532			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	-0.62	3.4500	1.4082	0.7101	0.2899	0.0530			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	-0.62	3.4500	1.4082	0.7101	0.2899	0.0387			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	-0.66	3.6869	1.3722	0.7288	0.2712	0.0431			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	-0.67	3.7507	1.3635	0.7334	0.2666	0.0334			
50	1994	13.60	7.70	0.71	0.29	-0.69	3.8843	1.3467	0.7426	0.2574	0.0283			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	-0.70	3.9542	1.3385	0.7471	0.2529	0.0185			
52	1996	12.10	7.10	0.74	0.26	-0.75	4.3385	1.2995	0.7695	0.2305	0.0266			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.78	4.6005	1.2777	0.7826	0.2174	0.0255			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	-0.80	4.7706	1.2652	0.7904	0.2096	0.0190			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.80	4.7901	1.2638	0.7912	0.2088	0.0055			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.80	4.7901	1.2638	0.7912	0.2088	0.0088			
57	2001	30.00	6.20	0.81	0.19	-0.84	5.2099	1.2375	0.8081	0.1919	0.0062			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.91	6.1017	1.1960	0.8361	0.1639	0.0075			
59	2003	5.50	5.40	0.84	0.16	-0.92	6.2485	1.1905	0.8400	0.1600	0.0029			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0096			
61	2005	5.20	5.20	0.87	0.13	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0239			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0382			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	-0.99	7.4465	1.1551	0.8657	0.1343	0.0343			
64	2008	25.50	4.10	0.91	0.09	-1.05	8.7705	1.1287	0.8860	0.1140	0.0283			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-1.07	9.2892	1.1206	0.8923	0.1077	0.0362			
66	2010	4.70	3.80	0.94	0.06	-1.09	9.5654	1.1167	0.8955	0.1045	0.0474			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-1.13	10.7968	1.1021	0.9074	0.0926	0.0498			
68	2012	35.30	1.50	0.97	0.03	-1.32	21.1008	1.0497	0.9526	0.0474	0.0188			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-1.35	23.8349	1.0438	0.9580	0.0420	0.0277			
		Media	14.46											
		Desv. Estandar	9.82											
		Número de Datos	69											

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Weibull/LogNormal

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal					
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ ↓		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05 n = 69	
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.84	1.9172	0.9724	0.0133	0.04737	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.03	0.97	3.65	1.6585	0.9514	0.0200			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	3.56	1.5366	0.9378	0.0193			
4	1934	9.00	33.40	0.06	0.94	3.51	1.4614	0.9280	0.0148			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	3.49	1.4367	0.9246	0.0040			
6	1936	5.20	32.50	0.09	0.91	3.48	1.4242	0.9228	0.0085			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	3.42	1.3378	0.9095	0.0095			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	3.40	1.3153	0.9058	0.0201			
9	1941	12.50	28.00	0.13	0.87	3.33	1.2215	0.8891	0.0176			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	3.24	1.0943	0.8631	0.0059			
11	1943	18.80	25.20	0.16	0.84	3.23	1.0782	0.8595	0.0167			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	3.18	1.0119	0.8442	0.0156			
13	1945	3.80	23.70	0.19	0.81	3.17	0.9948	0.8401	0.0258			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	3.13	0.9481	0.8285	0.0285			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	3.10	0.8997	0.8159	0.0301			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	3.06	0.8496	0.8022	0.0308			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	2.94	0.6942	0.7562	0.0009			
18	1962	8.70	18.80	0.26	0.74	2.93	0.6798	0.7517	0.0088			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	2.91	0.6505	0.7423	0.0137			
20	1964	7.10	17.00	0.29	0.71	2.83	0.5429	0.7064	0.0079			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	2.77	0.4604	0.6774	0.0226			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	2.77	0.4604	0.6774	0.0083			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	2.73	0.4085	0.6585	0.0129			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	2.73	0.3996	0.6553	0.0019			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	2.71	0.3727	0.6453	0.0024			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	2.70	0.3636	0.6419	0.0133			
27	1971	10.40	14.90	0.39	0.61	2.70	0.3636	0.6419	0.0276			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	2.69	0.3452	0.6350	0.0350			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	2.61	0.2394	0.5946	0.0089			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	2.60	0.2294	0.5907	0.0193			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	2.58	0.1988	0.5788	0.0217			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	2.53	0.1247	0.5496	0.0068			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	2.53	0.1247	0.5496	0.0211			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	2.53	0.1247	0.5496	0.0353			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	2.51	0.1028	0.5409	0.0409			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	2.49	0.0805	0.5321	0.0464			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	2.44	0.0113	0.5045	0.0331			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	2.44	0.0113	0.5045	0.0474			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	2.39	-0.0616	0.4755	0.0326			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	2.34	-0.1254	0.4501	0.0215			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	2.29	-0.1924	0.4237	0.0094			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	2.25	-0.2485	0.4019	0.0019			
43	1987	19.00	9.00	0.61	0.39	2.20	-0.3220	0.3737	0.0120			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	2.20	-0.3220	0.3737	0.0023			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	2.16	-0.3682	0.3564	0.0008			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	2.13	-0.4159	0.3387	0.0041			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	2.13	-0.4159	0.3387	0.0102			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	2.08	-0.4822	0.3148	0.0005			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	2.07	-0.4993	0.3088	0.0088			
50	1994	13.60	7.70	0.71	0.29	2.04	-0.5342	0.2966	0.0109			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	2.03	-0.5520	0.2905	0.0190			
52	1996	12.10	7.10	0.74	0.26	1.96	-0.6445	0.2596	0.0025			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	1.92	-0.7033	0.2409	0.0019			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	1.89	-0.7397	0.2297	0.0012			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	1.89	-0.7439	0.2285	0.0142			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	1.89	-0.7439	0.2285	0.0285			
57	2001	30.00	6.20	0.81	0.19	1.82	-0.8289	0.2036	0.0179			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	1.70	-0.9918	0.1606	0.0108			
59	2003	5.50	5.40	0.84	0.16	1.69	-1.0168	0.1546	0.0025			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	1.65	-1.0681	0.1427	0.0001			
61	2005	5.20	5.20	0.87	0.13	1.65	-1.0681	0.1427	0.0142			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	1.65	-1.0681	0.1427	0.0285			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	1.55	-1.2056	0.1140	0.0140			
64	2008	25.50	4.10	0.91	0.09	1.41	-1.3913	0.0821	0.0037			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	1.36	-1.4593	0.0722	0.0008			
66	2010	4.70	3.80	0.94	0.06	1.34	-1.4947	0.0675	0.0104			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	1.22	-1.6459	0.0499	0.0070			
68	2012	35.30	1.50	0.97	0.03	0.41	-2.7588	0.0029	0.0257			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.18	-3.0623	0.0011	0.0132			
		Media	14.46			2.43						
		Desv. Estandar	9.82			0.74						
		Número de Datos	69			69						

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Weibull/LogPearson

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	1.67	13.4984	0.9642	0.0215	0.18314	0.16372	No
2	1932	12.50	38.61	0.03	0.97	1.59	12.5616	0.9494	0.0220			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	1.55	12.1202	0.9407	0.0165			
4	1934	9.00	33.40	0.06	0.94	1.52	11.8478	0.9345	0.0083			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.52	11.7585	0.9324	0.0038			
6	1936	5.20	32.50	0.09	0.91	1.51	11.7132	0.9313	0.0170			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	1.48	11.4005	0.9232	0.0232			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.48	11.3191	0.9210	0.0353			
9	1941	12.50	28.00	0.13	0.87	1.45	10.9793	0.9110	0.0396			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.41	10.5187	0.8956	0.0384			
11	1943	18.80	25.20	0.16	0.84	1.40	10.4604	0.8934	0.0506			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	1.38	10.2202	0.8843	0.0557			
13	1945	3.80	23.70	0.19	0.81	1.37	10.1582	0.8819	0.0676			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	1.36	9.9891	0.8749	0.0749			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	1.34	9.8140	0.8673	0.0816			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	1.33	9.6324	0.8590	0.0876			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	1.28	9.0697	0.8303	0.0732			
18	1962	8.70	18.80	0.26	0.74	1.27	9.0176	0.8274	0.0846			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	1.26	8.9117	0.8214	0.0928			
20	1964	7.10	17.00	0.29	0.71	1.23	8.5219	0.7977	0.0834			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	1.20	8.2234	0.7778	0.0778			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	1.20	8.2234	0.7778	0.0921			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	1.19	8.0352	0.7645	0.0930			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	1.18	8.0031	0.7621	0.1050			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	1.18	7.9056	0.7549	0.1120			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	1.17	7.8726	0.7524	0.1238			
27	1971	10.40	14.90	0.39	0.61	1.17	7.8726	0.7524	0.1381			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	1.17	7.8061	0.7473	0.1473			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	1.13	7.4230	0.7165	0.1308			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	1.13	7.3867	0.7134	0.1420			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	1.12	7.2760	0.7039	0.1468			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	1.10	7.0077	0.6799	0.1370			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	1.10	7.0077	0.6799	0.1513			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	1.10	7.0077	0.6799	0.1656			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	1.09	6.9283	0.6725	0.1725			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	1.08	6.8475	0.6648	0.1791			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	1.06	6.5971	0.6403	0.1689			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	1.06	6.5971	0.6403	0.1831			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	1.04	6.3332	0.6131	0.1702			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	1.02	6.1019	0.5881	0.1596			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	1.00	5.8593	0.5609	0.1466			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.98	5.6562	0.5372	0.1372			
43	1987	19.00	9.00	0.61	0.39	0.95	5.3899	0.5051	0.1194			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.95	5.3899	0.5051	0.1337			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.94	5.2230	0.4845	0.1273			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.92	5.0502	0.4626	0.1197			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.92	5.0502	0.4626	0.1340			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.90	4.8099	0.4316	0.1173			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.90	4.7480	0.4235	0.1235			
50	1994	13.60	7.70	0.71	0.29	0.89	4.6217	0.4068	0.1211			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.88	4.5573	0.3983	0.1269			
52	1996	12.10	7.10	0.74	0.26	0.85	4.2222	0.3534	0.0962			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	0.83	4.0096	0.3246	0.0818			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	0.82	3.8774	0.3067	0.0782			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	0.82	3.8625	0.3047	0.0904			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	0.82	3.8625	0.3047	0.1047			
57	2001	30.00	6.20	0.81	0.19	0.79	3.5546	0.2633	0.0776			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	0.74	2.9647	0.1867	0.0153			
59	2003	5.50	5.40	0.84	0.16	0.73	2.8743	0.1756	0.0184			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	0.72	2.6885	0.1532	0.0103			
61	2005	5.20	5.20	0.87	0.13	0.72	2.6885	0.1532	0.0246			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	0.72	2.6885	0.1532	0.0389			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	0.67	2.1906	0.0986	0.0014			
64	2008	25.50	4.10	0.91	0.09	0.61	1.5180	0.0417	0.0440			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	0.59	1.2717	0.0268	0.0446			
66	2010	4.70	3.80	0.94	0.06	0.58	1.1438	0.0204	0.0367			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	0.53	0.5961	0.0035	0.0393			
68	2012	35.30	1.50	0.97	0.03	0.18	-3.4338	0.0000	0.0286			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.08	-4.5327	0.0000	0.0143			

Media	1.06
Desv. Estandar	0.32
Número de Datos	69
Coeficiente de Asimetría	1.10
Alfa	0.18
Beta	3.28
Gamma	0.48
Grados de Libertad	6.56

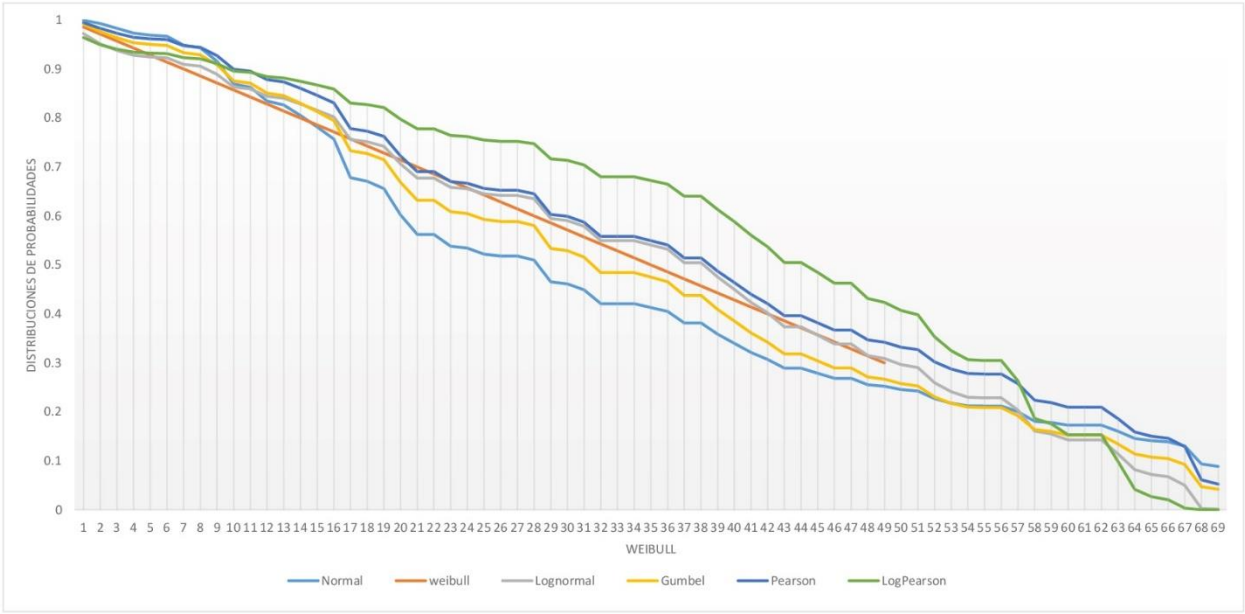
Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Weibull/Normal

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 69	
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.2831	0.9995	0.0138	0.1376	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.03	0.97	2.4594	0.9930	0.0216			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	2.1223	0.9831	0.0260			
4	1934	9.00	33.40	0.06	0.94	1.9289	0.9731	0.0303			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.8678	0.9691	0.0405			
6	1936	5.20	32.50	0.09	0.91	1.8372	0.9669	0.0526			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	1.6336	0.9488	0.0488			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.5827	0.9433	0.0575			
9	1941	12.50	28.00	0.13	0.87	1.3790	0.9161	0.0446			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.1245	0.8696	0.0124			
11	1943	18.80	25.20	0.16	0.84	1.0939	0.8630	0.0201			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.9717	0.8344	0.0058			
13	1945	3.80	23.70	0.19	0.81	0.9412	0.8267	0.0124			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.8597	0.8050	0.0050			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.7783	0.7818	0.0039			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	0.6968	0.7570	0.0144			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.4626	0.6782	0.0790			
18	1962	8.70	18.80	0.26	0.74	0.4422	0.6708	0.0720			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.4015	0.6560	0.0726			
20	1964	7.10	17.00	0.29	0.71	0.2589	0.6022	0.1121			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.1571	0.5624	0.1376			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.1571	0.5624	0.1233			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.0960	0.5382	0.1332			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.0858	0.5342	0.1229			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.0553	0.5220	0.1208			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.0451	0.5180	0.1106			
27	1971	10.40	14.90	0.39	0.61	0.0451	0.5180	0.0963			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.0247	0.5099	0.0901			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	-0.0873	0.4652	0.1205			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	-0.0974	0.4612	0.1102			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	-0.1280	0.4491	0.1081			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	-0.1993	0.4210	0.1218			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	-0.1993	0.4210	0.1075			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	-0.1993	0.4210	0.0933			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	-0.2196	0.4131	0.0869			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	-0.2400	0.4052	0.0805			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	-0.3011	0.3817	0.0898			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	-0.3011	0.3817	0.0755			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	-0.3622	0.3586	0.0843			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	-0.4131	0.3398	0.0888			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	-0.4640	0.3213	0.0930			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	-0.5047	0.3069	0.0931			
43	1987	19.00	9.00	0.61	0.39	-0.5557	0.2892	0.0965			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	-0.5557	0.2892	0.0822			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	-0.5862	0.2789	0.0783			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	-0.6167	0.2687	0.0742			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	-0.6167	0.2687	0.0599			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	-0.6575	0.2554	0.0588			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	-0.6677	0.2522	0.0478			
50	1994	13.60	7.70	0.71	0.29	-0.6880	0.2457	0.0400			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	-0.6982	0.2425	0.0289			
52	1996	12.10	7.10	0.74	0.26	-0.7491	0.2269	0.0303			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.7797	0.2178	0.0251			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	-0.7980	0.2124	0.0161			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.8000	0.2118	0.0024			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.8000	0.2118	0.0118			
57	2001	30.00	6.20	0.81	0.19	-0.8408	0.2002	0.0145			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.9120	0.1809	0.0094			
59	2003	5.50	5.40	0.84	0.16	-0.9222	0.1782	0.0211			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.9426	0.1729	0.0301			
61	2005	5.20	5.20	0.87	0.13	-0.9426	0.1729	0.0444			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.9426	0.1729	0.0587			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	-0.9935	0.1602	0.0602			
64	2008	25.50	4.10	0.91	0.09	-1.0546	0.1458	0.0601			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-1.0750	0.1412	0.0698			
66	2010	4.70	3.80	0.94	0.06	-1.0851	0.1389	0.0818			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-1.1259	0.1301	0.0873			
68	2012	35.30	1.50	0.97	0.03	-1.3193	0.0935	0.0650			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-1.3499	0.0885	0.0742			
		Media	14.46								
		Desv. Estandar	9.82								
		Número de Datos	69								

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Weibull/Pearson

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\delta^3}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ= max |P(x) - F(x)| Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	0.51	18.4446	0.9948	0.0091	0.09501	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.03	0.97	0.22	15.4617	0.9830	0.0116			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	0.14	14.2412	0.9729	0.0158			
4	1934	9.00	33.40	0.06	0.94	0.10	13.5407	0.9648	0.0219			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	0.09	13.3195	0.9618	0.0332			
6	1936	5.20	32.50	0.09	0.91	0.09	13.2088	0.9602	0.0459			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	0.06	12.4714	0.9478	0.0478			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	0.06	12.2870	0.9441	0.0584			
9	1941	12.50	28.00	0.13	0.87	0.04	11.5496	0.9272	0.0558			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	0.02	10.6278	0.8994	0.0423			
11	1943	18.80	25.20	0.16	0.84	0.02	10.5172	0.8955	0.0526			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.01	10.0748	0.8785	0.0499			
13	1945	3.80	23.70	0.19	0.81	0.01	9.9641	0.8738	0.0595			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.01	9.6692	0.8607	0.0607			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.01	9.3742	0.8464	0.0607			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	0.00	9.0792	0.8308	0.0594			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.00	8.2312	0.7783	0.0212			
18	1962	8.70	18.80	0.26	0.74	0.00	8.1574	0.7732	0.0303			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.00	8.0100	0.7626	0.0341			
20	1964	7.10	17.00	0.29	0.71	0.00	7.4938	0.7224	0.0081			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.00	7.1250	0.6906	0.0094			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.00	7.1250	0.6906	0.0048			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.00	6.9038	0.6702	0.0013			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.00	6.8669	0.6667	0.0095			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.00	6.7563	0.6560	0.0132			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.00	6.7195	0.6524	0.0239			
27	1971	10.40	14.90	0.39	0.61	0.00	6.7195	0.6524	0.0381			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.00	6.6457	0.6451	0.0451			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	0.00	6.2401	0.6032	0.0174			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	0.00	6.2033	0.5992	0.0278			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	0.00	6.0926	0.5871	0.0300			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	0.00	5.8345	0.5580	0.0152			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	0.00	5.8345	0.5580	0.0295			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	0.00	5.8345	0.5580	0.0437			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	0.00	5.7608	0.5495	0.0495			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	0.00	5.6871	0.5409	0.0551			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	0.00	5.4658	0.5144	0.0430			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	0.00	5.4658	0.5144	0.0573			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	0.00	5.2446	0.4872	0.0443			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	0.00	5.0602	0.4639	0.0353			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	0.00	4.8759	0.4402	0.0259			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.00	4.7284	0.4209	0.0209			
43	1987	19.00	9.00	0.61	0.39	0.00	4.5440	0.3965	0.0108			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.00	4.5440	0.3965	0.0251			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.00	4.4334	0.3818	0.0246			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.00	4.3228	0.3669	0.0241			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.00	4.3228	0.3669	0.0383			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.00	4.1753	0.3470	0.0328			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.00	4.1385	0.3421	0.0421			
50	1994	13.60	7.70	0.71	0.29	0.00	4.0647	0.3321	0.0464			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.00	4.0278	0.3271	0.0557			
52	1996	12.10	7.10	0.74	0.26	-0.01	3.8435	0.3022	0.0450			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.01	3.7329	0.2872	0.0444			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	-0.01	3.6665	0.2783	0.0497			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.01	3.6591	0.2773	0.0630			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.01	3.6591	0.2773	0.0773			
57	2001	30.00	6.20	0.81	0.19	-0.01	3.5116	0.2576	0.0719			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.01	3.2535	0.2236	0.0522			
59	2003	5.50	5.40	0.84	0.16	-0.01	3.2167	0.2188	0.0617			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.01	3.1429	0.2093	0.0664			
61	2005	5.20	5.20	0.87	0.13	-0.01	3.1429	0.2093	0.0807			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.01	3.1429	0.2093	0.0950			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	-0.01	2.9586	0.1860	0.0860			
64	2008	25.50	4.10	0.91	0.09	-0.02	2.7373	0.1590	0.0733			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-0.02	2.6636	0.1503	0.0788			
66	2010	4.70	3.80	0.94	0.06	-0.02	2.6267	0.1460	0.0888			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-0.02	2.4792	0.1292	0.0864			
68	2012	35.30	1.50	0.97	0.03	-0.03	1.7787	0.0611	0.0325			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-0.04	1.6681	0.0524	0.0382			
		Media	14.46			1.10						
		Desv. Estandar	9.82									
		Número de Datos	69									
		Coeficiente de Asimetría	1.10									
		Alfa	5.42									
		Beta	3.28									
		Gamma	-3.32									
		Grados de Libertad	6.56									

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Weibull/Resumen



Weibull	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.13758	0.16372
Lognormal	0.04737	
Gumbel	0.06808	
Pearson	0.09501	
LogPearson	0.18314	

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Bloom/Gumbel

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel					Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.28	1.0084	120.5600	0.0083	0.9917	0.0007	0.07025	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	2.46	1.0242	42.2425	0.0237	0.9763	0.0002			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	2.12	1.0376	27.5941	0.0362	0.9638	0.0017			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.93	1.0484	21.6419	0.0462	0.9538	0.0061			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.87	1.0525	20.0491	0.0499	0.9501	0.0169			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.84	1.0546	19.2984	0.0518	0.9482	0.0294			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	1.63	1.0715	14.9796	0.0668	0.9332	0.0289			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.58	1.0765	14.0651	0.0711	0.9289	0.0390			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.38	1.1005	10.9502	0.0913	0.9087	0.0332			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.12	1.1420	8.0446	0.1243	0.8757	0.0147			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.09	1.1480	7.7556	0.1289	0.8711	0.0245			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	0.97	1.1752	6.7068	0.1491	0.8509	0.0188			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	0.94	1.1828	6.4694	0.1546	0.8454	0.0277			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	0.86	1.2049	5.8801	0.1701	0.8299	0.0267			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	0.78	1.2299	5.3496	0.1869	0.8131	0.0243			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	0.70	1.2583	4.8721	0.2052	0.7948	0.0204			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	0.46	1.3637	3.7494	0.2667	0.7333	0.0266			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	0.44	1.3750	3.6670	0.2727	0.7273	0.0182			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	0.40	1.3986	3.5086	0.2850	0.7150	0.0161			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	0.26	1.4960	3.0161	0.3316	0.6684	0.0482			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	0.16	1.5825	2.7168	0.3681	0.6319	0.0702			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	0.16	1.5825	2.7168	0.3681	0.6319	0.0558			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	0.10	1.6428	2.5557	0.3913	0.6087	0.0646			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	0.09	1.6536	2.5301	0.3952	0.6048	0.0541			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	0.06	1.6871	2.4553	0.4073	0.5927	0.0517			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	0.05	1.6988	2.4311	0.4113	0.5887	0.0413			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	0.05	1.6988	2.4311	0.4113	0.5887	0.0269			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	0.02	1.7228	2.3836	0.4195	0.5805	0.0206			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	-0.09	1.8738	2.1445	0.4663	0.5337	0.0530			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	-0.10	1.8893	2.1245	0.4707	0.5293	0.0429			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	-0.13	1.9380	2.0662	0.4840	0.5160	0.0418			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0590			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0445			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	-0.20	2.0647	1.9393	0.5157	0.4843	0.0301			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	-0.22	2.1047	1.9053	0.5249	0.4751	0.0249			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	-0.24	2.1465	1.8722	0.5341	0.4659	0.0197			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	-0.30	2.2844	1.7786	0.5622	0.4378	0.0334			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	-0.30	2.2844	1.7786	0.5622	0.4378	0.0189			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	-0.36	2.4435	1.6928	0.5908	0.4092	0.0330			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	-0.41	2.5954	1.6268	0.6147	0.3853	0.0425			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	-0.46	2.7679	1.5657	0.6387	0.3613	0.0521			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	-0.50	2.9232	1.5200	0.6579	0.3421	0.0568			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	-0.56	3.1426	1.4667	0.6818	0.3182	0.0663			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	-0.56	3.1426	1.4667	0.6818	0.3182	0.0518			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	-0.59	3.2897	1.4367	0.6960	0.3040	0.0516			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	-0.62	3.4500	1.4082	0.7101	0.2899	0.0513			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	-0.62	3.4500	1.4082	0.7101	0.2899	0.0369			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	-0.66	3.6869	1.3722	0.7288	0.2712	0.0410			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	-0.67	3.7507	1.3635	0.7334	0.2666	0.0312			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	-0.69	3.8843	1.3467	0.7426	0.2574	0.0259			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	-0.70	3.9542	1.3385	0.7471	0.2529	0.0161			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	-0.75	4.3385	1.2995	0.7695	0.2305	0.0240			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	-0.78	4.6005	1.2777	0.7826	0.2174	0.0227			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	-0.80	4.7706	1.2652	0.7904	0.2096	0.0160			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	-0.80	4.7901	1.2638	0.7912	0.2088	0.0024			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	-0.80	4.7901	1.2638	0.7912	0.2088	0.0120			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	-0.84	5.2099	1.2375	0.8081	0.1919	0.0096			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	-0.91	6.1017	1.1960	0.8361	0.1639	0.0040			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	-0.92	6.2485	1.1905	0.8400	0.1600	0.0066			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0135			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0279			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	-0.94	6.5590	1.1799	0.8475	0.1525	0.0424			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	-0.99	7.4465	1.1551	0.8657	0.1343	0.0386			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	-1.05	8.7705	1.1287	0.8860	0.1140	0.0328			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	-1.07	9.2892	1.1206	0.8923	0.1077	0.0409			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	-1.09	9.5654	1.1167	0.8955	0.1045	0.0522			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	-1.13	10.7968	1.1021	0.9074	0.0926	0.0547			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	-1.32	21.1008	1.0497	0.9526	0.0474	0.0239			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	-1.35	23.8349	1.0438	0.9580	0.0420	0.0329			

Media	14.46
Desv. Estandar	9.82
Número de Datos	69

Anexo 13 – Smirnov Kolmogorov Pampilla - Bloom/LogNormal

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal						
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |	Δ ↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	3.84	1.9172	0.9724	0.0186	0.04784	0.16372	Si
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	3.65	1.6585	0.9514	0.0251			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	3.56	1.5366	0.9378	0.0243			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	3.51	1.4614	0.9280	0.0196			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	3.49	1.4367	0.9246	0.0086			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	3.48	1.4242	0.9228	0.0040			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	3.42	1.3378	0.9095	0.0052			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	3.40	1.3153	0.9058	0.0159			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	3.33	1.2215	0.8891	0.0136			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	3.24	1.0943	0.8631	0.0021			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	3.23	1.0782	0.8595	0.0130			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	3.18	1.0119	0.8442	0.0121			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	3.17	0.9948	0.8401	0.0224			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	3.13	0.9481	0.8285	0.0252			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	3.10	0.8997	0.8159	0.0271			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	3.06	0.8496	0.8022	0.0278			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	2.94	0.6942	0.7562	0.0037			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	2.93	0.6798	0.7517	0.0062			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	2.91	0.6505	0.7423	0.0113			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	2.83	0.5429	0.7064	0.0102			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	2.77	0.4604	0.6774	0.0248			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	2.77	0.4604	0.6774	0.0103			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	2.73	0.4085	0.6585	0.0148			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	2.73	0.3996	0.6553	0.0036			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	2.71	0.3727	0.6453	0.0009			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	2.70	0.3636	0.6419	0.0119			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	2.70	0.3636	0.6419	0.0264			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	2.69	0.3452	0.6350	0.0339			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	2.61	0.2394	0.5946	0.0080			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	2.60	0.2294	0.5907	0.0185			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	2.58	0.1988	0.5788	0.0210			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	2.53	0.1247	0.5496	0.0063			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	2.53	0.1247	0.5496	0.0207			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	2.53	0.1247	0.5496	0.0352			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	2.51	0.1028	0.5409	0.0409			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	2.49	0.0805	0.5321	0.0465			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	2.44	0.0113	0.5045	0.0334			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	2.44	0.0113	0.5045	0.0478			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	2.39	-0.0616	0.4755	0.0332			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	2.34	-0.1254	0.4501	0.0223			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	2.29	-0.1924	0.4237	0.0103			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	2.25	-0.2485	0.4019	0.0030			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	2.20	-0.3220	0.3737	0.0108			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	2.20	-0.3220	0.3737	0.0037			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	2.16	-0.3682	0.3564	0.0008			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	2.13	-0.4159	0.3387	0.0024			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	2.13	-0.4159	0.3387	0.0120			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	2.08	-0.4822	0.3148	0.0025			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	2.07	-0.4993	0.3088	0.0109			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	2.04	-0.5342	0.2966	0.0132			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	2.03	-0.5520	0.2905	0.0215			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	1.96	-0.6445	0.2596	0.0051			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	1.92	-0.7033	0.2409	0.0009			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	1.89	-0.7397	0.2297	0.0041			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	1.89	-0.7439	0.2285	0.0173			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	1.89	-0.7439	0.2285	0.0317			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	1.82	-0.8289	0.2036	0.0213			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	1.70	-0.9918	0.1606	0.0072			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	1.69	-1.0168	0.1546	0.0012			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	1.65	-1.0681	0.1427	0.0038			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	1.65	-1.0681	0.1427	0.0182			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	1.65	-1.0681	0.1427	0.0326			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	1.55	-1.2056	0.1140	0.0183			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	1.41	-1.3913	0.0821	0.0008			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	1.36	-1.4593	0.0722	0.0054			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	1.34	-1.4947	0.0675	0.0152			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	1.22	-1.6459	0.0499	0.0120			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	0.41	-2.7588	0.0029	0.0206			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.18	-3.0623	0.0011	0.0079			
		Media	14.46			2.43						
		Desv. Estandar	9.82			0.74						
		Número de Datos	69			69						

Anexo 13 – Smimov Kolmogorov Pampilla - Bloom/LogPearson

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución LogPearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\sigma^3}$ Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1931	1.20	46.70	0.01	0.99	1.67	13.4984	0.9642	0.0267	0.18360	0.16372	No
2	1932	12.50	38.61	0.02	0.98	1.59	12.5616	0.9494	0.0271			
3	1933	13.20	35.30	0.04	0.96	1.55	12.1202	0.9407	0.0214			
4	1934	9.00	33.40	0.05	0.95	1.52	11.8478	0.9345	0.0131			
5	1935	12.50	32.80	0.07	0.93	1.52	11.7585	0.9324	0.0008			
6	1936	5.20	32.50	0.08	0.92	1.51	11.7132	0.9313	0.0125			
7	1937	9.00	30.50	0.10	0.90	1.48	11.4005	0.9232	0.0189			
8	1938	5.20	30.00	0.11	0.89	1.48	11.3191	0.9210	0.0311			
9	1941	12.50	28.00	0.12	0.88	1.45	10.9793	0.9110	0.0355			
10	1942	15.00	25.50	0.14	0.86	1.41	10.5187	0.8956	0.0345			
11	1943	18.80	25.20	0.15	0.85	1.40	10.4604	0.8934	0.0469			
12	1944	32.80	24.00	0.17	0.83	1.38	10.2202	0.8843	0.0522			
13	1945	3.80	23.70	0.18	0.82	1.37	10.1582	0.8819	0.0642			
14	1946	30.50	22.90	0.20	0.80	1.36	9.9891	0.8749	0.0716			
15	1947	6.60	22.10	0.21	0.79	1.34	9.8140	0.8673	0.0785			
16	1948	38.61	21.30	0.23	0.77	1.33	9.6324	0.8590	0.0846			
17	1961	32.50	19.00	0.24	0.76	1.28	9.0697	0.8303	0.0704			
18	1962	8.70	18.80	0.25	0.75	1.27	9.0176	0.8274	0.0819			
19	1963	14.90	18.40	0.27	0.73	1.26	8.9117	0.8214	0.0903			
20	1964	7.10	17.00	0.28	0.72	1.23	8.5219	0.7977	0.0811			
21	1965	7.60	16.00	0.30	0.70	1.20	8.2234	0.7778	0.0756			
22	1966	4.10	16.00	0.31	0.69	1.20	8.2234	0.7778	0.0901			
23	1967	25.20	15.40	0.33	0.67	1.19	8.0352	0.7645	0.0912			
24	1968	9.90	15.30	0.34	0.66	1.18	8.0031	0.7621	0.1033			
25	1969	6.60	15.00	0.36	0.64	1.18	7.9056	0.7549	0.1105			
26	1970	6.62	14.90	0.37	0.63	1.17	7.8726	0.7524	0.1225			
27	1971	10.40	14.90	0.38	0.62	1.17	7.8726	0.7524	0.1369			
28	1972	21.30	14.70	0.40	0.60	1.17	7.8061	0.7473	0.1463			
29	1973	22.10	13.60	0.41	0.59	1.13	7.4230	0.7165	0.1299			
30	1974	16.00	13.50	0.43	0.57	1.13	7.3867	0.7134	0.1412			
31	1975	46.70	13.20	0.44	0.56	1.12	7.2760	0.7039	0.1462			
32	1976	24.00	12.50	0.46	0.54	1.10	7.0077	0.6799	0.1365			
33	1977	6.80	12.50	0.47	0.53	1.10	7.0077	0.6799	0.1510			
34	1978	8.00	12.50	0.49	0.51	1.10	7.0077	0.6799	0.1654			
35	1979	10.90	12.30	0.50	0.50	1.09	6.9283	0.6725	0.1725			
36	1980	6.20	12.10	0.51	0.49	1.08	6.8475	0.6648	0.1793			
37	1981	5.40	11.50	0.53	0.47	1.06	6.5971	0.6403	0.1692			
38	1982	3.90	11.50	0.54	0.46	1.06	6.5971	0.6403	0.1836			
39	1983	1.50	10.90	0.56	0.44	1.04	6.3332	0.6131	0.1708			
40	1984	14.70	10.40	0.57	0.43	1.02	6.1019	0.5881	0.1603			
41	1985	15.30	9.90	0.59	0.41	1.00	5.8593	0.5609	0.1475			
42	1986	18.40	9.50	0.60	0.40	0.98	5.6562	0.5372	0.1383			
43	1987	19.00	9.00	0.62	0.38	0.95	5.3899	0.5051	0.1207			
44	1988	11.50	9.00	0.63	0.37	0.95	5.3899	0.5051	0.1351			
45	1989	22.90	8.70	0.64	0.36	0.94	5.2230	0.4845	0.1289			
46	1990	11.50	8.40	0.66	0.34	0.92	5.0502	0.4626	0.1215			
47	1991	7.70	8.40	0.67	0.33	0.92	5.0502	0.4626	0.1359			
48	1992	3.40	8.00	0.69	0.31	0.90	4.8099	0.4316	0.1193			
49	1993	13.50	7.90	0.70	0.30	0.90	4.7480	0.4235	0.1256			
50	1994	13.60	7.70	0.72	0.28	0.89	4.6217	0.4068	0.1234			
51	1995	28.00	7.60	0.73	0.27	0.88	4.5573	0.3983	0.1293			
52	1996	12.10	7.10	0.75	0.25	0.85	4.2222	0.3534	0.0988			
53	1997	33.40	6.80	0.76	0.24	0.83	4.0096	0.3246	0.0845			
54	1998	9.50	6.62	0.77	0.23	0.82	3.8774	0.3067	0.0811			
55	1999	12.30	6.60	0.79	0.21	0.82	3.8625	0.3047	0.0935			
56	2000	23.70	6.60	0.80	0.20	0.82	3.8625	0.3047	0.1080			
57	2001	30.00	6.20	0.82	0.18	0.79	3.5546	0.2633	0.0810			
58	2002	15.40	5.50	0.83	0.17	0.74	2.9647	0.1867	0.0189			
59	2003	5.50	5.40	0.85	0.15	0.73	2.8743	0.1756	0.0221			
60	2004	8.40	5.20	0.86	0.14	0.72	2.6885	0.1532	0.0142			
61	2005	5.20	5.20	0.88	0.12	0.72	2.6885	0.1532	0.0286			
62	2006	14.90	5.20	0.89	0.11	0.72	2.6885	0.1532	0.0431			
63	2007	7.90	4.70	0.90	0.10	0.67	2.1906	0.0986	0.0030			
64	2008	25.50	4.10	0.92	0.08	0.61	1.5180	0.0417	0.0395			
65	2009	8.40	3.90	0.93	0.07	0.59	1.2717	0.0268	0.0400			
66	2010	4.70	3.80	0.95	0.05	0.58	1.1438	0.0204	0.0319			
67	2011	17.00	3.40	0.96	0.04	0.53	0.5961	0.0035	0.0344			
68	2012	35.30	1.50	0.98	0.02	0.18	-3.4338	0.0000	0.0235			
69	2014	16.00	1.20	0.99	0.01	0.08	-4.5327	0.0000	0.0090			

Media	1.06
Desv. Estandar	0.32
Número de Datos	69
Coeficiente de Asimetría	1.10
Alfa	0.18
Beta	3.28
Gamma	0.48
Grados de Libertad	6.56

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 14 – Prueba de Smirnow Kolmogorov Estación Pampilla

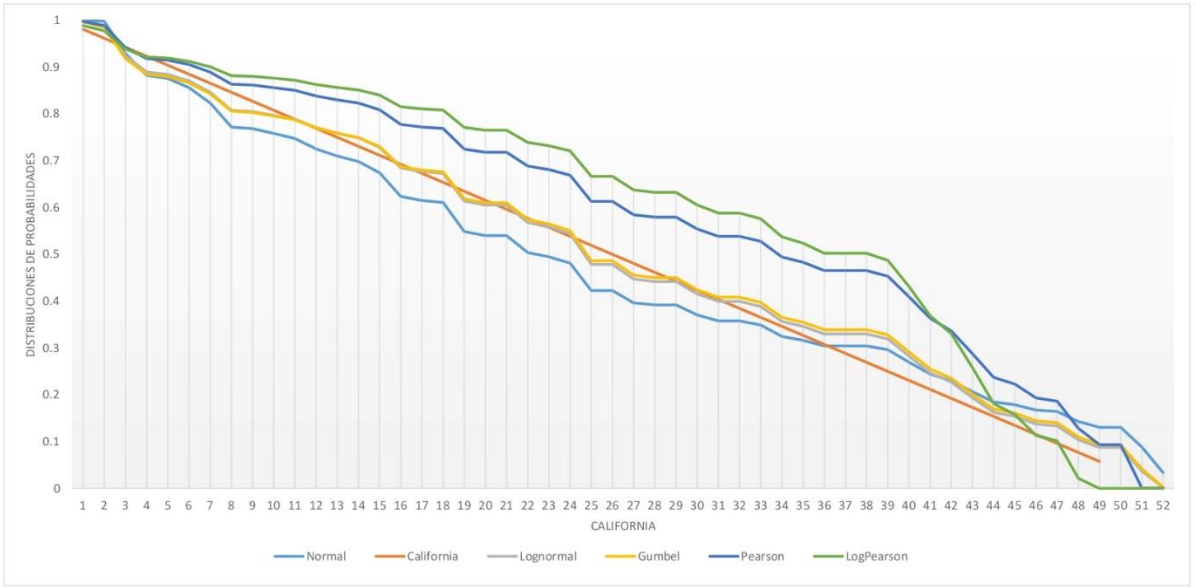
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones – California/Pearson

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III						
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{n}$ / δ^3 Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ ↓		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	1.22	14.1665	0.9973	0.0165	0.20325	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	0.44	11.0884	0.9887	0.0272			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	0.06	7.4670	0.9416	0.0007			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	0.03	6.7126	0.9184	0.0047			
5	1967	23.10	35.70	0.10	0.90	0.03	6.6221	0.9150	0.0112			
6	1968	33.70	34.90	0.12	0.88	0.02	6.3806	0.9055	0.0209			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.02	6.0185	0.8893	0.0239			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.01	5.5357	0.8635	0.0173			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.01	5.5055	0.8617	0.0348			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	0.01	5.4150	0.8562	0.0485			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	0.01	5.3244	0.8505	0.0620			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	0.00	5.1434	0.8384	0.0692			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	0.00	5.0226	0.8299	0.0799			
14	1976	17.60	30.10	0.27	0.73	0.00	4.9321	0.8232	0.0924			
15	1977	28.30	29.50	0.29	0.71	0.00	4.7511	0.8090	0.0975			
16	1978	38.50	28.30	0.31	0.69	0.00	4.3889	0.7776	0.0853			
17	1979	19.40	28.10	0.33	0.67	0.00	4.3286	0.7719	0.0988			
18	1980	17.40	28.00	0.35	0.65	0.00	4.2984	0.7690	0.1152			
19	1981	28.10	26.60	0.37	0.63	0.00	3.8759	0.7248	0.0902			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.00	3.8155	0.7179	0.1025			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	0.00	3.8155	0.7179	0.1218			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	0.00	3.5741	0.6887	0.1118			
23	1985	20.10	25.40	0.44	0.56	0.00	3.5138	0.6810	0.1233			
24	1986	32.00	25.10	0.46	0.54	0.00	3.4232	0.6691	0.1307			
25	1987	13.60	23.80	0.48	0.52	0.00	3.0309	0.6131	0.0939			
26	1988	30.10	23.80	0.50	0.50	0.00	3.0309	0.6131	0.1131			
27	1989	17.00	23.20	0.52	0.48	0.00	2.8499	0.5846	0.1039			
28	1990	31.70	23.10	0.54	0.46	0.00	2.8197	0.5797	0.1182			
29	1991	36.00	23.10	0.56	0.44	0.00	2.8197	0.5797	0.1374			
30	1992	23.80	22.60	0.58	0.42	0.00	2.6688	0.5544	0.1314			
31	1993	50.50	22.30	0.60	0.40	0.00	2.5783	0.5387	0.1348			
32	1994	30.80	22.30	0.62	0.38	0.00	2.5783	0.5387	0.1541			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.37	0.00	2.5179	0.5279	0.1626			
34	1996	16.90	21.50	0.65	0.35	0.00	2.3368	0.4945	0.1483			
35	1997	21.00	21.30	0.67	0.33	0.00	2.2765	0.4830	0.1560			
36	1998	26.40	21.00	0.69	0.31	0.00	2.1859	0.4653	0.1576			
37	1999	26.60	21.00	0.71	0.29	0.00	2.1859	0.4653	0.1768			
38	2000	22.10	21.00	0.73	0.27	0.00	2.1859	0.4653	0.1960			
39	2001	25.10	20.80	0.75	0.25	0.00	2.1256	0.4532	0.2032			
40	2002	35.70	20.10	0.77	0.23	0.00	1.9143	0.4096	0.1789			
41	2003	15.60	19.40	0.79	0.21	-0.01	1.7031	0.3638	0.1522			
42	2004	26.40	19.00	0.81	0.19	-0.01	1.5824	0.3366	0.1443			
43	2005	21.30	18.30	0.83	0.17	-0.01	1.3711	0.2877	0.1146			
44	2006	30.40	17.60	0.85	0.15	-0.01	1.1599	0.2374	0.0835			
45	2007	25.60	17.40	0.87	0.13	-0.01	1.0995	0.2228	0.0882			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.12	-0.02	0.9788	0.1936	0.0782			
47	2009	22.30	16.90	0.90	0.10	-0.02	0.9487	0.1863	0.0902			
48	2010	21.00	16.10	0.92	0.08	-0.02	0.7072	0.1285	0.0516			
49	2011	32.10	15.60	0.94	0.06	-0.03	0.5564	0.0937	0.0360			
50	2012	34.90	15.60	0.96	0.04	-0.03	0.5564	0.0937	0.0552			
51	2013	20.80	13.60	0.98	0.02	-0.05	-0.0472	0.0010	0.0182			
52	2014	25.40	9.40	1.00	0.00	-0.12	-1.3147	0.0010	0.0010			
						1.50						

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	6.63
Beta	1.77
Gamma	13.76
Grados de Libertad	3.55

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones – California/Resumen



California	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.09627	
Lognormal	0.06954	
Gumbel	0.07828	0.18860
Pearson	0.20325	
LogPearson	0.23732	

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Gringorten/Gumbel

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel								
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	3.99	1.0034	296.0864	0.0034	0.9966	0.0074	0.06811	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	2.83	1.0150	67.6603	0.0148	0.9852	0.0152			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.47	1.0889	12.2548	0.0816	0.9184	0.0325			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.19	1.1302	8.6800	0.1152	0.8848	0.0469			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.15	1.1364	8.3320	0.1200	0.8800	0.0325			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.06	1.1544	7.4751	0.1338	0.8662	0.0271			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.93	1.1864	6.3634	0.1571	0.8429	0.0313			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.75	1.2407	5.1539	0.1940	0.8060	0.0490			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	0.73	1.2447	5.0873	0.1966	0.8034	0.0323			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.70	1.2569	4.8932	0.2044	0.7956	0.0209			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.67	1.2697	4.7075	0.2124	0.7876	0.0098			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.60	1.2976	4.3598	0.2294	0.7706	0.0076			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.55	1.3180	4.1444	0.2413	0.7587	0.0003			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.52	1.3343	3.9909	0.2506	0.7494	0.0096			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.45	1.3699	3.7037	0.2700	0.7300	0.0094			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.32	1.4545	3.2003	0.3125	0.6875	0.0139			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.29	1.4706	3.1248	0.3200	0.6800	0.0023			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.28	1.4790	3.0878	0.3239	0.6761	0.0131			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.12	1.6154	2.6248	0.3810	0.6190	0.0249			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0144			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0048			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.01	1.7413	2.3491	0.4257	0.5743	0.0120			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.01	1.7700	2.2988	0.4350	0.5650	0.0022			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.05	1.8156	2.2261	0.4492	0.5508	0.0028			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0422			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0230			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.26	2.1946	1.8371	0.5443	0.4557	0.0347			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0208			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0016			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.33	2.3574	1.7367	0.5758	0.4242	0.0087			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0054			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0138			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	-0.39	2.5148	1.6602	0.6024	0.3976	0.0224			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.45	2.7352	1.5763	0.6344	0.3656	0.0095			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.48	2.8175	1.5502	0.6451	0.3549	0.0180			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0212			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0404			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0596			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.53	3.0462	1.4887	0.6717	0.3283	0.0681			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	-0.61	3.4320	1.4112	0.7086	0.2914	0.0504			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.69	3.9163	1.3429	0.7447	0.2553	0.0335			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.74	4.2497	1.3077	0.7647	0.2353	0.0327			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.82	4.9616	1.2524	0.7985	0.2015	0.0181			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	-0.90	5.8896	1.2045	0.8302	0.1698	0.0056			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.92	6.2057	1.1921	0.8389	0.1611	0.0161			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.96	6.9219	1.1689	0.8555	0.1445	0.0186			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.98	7.1207	1.1634	0.8596	0.1404	0.0338			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.07	9.0698	1.1239	0.8897	0.1103	0.0228			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0251			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0443			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-1.35	23.8213	1.0438	0.9580	0.0420	0.0120			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-1.83	342.5294	1.0029	0.9971	0.0029	0.0078			

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Gringorten/LogNormal

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	$\downarrow$	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	4.11	2.8353	0.9977	0.0085	0.05937	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	3.92	2.2677	0.9883	0.0183			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	3.65	1.4306	0.9237	0.0272			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	3.58	1.2235	0.8894	0.0423			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	3.58	1.1977	0.8845	0.0280			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	3.55	1.1277	0.8703	0.0230			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	3.52	1.0198	0.8461	0.0281			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	3.47	0.8697	0.8078	0.0472			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	3.47	0.8601	0.8051	0.0306			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	3.46	0.8310	0.7970	0.0196			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	3.45	0.8017	0.7886	0.0088			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	3.43	0.7422	0.7710	0.0072			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7018	0.7586	0.0004			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	3.40	0.6712	0.7490	0.0091			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	3.38	0.6091	0.7288	0.0081			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	3.34	0.4810	0.6847	0.0167			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	3.34	0.4591	0.6769	0.0054			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	3.33	0.4481	0.6730	0.0099			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	3.28	0.2899	0.6140	0.0299			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	3.27	0.2666	0.6051	0.0196			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	3.27	0.2666	0.6051	0.0004			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	3.24	0.1716	0.5681	0.0182			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	3.23	0.1474	0.5586	0.0085			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	3.22	0.1108	0.5441	0.0039			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	3.17	-0.0533	0.4787	0.0500			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	3.17	-0.0533	0.4787	0.0308			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	3.14	-0.1321	0.4475	0.0429			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	3.14	-0.1454	0.4422	0.0290			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	3.14	-0.1454	0.4422	0.0098			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	3.12	-0.2129	0.4157	0.0172			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	3.10	-0.2541	0.3997	0.0140			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	3.10	-0.2541	0.3997	0.0052			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	3.10	-0.2819	0.3890	0.0137			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	3.07	-0.3669	0.3569	0.0008			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	3.06	-0.3957	0.3462	0.0092			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	3.04	-0.4395	0.3302	0.0124			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	3.04	-0.4395	0.3302	0.0316			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	3.04	-0.4395	0.3302	0.0508			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	3.03	-0.4690	0.3195	0.0594			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	3.00	-0.5746	0.2828	0.0418			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	2.97	-0.6840	0.2470	0.0252			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	2.94	-0.7482	0.2272	0.0245			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	2.91	-0.8641	0.1938	0.0104			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	2.87	-0.9844	0.1625	0.0018			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	2.86	-1.0196	0.1539	0.0089			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	2.83	-1.0914	0.1375	0.0117			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	2.83	-1.1096	0.1336	0.0269			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	2.78	-1.2592	0.1040	0.0165			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	2.75	-1.3566	0.0875	0.0192			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	2.75	-1.3566	0.0875	0.0383			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	2.61	-1.7798	0.0376	0.0076			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	2.24	-2.9194	0.0018	0.0090			
		Media	25.52			3.19						
		Desv. Estandar	8.83			0.32						
		Número de Datos	52			52						

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Gringorten/LogNormal

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	1.78	11.1019	0.9888	0.0004	0.22715	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	1.70	9.5898	0.9776	0.0075			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.59	7.3598	0.9387	0.0122			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.56	6.8080	0.9217	0.0100			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.55	6.7392	0.9193	0.0068			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.54	6.5529	0.9124	0.0191			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	1.53	6.2653	0.9006	0.0265			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	1.51	5.8655	0.8817	0.0267			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	1.51	5.8399	0.8803	0.0446			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	1.50	5.7625	0.8762	0.0597			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	1.50	5.6843	0.8720	0.0746			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	1.49	5.5257	0.8629	0.0847			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	1.48	5.4183	0.8564	0.0974			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	1.48	5.3368	0.8513	0.1114			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	1.47	5.1713	0.8403	0.1197			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	1.45	4.8300	0.8153	0.1139			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	1.45	4.7717	0.8107	0.1284			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	1.45	4.7424	0.8083	0.1453			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	1.42	4.3208	0.7712	0.1273			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	1.42	4.2587	0.7652	0.1404			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	1.42	4.2587	0.7652	0.1596			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	1.41	4.0058	0.7392	0.1528			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	1.40	3.9414	0.7321	0.1650			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	1.40	3.8437	0.7212	0.1732			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	1.38	3.4066	0.6669	0.1381			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	1.38	3.4066	0.6669	0.1573			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	1.37	3.1967	0.6377	0.1473			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	1.36	3.1612	0.6326	0.1613			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	1.36	3.1612	0.6326	0.1805			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	1.35	2.9814	0.6055	0.1726			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	1.35	2.8715	0.5881	0.1745			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	1.35	2.8715	0.5881	0.1937			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	1.34	2.7975	0.5761	0.2008			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	1.33	2.5712	0.5374	0.1813			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	1.33	2.4944	0.5237	0.1868			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	1.32	2.3778	0.5022	0.1845			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	1.32	2.3778	0.5022	0.2037			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	1.32	2.3778	0.5022	0.2229			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	1.32	2.2992	0.4873	0.2272			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	1.30	2.0178	0.4313	0.1903			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	1.29	1.7265	0.3689	0.1471			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	1.28	1.5552	0.3304	0.1278			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	1.26	1.2467	0.2582	0.0747			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	1.25	0.9261	0.1809	0.0166			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	1.24	0.8322	0.1582	0.0132			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	1.23	0.6410	0.1130	0.0128			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	1.23	0.5926	0.1019	0.0048			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	1.21	0.1940	0.0214	0.0660			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	1.19	-0.0653	0.0010	0.0673			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	1.19	-0.0653	0.0010	0.0481			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	1.13	-1.1930	0.0001	0.0298			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	0.97	-4.2289	0.0001	0.0106			

Media	1.38
Desv. Estandar	0.14
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	0.11
Beta	1.77
Gamma	1.20
Grados de Libertad	3.55

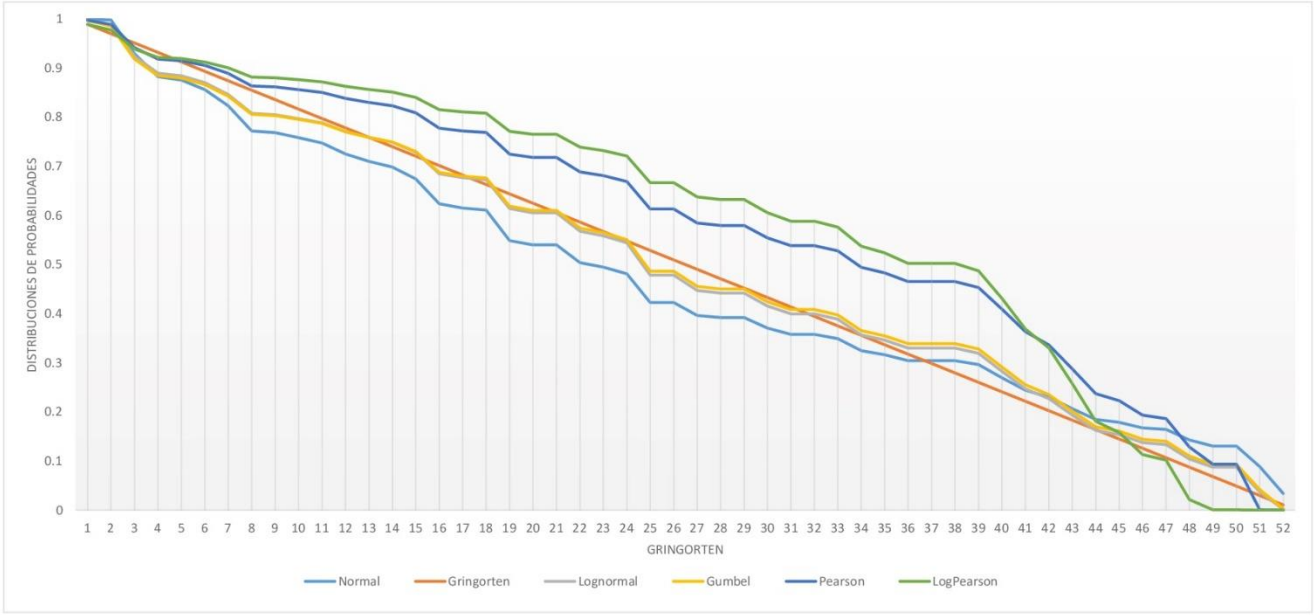
Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Gringorten/Normal

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	3.9856	1.0000	0.0107	0.1058	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	2.8302	0.9977	0.0276			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.4709	0.9293	0.0215			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.1877	0.8825	0.0492			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.1537	0.8757	0.0368			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.0631	0.8561	0.0372			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.9271	0.8231	0.0511			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.7459	0.7721	0.0828			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	0.7346	0.7687	0.0671			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.7006	0.7582	0.0584			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.6666	0.7475	0.0499			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.5986	0.7253	0.0529			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.5533	0.7100	0.0490			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.5193	0.6982	0.0416			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.4514	0.6741	0.0465			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.3154	0.6238	0.0777			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.2928	0.6152	0.0671			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.2815	0.6108	0.0523			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.1229	0.5489	0.0950			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.1002	0.5399	0.0848			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.1002	0.5399	0.0656			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.0096	0.5038	0.0825			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.0131	0.4948	0.0724			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.0471	0.4812	0.0667			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.1943	0.4230	0.1058			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.1943	0.4230	0.0866			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.2623	0.3966	0.0939			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.2736	0.3922	0.0790			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.2736	0.3922	0.0598			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.3302	0.3706	0.0622			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	-0.3642	0.3578	0.0558			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	-0.3642	0.3578	0.0366			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	-0.3869	0.3494	0.0259			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.4549	0.3246	0.0315			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.4775	0.3165	0.0204			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.5115	0.3045	0.0132			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.5115	0.3045	0.0060			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.5115	0.3045	0.0251			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.5341	0.2966	0.0365			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	-0.6134	0.2698	0.0288			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.6927	0.2442	0.0224			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.7380	0.2302	0.0276			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.8173	0.2069	0.0234			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	-0.8966	0.1850	0.0207			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.9193	0.1790	0.0339			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.9646	0.1674	0.0415			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.9759	0.1645	0.0579			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.0666	0.1431	0.0556			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-1.1232	0.1307	0.0624			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-1.1232	0.1307	0.0816			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-1.3497	0.0885	0.0586			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-1.8255	0.0340	0.0232			
		Media	25.52								
		Desv. Estandar	8.83								
		Número de Datos	52								

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Gringorten/Pearson

				Gringorten	$\frac{m-b}{n+1-2b}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\frac{n}{\delta^3}}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05 n = 52	
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	1.22	14.1665	0.9973	0.0081	0.19308	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	0.44	11.0884	0.9887	0.0187			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	0.06	7.4670	0.9416	0.0093			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	0.03	6.7126	0.9184	0.0133			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	0.03	6.6221	0.9150	0.0025			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	0.02	6.3806	0.9055	0.0122			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.02	6.0185	0.8893	0.0152			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.01	5.5357	0.8635	0.0085			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	0.01	5.5055	0.8617	0.0259			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.01	5.4150	0.8562	0.0396			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.01	5.3244	0.8505	0.0531			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.00	5.1434	0.8384	0.0602			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.00	5.0226	0.8299	0.0708			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.00	4.9321	0.8232	0.0833			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.00	4.7511	0.8090	0.0884			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.00	4.3889	0.7776	0.0761			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.00	4.3286	0.7719	0.0896			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.00	4.2984	0.7690	0.1059			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.00	3.8759	0.7248	0.0809			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.00	3.8155	0.7179	0.0932			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.00	3.8155	0.7179	0.1124			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.00	3.5741	0.6887	0.1024			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	0.00	3.5138	0.6810	0.1139			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	0.00	3.4232	0.6691	0.1212			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	0.00	3.0309	0.6131	0.0843			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	0.00	3.0309	0.6131	0.1035			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	0.00	2.8499	0.5846	0.0942			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	0.00	2.8197	0.5797	0.1085			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	0.00	2.8197	0.5797	0.1277			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	0.00	2.6688	0.5544	0.1216			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	0.00	2.5783	0.5387	0.1250			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	0.00	2.5783	0.5387	0.1442			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	0.00	2.5179	0.5279	0.1526			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	0.00	2.3368	0.4945	0.1384			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	0.00	2.2765	0.4830	0.1460			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	0.00	2.1859	0.4653	0.1475			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	0.00	2.1859	0.4653	0.1667			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	0.00	2.1859	0.4653	0.1859			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	0.00	2.1256	0.4532	0.1931			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	0.00	1.9143	0.4096	0.1686			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.01	1.7031	0.3638	0.1420			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.01	1.5824	0.3366	0.1340			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.01	1.3711	0.2877	0.1043			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	-0.01	1.1599	0.2374	0.0731			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.01	1.0995	0.2228	0.0778			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.02	0.9788	0.1936	0.0678			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.02	0.9487	0.1863	0.0797			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-0.02	0.7072	0.1285	0.0410			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-0.03	0.5564	0.0937	0.0253			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-0.03	0.5564	0.0937	0.0445			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-0.05	-0.0472	0.0010	0.0289			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-0.12	-1.3147	0.0001	0.0106			
		Media	25.52			1.50						
		Desv. Estandar	8.83									
		Número de Datos	52									
		Coeficiente de Asimetría	1.50									
		Alfa	6.63									
		Beta	1.77									
		Gamma	13.76									
		Grados de Libertad	3.55									

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Gringorten/Resumen



Gringorten	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10581	0.18860
Lognormal	0.05937	
Gumbel	0.06811	
Pearson	0.19308	
LogPearson	0.22715	

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Hazen/Gumbel

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel					Max Diferencia		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	3.99	1.0034	296.0864	0.0034	0.9966	0.0062	0.06866	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	2.83	1.0150	67.6603	0.0148	0.9852	0.0141			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.47	1.0889	12.2548	0.0816	0.9184	0.0335			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.19	1.1302	8.6800	0.1152	0.8848	0.0479			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.15	1.1364	8.3320	0.1200	0.8800	0.0335			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.06	1.1544	7.4751	0.1338	0.8662	0.0280			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.88	0.93	1.1864	6.3634	0.1571	0.8429	0.0321			
8	1970	23.20	32.10	0.14	0.86	0.75	1.2407	5.1539	0.1940	0.8060	0.0498			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	0.73	1.2447	5.0873	0.1966	0.8034	0.0331			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.70	1.2569	4.8932	0.2044	0.7956	0.0217			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.67	1.2697	4.7075	0.2124	0.7876	0.0105			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.60	1.2976	4.3598	0.2294	0.7706	0.0082			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.55	1.3180	4.1444	0.2413	0.7587	0.0009			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.52	1.3343	3.9909	0.2506	0.7494	0.0090			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.45	1.3699	3.7037	0.2700	0.7300	0.0088			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.32	1.4545	3.2003	0.3125	0.6875	0.0144			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.29	1.4706	3.1248	0.3200	0.6800	0.0027			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.28	1.4790	3.0878	0.3239	0.6761	0.0127			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.12	1.6154	2.6248	0.3810	0.6190	0.0252			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.63	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0147			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0046			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.01	1.7413	2.3491	0.4257	0.5743	0.0122			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.01	1.7700	2.2988	0.4350	0.5650	0.0023			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.05	1.8156	2.2261	0.4492	0.5508	0.0027			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0423			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0230			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.26	2.1946	1.8371	0.5443	0.4557	0.0347			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0207			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0015			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.33	2.3574	1.7367	0.5758	0.4242	0.0085			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0052			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0141			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.38	-0.39	2.5148	1.6602	0.6024	0.3976	0.0226			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.45	2.7352	1.5763	0.6344	0.3656	0.0098			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.48	2.8175	1.5502	0.6451	0.3549	0.0184			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0216			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0408			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0601			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.53	3.0462	1.4887	0.6717	0.3283	0.0687			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	-0.61	3.4320	1.4112	0.7086	0.2914	0.0510			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.69	3.9163	1.3429	0.7447	0.2553	0.0342			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.74	4.2497	1.3077	0.7647	0.2353	0.0334			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.82	4.9616	1.2524	0.7985	0.2015	0.0189			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	-0.90	5.8896	1.2045	0.8302	0.1698	0.0063			
45	2007	25.60	17.40	0.86	0.14	-0.92	6.2057	1.1921	0.8389	0.1611	0.0169			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.13	-0.96	6.9219	1.1689	0.8555	0.1445	0.0195			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.98	7.1207	1.1634	0.8596	0.1404	0.0347			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.07	9.0698	1.1239	0.8897	0.1103	0.0237			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0261			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0453			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-1.35	23.8213	1.0438	0.9580	0.0420	0.0131			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-1.83	342.5294	1.0029	0.9971	0.0029	0.0067			
		Media	25.52											
		Desv. Estandar	8.83											
		Número de Datos	52											

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max |P(x) - F(x)|		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 52	
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	4.11	2.8353	0.9977	0.0073	0.05992	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	3.92	2.2677	0.9883	0.0172			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	3.65	1.4306	0.9237	0.0282			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	3.58	1.2235	0.8894	0.0433			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	3.58	1.1977	0.8845	0.0290			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	3.55	1.1277	0.8703	0.0239			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.88	3.52	1.0198	0.8461	0.0289			
8	1970	23.20	32.10	0.14	0.86	3.47	0.8697	0.8078	0.0480			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	3.47	0.8601	0.8051	0.0314			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	3.46	0.8310	0.7970	0.0203			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	3.45	0.8017	0.7886	0.0094			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	3.43	0.7422	0.7710	0.0078			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7018	0.7586	0.0010			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	3.40	0.6712	0.7490	0.0086			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	3.38	0.6091	0.7288	0.0076			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	3.34	0.4810	0.6847	0.0172			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	3.34	0.4591	0.6769	0.0058			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	3.33	0.4481	0.6730	0.0095			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	3.28	0.2899	0.6140	0.0302			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.63	3.27	0.2666	0.6051	0.0199			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	3.27	0.2666	0.6051	0.0007			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	3.24	0.1716	0.5681	0.0184			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	3.23	0.1474	0.5586	0.0087			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	3.22	0.1108	0.5441	0.0040			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	3.17	-0.0533	0.4787	0.0501			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	3.17	-0.0533	0.4787	0.0309			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	3.14	-0.1321	0.4475	0.0429			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	3.14	-0.1454	0.4422	0.0290			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	3.14	-0.1454	0.4422	0.0097			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	3.12	-0.2129	0.4157	0.0170			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	3.10	-0.2541	0.3997	0.0138			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	3.10	-0.2541	0.3997	0.0055			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.38	3.10	-0.2819	0.3890	0.0140			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	3.07	-0.3669	0.3569	0.0011			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	3.06	-0.3957	0.3462	0.0096			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	3.04	-0.4395	0.3302	0.0129			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	3.04	-0.4395	0.3302	0.0321			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	3.04	-0.4395	0.3302	0.0513			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	3.03	-0.4690	0.3195	0.0599			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	3.00	-0.5746	0.2828	0.0424			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	2.97	-0.6840	0.2470	0.0258			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	2.94	-0.7482	0.2272	0.0252			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	2.91	-0.8641	0.1938	0.0111			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	2.87	-0.9844	0.1625	0.0010			
45	2007	25.60	17.40	0.86	0.14	2.86	-1.0196	0.1539	0.0097			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.13	2.83	-1.0914	0.1375	0.0125			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	2.83	-1.1096	0.1336	0.0278			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	2.78	-1.2592	0.1040	0.0174			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	2.75	-1.3566	0.0875	0.0202			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	2.75	-1.3566	0.0875	0.0394			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	2.61	-1.7798	0.0376	0.0087			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	2.24	-2.9194	0.0018	0.0079			
		Media	25.52			3.19						
		Desv. Estandar	8.83			0.32						
		Número de Datos	52			52						

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Hazen/LogPearson

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ ↓		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05 n = 69	
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	1.78	11.1019	0.9888	0.0016	0.22771	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	1.70	9.5898	0.9776	0.0065			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.59	7.3598	0.9387	0.0132			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.56	6.8080	0.9217	0.0110			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.55	6.7392	0.9193	0.0058			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.54	6.5529	0.9124	0.0182			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.88	1.53	6.2653	0.9006	0.0256			
8	1970	23.20	32.10	0.14	0.86	1.51	5.8655	0.8817	0.0259			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	1.51	5.8399	0.8803	0.0438			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	1.50	5.7625	0.8762	0.0589			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	1.50	5.6843	0.8720	0.0739			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	1.49	5.5257	0.8629	0.0840			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	1.48	5.4183	0.8564	0.0968			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	1.48	5.3368	0.8513	0.1109			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	1.47	5.1713	0.8403	0.1192			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	1.45	4.8300	0.8153	0.1134			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	1.45	4.7717	0.8107	0.1280			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	1.45	4.7424	0.8083	0.1449			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	1.42	4.3208	0.7712	0.1269			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.63	1.42	4.2587	0.7652	0.1402			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	1.42	4.2587	0.7652	0.1594			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	1.41	4.0058	0.7392	0.1526			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	1.40	3.9414	0.7321	0.1648			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	1.40	3.8437	0.7212	0.1731			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	1.38	3.4066	0.6669	0.1381			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	1.38	3.4066	0.6669	0.1573			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	1.37	3.1967	0.6377	0.1473			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	1.36	3.1612	0.6326	0.1614			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	1.36	3.1612	0.6326	0.1806			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	1.35	2.9814	0.6055	0.1728			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	1.35	2.8715	0.5881	0.1747			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	1.35	2.8715	0.5881	0.1939			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.38	1.34	2.7975	0.5761	0.2011			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	1.33	2.5712	0.5374	0.1817			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	1.33	2.4944	0.5237	0.1872			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	1.32	2.3778	0.5022	0.1849			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	1.32	2.3778	0.5022	0.2041			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	1.32	2.3778	0.5022	0.2234			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	1.32	2.2992	0.4873	0.2277			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	1.30	2.0178	0.4313	0.1909			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	1.29	1.7265	0.3689	0.1478			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	1.28	1.5552	0.3304	0.1285			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	1.26	1.2467	0.2582	0.0755			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	1.25	0.9261	0.1809	0.0174			
45	2007	25.60	17.40	0.86	0.14	1.24	0.8322	0.1582	0.0140			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.13	1.23	0.6410	0.1130	0.0120			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	1.23	0.5926	0.1019	0.0039			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	1.21	0.1940	0.0214	0.0651			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	1.19	-0.0653	0.0010	0.0663			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	1.19	-0.0653	0.0010	0.0471			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	1.13	-1.1930	0.0001	0.0287			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	0.97	-4.2289	0.0001	0.0095			

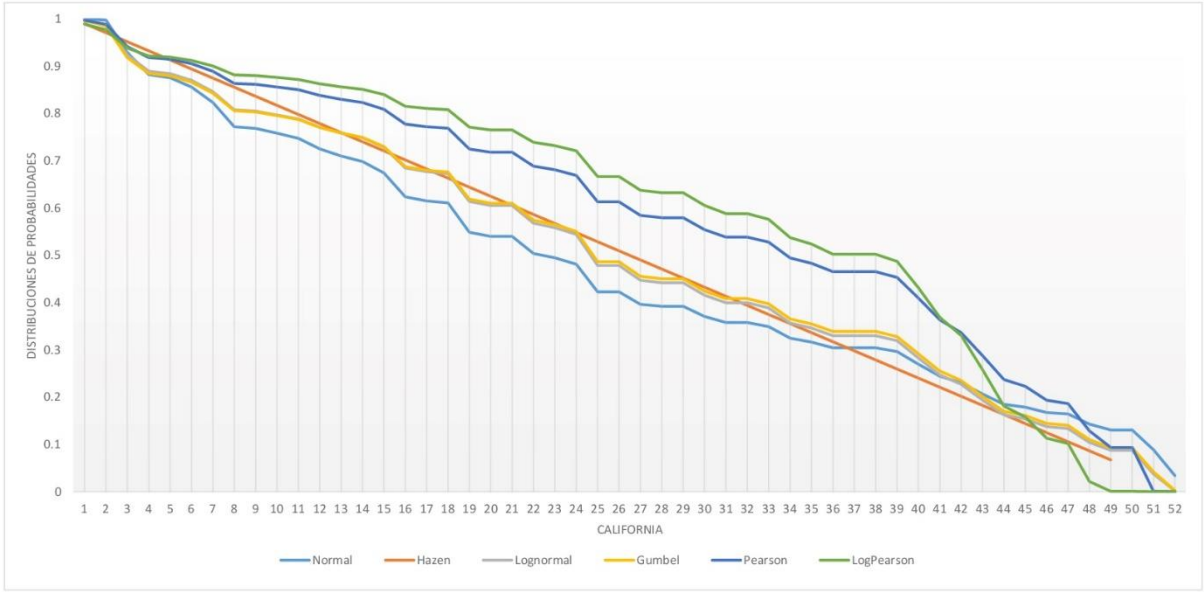
Media	1.38
Desv. Estandar	0.14
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	0.11
Beta	1.77
Gamma	1.20
Grados de Libertad	3.55

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Hazen/Normal

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	3.9856	1.0000	0.0096	0.1059	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	2.8302	0.9977	0.0265			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.4709	0.9293	0.0226			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.1877	0.8825	0.0502			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.1537	0.8757	0.0378			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.0631	0.8561	0.0381			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.88	0.9271	0.8231	0.0519			
8	1970	23.20	32.10	0.14	0.86	0.7459	0.7721	0.0836			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	0.7346	0.7687	0.0678			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.7006	0.7582	0.0591			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.6666	0.7475	0.0506			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.5986	0.7253	0.0536			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.5533	0.7100	0.0496			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.5193	0.6982	0.0421			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.4514	0.6741	0.0470			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.3154	0.6238	0.0781			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.2928	0.6152	0.0675			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.2815	0.6108	0.0526			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.1229	0.5489	0.0953			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.63	0.1002	0.5399	0.0851			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.1002	0.5399	0.0659			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.0096	0.5038	0.0827			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.0131	0.4948	0.0725			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.0471	0.4812	0.0668			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.1943	0.4230	0.1059			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.1943	0.4230	0.0867			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.2623	0.3966	0.0938			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.2736	0.3922	0.0790			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.2736	0.3922	0.0597			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.3302	0.3706	0.0621			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	-0.3642	0.3578	0.0556			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	-0.3642	0.3578	0.0364			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.38	-0.3869	0.3494	0.0256			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.4549	0.3246	0.0312			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.4775	0.3165	0.0200			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.5115	0.3045	0.0128			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.5115	0.3045	0.0064			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.5115	0.3045	0.0257			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.5341	0.2966	0.0370			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	-0.6134	0.2698	0.0294			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.6927	0.2442	0.0231			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.7380	0.2302	0.0283			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.8173	0.2069	0.0242			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	-0.8966	0.1850	0.0215			
45	2007	25.60	17.40	0.86	0.14	-0.9193	0.1790	0.0347			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.13	-0.9646	0.1674	0.0424			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.9759	0.1645	0.0588			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.0666	0.1431	0.0565			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-1.1232	0.1307	0.0634			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-1.1232	0.1307	0.0826			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-1.3497	0.0885	0.0597			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-1.8255	0.0340	0.0243			
		Media	25.52								
		Desv. Estandar	8.83								
		Número de Datos	52								

				Hazen	$\frac{2m-1}{2n}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{n}{\delta^3}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	1.22	14.1665	0.9973	0.0069	0.19363	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	0.44	11.0884	0.9887	0.0176			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	0.06	7.4670	0.9416	0.0103			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	0.03	6.7126	0.9184	0.0143			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	0.03	6.6221	0.9150	0.0016			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	0.02	6.3806	0.9055	0.0113			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.88	0.02	6.0185	0.8893	0.0143			
8	1970	23.20	32.10	0.14	0.86	0.01	5.5357	0.8635	0.0077			
9	1971	31.40	32.00	0.16	0.84	0.01	5.5055	0.8617	0.0252			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.01	5.4150	0.8562	0.0389			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.01	5.3244	0.8505	0.0524			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.00	5.1434	0.8384	0.0596			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.00	5.0226	0.8299	0.0702			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.00	4.9321	0.8232	0.0828			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.00	4.7511	0.8090	0.0879			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.00	4.3889	0.7776	0.0757			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.00	4.3286	0.7719	0.0892			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.00	4.2984	0.7690	0.1055			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.00	3.8759	0.7248	0.0806			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.63	0.00	3.8155	0.7179	0.0929			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.00	3.8155	0.7179	0.1121			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.00	3.5741	0.6887	0.1022			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	0.00	3.5138	0.6810	0.1137			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	0.00	3.4232	0.6691	0.1211			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	0.00	3.0309	0.6131	0.0843			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	0.00	3.0309	0.6131	0.1035			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	0.00	2.8499	0.5846	0.0943			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	0.00	2.8197	0.5797	0.1086			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	0.00	2.8197	0.5797	0.1278			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	0.00	2.6688	0.5544	0.1218			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	0.00	2.5783	0.5387	0.1252			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	0.00	2.5783	0.5387	0.1445			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.38	0.00	2.5179	0.5279	0.1529			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	0.00	2.3368	0.4945	0.1387			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	0.00	2.2765	0.4830	0.1464			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	0.00	2.1859	0.4653	0.1480			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	0.00	2.1859	0.4653	0.1672			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	0.00	2.1859	0.4653	0.1864			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	0.00	2.1256	0.4532	0.1936			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	0.00	1.9143	0.4096	0.1692			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.01	1.7031	0.3638	0.1426			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.01	1.5824	0.3366	0.1347			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.01	1.3711	0.2877	0.1050			
44	2006	30.40	17.60	0.84	0.16	-0.01	1.1599	0.2374	0.0739			
45	2007	25.60	17.40	0.86	0.14	-0.01	1.0995	0.2228	0.0786			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.13	-0.02	0.9788	0.1936	0.0686			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.02	0.9487	0.1863	0.0806			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-0.02	0.7072	0.1285	0.0420			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-0.03	0.5564	0.0937	0.0263			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-0.03	0.5564	0.0937	0.0456			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-0.05	-0.0472	0.0010	0.0278			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-0.12	-1.3147	0.0001	0.0095			
		Media	25.52			1.50						
		Desv. Estandar	8.83									
		Número de Datos	52									
		Coeficiente de Asimetría	1.50									
		Alfa	6.63									
		Beta	1.77									
		Gamma	13.76									
		Grados de Libertad	3.55									

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Bloom/Resumen



Hazen	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10588	
Lognormal	0.05992	
Gumbel	0.06866	0.18860
Pearson	0.19363	
LogPearson	0.22771	

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Weibull/Gumbel

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel					Max Diferencia		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	3.99	1.0034	296.0864	0.0034	0.9966	0.0155	0.06412	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	2.83	1.0150	67.6603	0.0148	0.9852	0.0230			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	1.47	1.0889	12.2548	0.0816	0.9184	0.0250			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	1.19	1.1302	8.6800	0.1152	0.8848	0.0397			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.15	1.1364	8.3320	0.1200	0.8800	0.0257			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.06	1.1544	7.4751	0.1338	0.8662	0.0206			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.93	1.1864	6.3634	0.1571	0.8429	0.0251			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.75	1.2407	5.1539	0.1940	0.8060	0.0431			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.73	1.2447	5.0873	0.1966	0.8034	0.0268			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	0.70	1.2569	4.8932	0.2044	0.7956	0.0157			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	0.67	1.2697	4.7075	0.2124	0.7876	0.0049			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	0.60	1.2976	4.3598	0.2294	0.7706	0.0030			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	0.55	1.3180	4.1444	0.2413	0.7587	0.0040			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.52	1.3343	3.9909	0.2506	0.7494	0.0136			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.45	1.3699	3.7037	0.2700	0.7300	0.0130			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.32	1.4545	3.2003	0.3125	0.6875	0.0106			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.29	1.4706	3.1248	0.3200	0.6800	0.0007			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.28	1.4790	3.0878	0.3239	0.6761	0.0158			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.12	1.6154	2.6248	0.3810	0.6190	0.0225			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0123			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0066			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	0.01	1.7413	2.3491	0.4257	0.5743	0.0106			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.01	1.7700	2.2988	0.4350	0.5650	0.0011			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.05	1.8156	2.2261	0.4492	0.5508	0.0036			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0417			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0229			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.26	2.1946	1.8371	0.5443	0.4557	0.0349			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0212			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0024			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.33	2.3574	1.7367	0.5758	0.4242	0.0098			
31	1993	50.50	22.30	0.58	0.42	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0068			
32	1994	30.80	22.30	0.60	0.40	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0121			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	-0.39	2.5148	1.6602	0.6024	0.3976	0.0203			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.45	2.7352	1.5763	0.6344	0.3656	0.0071			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.48	2.8175	1.5502	0.6451	0.3549	0.0153			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0182			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0370			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0559			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.53	3.0462	1.4887	0.6717	0.3283	0.0641			
40	2002	35.70	20.10	0.75	0.25	-0.61	3.4320	1.4112	0.7086	0.2914	0.0461			
41	2003	15.60	19.40	0.77	0.23	-0.69	3.9163	1.3429	0.7447	0.2553	0.0289			
42	2004	26.40	19.00	0.79	0.21	-0.74	4.2497	1.3077	0.7647	0.2353	0.0278			
43	2005	21.30	18.30	0.81	0.19	-0.82	4.9616	1.2524	0.7985	0.2015	0.0129			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	-0.90	5.8896	1.2045	0.8302	0.1698	0.0000			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.92	6.2057	1.1921	0.8389	0.1611	0.0102			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.96	6.9219	1.1689	0.8555	0.1445	0.0124			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.98	7.1207	1.1634	0.8596	0.1404	0.0272			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.07	9.0698	1.1239	0.8897	0.1103	0.0159			
49	2011	32.10	15.60	0.92	0.08	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0179			
50	2012	34.90	15.60	0.94	0.06	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0368			
51	2013	20.80	13.60	0.96	0.04	-1.35	23.8213	1.0438	0.9580	0.0420	0.0042			
52	2014	25.40	9.40	0.98	0.02	-1.83	342.5294	1.0029	0.9971	0.0029	0.0159			

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Weibull/LogNormal

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal						
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	$\downarrow$	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	4.11	2.8353	0.9977	0.0166	0.05539	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	3.92	2.2677	0.9883	0.0261			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	3.65	1.4306	0.9237	0.0197			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	3.58	1.2235	0.8894	0.0351			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	3.58	1.1977	0.8845	0.0212			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	3.55	1.1277	0.8703	0.0165			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	3.52	1.0198	0.8461	0.0218			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	3.47	0.8697	0.8078	0.0413			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	3.47	0.8601	0.8051	0.0251			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	3.46	0.8310	0.7970	0.0143			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	3.45	0.8017	0.7886	0.0038			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	3.43	0.7422	0.7710	0.0026			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	3.41	0.7018	0.7586	0.0039			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	3.40	0.6712	0.7490	0.0131			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	3.38	0.6091	0.7288	0.0118			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	3.34	0.4810	0.6847	0.0134			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	3.34	0.4591	0.6769	0.0023			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	3.33	0.4481	0.6730	0.0126			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	3.28	0.2899	0.6140	0.0275			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	3.27	0.2666	0.6051	0.0175			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	3.27	0.2666	0.6051	0.0013			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	3.24	0.1716	0.5681	0.0168			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	3.23	0.1474	0.5586	0.0074			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	3.22	0.1108	0.5441	0.0031			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	3.17	-0.0533	0.4787	0.0496			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	3.17	-0.0533	0.4787	0.0307			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	3.14	-0.1321	0.4475	0.0431			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	3.14	-0.1454	0.4422	0.0295			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	3.14	-0.1454	0.4422	0.0106			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	3.12	-0.2129	0.4157	0.0183			
31	1993	50.50	22.30	0.58	0.42	3.10	-0.2541	0.3997	0.0154			
32	1994	30.80	22.30	0.60	0.40	3.10	-0.2541	0.3997	0.0035			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	3.10	-0.2819	0.3890	0.0116			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	3.07	-0.3669	0.3569	0.0016			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	3.06	-0.3957	0.3462	0.0065			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	3.04	-0.4395	0.3302	0.0094			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	3.04	-0.4395	0.3302	0.0283			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	3.04	-0.4395	0.3302	0.0471			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	3.03	-0.4690	0.3195	0.0554			
40	2002	35.70	20.10	0.75	0.25	3.00	-0.5746	0.2828	0.0375			
41	2003	15.60	19.40	0.77	0.23	2.97	-0.6840	0.2470	0.0206			
42	2004	26.40	19.00	0.79	0.21	2.94	-0.7482	0.2272	0.0196			
43	2005	21.30	18.30	0.81	0.19	2.91	-0.8641	0.1938	0.0051			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	2.87	-0.9844	0.1625	0.0073			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	2.86	-1.0196	0.1539	0.0030			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	2.83	-1.0914	0.1375	0.0055			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	2.83	-1.1096	0.1336	0.0204			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	2.78	-1.2592	0.1040	0.0096			
49	2011	32.10	15.60	0.92	0.08	2.75	-1.3566	0.0875	0.0120			
50	2012	34.90	15.60	0.94	0.06	2.75	-1.3566	0.0875	0.0309			
51	2013	20.80	13.60	0.96	0.04	2.61	-1.7798	0.0376	0.0002			
52	2014	25.40	9.40	0.98	0.02	2.24	-2.9194	0.0018	0.0171			
		Media	25.52			3.19						
		Desv. Estandar	8.83			0.32						
		Número de Datos	52			52						

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones – Weibull/LogPearson

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	1.78	19.3411	0.9869	0.0057	0.10251	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	1.70	17.0707	0.9706	0.0084			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	1.59	13.7224	0.9107	0.0327			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	1.56	12.8939	0.8844	0.0401			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.55	12.7906	0.8807	0.0249			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.54	12.5109	0.8702	0.0166			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	1.53	12.0791	0.8523	0.0156			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	1.51	11.4788	0.8240	0.0251			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	1.51	11.4403	0.8220	0.0082			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	1.50	11.3241	0.8160	0.0047			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	1.50	11.2067	0.8097	0.0173			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	1.49	10.9686	0.7965	0.0229			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	1.48	10.8073	0.7871	0.0324			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	1.48	10.6849	0.7798	0.0440			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	1.47	10.4364	0.7643	0.0473			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	1.45	9.9239	0.7296	0.0315			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	1.45	9.8364	0.7233	0.0441			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	1.45	9.7924	0.7201	0.0597			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	1.42	9.1594	0.6710	0.0295			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	1.42	9.0663	0.6633	0.0406			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	1.42	9.0663	0.6633	0.0595			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	1.41	8.6865	0.6306	0.0457			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	1.40	8.5897	0.6219	0.0559			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	1.40	8.4431	0.6086	0.0614			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	1.38	7.7868	0.5454	0.0171			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	1.38	7.7868	0.5454	0.0360			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	1.37	7.4717	0.5133	0.0227			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	1.36	7.4184	0.5078	0.0361			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	1.36	7.4184	0.5078	0.0549			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	1.35	7.1483	0.4793	0.0453			
31	1993	50.50	22.30	0.58	0.42	1.35	6.9834	0.4616	0.0465			
32	1994	30.80	22.30	0.60	0.40	1.35	6.9834	0.4616	0.0653			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	1.34	6.8722	0.4495	0.0722			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	1.33	6.5325	0.4122	0.0537			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	1.33	6.4172	0.3994	0.0598			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	1.32	6.2422	0.3799	0.0591			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	1.32	6.2422	0.3799	0.0780			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	1.32	6.2422	0.3799	0.0969			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	1.32	6.1241	0.3667	0.1025			
40	2002	35.70	20.10	0.75	0.25	1.30	5.7016	0.3194	0.0741			
41	2003	15.60	19.40	0.77	0.23	1.29	5.2641	0.2710	0.0446			
42	2004	26.40	19.00	0.79	0.21	1.28	5.0070	0.2432	0.0356			
43	2005	21.30	18.30	0.81	0.19	1.26	4.5438	0.1950	0.0063			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	1.25	4.0625	0.1486	0.0213			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	1.24	3.9214	0.1359	0.0151			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	1.23	3.6344	0.1115	0.0206			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	1.23	3.5616	0.1056	0.0076			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	1.21	2.9631	0.0634	0.0310			
49	2011	32.10	15.60	0.92	0.08	1.19	2.5738	0.0418	0.0337			
50	2012	34.90	15.60	0.94	0.06	1.19	2.5738	0.0418	0.0148			
51	2013	20.80	13.60	0.96	0.04	1.13	0.8806	0.0011	0.0366			
52	2014	25.40	9.40	0.98	0.02	0.97	-3.6776	0.0000	0.0189			
					Media	1.38						
					Desv. Estandar	0.14						
					Número de Datos	52						
					Coeficiente de Asimetría	1.00						
					Alfa	0.07						
					Beta	4.00						
					Gamma	1.10						
					Grados de Libertad	8.00						

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Weibull/Normal

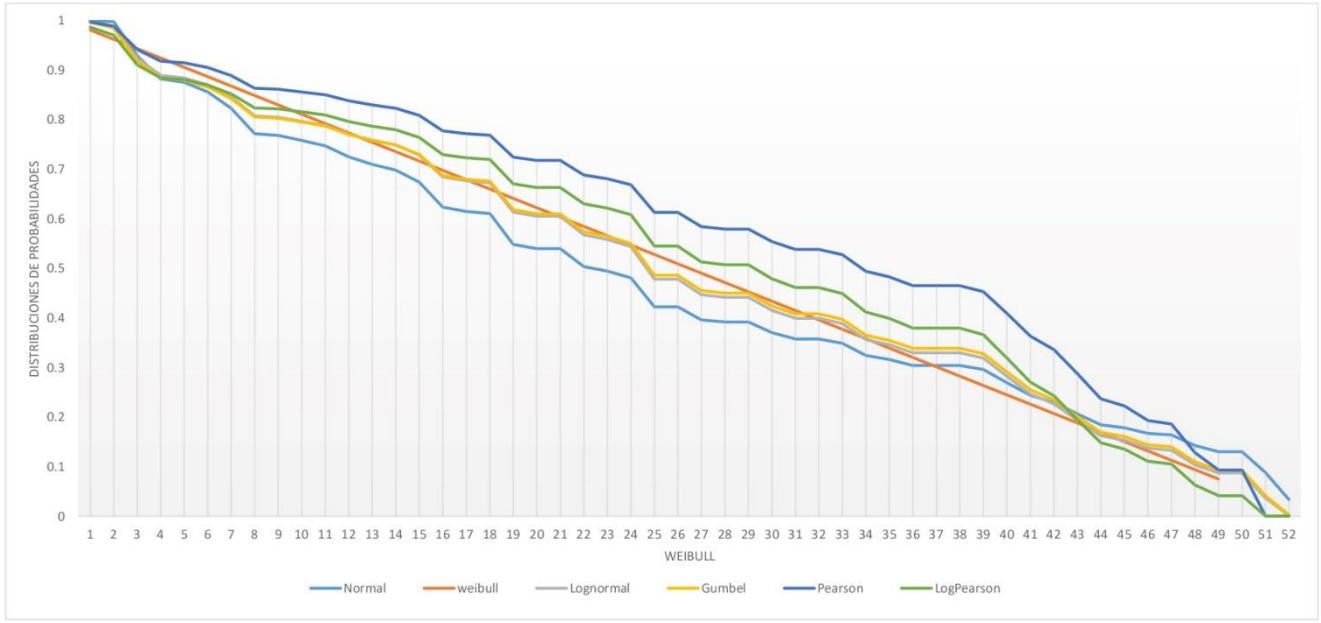
				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	3.9856	1.0000	0.0188	0.1053	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	2.8302	0.9977	0.0354			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	1.4709	0.9293	0.0141			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	1.1877	0.8825	0.0420			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.1537	0.8757	0.0300			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.0631	0.8561	0.0307			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.9271	0.8231	0.0449			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.7459	0.7721	0.0769			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.7346	0.7687	0.0615			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	0.7006	0.7582	0.0531			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	0.6666	0.7475	0.0450			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	0.5986	0.7253	0.0483			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	0.5533	0.7100	0.0447			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.5193	0.6982	0.0376			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.4514	0.6741	0.0428			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.3154	0.6238	0.0743			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.2928	0.6152	0.0641			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.2815	0.6108	0.0496			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.1229	0.5489	0.0926			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.1002	0.5399	0.0827			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	0.1002	0.5399	0.0639			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	0.0096	0.5038	0.0811			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.0131	0.4948	0.0713			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.0471	0.4812	0.0659			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.1943	0.4230	0.1053			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.1943	0.4230	0.0865			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.2623	0.3966	0.0940			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.2736	0.3922	0.0795			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.2736	0.3922	0.0606			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.3302	0.3706	0.0634			
31	1993	50.50	22.30	0.58	0.42	-0.3642	0.3578	0.0573			
32	1994	30.80	22.30	0.60	0.40	-0.3642	0.3578	0.0384			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	-0.3869	0.3494	0.0279			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.4549	0.3246	0.0339			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.4775	0.3165	0.0231			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.5115	0.3045	0.0163			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.5115	0.3045	0.0026			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.5115	0.3045	0.0215			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.5341	0.2966	0.0325			
40	2002	35.70	20.10	0.75	0.25	-0.6134	0.2698	0.0245			
41	2003	15.60	19.40	0.77	0.23	-0.6927	0.2442	0.0178			
42	2004	26.40	19.00	0.79	0.21	-0.7380	0.2302	0.0227			
43	2005	21.30	18.30	0.81	0.19	-0.8173	0.2069	0.0182			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	-0.8966	0.1850	0.0151			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.9193	0.1790	0.0280			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.9646	0.1674	0.0353			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.9759	0.1645	0.0513			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.0666	0.1431	0.0487			
49	2011	32.10	15.60	0.92	0.08	-1.1232	0.1307	0.0552			
50	2012	34.90	15.60	0.94	0.06	-1.1232	0.1307	0.0741			
51	2013	20.80	13.60	0.96	0.04	-1.3497	0.0885	0.0508			
52	2014	25.40	9.40	0.98	0.02	-1.8255	0.0340	0.0151			
		Media	25.52								
		Desv. Estandar	8.83								
		Número de Datos	52								

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Weibull/Pearson

				Weibull	$\frac{m}{n+1}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{n}$ / δ^3 Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05	n = 69
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	1.22	14.1665	0.9973	0.0162	0.18910	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	0.44	11.0884	0.9887	0.0265			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	0.06	7.4670	0.9416	0.0018			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	0.03	6.7126	0.9184	0.0062			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	0.03	6.6221	0.9150	0.0094			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	0.02	6.3806	0.9055	0.0187			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.02	6.0185	0.8893	0.0214			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.01	5.5357	0.8635	0.0144			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.01	5.5055	0.8617	0.0315			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	0.01	5.4150	0.8562	0.0449			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	0.01	5.3244	0.8505	0.0580			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	0.00	5.1434	0.8384	0.0648			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	0.00	5.0226	0.8299	0.0751			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.00	4.9321	0.8232	0.0873			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.00	4.7511	0.8090	0.0921			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.00	4.3889	0.7776	0.0795			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.00	4.3286	0.7719	0.0927			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.00	4.2984	0.7690	0.1086			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.00	3.8759	0.7248	0.0833			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.00	3.8155	0.7179	0.0953			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	0.00	3.8155	0.7179	0.1141			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	0.00	3.5741	0.6887	0.1038			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	0.00	3.5138	0.6810	0.1150			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	0.00	3.4232	0.6691	0.1220			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	0.00	3.0309	0.6131	0.0848			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	0.00	3.0309	0.6131	0.1037			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	0.00	2.8499	0.5846	0.0941			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	0.00	2.8197	0.5797	0.1080			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	0.00	2.8197	0.5797	0.1269			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	0.00	2.6688	0.5544	0.1205			
31	1993	50.50	22.30	0.58	0.42	0.00	2.5783	0.5387	0.1236			
32	1994	30.80	22.30	0.60	0.40	0.00	2.5783	0.5387	0.1425			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	0.00	2.5179	0.5279	0.1506			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	0.00	2.3368	0.4945	0.1360			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	0.00	2.2765	0.4830	0.1433			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	0.00	2.1859	0.4653	0.1445			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	0.00	2.1859	0.4653	0.1634			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	0.00	2.1859	0.4653	0.1823			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	0.00	2.1256	0.4532	0.1891			
40	2002	35.70	20.10	0.75	0.25	0.00	1.9143	0.4096	0.1643			
41	2003	15.60	19.40	0.77	0.23	-0.01	1.7031	0.3638	0.1373			
42	2004	26.40	19.00	0.79	0.21	-0.01	1.5824	0.3366	0.1291			
43	2005	21.30	18.30	0.81	0.19	-0.01	1.3711	0.2877	0.0990			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	-0.01	1.1599	0.2374	0.0676			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.01	1.0995	0.2228	0.0719			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.02	0.9788	0.1936	0.0616			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.02	0.9487	0.1863	0.0731			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-0.02	0.7072	0.1285	0.0342			
49	2011	32.10	15.60	0.92	0.08	-0.03	0.5564	0.0937	0.0182			
50	2012	34.90	15.60	0.94	0.06	-0.03	0.5564	0.0937	0.0370			
51	2013	20.80	13.60	0.96	0.04	-0.05	-0.0472	0.0010	0.0367			
52	2014	25.40	9.40	0.98	0.02	-0.12	-1.3147	0.0010	0.0179			
						1.50						

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	6.63
Beta	1.77
Gamma	13.76
Grados de Libertad	3.55

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones – Weibull/Resumen



Weibull	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10534	
Lognormal	0.05539	
Gumbel	0.06412	0.18860
Pearson	0.18910	
LogPearson	0.10251	

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel					Max Diferencia		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	3.99	1.0034	296.0864	0.0034	0.9966	0.0086	0.06751	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	2.83	1.0150	67.6603	0.0148	0.9852	0.0163			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.47	1.0889	12.2548	0.0816	0.9184	0.0314			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.19	1.1302	8.6800	0.1152	0.8848	0.0458			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.15	1.1364	8.3320	0.1200	0.8800	0.0315			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.06	1.1544	7.4751	0.1338	0.8662	0.0261			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.93	1.1864	6.3634	0.1571	0.8429	0.0304			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.75	1.2407	5.1539	0.1940	0.8060	0.0481			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.73	1.2447	5.0873	0.1966	0.8034	0.0315			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.70	1.2569	4.8932	0.2044	0.7956	0.0202			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.67	1.2697	4.7075	0.2124	0.7876	0.0091			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.60	1.2976	4.3598	0.2294	0.7706	0.0069			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.55	1.3180	4.1444	0.2413	0.7587	0.0003			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.52	1.3343	3.9909	0.2506	0.7494	0.0102			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.45	1.3699	3.7037	0.2700	0.7300	0.0099			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.32	1.4545	3.2003	0.3125	0.6875	0.0134			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.29	1.4706	3.1248	0.3200	0.6800	0.0018			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.28	1.4790	3.0878	0.3239	0.6761	0.0135			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.12	1.6154	2.6248	0.3810	0.6190	0.0245			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0141			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0051			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.01	1.7413	2.3491	0.4257	0.5743	0.0118			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.01	1.7700	2.2988	0.4350	0.5650	0.0020			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.05	1.8156	2.2261	0.4492	0.5508	0.0029			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0421			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0230			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.26	2.1946	1.8371	0.5443	0.4557	0.0348			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0208			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0017			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.33	2.3574	1.7367	0.5758	0.4242	0.0088			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0056			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0136			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	-0.39	2.5148	1.6602	0.6024	0.3976	0.0220			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.45	2.7352	1.5763	0.6344	0.3656	0.0091			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.48	2.8175	1.5502	0.6451	0.3549	0.0176			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0207			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0399			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0590			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.53	3.0462	1.4887	0.6717	0.3283	0.0675			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	-0.61	3.4320	1.4112	0.7086	0.2914	0.0497			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.69	3.9163	1.3429	0.7447	0.2553	0.0329			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.74	4.2497	1.3077	0.7647	0.2353	0.0320			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.82	4.9616	1.2524	0.7985	0.2015	0.0173			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	-0.90	5.8896	1.2045	0.8302	0.1698	0.0047			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.92	6.2057	1.1921	0.8389	0.1611	0.0152			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.96	6.9219	1.1689	0.8555	0.1445	0.0177			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.98	7.1207	1.1634	0.8596	0.1404	0.0328			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.07	9.0698	1.1239	0.8897	0.1103	0.0217			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0240			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0431			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-1.35	23.8213	1.0438	0.9580	0.0420	0.0109			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-1.83	342.5294	1.0029	0.9971	0.0029	0.0090			

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 52	
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	4.11	2.8353	0.9977	0.0097	0.05877	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	3.92	2.2677	0.9883	0.0194			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	3.65	1.4306	0.9237	0.0260			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	3.58	1.2235	0.8894	0.0412			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	3.58	1.1977	0.8845	0.0270			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	3.55	1.1277	0.8703	0.0221			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	3.52	1.0198	0.8461	0.0271			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	3.47	0.8697	0.8078	0.0463			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	3.47	0.8601	0.8051	0.0298			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	3.46	0.8310	0.7970	0.0188			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	3.45	0.8017	0.7886	0.0080			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	3.43	0.7422	0.7710	0.0065			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	3.41	0.7018	0.7586	0.0002			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	3.40	0.6712	0.7490	0.0097			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	3.38	0.6091	0.7288	0.0087			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	3.34	0.4810	0.6847	0.0162			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	3.34	0.4591	0.6769	0.0049			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	3.33	0.4481	0.6730	0.0103			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	3.28	0.2899	0.6140	0.0295			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	3.27	0.2666	0.6051	0.0193			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	3.27	0.2666	0.6051	0.0002			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	3.24	0.1716	0.5681	0.0180			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	3.23	0.1474	0.5586	0.0084			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	3.22	0.1108	0.5441	0.0037			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	3.17	-0.0533	0.4787	0.0500			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	3.17	-0.0533	0.4787	0.0308			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	3.14	-0.1321	0.4475	0.0430			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	3.14	-0.1454	0.4422	0.0291			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	3.14	-0.1454	0.4422	0.0100			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	3.12	-0.2129	0.4157	0.0173			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	3.10	-0.2541	0.3997	0.0142			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	3.10	-0.2541	0.3997	0.0050			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	3.10	-0.2819	0.3890	0.0134			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	3.07	-0.3669	0.3569	0.0004			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	3.06	-0.3957	0.3462	0.0088			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	3.04	-0.4395	0.3302	0.0120			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	3.04	-0.4395	0.3302	0.0311			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	3.04	-0.4395	0.3302	0.0503			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	3.03	-0.4690	0.3195	0.0588			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	3.00	-0.5746	0.2828	0.0412			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	2.97	-0.6840	0.2470	0.0245			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	2.94	-0.7482	0.2272	0.0238			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	2.91	-0.8641	0.1938	0.0096			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	2.87	-0.9844	0.1625	0.0026			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	2.86	-1.0196	0.1539	0.0080			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	2.83	-1.0914	0.1375	0.0108			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	2.83	-1.1096	0.1336	0.0259			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	2.78	-1.2592	0.1040	0.0155			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	2.75	-1.3566	0.0875	0.0181			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	2.75	-1.3566	0.0875	0.0372			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	2.61	-1.7798	0.0376	0.0064			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	2.24	-2.9194	0.0018	0.0102			
		Media	25.52			3.19						
		Desv. Estandar	8.83			0.32						
		Número de Datos	52			52						

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Bloom/LogPearson

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ	↓	$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	1.78	11.1019	0.9888	0.0008	0.22656	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	1.70	9.5898	0.9776	0.0087			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.59	7.3598	0.9387	0.0110			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.56	6.8080	0.9217	0.0089			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.55	6.7392	0.9193	0.0078			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.54	6.5529	0.9124	0.0201			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	1.53	6.2653	0.9006	0.0274			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	1.51	5.8655	0.8817	0.0276			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	1.51	5.8399	0.8803	0.0454			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	1.50	5.7625	0.8762	0.0605			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	1.50	5.6843	0.8720	0.0753			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	1.49	5.5257	0.8629	0.0854			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	1.48	5.4183	0.8564	0.0980			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	1.48	5.3368	0.8513	0.1120			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	1.47	5.1713	0.8403	0.1202			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	1.45	4.8300	0.8153	0.1144			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	1.45	4.7717	0.8107	0.1289			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	1.45	4.7424	0.8083	0.1457			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	1.42	4.3208	0.7712	0.1276			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	1.42	4.2587	0.7652	0.1408			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	1.42	4.2587	0.7652	0.1599			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	1.41	4.0058	0.7392	0.1530			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	1.40	3.9414	0.7321	0.1651			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	1.40	3.8437	0.7212	0.1733			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	1.38	3.4066	0.6669	0.1382			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	1.38	3.4066	0.6669	0.1573			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	1.37	3.1967	0.6377	0.1473			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	1.36	3.1612	0.6326	0.1613			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	1.36	3.1612	0.6326	0.1804			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	1.35	2.9814	0.6055	0.1725			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	1.35	2.8715	0.5881	0.1743			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	1.35	2.8715	0.5881	0.1934			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	1.34	2.7975	0.5761	0.2005			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	1.33	2.5712	0.5374	0.1810			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	1.33	2.4944	0.5237	0.1864			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	1.32	2.3778	0.5022	0.1840			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	1.32	2.3778	0.5022	0.2032			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	1.32	2.3778	0.5022	0.2223			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	1.32	2.2992	0.4873	0.2266			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	1.30	2.0178	0.4313	0.1897			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	1.29	1.7265	0.3689	0.1464			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	1.28	1.5552	0.3304	0.1271			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	1.26	1.2467	0.2582	0.0740			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	1.25	0.9261	0.1809	0.0158			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	1.24	0.8322	0.1582	0.0123			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	1.23	0.6410	0.1130	0.0138			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	1.23	0.5926	0.1019	0.0058			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	1.21	0.1940	0.0214	0.0671			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	1.19	-0.0653	0.0001	0.0693			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	1.19	-0.0653	0.0001	0.0501			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	1.13	-1.1930	0.0001	0.0310			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	0.97	-4.2289	0.0001	0.0119			

Media	1.38
Desv. Estandar	0.14
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	0.11
Beta	1.77
Gamma	1.20
Grados de Libertad	3.55

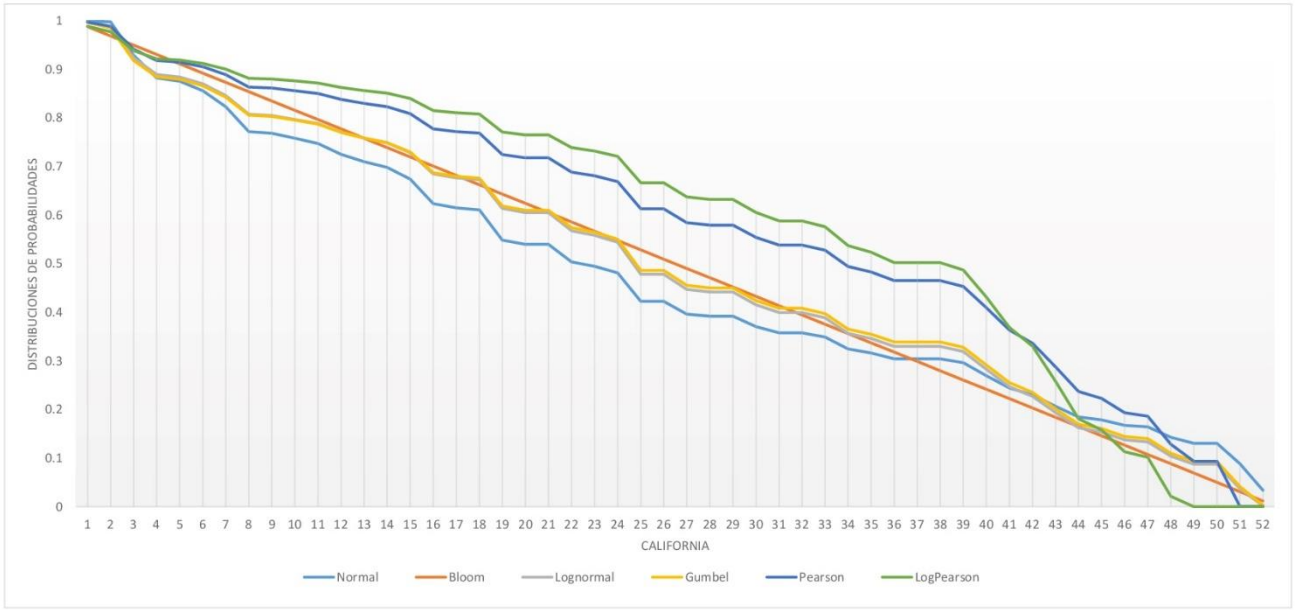
Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Bloom/Normal

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	3.9856	1.0000	0.0119	0.1057	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	2.8302	0.9977	0.0288			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	1.4709	0.9293	0.0204			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	1.1877	0.8825	0.0481			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	1.1537	0.8757	0.0358			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	1.0631	0.8561	0.0362			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.9271	0.8231	0.0501			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.7459	0.7721	0.0819			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.7346	0.7687	0.0662			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.7006	0.7582	0.0576			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.6666	0.7475	0.0492			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.5986	0.7253	0.0522			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.5533	0.7100	0.0484			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.5193	0.6982	0.0410			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.4514	0.6741	0.0460			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.3154	0.6238	0.0772			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.2928	0.6152	0.0667			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.2815	0.6108	0.0519			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.1229	0.5489	0.0946			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.1002	0.5399	0.0845			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.1002	0.5399	0.0654			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.0096	0.5038	0.0823			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	-0.0131	0.4948	0.0722			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	-0.0471	0.4812	0.0666			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	-0.1943	0.4230	0.1057			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	-0.1943	0.4230	0.0866			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	-0.2623	0.3966	0.0939			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	-0.2736	0.3922	0.0791			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	-0.2736	0.3922	0.0600			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	-0.3302	0.3706	0.0624			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	-0.3642	0.3578	0.0560			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	-0.3642	0.3578	0.0369			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	-0.3869	0.3494	0.0262			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	-0.4549	0.3246	0.0319			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	-0.4775	0.3165	0.0208			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	-0.5115	0.3045	0.0137			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	-0.5115	0.3045	0.0055			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	-0.5115	0.3045	0.0246			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	-0.5341	0.2966	0.0359			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	-0.6134	0.2698	0.0282			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.6927	0.2442	0.0217			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.7380	0.2302	0.0269			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.8173	0.2069	0.0227			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	-0.8966	0.1850	0.0199			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.9193	0.1790	0.0330			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.9646	0.1674	0.0406			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.9759	0.1645	0.0569			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-1.0666	0.1431	0.0546			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-1.1232	0.1307	0.0613			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-1.1232	0.1307	0.0804			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-1.3497	0.0885	0.0574			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-1.8255	0.0340	0.0220			
		Media	25.52								
		Desv. Estandar	8.83								
		Número de Datos	52								

				Bloom	$\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Valor Extremo - Distribución Pearson III			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\frac{(x-\mu)^3}{\frac{n}{\delta^3}}$ Coeficiente de Sesgo	F(y)/X2	P(x)	Δ	↓	α = 0.05 n = 52	
1	1963	21.00	60.70	0.01	0.99	1.22	14.1665	0.9973	0.0093	0.19248	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.03	0.97	0.44	11.0884	0.9887	0.0198			
3	1965	60.70	38.50	0.05	0.95	0.06	7.4670	0.9416	0.0082			
4	1966	19.00	36.00	0.07	0.93	0.03	6.7126	0.9184	0.0123			
5	1967	23.10	35.70	0.09	0.91	0.03	6.6221	0.9150	0.0035			
6	1968	33.70	34.90	0.11	0.89	0.02	6.3806	0.9055	0.0132			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.02	6.0185	0.8893	0.0161			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.01	5.5357	0.8635	0.0094			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.01	5.5055	0.8617	0.0268			
10	1972	22.30	31.70	0.18	0.82	0.01	5.4150	0.8562	0.0404			
11	1973	15.60	31.40	0.20	0.80	0.01	5.3244	0.8505	0.0538			
12	1974	9.40	30.80	0.22	0.78	0.00	5.1434	0.8384	0.0609			
13	1975	18.30	30.40	0.24	0.76	0.00	5.0226	0.8299	0.0715			
14	1976	17.60	30.10	0.26	0.74	0.00	4.9321	0.8232	0.0839			
15	1977	28.30	29.50	0.28	0.72	0.00	4.7511	0.8090	0.0889			
16	1978	38.50	28.30	0.30	0.70	0.00	4.3889	0.7776	0.0766			
17	1979	19.40	28.10	0.32	0.68	0.00	4.3286	0.7719	0.0901			
18	1980	17.40	28.00	0.34	0.66	0.00	4.2984	0.7690	0.1063			
19	1981	28.10	26.60	0.36	0.64	0.00	3.8759	0.7248	0.0813			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.00	3.8155	0.7179	0.0935			
21	1983	23.80	26.40	0.39	0.61	0.00	3.8155	0.7179	0.1127			
22	1984	28.00	25.60	0.41	0.59	0.00	3.5741	0.6887	0.1026			
23	1985	20.10	25.40	0.43	0.57	0.00	3.5138	0.6810	0.1140			
24	1986	32.00	25.10	0.45	0.55	0.00	3.4232	0.6691	0.1213			
25	1987	13.60	23.80	0.47	0.53	0.00	3.0309	0.6131	0.0844			
26	1988	30.10	23.80	0.49	0.51	0.00	3.0309	0.6131	0.1035			
27	1989	17.00	23.20	0.51	0.49	0.00	2.8499	0.5846	0.0942			
28	1990	31.70	23.10	0.53	0.47	0.00	2.8197	0.5797	0.1084			
29	1991	36.00	23.10	0.55	0.45	0.00	2.8197	0.5797	0.1276			
30	1992	23.80	22.60	0.57	0.43	0.00	2.6688	0.5544	0.1214			
31	1993	50.50	22.30	0.59	0.41	0.00	2.5783	0.5387	0.1248			
32	1994	30.80	22.30	0.61	0.39	0.00	2.5783	0.5387	0.1439			
33	1995	22.60	22.10	0.62	0.38	0.00	2.5179	0.5279	0.1523			
34	1996	16.90	21.50	0.64	0.36	0.00	2.3368	0.4945	0.1380			
35	1997	21.00	21.30	0.66	0.34	0.00	2.2765	0.4830	0.1456			
36	1998	26.40	21.00	0.68	0.32	0.00	2.1859	0.4653	0.1471			
37	1999	26.60	21.00	0.70	0.30	0.00	2.1859	0.4653	0.1662			
38	2000	22.10	21.00	0.72	0.28	0.00	2.1859	0.4653	0.1854			
39	2001	25.10	20.80	0.74	0.26	0.00	2.1256	0.4532	0.1925			
40	2002	35.70	20.10	0.76	0.24	0.00	1.9143	0.4096	0.1680			
41	2003	15.60	19.40	0.78	0.22	-0.01	1.7031	0.3638	0.1413			
42	2004	26.40	19.00	0.80	0.20	-0.01	1.5824	0.3366	0.1333			
43	2005	21.30	18.30	0.82	0.18	-0.01	1.3711	0.2877	0.1035			
44	2006	30.40	17.60	0.83	0.17	-0.01	1.1599	0.2374	0.0723			
45	2007	25.60	17.40	0.85	0.15	-0.01	1.0995	0.2228	0.0769			
46	2008	23.10	17.00	0.87	0.13	-0.02	0.9788	0.1936	0.0668			
47	2009	22.30	16.90	0.89	0.11	-0.02	0.9487	0.1863	0.0787			
48	2010	21.00	16.10	0.91	0.09	-0.02	0.7072	0.1285	0.0400			
49	2011	32.10	15.60	0.93	0.07	-0.03	0.5564	0.0937	0.0243			
50	2012	34.90	15.60	0.95	0.05	-0.03	0.5564	0.0937	0.0434			
51	2013	20.80	13.60	0.97	0.03	-0.05	-0.0472	0.0010	0.0301			
52	2014	25.40	9.40	0.99	0.01	-0.12	-1.3147	0.0010	0.0110			
						1.50						

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	6.63
Beta	1.77
Gamma	13.76
Grados de Libertad	3.55

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones - Bloom/Resumen



Bloom	Delta Teórico	Delta Tabular
Normal	0.10574	0.18860
Lognormal	0.05877	
Gumbel	0.06751	
Pearson	0.19248	
LogPearson	0.22656	

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones – California/Gumbel

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución Gumbel					Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	$\exp(\exp(\frac{-\pi Kt}{\sqrt{6}} - 0.5772)$ Kt	↓	T	Probabilidad Excedencia P=1/T	Probabilidad de No Excedencia 1-P	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	3.99	1.0034	296.0864	0.0034	0.9966	0.0159	0.07828	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	2.83	1.0150	67.6603	0.0148	0.9852	0.0237			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	1.47	1.0889	12.2548	0.0816	0.9184	0.0239			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	1.19	1.1302	8.6800	0.1152	0.8848	0.0383			
5	1967	23.10	35.70	0.10	0.90	1.15	1.1364	8.3320	0.1200	0.8800	0.0239			
6	1968	33.70	34.90	0.12	0.88	1.06	1.1544	7.4751	0.1338	0.8662	0.0184			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.93	1.1864	6.3634	0.1571	0.8429	0.0225			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.75	1.2407	5.1539	0.1940	0.8060	0.0402			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.73	1.2447	5.0873	0.1966	0.8034	0.0235			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	0.70	1.2569	4.8932	0.2044	0.7956	0.0121			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	0.67	1.2697	4.7075	0.2124	0.7876	0.0009			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	0.60	1.2976	4.3598	0.2294	0.7706	0.0014			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	0.55	1.3180	4.1444	0.2413	0.7587	0.0087			
14	1976	17.60	30.10	0.27	0.73	0.52	1.3343	3.9909	0.2506	0.7494	0.0187			
15	1977	28.30	29.50	0.29	0.71	0.45	1.3699	3.7037	0.2700	0.7300	0.0185			
16	1978	38.50	28.30	0.31	0.69	0.32	1.4545	3.2003	0.3125	0.6875	0.0048			
17	1979	19.40	28.10	0.33	0.67	0.29	1.4706	3.1248	0.3200	0.6800	0.0069			
18	1980	17.40	28.00	0.35	0.65	0.28	1.4790	3.0878	0.3239	0.6761	0.0223			
19	1981	28.10	26.60	0.37	0.63	0.12	1.6154	2.6248	0.3810	0.6190	0.0156			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0051			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	0.10	1.6385	2.5663	0.3897	0.6103	0.0142			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	0.01	1.7413	2.3491	0.4257	0.5743	0.0026			
23	1985	20.10	25.40	0.44	0.56	-0.01	1.7700	2.2988	0.4350	0.5650	0.0073			
24	1986	32.00	25.10	0.46	0.54	-0.05	1.8156	2.2261	0.4492	0.5508	0.0123			
25	1987	13.60	23.80	0.48	0.52	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0327			
26	1988	30.10	23.80	0.50	0.50	-0.19	2.0552	1.9477	0.5134	0.4866	0.0134			
27	1989	17.00	23.20	0.52	0.48	-0.26	2.1946	1.8371	0.5443	0.4557	0.0251			
28	1990	31.70	23.10	0.54	0.46	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0111			
29	1991	36.00	23.10	0.56	0.44	-0.27	2.2200	1.8197	0.5495	0.4505	0.0081			
30	1992	23.80	22.60	0.58	0.42	-0.33	2.3574	1.7367	0.5758	0.4242	0.0011			
31	1993	50.50	22.30	0.60	0.40	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0044			
32	1994	30.80	22.30	0.62	0.38	-0.36	2.4493	1.6900	0.5917	0.4083	0.0237			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.37	-0.39	2.5148	1.6602	0.6024	0.3976	0.0323			
34	1996	16.90	21.50	0.65	0.35	-0.45	2.7352	1.5763	0.6344	0.3656	0.0195			
35	1997	21.00	21.30	0.67	0.33	-0.48	2.8175	1.5502	0.6451	0.3549	0.0280			
36	1998	26.40	21.00	0.69	0.31	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0312			
37	1999	26.60	21.00	0.71	0.29	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0505			
38	2000	22.10	21.00	0.73	0.27	-0.51	2.9506	1.5127	0.6611	0.3389	0.0697			
39	2001	25.10	20.80	0.75	0.25	-0.53	3.0462	1.4887	0.6717	0.3283	0.0783			
40	2002	35.70	20.10	0.77	0.23	-0.61	3.4320	1.4112	0.7086	0.2914	0.0606			
41	2003	15.60	19.40	0.79	0.21	-0.69	3.9163	1.3429	0.7447	0.2553	0.0438			
42	2004	26.40	19.00	0.81	0.19	-0.74	4.2497	1.3077	0.7647	0.2353	0.0430			
43	2005	21.30	18.30	0.83	0.17	-0.82	4.9616	1.2524	0.7985	0.2015	0.0285			
44	2006	30.40	17.60	0.85	0.15	-0.90	5.8896	1.2045	0.8302	0.1698	0.0159			
45	2007	25.60	17.40	0.87	0.13	-0.92	6.2057	1.1921	0.8389	0.1611	0.0265			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.12	-0.96	6.9219	1.1689	0.8555	0.1445	0.0291			
47	2009	22.30	16.90	0.90	0.10	-0.98	7.1207	1.1634	0.8596	0.1404	0.0443			
48	2010	21.00	16.10	0.92	0.08	-1.07	9.0698	1.1239	0.8897	0.1103	0.0333			
49	2011	32.10	15.60	0.94	0.06	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0357			
50	2012	34.90	15.60	0.96	0.04	-1.12	10.7090	1.1030	0.9066	0.0934	0.0549			
51	2013	20.80	13.60	0.98	0.02	-1.35	23.8213	1.0438	0.9580	0.0420	0.0227			
52	2014	25.40	9.40	1.00	0.00	-1.83	342.5294	1.0029	0.9971	0.0029	0.0029			

Media	25.52
Desv. Estandar	8.83
Número de Datos	52

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución LogNormal			Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Ln Caudales Registrados	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05	n = 52
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	4.11	2.8353	0.9977	0.0169	0.06954	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	3.92	2.2677	0.9883	0.0268			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	3.65	1.4306	0.9237	0.0186			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	3.58	1.2235	0.8894	0.0337			
5	1967	23.10	35.70	0.10	0.90	3.58	1.1977	0.8845	0.0194			
6	1968	33.70	34.90	0.12	0.88	3.55	1.1277	0.8703	0.0143			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	3.52	1.0198	0.8461	0.0193			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	3.47	0.8697	0.8078	0.0384			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	3.47	0.8601	0.8051	0.0218			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	3.46	0.8310	0.7970	0.0107			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	3.45	0.8017	0.7886	0.0002			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	3.43	0.7422	0.7710	0.0018			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	3.41	0.7018	0.7586	0.0086			
14	1976	17.60	30.10	0.27	0.73	3.40	0.6712	0.7490	0.0182			
15	1977	28.30	29.50	0.29	0.71	3.38	0.6091	0.7288	0.0172			
16	1978	38.50	28.30	0.31	0.69	3.34	0.4810	0.6847	0.0076			
17	1979	19.40	28.10	0.33	0.67	3.34	0.4591	0.6769	0.0038			
18	1980	17.40	28.00	0.35	0.65	3.33	0.4481	0.6730	0.0191			
19	1981	28.10	26.60	0.37	0.63	3.28	0.2899	0.6140	0.0206			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	3.27	0.2666	0.6051	0.0103			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	3.27	0.2666	0.6051	0.0089			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	3.24	0.1716	0.5681	0.0088			
23	1985	20.10	25.40	0.44	0.56	3.23	0.1474	0.5586	0.0009			
24	1986	32.00	25.10	0.46	0.54	3.22	0.1108	0.5441	0.0056			
25	1987	13.60	23.80	0.48	0.52	3.17	-0.0533	0.4787	0.0405			
26	1988	30.10	23.80	0.50	0.50	3.17	-0.0533	0.4787	0.0213			
27	1989	17.00	23.20	0.52	0.48	3.14	-0.1321	0.4475	0.0333			
28	1990	31.70	23.10	0.54	0.46	3.14	-0.1454	0.4422	0.0193			
29	1991	36.00	23.10	0.56	0.44	3.14	-0.1454	0.4422	0.0001			
30	1992	23.80	22.60	0.58	0.42	3.12	-0.2129	0.4157	0.0074			
31	1993	50.50	22.30	0.60	0.40	3.10	-0.2541	0.3997	0.0042			
32	1994	30.80	22.30	0.62	0.38	3.10	-0.2541	0.3997	0.0151			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.37	3.10	-0.2819	0.3890	0.0236			
34	1996	16.90	21.50	0.65	0.35	3.07	-0.3669	0.3569	0.0107			
35	1997	21.00	21.30	0.67	0.33	3.06	-0.3957	0.3462	0.0192			
36	1998	26.40	21.00	0.69	0.31	3.04	-0.4395	0.3302	0.0225			
37	1999	26.60	21.00	0.71	0.29	3.04	-0.4395	0.3302	0.0417			
38	2000	22.10	21.00	0.73	0.27	3.04	-0.4395	0.3302	0.0609			
39	2001	25.10	20.80	0.75	0.25	3.03	-0.4690	0.3195	0.0695			
40	2002	35.70	20.10	0.77	0.23	3.00	-0.5746	0.2828	0.0520			
41	2003	15.60	19.40	0.79	0.21	2.97	-0.6840	0.2470	0.0355			
42	2004	26.40	19.00	0.81	0.19	2.94	-0.7482	0.2272	0.0348			
43	2005	21.30	18.30	0.83	0.17	2.91	-0.8641	0.1938	0.0207			
44	2006	30.40	17.60	0.85	0.15	2.87	-0.9844	0.1625	0.0086			
45	2007	25.60	17.40	0.87	0.13	2.86	-1.0196	0.1539	0.0193			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.12	2.83	-1.0914	0.1375	0.0222			
47	2009	22.30	16.90	0.90	0.10	2.83	-1.1096	0.1336	0.0374			
48	2010	21.00	16.10	0.92	0.08	2.78	-1.2592	0.1040	0.0271			
49	2011	32.10	15.60	0.94	0.06	2.75	-1.3566	0.0875	0.0298			
50	2012	34.90	15.60	0.96	0.04	2.75	-1.3566	0.0875	0.0490			
51	2013	20.80	13.60	0.98	0.02	2.61	-1.7798	0.0376	0.0183			
52	2014	25.40	9.40	1.00	0.00	2.24	-2.9194	0.0018	0.0018			
		Media	25.52			3.19						
		Desv. Estandar	8.83			0.32						
		Número de Datos	52			52						

Anexo 14 – Smirnov Kolmogorov Pillones – California/LogPearson

				California	$\frac{m}{n}$							
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Log de Precipitación	F(y)/X2	P(x)	Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) | Δ ↓		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$ α = 0.05 n = 69	
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	1.78	11.1019	0.9888	0.0080	0.23732	0.18860	No
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	1.70	9.5898	0.9776	0.0161			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	1.59	7.3598	0.9387	0.0036			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	1.56	6.8080	0.9217	0.0014			
5	1967	23.10	35.70	0.10	0.90	1.55	6.7392	0.9193	0.0155			
6	1968	33.70	34.90	0.12	0.88	1.54	6.5529	0.9124	0.0278			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	1.53	6.2653	0.9006	0.0352			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	1.51	5.8655	0.8817	0.0355			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	1.51	5.8399	0.8803	0.0534			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	1.50	5.7625	0.8762	0.0686			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	1.50	5.6843	0.8720	0.0835			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	1.49	5.5257	0.8629	0.0937			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	1.48	5.4183	0.8564	0.1064			
14	1976	17.60	30.10	0.27	0.73	1.48	5.3368	0.8513	0.1205			
15	1977	28.30	29.50	0.29	0.71	1.47	5.1713	0.8403	0.1288			
16	1978	38.50	28.30	0.31	0.69	1.45	4.8300	0.8153	0.1230			
17	1979	19.40	28.10	0.33	0.67	1.45	4.7717	0.8107	0.1376			
18	1980	17.40	28.00	0.35	0.65	1.45	4.7424	0.8083	0.1545			
19	1981	28.10	26.60	0.37	0.63	1.42	4.3208	0.7712	0.1365			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	1.42	4.2587	0.7652	0.1498			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	1.42	4.2587	0.7652	0.1690			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	1.41	4.0058	0.7392	0.1622			
23	1985	20.10	25.40	0.44	0.56	1.40	3.9414	0.7321	0.1744			
24	1986	32.00	25.10	0.46	0.54	1.40	3.8437	0.7212	0.1827			
25	1987	13.60	23.80	0.48	0.52	1.38	3.4066	0.6669	0.1477			
26	1988	30.10	23.80	0.50	0.50	1.38	3.4066	0.6669	0.1669			
27	1989	17.00	23.20	0.52	0.48	1.37	3.1967	0.6377	0.1570			
28	1990	31.70	23.10	0.54	0.46	1.36	3.1612	0.6326	0.1710			
29	1991	36.00	23.10	0.56	0.44	1.36	3.1612	0.6326	0.1903			
30	1992	23.80	22.60	0.58	0.42	1.35	2.9814	0.6055	0.1824			
31	1993	50.50	22.30	0.60	0.40	1.35	2.8715	0.5881	0.1843			
32	1994	30.80	22.30	0.62	0.38	1.35	2.8715	0.5881	0.2035			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.37	1.34	2.7975	0.5761	0.2107			
34	1996	16.90	21.50	0.65	0.35	1.33	2.5712	0.5374	0.1913			
35	1997	21.00	21.30	0.67	0.33	1.33	2.4944	0.5237	0.1968			
36	1998	26.40	21.00	0.69	0.31	1.32	2.3778	0.5022	0.1945			
37	1999	26.60	21.00	0.71	0.29	1.32	2.3778	0.5022	0.2138			
38	2000	22.10	21.00	0.73	0.27	1.32	2.3778	0.5022	0.2330			
39	2001	25.10	20.80	0.75	0.25	1.32	2.2992	0.4873	0.2373			
40	2002	35.70	20.10	0.77	0.23	1.30	2.0178	0.4313	0.2005			
41	2003	15.60	19.40	0.79	0.21	1.29	1.7265	0.3689	0.1574			
42	2004	26.40	19.00	0.81	0.19	1.28	1.5552	0.3304	0.1381			
43	2005	21.30	18.30	0.83	0.17	1.26	1.2467	0.2582	0.0851			
44	2006	30.40	17.60	0.85	0.15	1.25	0.9261	0.1809	0.0270			
45	2007	25.60	17.40	0.87	0.13	1.24	0.8322	0.1582	0.0236			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.12	1.23	0.6410	0.1130	0.0024			
47	2009	22.30	16.90	0.90	0.10	1.23	0.5926	0.1019	0.0057			
48	2010	21.00	16.10	0.92	0.08	1.21	0.1940	0.0214	0.0555			
49	2011	32.10	15.60	0.94	0.06	1.19	-0.0653	0.0000	0.0577			
50	2012	34.90	15.60	0.96	0.04	1.19	-0.0653	0.0000	0.0385			
51	2013	20.80	13.60	0.98	0.02	1.13	-1.1930	0.0000	0.0192			
52	2014	25.40	9.40	1.00	0.00	0.97	-4.2289	0.0000	0.0000			

Media	1.38
Desv. Estandar	0.14
Número de Datos	52
Coeficiente de Asimetría	1.50
Alfa	0.11
Beta	1.77
Gamma	1.20
Grados de Libertad	3.55

				California	$\frac{m}{n}$	Valor Extremo - Distribución Normal		Max Diferencia Δ= max | P(x) - F(x) |		$\Delta = 1.36/\sqrt{n}$	
Número Orden	Año	Precipitación Máxima Diaria	Precipitación Descendente	Probabilidad de Excedencia	Probabilidad de No Excedencia	Z	Probabilidad	Δ	↓	α = 0.05 n = 52	
1	1963	21.00	60.70	0.02	0.98	3.9856	1.0000	0.0192	0.0963	0.18860	Si
2	1964	29.50	50.50	0.04	0.96	2.8302	0.9977	0.0361			
3	1965	60.70	38.50	0.06	0.94	1.4709	0.9293	0.0130			
4	1966	19.00	36.00	0.08	0.92	1.1877	0.8825	0.0406			
5	1967	23.10	35.70	0.10	0.90	1.1537	0.8757	0.0282			
6	1968	33.70	34.90	0.12	0.88	1.0631	0.8561	0.0285			
7	1969	21.50	33.70	0.13	0.87	0.9271	0.8231	0.0423			
8	1970	23.20	32.10	0.15	0.85	0.7459	0.7721	0.0740			
9	1971	31.40	32.00	0.17	0.83	0.7346	0.7687	0.0582			
10	1972	22.30	31.70	0.19	0.81	0.7006	0.7582	0.0495			
11	1973	15.60	31.40	0.21	0.79	0.6666	0.7475	0.0410			
12	1974	9.40	30.80	0.23	0.77	0.5986	0.7253	0.0439			
13	1975	18.30	30.40	0.25	0.75	0.5533	0.7100	0.0400			
14	1976	17.60	30.10	0.27	0.73	0.5193	0.6982	0.0325			
15	1977	28.30	29.50	0.29	0.71	0.4514	0.6741	0.0374			
16	1978	38.50	28.30	0.31	0.69	0.3154	0.6238	0.0685			
17	1979	19.40	28.10	0.33	0.67	0.2928	0.6152	0.0579			
18	1980	17.40	28.00	0.35	0.65	0.2815	0.6108	0.0430			
19	1981	28.10	26.60	0.37	0.63	0.1229	0.5489	0.0857			
20	1982	16.10	26.40	0.38	0.62	0.1002	0.5399	0.0755			
21	1983	23.80	26.40	0.40	0.60	0.1002	0.5399	0.0562			
22	1984	28.00	25.60	0.42	0.58	0.0096	0.5038	0.0731			
23	1985	20.10	25.40	0.44	0.56	-0.0131	0.4948	0.0629			
24	1986	32.00	25.10	0.46	0.54	-0.0471	0.4812	0.0572			
25	1987	13.60	23.80	0.48	0.52	-0.1943	0.4230	0.0963			
26	1988	30.10	23.80	0.50	0.50	-0.1943	0.4230	0.0770			
27	1989	17.00	23.20	0.52	0.48	-0.2623	0.3966	0.0842			
28	1990	31.70	23.10	0.54	0.46	-0.2736	0.3922	0.0693			
29	1991	36.00	23.10	0.56	0.44	-0.2736	0.3922	0.0501			
30	1992	23.80	22.60	0.58	0.42	-0.3302	0.3706	0.0525			
31	1993	50.50	22.30	0.60	0.40	-0.3642	0.3578	0.0460			
32	1994	30.80	22.30	0.62	0.38	-0.3642	0.3578	0.0268			
33	1995	22.60	22.10	0.63	0.37	-0.3869	0.3494	0.0160			
34	1996	16.90	21.50	0.65	0.35	-0.4549	0.3246	0.0215			
35	1997	21.00	21.30	0.67	0.33	-0.4775	0.3165	0.0104			
36	1998	26.40	21.00	0.69	0.31	-0.5115	0.3045	0.0032			
37	1999	26.60	21.00	0.71	0.29	-0.5115	0.3045	0.0160			
38	2000	22.10	21.00	0.73	0.27	-0.5115	0.3045	0.0353			
39	2001	25.10	20.80	0.75	0.25	-0.5341	0.2966	0.0466			
40	2002	35.70	20.10	0.77	0.23	-0.6134	0.2698	0.0390			
41	2003	15.60	19.40	0.79	0.21	-0.6927	0.2442	0.0327			
42	2004	26.40	19.00	0.81	0.19	-0.7380	0.2302	0.0379			
43	2005	21.30	18.30	0.83	0.17	-0.8173	0.2069	0.0338			
44	2006	30.40	17.60	0.85	0.15	-0.8966	0.1850	0.0311			
45	2007	25.60	17.40	0.87	0.13	-0.9193	0.1790	0.0444			
46	2008	23.10	17.00	0.88	0.12	-0.9646	0.1674	0.0520			
47	2009	22.30	16.90	0.90	0.10	-0.9759	0.1645	0.0684			
48	2010	21.00	16.10	0.92	0.08	-1.0666	0.1431	0.0662			
49	2011	32.10	15.60	0.94	0.06	-1.1232	0.1307	0.0730			
50	2012	34.90	15.60	0.96	0.04	-1.1232	0.1307	0.0922			
51	2013	20.80	13.60	0.98	0.02	-1.3497	0.0885	0.0693			
52	2014	25.40	9.40	1.00	0.00	-1.8255	0.0340	0.0340			
		Media	25.52								
		Desv. Estandar	8.83								
		Número de Datos	52								

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 15 – Encuesta Patrón de Precipitaciones

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

13. Anexo 15

Encuesta sobre el Patrón de Precipitaciones en la Cuenca del Río Siguas

1) ¿Cuál es su edad?

1. Menor de 18 años
2. 18-35 años
3. 35-50 años
4. Mayor de 50 años

2) ¿Cuál es su lugar de residencia?

1. Huambo (alrededores)
2. Pillones alrededores
3. Imata alrededores
4. Lluta alrededores
5. Huanca alrededores

3) ¿Cuánto tiempo lleva viviendo en este lugar?

1. Menos de un año
2. Entre 1 a 5 años
3. Entre 5 a 10 años
4. Más de 10 años
5. Nativo

4) ¿Ha estado en su lugar de residencia en época de lluvias?

1. Sí
2. No

5) ¿Entre qué meses es época de lluvias?

1. Diciembre-Marzo
2. Abril-Junio
3. Julio-Septiembre
4. Octubre-Diciembre

6) En un día normal, la lluvia se desarrolla durante:

1. Durante el día
2. Durante la tarde
3. Durante la noche

7) ¿Cuánto tiempo llueve en un día de dicha época del año?

1. Menos de 1 hora
2. Entre 1 y 3 horas
3. Entre 3 y 6 horas
4. Entre 6 y 8 horas
5. Entre 8 y 12 horas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

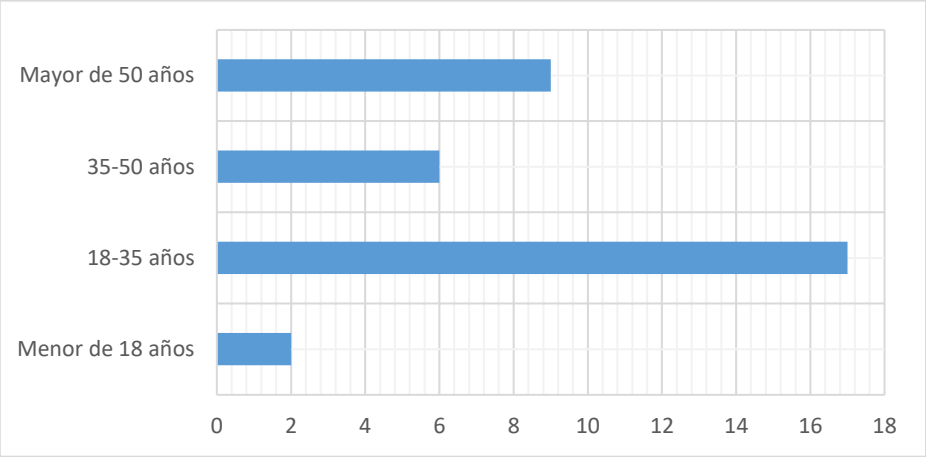
6. Más de 12 horas

13.1. **¿Cuál es su edad?**

Tabla 12.21. Edad de los Encuestados

Edad	Menor de 18 años	2
	18-35 años	17
	35-50 años	6
	Mayor de 50 años	9
	Total	34

Gráfica 12.31. Edad de los Encuestados



13.2. **¿Cuál es su lugar de residencia?**

Tabla 12.22. Lugar de Residencia

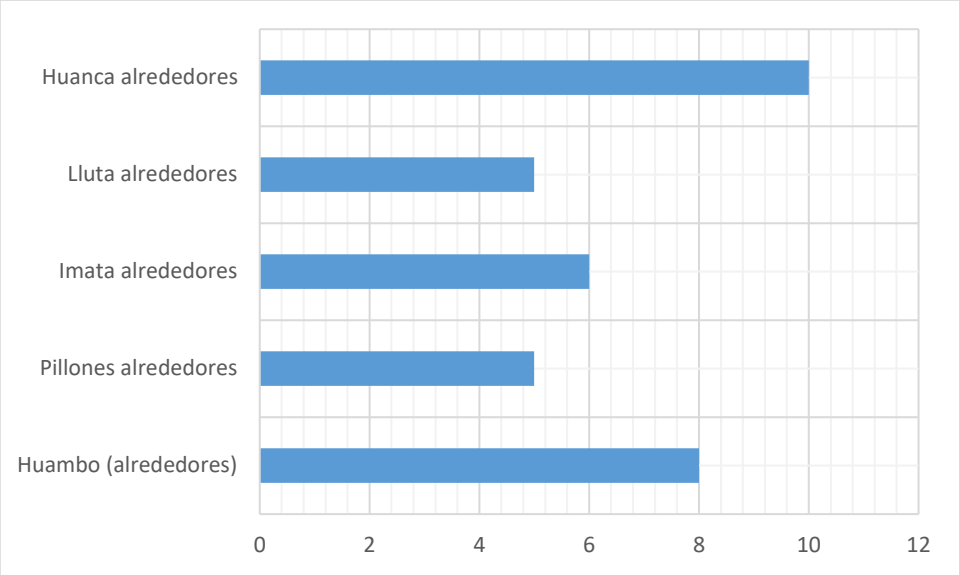
Lugar de Residencia	Huambo (alrededores)	8	24%
	Pillones alrededores	5	15%
	Imata alrededores	6	18%
	Lluta alrededores	5	15%
	Huanca alrededores	10	29%
	Total	34	100%

Gráfica 12.32. Lugar de Residencia

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

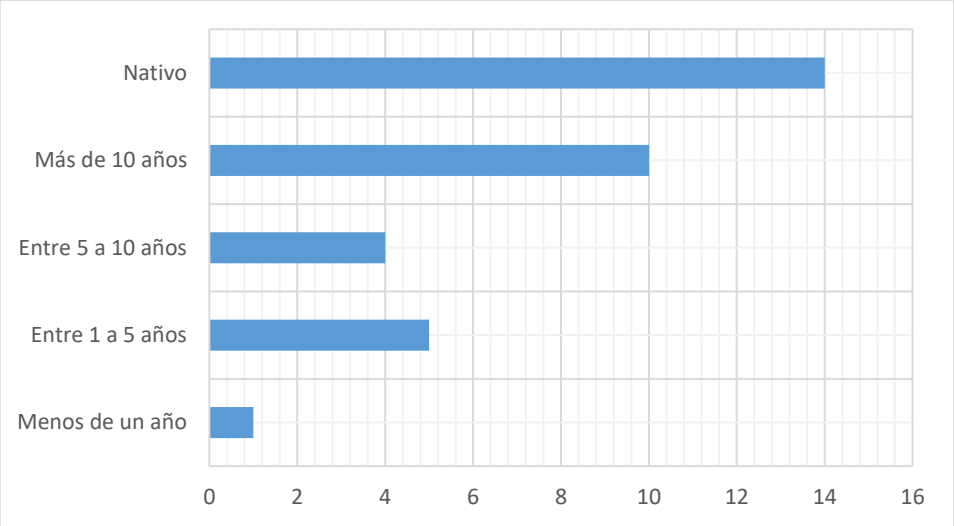


13.3. **¿Cuánto tiempo lleva viviendo en este lugar?**

Tabla 12.23. Tiempo de Residencia

Tiempo de Residencia	Menos de un año	1	3%
	Entre 1 a 5 años	5	15%
	Entre 5 a 10 años	4	12%
	Más de 10 años	10	29%
	Nativo	14	41%
	Total	34	100%

Gráfica 12.33. Tiempo de Residencia



13.4. **¿Ha estado en su lugar de residencia en época de lluvias?**

Tabla 12.24. Época de Lluvias

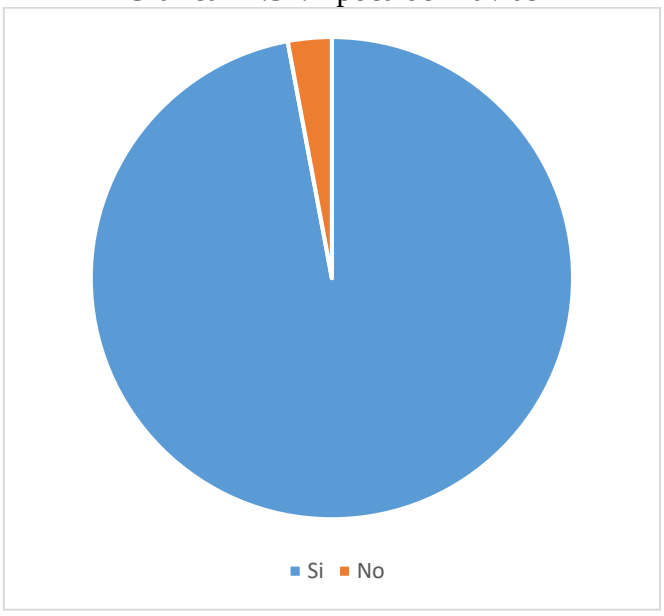
Época de Lluvias	Si	33	97%
	No	1	3%
	Total	34	100%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.34. Época de Lluvias

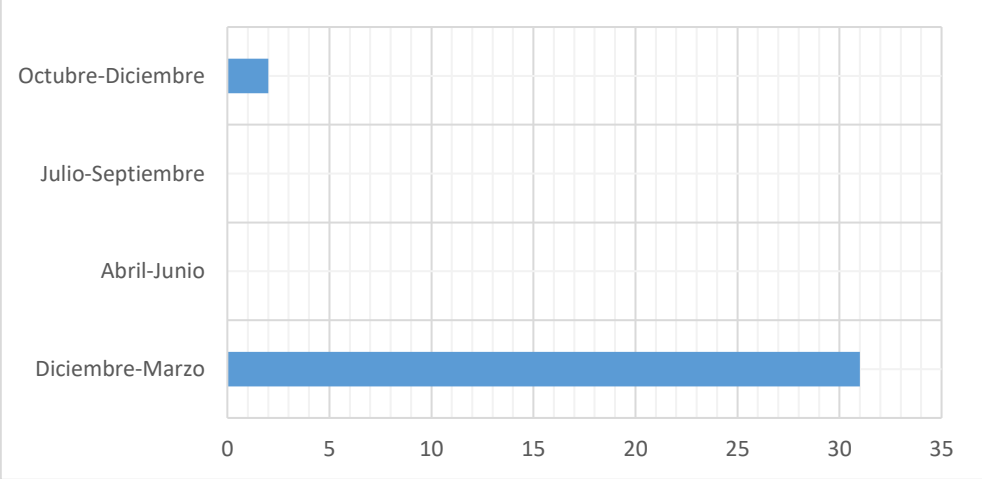


13.5. **¿Entre qué meses es época de lluvias?**

Tabla 12.25. Meses de Lluvia

¿Cuándo llueve?	Diciembre-Marzo	31	94%
	Abril-Junio	0	0%
	Julio-Septiembre	0	0%
	Octubre-Diciembre	2	6%
	Total	33	100%

Gráfica 12.35. Meses de Lluvia



13.6. **En un día normal, la lluvia se desarrolla durante**

Tabla 12.26. Desarrollo de Lluvia

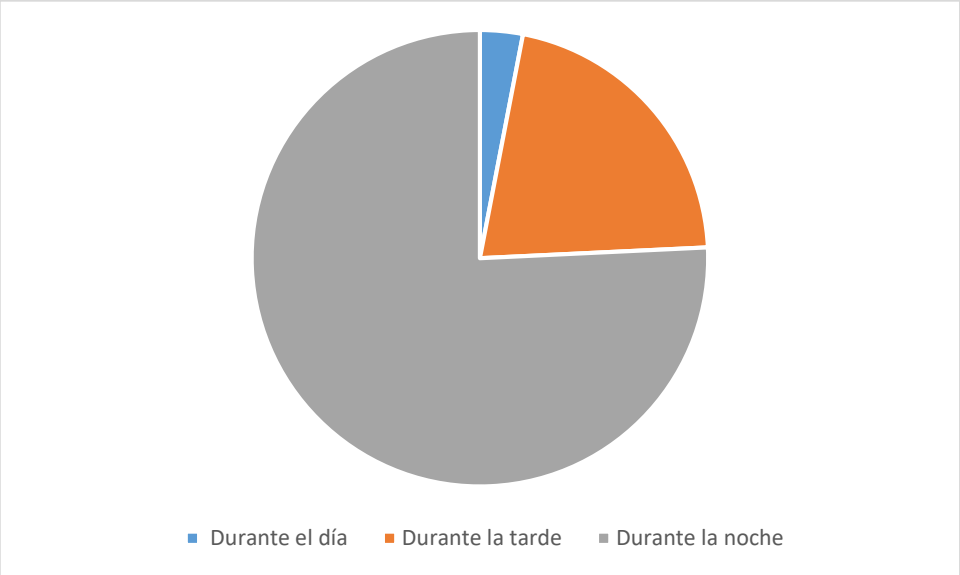
¿A qué hora llueve?	Durante el día	1	3%
	Durante la tarde	7	21%
	Durante la noche	25	76%
	Total	33	100%

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Gráfica 12.36. Desarrollo de Lluvia

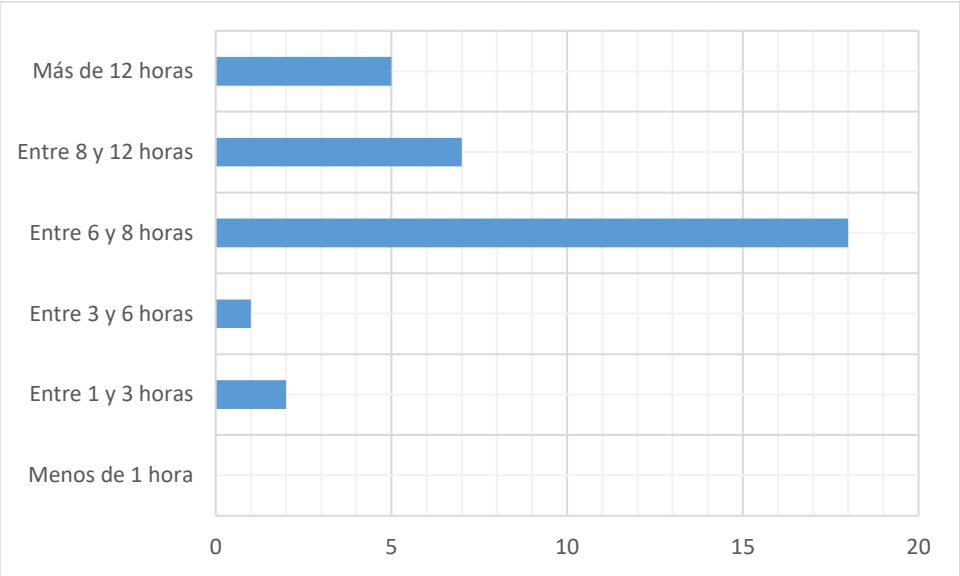


13.7. **¿Cuánto tiempo llueve en un día de dicha época del año?**

Tabla 12.27. Duración de Lluvia

Duración de Lluvia	Menos de 1 hora	0	0%
	Entre 1 y 3 horas	2	6%
	Entre 3 y 6 horas	1	3%
	Entre 6 y 8 horas	18	55%
	Entre 8 y 12 horas	7	21%
	Más de 12 horas	5	15%
Total		33	100%

Gráfica 12.37. Duración de Lluvia



13.8. **Conclusiones de la Encuesta Realizada**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Primera: El 97% del total de las personas encuestadas se encontraban, al menos una vez, en su lugar de residencia durante la época de lluvias y el 94% de estos afirma que la mayoría de lluvias suceden entre los meses de diciembre y marzo.
Segunda: El 97% de los encuestados coincide en que el pico de lluvias se desarrolla cotidianamente entre la tarde y la noche. Según el 55% de los encuestados que estuvieron en su lugar de residencia durante la época de lluvias señalan que las lluvias tienen una duración de entre 6 y 8 horas.
Tercera: Para la presente investigación podemos asumir, ya que el 76% de los encuestados señala que la lluvia se desarrolla en la noche, que la lluvia de diseño inicia a media noche y que la lluvia tiene una duración de entre 6 y 8 horas, como lo señala el 55% de los encuestados.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 16 – Hietogramas para la Investigación

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

14. Anexo 16

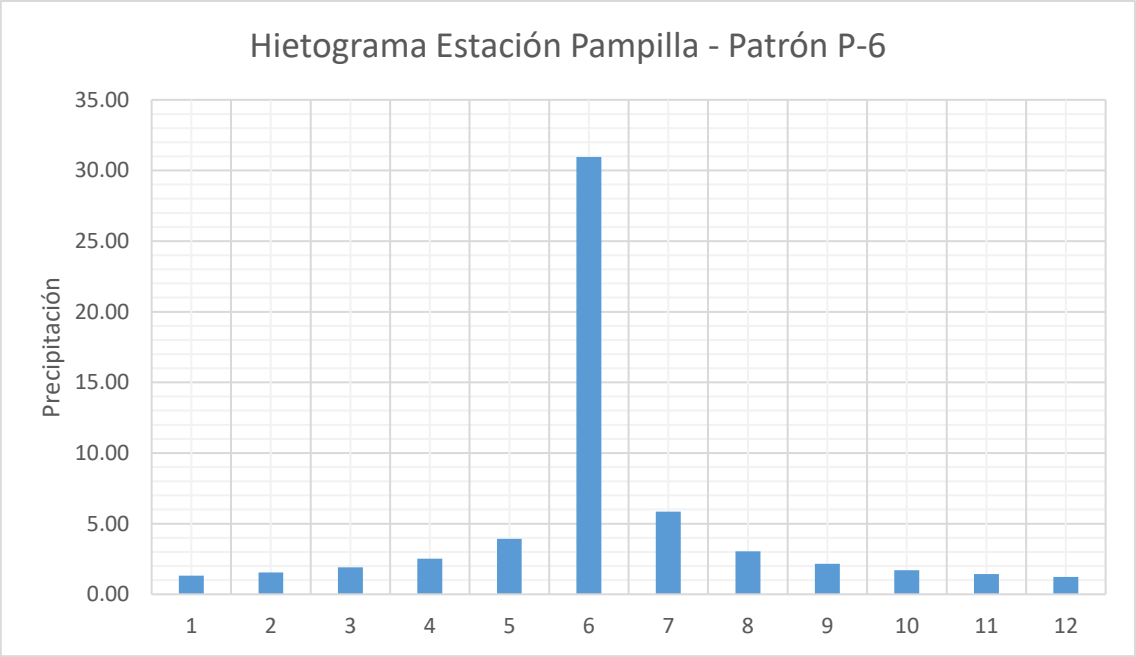
Hietogramas del Proyecto

- Estación Pampilla T: 500 años
  - Pampilla / P-6

Tabla 12.28. Hietograma Pampilla/P-6

Patron P - 6 horas		Estación Pampilla			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.54	0.50	30.96	30.96	1.33
0.04	0.64	1.00	36.82	5.86	1.56
0.06	0.71	1.50	40.74	3.93	1.90
0.08	0.76	2.00	43.78	3.04	2.51
0.10	0.80	2.50	46.29	2.51	3.93
0.13	0.84	3.00	48.45	2.16	30.96
0.15	0.87	3.50	50.36	1.90	5.86
0.17	0.90	4.00	52.07	1.71	3.04
0.19	0.93	4.50	53.62	1.56	2.16
0.21	0.96	5.00	55.05	1.43	1.71
0.23	0.98	5.50	56.38	1.33	1.43
0.25	1.00	6.00	57.62	1.24	1.24

Gráfica 12.38 Hietograma Pampilla/P-6



  - Pampilla / P-7

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

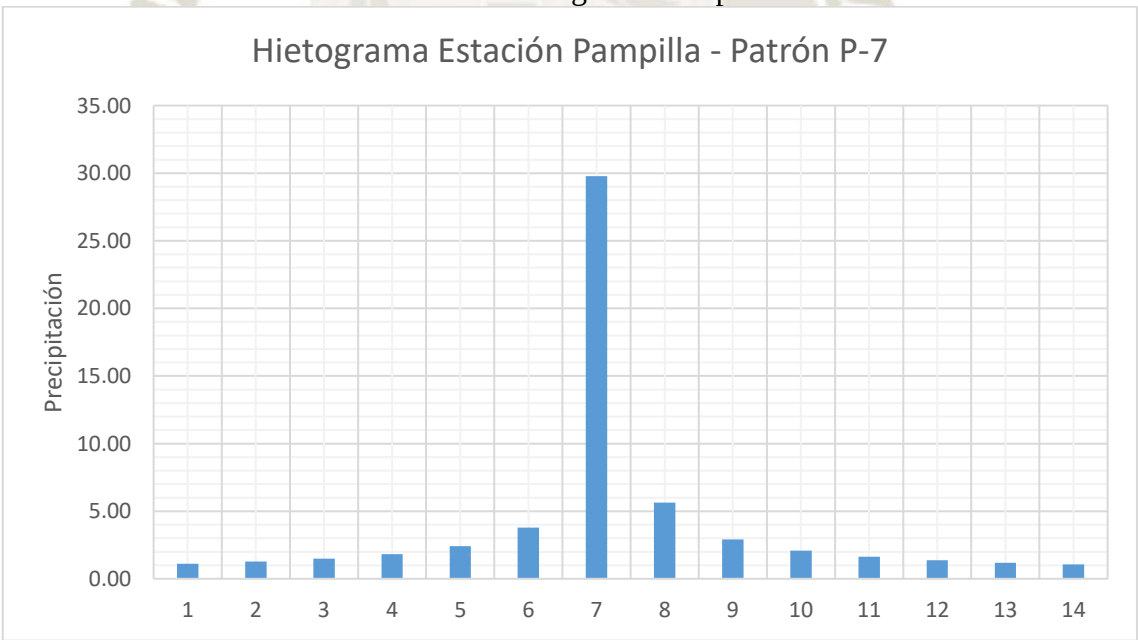
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 12.29. Hietograma Pampilla/P-7

Patron P - 7 horas		Estación Pampilla			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.52	0.50	29.78	29.78	1.12
0.04	0.61	1.00	35.41	5.63	1.28
0.06	0.68	1.50	39.19	3.78	1.50
0.08	0.73	2.00	42.11	2.92	1.83
0.10	0.77	2.50	44.53	2.42	2.42
0.13	0.81	3.00	46.61	2.08	3.78
0.15	0.84	3.50	48.44	1.83	29.78
0.17	0.87	4.00	50.08	1.64	5.63
0.19	0.90	4.50	51.58	1.50	2.92
0.21	0.92	5.00	52.96	1.38	2.08
0.23	0.94	5.50	54.23	1.28	1.64
0.25	0.96	6.00	55.43	1.19	1.38
0.27	0.98	6.50	56.55	1.12	1.19
0.29	1.00	7.00	57.62	1.07	1.07

Gráfica 12.39 Hietograma Pampilla/P-7



- Pampilla / P-8

Tabla 12.30. Hietograma Pampilla/P-8

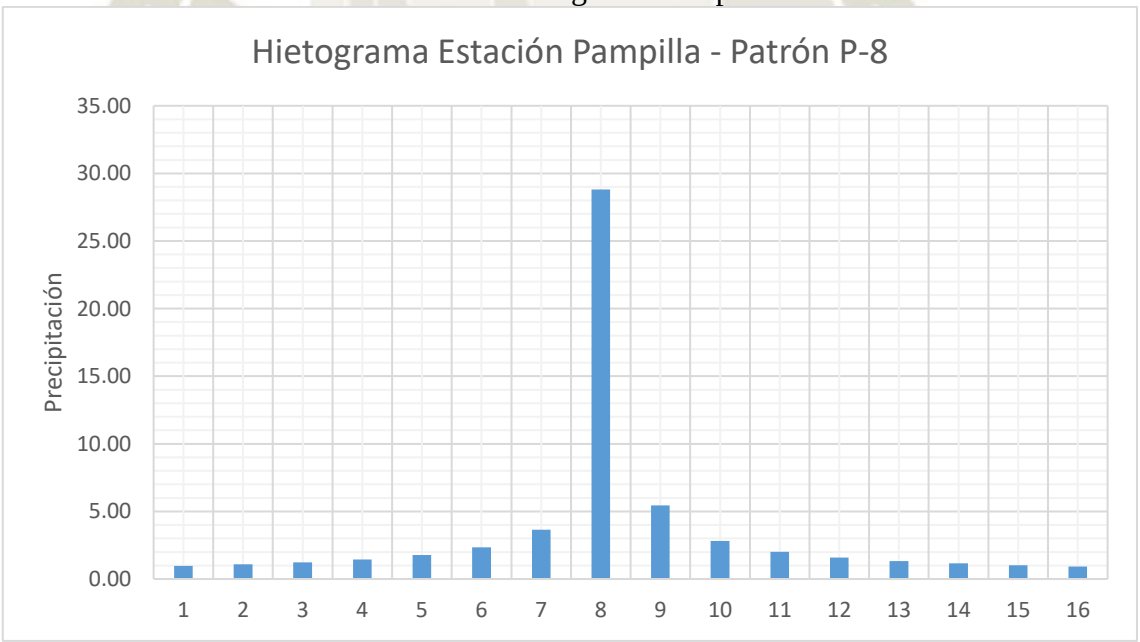
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Patron P - 8 horas		Estación Pampilla			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.50	0.50	28.82	28.82	0.97
0.04	0.59	1.00	34.27	5.45	1.08
0.06	0.66	1.50	37.93	3.66	1.24
0.08	0.71	2.00	40.75	2.83	1.45
0.10	0.75	2.50	43.09	2.34	1.77
0.13	0.78	3.00	45.10	2.01	2.34
0.15	0.81	3.50	46.87	1.77	3.66
0.17	0.84	4.00	48.46	1.59	28.82
0.19	0.87	4.50	49.91	1.45	5.45
0.21	0.89	5.00	51.25	1.33	2.83
0.23	0.91	5.50	52.48	1.24	2.01
0.25	0.93	6.00	53.63	1.15	1.59
0.27	0.95	6.50	54.72	1.08	1.33
0.29	0.97	7.00	55.74	1.02	1.15
0.31	0.98	7.50	56.71	0.97	1.02
0.33	1.00	8.00	57.63	0.92	0.92

Gráfica 12.40 Hietograma Pampilla/P-8



- Pampilla / Dick Peshcke

Tabla 12.31 Hietograma Pampilla/DP

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Patron Dick Peshcke		Estación Pampilla			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00		
0.02	0.38	0.50	21.89	21.89	0.31
0.04	0.45	1.00	26.03	4.14	0.32
0.06	0.50	1.50	28.81	2.78	0.33
0.08	0.54	2.00	30.96	2.15	0.34
0.10	0.57	2.50	32.73	1.78	0.35
0.13	0.59	3.00	34.26	1.53	0.37
0.15	0.62	3.50	35.61	1.35	0.38
0.17	0.64	4.00	36.82	1.21	0.40
0.19	0.66	4.50	37.92	1.10	0.42
0.21	0.68	5.00	38.93	1.01	0.44
0.23	0.69	5.50	39.87	0.94	0.47
0.25	0.71	6.00	40.74	0.88	0.50
0.27	0.72	6.50	41.57	0.82	0.53
0.29	0.73	7.00	42.34	0.78	0.57
0.31	0.75	7.50	43.08	0.74	0.61
0.33	0.76	8.00	43.78	0.70	0.67
0.35	0.77	8.50	44.45	0.67	0.74
0.38	0.78	9.00	45.09	0.64	0.82
0.40	0.79	9.50	45.70	0.61	0.94
0.42	0.80	10.00	46.29	0.59	1.10
0.44	0.81	10.50	46.86	0.57	1.35
0.46	0.82	11.00	47.41	0.55	1.78
0.48	0.83	11.50	47.94	0.53	2.78
0.50	0.84	12.00	48.45	0.51	21.89
0.52	0.85	12.50	48.95	0.50	4.14
0.54	0.86	13.00	49.43	0.48	2.15
0.56	0.87	13.50	49.90	0.47	1.53
0.58	0.87	14.00	50.36	0.46	1.21
0.60	0.88	14.50	50.80	0.44	1.01
0.63	0.89	15.00	51.23	0.43	0.88
0.65	0.90	15.50	51.65	0.42	0.78
0.67	0.90	16.00	52.07	0.41	0.70
0.69	0.91	16.50	52.47	0.40	0.64
0.71	0.92	17.00	52.86	0.39	0.59
0.73	0.92	17.50	53.25	0.38	0.55
0.75	0.93	18.00	53.62	0.38	0.51
0.77	0.94	18.50	53.99	0.37	0.48
0.79	0.94	19.00	54.35	0.36	0.46

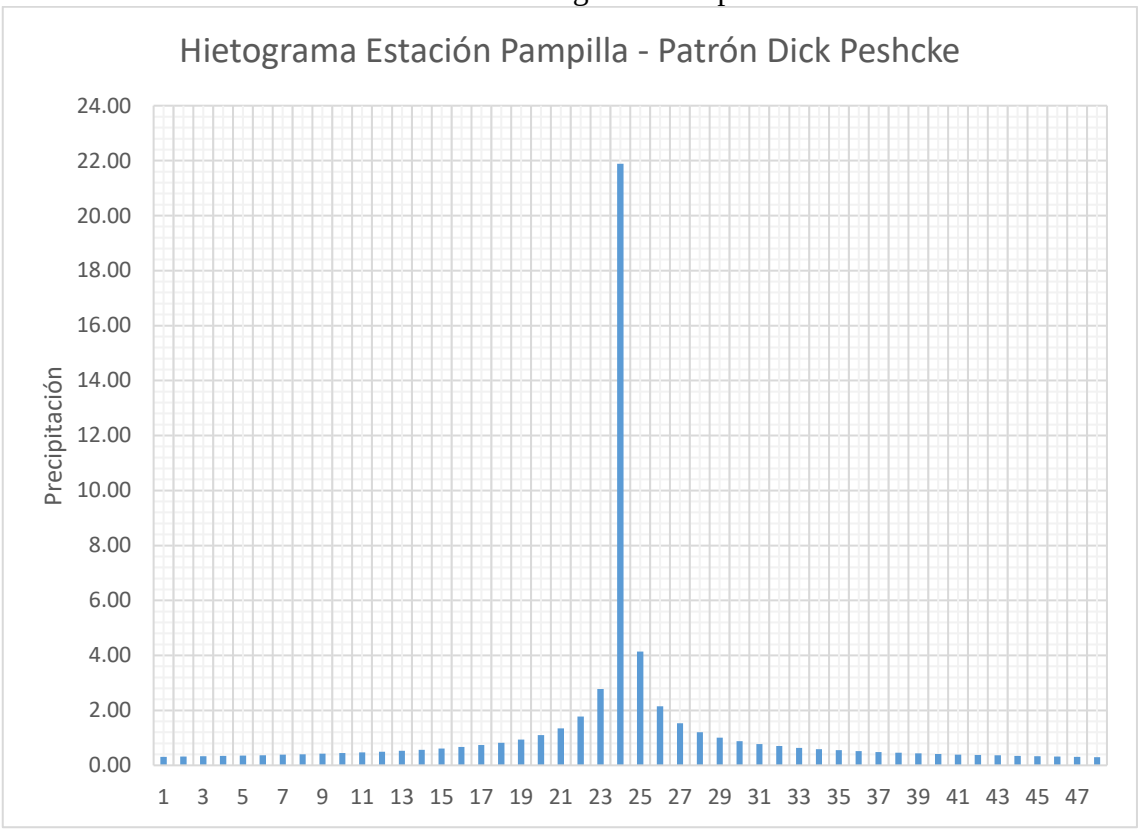
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

0.81	0.95	19.50	54.71	0.35	0.43
0.83	0.96	20.00	55.05	0.35	0.41
0.85	0.96	20.50	55.39	0.34	0.39
0.88	0.97	21.00	55.73	0.33	0.38
0.90	0.97	21.50	56.06	0.33	0.36
0.92	0.98	22.00	56.38	0.32	0.35
0.94	0.98	22.50	56.70	0.32	0.33
0.96	0.99	23.00	57.01	0.31	0.32
0.98	0.99	23.50	57.32	0.31	0.31
1.00	1.00	24.00	57.62	0.30	0.30

Gráfica 12.41 Hietograma Pampilla/DP



- Estación Pillones T:500 años

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

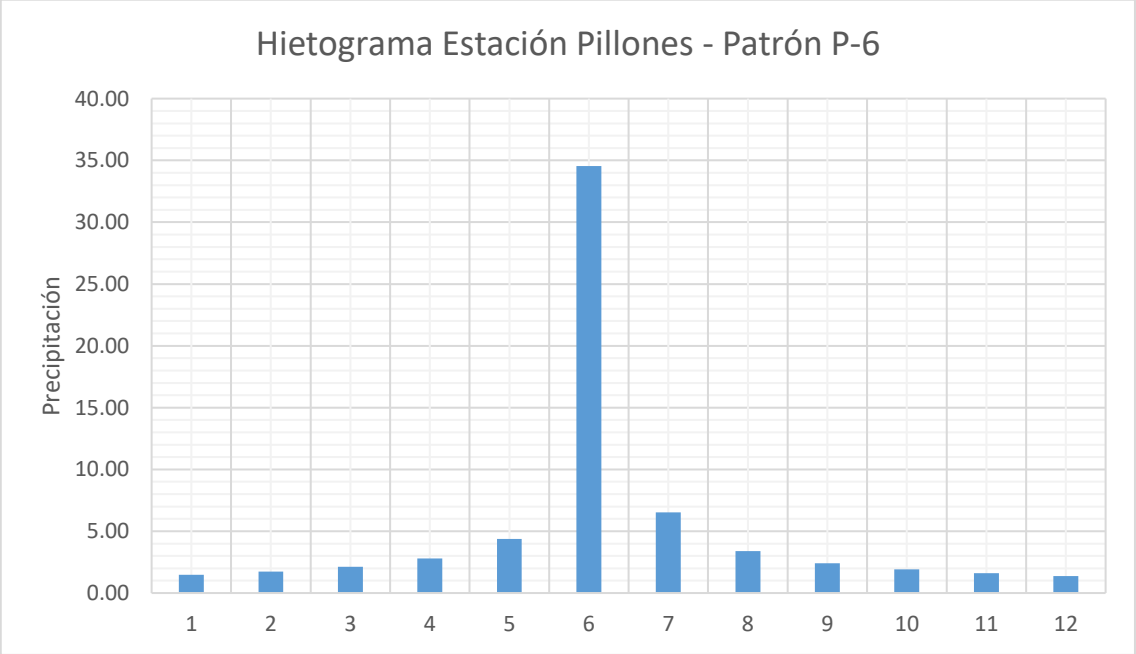
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Pillones / P-6

Tabla 12.32 Hietograma Pillones / P-6

Patron P - 6 horas		Estación Pillones			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.54	0.50	34.55	34.55	1.48
0.04	0.64	1.00	41.09	6.54	1.74
0.06	0.71	1.50	45.47	4.38	2.12
0.08	0.76	2.00	48.87	3.39	2.80
0.10	0.80	2.50	51.67	2.80	4.38
0.13	0.84	3.00	54.08	2.41	34.55
0.15	0.87	3.50	56.20	2.12	6.54
0.17	0.90	4.00	58.11	1.91	3.39
0.19	0.93	4.50	59.85	1.74	2.41
0.21	0.96	5.00	61.44	1.60	1.91
0.23	0.98	5.50	62.93	1.48	1.60
0.25	1.00	6.00	64.31	1.38	1.38

Gráfica 12.42 Hietograma Pillones / P-6



- Pillones / P-7

Tabla 12.33 Hietograma Pillones / P-7

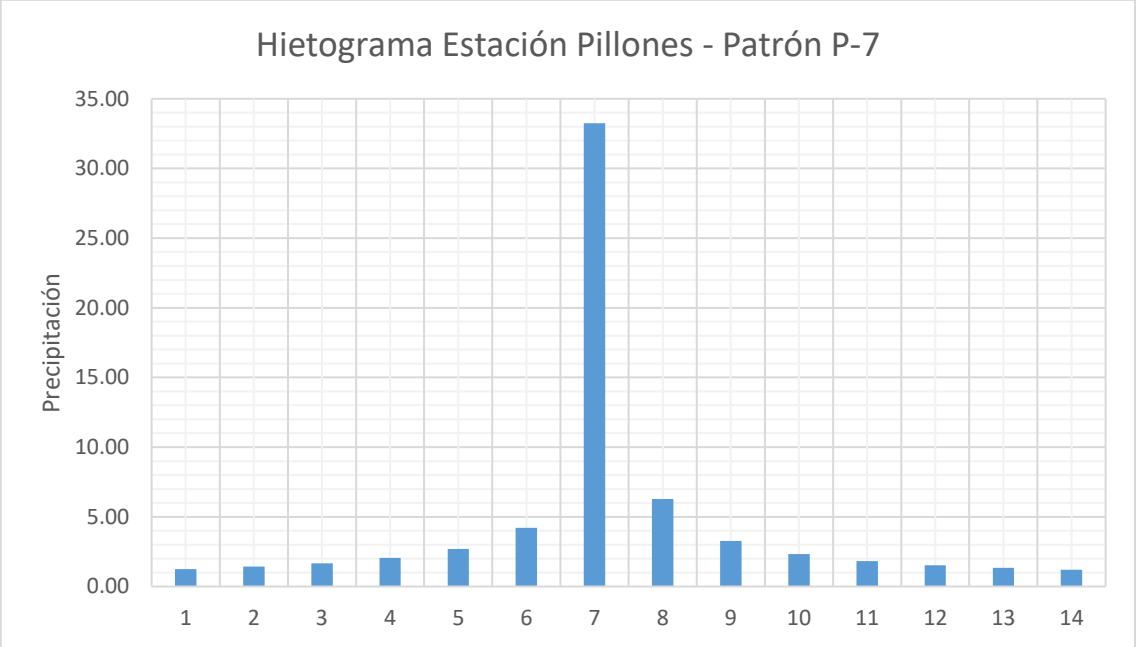
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Patron P - 7 horas		Estación Pillones			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.52	0.50	33.24	33.24	1.25
0.04	0.61	1.00	39.53	6.29	1.43
0.06	0.68	1.50	43.74	4.22	1.67
0.08	0.73	2.00	47.00	3.26	2.04
0.10	0.77	2.50	49.70	2.70	2.70
0.13	0.81	3.00	52.02	2.32	4.22
0.15	0.84	3.50	54.06	2.04	33.24
0.17	0.87	4.00	55.90	1.84	6.29
0.19	0.90	4.50	57.57	1.67	3.26
0.21	0.92	5.00	59.10	1.54	2.32
0.23	0.94	5.50	60.53	1.43	1.84
0.25	0.96	6.00	61.86	1.33	1.54
0.27	0.98	6.50	63.11	1.25	1.33
0.29	1.00	7.00	64.31	1.20	1.20

Gráfica 12.43 Hietograma Pillones / P-7



- Pillones / P-8

Tabla 12.34 Hietograma Pillones / P-8

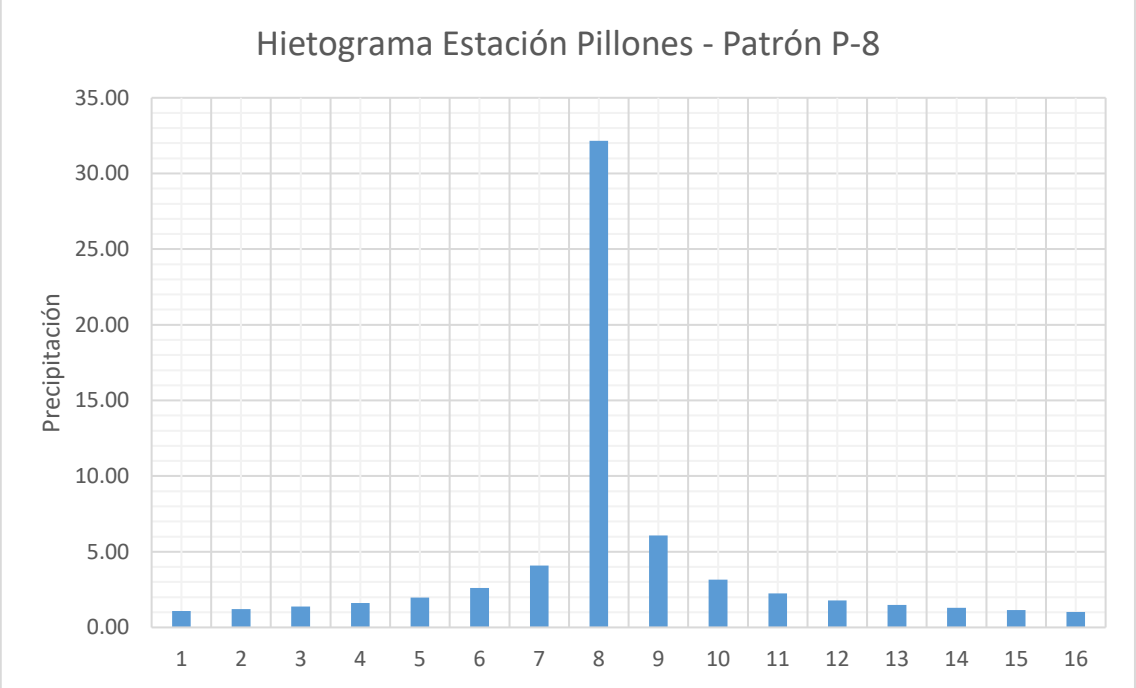
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Patron P - 8 horas		Estación Pillones			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.02	0.50	0.50	32.16	32.16	1.08
0.04	0.59	1.00	38.25	6.09	1.21
0.06	0.66	1.50	42.33	4.08	1.38
0.08	0.71	2.00	45.49	3.16	1.62
0.10	0.75	2.50	48.09	2.61	1.98
0.13	0.78	3.00	50.34	2.24	2.61
0.15	0.81	3.50	52.32	1.98	4.08
0.17	0.84	4.00	54.09	1.78	32.16
0.19	0.87	4.50	55.71	1.62	6.09
0.21	0.89	5.00	57.19	1.49	3.16
0.23	0.91	5.50	58.57	1.38	2.24
0.25	0.93	6.00	59.86	1.29	1.78
0.27	0.95	6.50	61.07	1.21	1.49
0.29	0.97	7.00	62.21	1.14	1.29
0.31	0.98	7.50	63.30	1.08	1.14
0.33	1.00	8.00	64.33	1.03	1.03

Gráfica 12.44 Hietograma Pillones / P-8



- Pillones / Dick Peshcke

Tabla 12.35 Hietograma Pillones / DP

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Patron Dick Peshcke		Estación Pillones			
Tiempo	Precipitación	Tiempo (Horas)	Precipitación Acumulada	Precipitación Parcial	Hietograma
0.00	0.00	0.00	0.00		
0.02	0.38	0.50	24.43	24.43	0.34
0.04	0.45	1.00	29.06	4.62	0.35
0.06	0.50	1.50	32.16	3.10	0.37
0.08	0.54	2.00	34.55	2.40	0.38
0.10	0.57	2.50	36.54	1.98	0.40
0.13	0.59	3.00	38.24	1.70	0.41
0.15	0.62	3.50	39.74	1.50	0.43
0.17	0.64	4.00	41.09	1.35	0.45
0.19	0.66	4.50	42.32	1.23	0.47
0.21	0.68	5.00	43.45	1.13	0.50
0.23	0.69	5.50	44.50	1.05	0.52
0.25	0.71	6.00	45.47	0.98	0.55
0.27	0.72	6.50	46.39	0.92	0.59
0.29	0.73	7.00	47.26	0.87	0.63
0.31	0.75	7.50	48.08	0.82	0.68
0.33	0.76	8.00	48.87	0.78	0.75
0.35	0.77	8.50	49.61	0.75	0.82
0.38	0.78	9.00	50.33	0.71	0.92
0.40	0.79	9.50	51.01	0.68	1.05
0.42	0.80	10.00	51.67	0.66	1.23
0.44	0.81	10.50	52.30	0.63	1.50
0.46	0.82	11.00	52.91	0.61	1.98
0.48	0.83	11.50	53.51	0.59	3.10
0.50	0.84	12.00	54.08	0.57	24.43
0.52	0.85	12.50	54.63	0.55	4.62
0.54	0.86	13.00	55.17	0.54	2.40
0.56	0.87	13.50	55.69	0.52	1.70
0.58	0.87	14.00	56.20	0.51	1.35
0.60	0.88	14.50	56.70	0.50	1.13
0.63	0.89	15.00	57.18	0.48	0.98
0.65	0.90	15.50	57.65	0.47	0.87
0.67	0.90	16.00	58.11	0.46	0.78
0.69	0.91	16.50	58.56	0.45	0.71
0.71	0.92	17.00	59.00	0.44	0.66
0.73	0.92	17.50	59.43	0.43	0.61
0.75	0.93	18.00	59.85	0.42	0.57
0.77	0.94	18.50	60.26	0.41	0.54
0.79	0.94	19.00	60.66	0.40	0.51

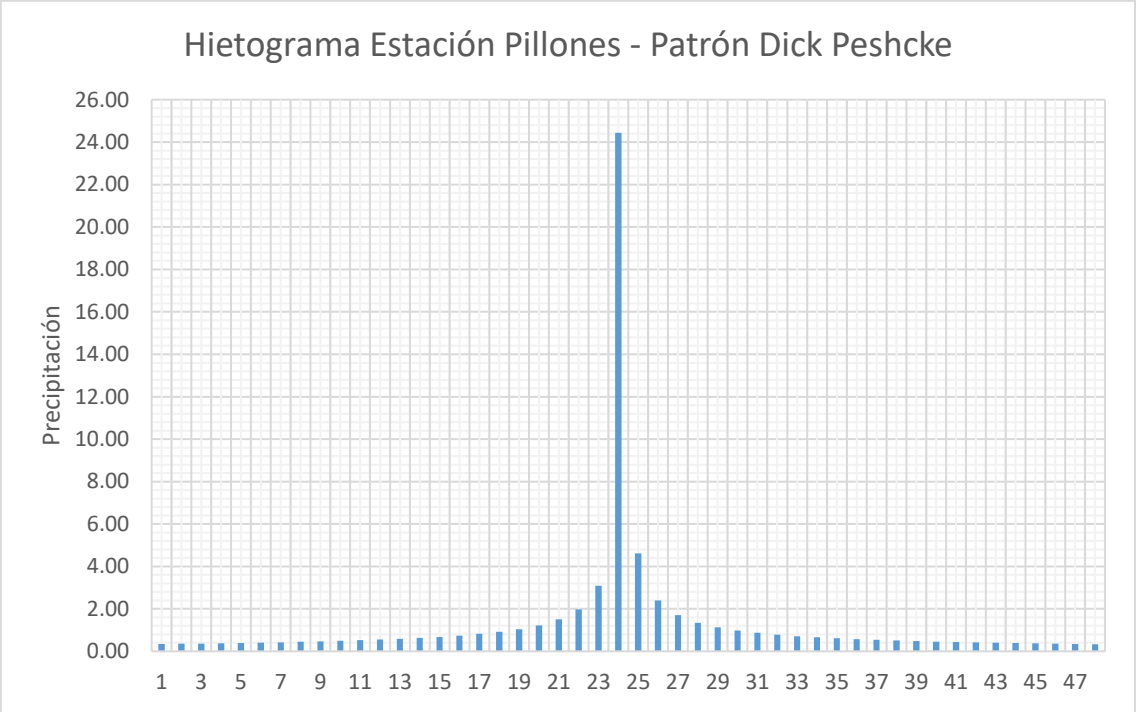
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

0.81	0.95	19.50	61.06	0.40	0.48
0.83	0.96	20.00	61.44	0.39	0.46
0.85	0.96	20.50	61.83	0.38	0.44
0.88	0.97	21.00	62.20	0.37	0.42
0.90	0.97	21.50	62.57	0.37	0.40
0.92	0.98	22.00	62.93	0.36	0.39
0.94	0.98	22.50	63.28	0.35	0.37
0.96	0.99	23.00	63.63	0.35	0.36
0.98	0.99	23.50	63.97	0.34	0.35
1.00	1.00	24.00	64.31	0.34	0.34

Gráfica 12.45 Hietograma Pillones / DP



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 17 – Hidrogramas para la Investigación

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

15. Anexo 17

Hidrogramas del Proyecto

Tabla 12.36. Hidrograma de proyecto Patron: Dick Peshcke Periodo de retorno: 200 años

Hidrograma Dick Peshke			
Periodo de Retorno (años)		200	
Máximo Caudal (m3)		161.4	
Tiempo - Día 1	**Caudal (m3)**	**Tiempo - Día 2**	**Caudal (m3)**
0:00	0	0:00	109.3
0:15	0	0:15	107.7
0:30	0	0:30	106.2
0:45	0	0:45	104.7
1:00	0	1:00	103.4
1:15	0	1:15	102.1
1:30	0	1:30	100.8
1:45	0	1:45	99.6
2:00	0	2:00	98.4
2:15	0	2:15	97.3
2:30	0	2:30	96.1
2:45	0	2:45	94.8
3:00	0	3:00	93.3
3:15	0	3:15	91.5
3:30	0	3:30	89.6
3:45	0	3:45	87.5
4:00	0	4:00	85.1
4:15	0	4:15	82.7
4:30	0	4:30	80.2
4:45	0	4:45	77.4
5:00	0	5:00	74.3
5:15	0	5:15	71
5:30	0	5:30	67.6
5:45	0	5:45	64.1
6:00	0	6:00	60.7
6:15	0	6:15	57.3
6:30	0	6:30	54
6:45	0	6:45	50.9
7:00	0	7:00	47.8
7:15	0.1	7:15	44.9
7:30	0.2	7:30	41.9
7:45	0.3	7:45	39
8:00	0.6	8:00	36

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

8:15	0.9	8:15	33.2
8:30	1.3	8:30	30.4
8:45	1.7	8:45	27.7
9:00	2	9:00	25.2
9:15	2.3	9:15	22.8
9:30	2.6	9:30	20.6
9:45	2.8	9:45	18.6
10:00	3	10:00	16.7
10:15	3.3	10:15	15
10:30	3.6	10:30	13.5
10:45	3.8	10:45	12.1
11:00	4.1	11:00	10.8
11:15	4.4	11:15	9.7
11:30	4.6	11:30	8.7
11:45	4.8	11:45	7.8
12:00	5	12:00	6.9
12:15	5.2	12:15	6.2
12:30	5.4	12:30	5.5
12:45	5.5	12:45	4.9
13:00	5.6	13:00	4.4
13:15	5.7	13:15	3.9
13:30	5.8	13:30	3.5
13:45	5.9	13:45	3.1
14:00	6	14:00	2.8
14:15	6.1	14:15	2.5
14:30	6.2	14:30	2.2
14:45	6.3	14:45	2
15:00	6.5	15:00	1.8
15:15	6.7	15:15	1.6
15:30	7.2	15:30	1.4
15:45	8.3	15:45	1.2
16:00	10.5	16:00	1.1
16:15	14.5	16:15	1
16:30	20.5	16:30	0.9
16:45	30.1	16:45	0.8
17:00	46.9	17:00	0.7
17:15	74.7	17:15	0.6
17:30	97.5	17:30	0.5
17:45	101.1	17:45	0.5
18:00	101.9	18:00	0.4
18:15	103.5	18:15	0.4
18:30	113.7	18:30	0.3
18:45	146.2	18:45	0.3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

19:00	161.4	19:00	0.3
19:15	158.4	19:15	0.2
19:30	158.3	19:30	0.2
19:45	155	19:45	0.2
20:00	151.4	20:00	0.1
20:15	147.6	20:15	0.1
20:30	143.8	20:30	0.1
20:45	140.6	20:45	0.1
21:00	137.4	21:00	0.1
21:15	134.3	21:15	0.1
21:30	131.8	21:30	0
21:45	129	21:45	0
22:00	126.2	22:00	0
22:15	123.7	22:15	0
22:30	121.3	22:30	0
22:45	119	22:45	0
23:00	116.8	23:00	0
23:15	114.8	23:15	0
23:30	112.8	23:30	0
23:45	111	23:45	0
0:00	109.3	0:00	0

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 12.37. Hidrograma de proyecto Patron: P-6 Periodo de retorno: 200 años

Hidrograma P-6	
Periodo de Retorno (años)	200
Máximo Caudal (m3)	341.3
Tiempo	**Caudal (m3)**
0:00	0
0:15	0
0:30	0
0:45	0
1:00	0
1:15	0
1:30	0
1:45	0
2:00	0
2:15	0
2:30	0
2:45	0
3:00	0
3:15	0
3:30	0
3:45	0
4:00	0
4:15	0
4:30	0
4:45	0
5:00	0.1
5:15	0.2
5:30	1.1
5:45	4.5
6:00	14.1
6:15	31.5
6:30	55.1
6:45	84.6
7:00	121.8
7:15	169.9
7:30	217.4
7:45	240.4
8:00	265.5
8:15	305.4
8:30	338.5
8:45	341.3
9:00	332.3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

9:15	320.1
9:30	305.6
9:45	289.9
10:00	273.4
10:15	256.6
10:30	239.9
10:45	223.5
11:00	207.6
11:15	192.5
11:30	178.4
11:45	164.2
12:00	149.7
12:15	136.1
12:30	123
12:45	110.5
13:00	98.6
13:15	87.6
13:30	77.6
13:45	68.6
14:00	60.5
14:15	53.4
14:30	46.9
14:45	41.2
15:00	36.2
15:15	31.8
15:30	28
15:45	24.7
16:00	21.7
16:15	19.2
16:30	16.9
16:45	14.9
17:00	13.1
17:15	11.6
17:30	10.2
17:45	9
18:00	7.9
18:15	7
18:30	6.2
18:45	5.4
19:00	4.8
19:15	4.2
19:30	3.7
19:45	3.3

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

20:00	2.9
20:15	2.6
20:30	2.2
20:45	2
21:00	1.7
21:15	1.5
21:30	1.3
21:45	1.1
22:00	0.9
22:15	0.8
22:30	0.7
22:45	0.6
23:00	0.5
23:15	0.4
23:30	0.3
23:45	0.3
0:00	0.2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 12.38. Hidrograma de proyecto Patron: P-7 Periodo de retorno: 200 años

Hidrograma P-7	
Periodo de Retorno (años)	200
Máximo Caudal (m3)	328.5
Tiempo	**Caudal (m3)**
0:00	0
0:15	0
0:30	0
0:45	0
1:00	0
1:15	0
1:30	0
1:45	0
2:00	0
2:15	0
2:30	0
2:45	0
3:00	0
3:15	0
3:30	0
3:45	0
4:00	0
4:15	0
4:30	0
4:45	0
5:00	0
5:15	0.1
5:30	0.2
5:45	0.7
6:00	2
6:15	5.6
6:30	13.7
6:45	28.1
7:00	48
7:15	73.1
7:30	105.2
7:45	147.5
8:00	195.6
8:15	219.1
8:30	240
8:45	274.5
9:00	317.9

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

9:15	328.5
9:30	322.2
9:45	313.4
10:00	301.8
10:15	288.3
10:30	273.8
10:45	258.4
11:00	242.9
11:15	227.6
11:30	212.9
11:45	198.6
12:00	185
12:15	172.1
12:30	159.5
12:45	146.6
13:00	134.1
13:15	122
13:30	110.3
13:45	99.1
14:00	88.5
14:15	78.8
14:30	70
14:45	62.1
15:00	54.9
15:15	48.5
15:30	42.8
15:45	37.7
16:00	33.2
16:15	29.2
16:30	25.8
16:45	22.7
17:00	20
17:15	17.6
17:30	15.5
17:45	13.7
18:00	12.1
18:15	10.7
18:30	9.4
18:45	8.3
19:00	7.3
19:15	6.5
19:30	5.7
19:45	5.1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

20:00	4.5
20:15	3.9
20:30	3.5
20:45	3.1
21:00	2.7
21:15	2.4
21:30	2.1
21:45	1.8
22:00	1.6
22:15	1.3
22:30	1.2
22:45	1
23:00	0.8
23:15	0.7
23:30	0.6
23:45	0.5
0:00	0.4

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Tabla 12.39. Hidrograma de proyecto Patron: P-8 Periodo de retorno: 200 años

Hidrograma P-8	
Periodo de Retorno (años)	200
Máximo Caudal (m3)	314.4
Tiempo	**Caudal (m3)**
0:00	0
0:15	0
0:30	0
0:45	0
1:00	0
1:15	0
1:30	0
1:45	0
2:00	0
2:15	0
2:30	0
2:45	0
3:00	0
3:15	0
3:30	0
3:45	0
4:00	0
4:15	0
4:30	0
4:45	0
5:00	0
5:15	0
5:30	0.1
5:45	0.3
6:00	0.9
6:15	1.8
6:30	3.6
6:45	7
7:00	13.6
7:15	25.5
7:30	42.8
7:45	65
8:00	93.3
8:15	131
8:30	177
8:45	201.9

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

9:00	218.9
9:15	245.7
9:30	292
9:45	314.4
10:00	310.1
10:15	304.2
10:30	295.2
10:45	283.8
11:00	271.3
11:15	257.8
11:30	243.7
11:45	229.5
12:00	215.8
12:15	202.7
12:30	189.8
12:45	177.4
13:00	165.7
13:15	154.4
13:30	142.5
13:45	131.1
14:00	120.2
14:15	109.5
14:30	99.2
14:45	89.2
15:00	79.9
15:15	71.4
15:30	63.6
15:45	56.6
16:00	50.2
16:15	44.5
16:30	39.4
16:45	34.8
17:00	30.8
17:15	27.1
17:30	23.9
17:45	21.1
18:00	18.6
18:15	16.4
18:30	14.4
18:45	12.7
19:00	11.2
19:15	9.9
19:30	8.8

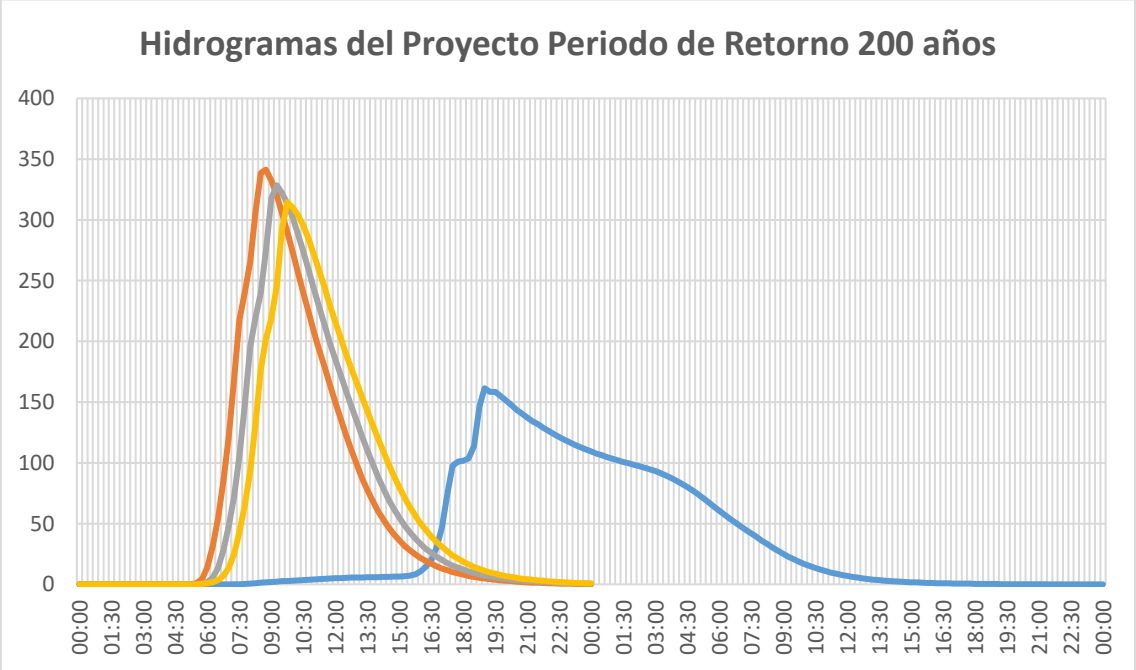
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

19:45	7.7
20:00	6.8
20:15	6.1
20:30	5.4
20:45	4.7
21:00	4.2
21:15	3.7
21:30	3.3
21:45	2.9
22:00	2.5
22:15	2.2
22:30	1.9
22:45	1.7
23:00	1.4
23:15	1.2
23:30	1.1
23:45	0.9
0:00	0.8

Gráfica 12.46. Resumen Hidrogramas del Proyecto Periodo de Retorno: 200 años



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 18 – Hidrogramas Patrón P-7

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Resultados de Simulación Hidráulica para un Hidrograma P-7 / T:500 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 500 años										
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
6:45	98.90	1282.89	1283.94	1283.70	1284.08	0.00792	1.62	60.89	84.58	0.61
7:00	141.30	1282.89	1284.15	1283.87	1284.32	0.00726	1.78	79.32	89.79	0.61
7:15	193.40	1282.89	1284.36	1284.04	1284.56	0.00698	1.97	98.06	92.54	0.61
7:30	264.80	1282.89	1284.61	1284.23	1284.85	0.00649	2.18	121.59	96.04	0.61
7:45	317.60	1282.89	1284.86	1284.36	1285.10	0.00516	2.19	146.17	99.52	0.56
8:00	351.40	1282.89	1284.96	1284.43	1285.22	0.00516	2.28	155.77	100.84	0.57
8:15	394.70	1282.89	1285.07	1284.53	1285.36	0.00515	2.38	167.77	101.77	0.57
8:30	445.10	1282.89	1285.21	1284.63	1285.52	0.00513	2.49	181.15	102.33	0.58
8:45	463.90	1282.89	1285.25	1284.67	1285.58	0.00513	2.54	185.89	102.52	0.58
9:00	460.50	1282.89	1285.24	1284.67	1285.57	0.00512	2.53	185.10	102.49	0.58
9:15	448.50	1282.89	1285.21	1284.64	1285.53	0.00512	2.50	182.03	102.36	0.58
9:30	432.80	1282.89	1285.17	1284.61	1285.48	0.00514	2.47	177.86	102.19	0.58
9:45	414.70	1282.89	1285.13	1284.57	1285.43	0.00514	2.43	173.12	101.99	0.57
10:00	393.10	1282.89	1285.07	1284.52	1285.36	0.00515	2.38	167.30	101.75	0.57
10:15	369.50	1282.89	1285.01	1284.47	1285.28	0.00515	2.32	160.86	101.48	0.57
10:30	345.50	1282.89	1284.94	1284.42	1285.20	0.00516	2.26	154.12	100.62	0.57
10:45	322.00	1282.89	1284.87	1284.37	1285.12	0.00515	2.20	147.50	99.70	0.56
11:00	299.30	1282.89	1284.81	1284.32	1285.04	0.00516	2.14	140.83	98.77	0.56
11:15	277.40	1282.89	1284.65	1284.26	1284.90	0.00642	2.22	125.50	96.60	0.61
11:30	256.60	1282.89	1284.58	1284.21	1284.82	0.00656	2.16	118.84	95.63	0.61
11:45	237.00	1282.89	1284.52	1284.16	1284.74	0.00664	2.10	112.77	94.74	0.61
12:00	217.70	1282.89	1284.45	1284.11	1284.66	0.00681	2.05	106.28	93.78	0.61
12:15	198.20	1282.89	1284.38	1284.05	1284.58	0.00695	1.99	99.68	92.79	0.61
12:30	180.00	1282.89	1284.31	1284.00	1284.50	0.00704	1.93	93.40	91.84	0.61
12:45	162.50	1282.89	1284.24	1283.94	1284.42	0.00712	1.86	87.19	90.94	0.61
13:00	145.60	1282.89	1284.17	1283.89	1284.34	0.00721	1.80	81.02	90.04	0.60
13:15	129.70	1282.89	1284.10	1283.83	1284.25	0.00744	1.74	74.54	89.09	0.61
13:30	115.10	1282.89	1284.03	1283.77	1284.18	0.00773	1.69	68.30	88.16	0.61
13:45	101.90	1282.89	1283.96	1283.71	1284.10	0.00789	1.64	62.28	85.32	0.61
14:00	90.00	1282.89	1283.89	1283.66	1284.02	0.00804	1.59	56.67	82.29	0.61
14:15	79.10	1282.89	1283.83	1283.61	1283.95	0.00821	1.54	51.34	79.30	0.61
14:30	69.40	1282.89	1283.77	1283.56	1283.88	0.00840	1.49	46.46	76.46	0.61
14:45	60.70	1282.89	1283.70	1283.52	1283.81	0.00863	1.45	41.90	73.71	0.61

Resultados de Simulación Hidráulica para un Hidrograma P-7 / T:1000 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 1000 años										
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
6:15	88.60	1282.89	1283.89	1283.65	1284.01	0.00805	1.58	56.01	81.92	0.61
6:30	136.40	1282.89	1284.13	1283.85	1284.29	0.00735	1.77	77.27	89.49	0.61
6:45	192.40	1282.89	1284.36	1284.04	1284.55	0.00699	1.97	97.70	92.49	0.61
7:00	259.30	1282.89	1284.59	1284.22	1284.83	0.00651	2.17	119.88	95.79	0.61
7:15	353.80	1282.89	1284.96	1284.44	1285.23	0.00516	2.28	156.46	100.94	0.57
7:30	417.90	1282.89	1285.14	1284.58	1285.44	0.00514	2.44	173.99	102.03	0.57
7:45	460.60	1282.89	1285.24	1284.67	1285.57	0.00512	2.53	185.14	102.49	0.58
8:00	512.40	1282.89	1285.37	1284.77	1285.72	0.00511	2.63	198.10	102.98	0.58
8:15	563.60	1282.89	1285.49	1284.87	1285.87	0.00509	2.73	210.57	103.40	0.59
8:30	581.40	1282.89	1285.53	1284.90	1285.92	0.00507	2.76	214.86	103.54	0.59
8:45	578.10	1282.89	1285.53	1284.89	1285.91	0.00508	2.75	214.09	103.51	0.59
9:00	565.20	1282.89	1285.50	1284.86	1285.87	0.00508	2.73	210.98	103.41	0.59
9:15	543.80	1282.89	1285.45	1284.83	1285.81	0.00509	2.69	205.88	103.24	0.59
9:30	517.60	1282.89	1285.38	1284.77	1285.74	0.00511	2.64	199.38	103.02	0.59
9:45	488.40	1282.89	1285.31	1284.72	1285.65	0.00512	2.59	192.11	102.78	0.58
10:00	457.70	1282.89	1285.24	1284.66	1285.56	0.00513	2.52	184.34	102.46	0.58
10:15	426.50	1282.89	1285.16	1284.59	1285.46	0.00513	2.45	176.30	102.12	0.58
10:30	396.00	1282.89	1285.08	1284.53	1285.37	0.00515	2.39	168.09	101.78	0.57
10:45	366.70	1282.89	1285.00	1284.47	1285.27	0.00516	2.32	160.06	101.43	0.57
11:00	338.50	1282.89	1284.92	1284.41	1285.18	0.00515	2.24	152.28	100.36	0.56
11:15	311.80	1282.89	1284.84	1284.35	1285.08	0.00515	2.17	144.54	99.29	0.56
11:30	286.50	1282.89	1284.68	1284.29	1284.93	0.00638	2.24	128.31	97.00	0.61
11:45	260.80	1282.89	1284.60	1284.22	1284.84	0.00651	2.17	120.35	95.85	0.61
12:00	236.20	1282.89	1284.51	1284.16	1284.74	0.00668	2.10	112.35	94.68	0.61
12:15	213.20	1282.89	1284.43	1284.10	1284.64	0.00684	2.04	104.79	93.55	0.61
12:30	191.20	1282.89	1284.35	1284.04	1284.55	0.00699	1.97	97.30	92.43	0.61
12:45	170.50	1282.89	1284.27	1283.97	1284.46	0.00708	1.89	90.08	91.36	0.61
13:00	151.10	1282.89	1284.19	1283.91	1284.36	0.00721	1.82	82.95	90.32	0.61
13:15	133.30	1282.89	1284.12	1283.84	1284.27	0.00738	1.75	76.03	89.31	0.61
13:30	117.10	1282.89	1284.04	1283.78	1284.19	0.00767	1.69	69.22	88.30	0.61
13:45	102.60	1282.89	1283.97	1283.72	1284.10	0.00785	1.64	62.70	85.55	0.61
14:00	89.60	1282.89	1283.89	1283.66	1284.02	0.00805	1.59	56.46	82.17	0.61
14:15	78.20	1282.89	1283.82	1283.61	1283.94	0.00821	1.54	50.94	79.07	0.61

Resultados de Simulación Hidráulica para un Hidrograma P-7 / T:2000 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 2000 años										
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
6:00	113.60	1282.89	1284.02	1283.76	1284.17	0.00776	1.68	67.67	88.07	0.61
6:15	174.20	1282.89	1284.29	1283.98	1284.47	0.00706	1.91	91.38	91.54	0.61
6:30	244.70	1282.89	1284.54	1284.18	1284.77	0.00660	2.13	115.26	95.11	0.61
6:45	328.30	1282.89	1284.89	1284.38	1285.14	0.00516	2.22	149.24	99.94	0.56
7:00	443.90	1282.89	1285.20	1284.63	1285.52	0.00513	2.49	180.82	102.31	0.58
7:15	526.70	1282.89	1285.41	1284.79	1285.76	0.00510	2.66	201.62	103.10	0.59
7:30	583.10	1282.89	1285.54	1284.90	1285.92	0.00508	2.76	215.25	103.55	0.59
7:45	643.30	1282.89	1285.67	1285.01	1286.08	0.00506	2.87	229.15	104.02	0.60
8:00	703.90	1282.89	1285.80	1285.12	1286.24	0.00504	2.97	242.65	104.53	0.60
8:15	732.40	1282.89	1285.86	1285.17	1286.31	0.00504	3.01	248.88	104.77	0.60
8:30	730.60	1282.89	1285.86	1285.16	1286.31	0.00503	3.01	248.50	104.75	0.60
8:45	709.00	1282.89	1285.81	1285.13	1286.25	0.00504	2.97	243.75	104.57	0.60
9:00	677.40	1282.89	1285.74	1285.08	1286.17	0.00505	2.92	236.76	104.30	0.60
9:15	643.00	1282.89	1285.67	1285.01	1286.08	0.00506	2.87	229.10	104.02	0.60
9:30	605.30	1282.89	1285.59	1284.94	1285.98	0.00506	2.80	220.52	103.73	0.59
9:45	565.20	1282.89	1285.50	1284.86	1285.87	0.00508	2.73	210.98	103.41	0.59
10:00	524.90	1282.89	1285.40	1284.79	1285.76	0.00510	2.66	201.16	103.08	0.59
10:15	485.60	1282.89	1285.31	1284.71	1285.64	0.00512	2.58	191.41	102.75	0.58
10:30	447.90	1282.89	1285.21	1284.64	1285.53	0.00513	2.50	181.85	102.36	0.58
10:45	412.00	1282.89	1285.12	1284.57	1285.42	0.00514	2.42	172.42	101.96	0.57
11:00	378.00	1282.89	1285.03	1284.49	1285.31	0.00515	2.34	163.19	101.58	0.57
11:15	344.60	1282.89	1284.94	1284.42	1285.20	0.00516	2.26	153.88	100.58	0.57
11:30	311.80	1282.89	1284.84	1284.35	1285.08	0.00515	2.17	144.54	99.29	0.56
11:45	281.10	1282.89	1284.66	1284.28	1284.91	0.00640	2.23	126.65	96.76	0.61
12:00	252.30	1282.89	1284.57	1284.20	1284.80	0.00659	2.15	117.47	95.43	0.61
12:15	225.20	1282.89	1284.47	1284.13	1284.69	0.00677	2.07	108.72	94.14	0.61
12:30	199.60	1282.89	1284.38	1284.06	1284.58	0.00694	1.99	100.18	92.86	0.61
12:45	175.80	1282.89	1284.29	1283.99	1284.48	0.00706	1.91	91.93	91.62	0.61
13:00	154.10	1282.89	1284.21	1283.91	1284.38	0.00717	1.83	84.11	90.49	0.61
13:15	134.80	1282.89	1284.12	1283.84	1284.28	0.00737	1.76	76.63	89.40	0.61
13:30	117.60	1282.89	1284.04	1283.78	1284.19	0.00766	1.69	69.43	88.33	0.61
13:45	102.50	1282.89	1283.96	1283.72	1284.10	0.00790	1.64	62.52	85.45	0.61
14:00	89.10	1282.89	1283.89	1283.66	1284.02	0.00805	1.58	56.24	82.05	0.61

Resultados de Simulación Hidráulica para un Hidrograma P-7 / T:100 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 50 años										
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
8:15	46.90	1282.89	1283.59	1283.44	1283.69	0.00939	1.38	33.99	68.51	0.63
8:30	77.40	1282.89	1283.82	1283.60	1283.94	0.00823	1.53	50.52	78.83	0.61
8:45	111.00	1282.89	1284.01	1283.75	1284.15	0.00785	1.67	66.46	87.88	0.61
9:00	116.70	1282.89	1284.04	1283.78	1284.18	0.00769	1.69	69.03	88.27	0.61
9:15	119.10	1282.89	1284.05	1283.78	1284.20	0.00763	1.70	70.09	88.43	0.61
9:30	123.20	1282.89	1284.07	1283.80	1284.22	0.00752	1.71	71.92	88.70	0.61
9:45	139.00	1282.89	1284.14	1283.86	1284.30	0.00732	1.78	78.29	89.64	0.61
10:00	170.00	1282.89	1284.27	1283.97	1284.45	0.00708	1.89	89.90	91.33	0.61
10:15	178.20	1282.89	1284.30	1284.00	1284.49	0.00705	1.92	92.78	91.74	0.61
10:30	173.10	1282.89	1284.28	1283.98	1284.47	0.00707	1.90	90.99	91.49	0.61
10:45	168.30	1282.89	1284.26	1283.96	1284.45	0.00709	1.88	89.29	91.24	0.61
11:00	161.90	1282.89	1284.24	1283.94	1284.42	0.00712	1.86	86.99	90.91	0.61
11:15	154.90	1282.89	1284.21	1283.92	1284.38	0.00717	1.84	84.39	90.53	0.61
11:30	147.50	1282.89	1284.18	1283.89	1284.35	0.00724	1.81	81.58	90.12	0.61
11:45	140.30	1282.89	1284.15	1283.86	1284.31	0.00730	1.78	78.83	89.72	0.61
12:00	133.50	1282.89	1284.12	1283.84	1284.28	0.00735	1.75	76.23	89.34	0.61
12:15	126.50	1282.89	1284.09	1283.82	1284.24	0.00748	1.73	73.27	88.90	0.61
12:30	118.80	1282.89	1284.05	1283.78	1284.20	0.00763	1.70	69.96	88.41	0.61
12:45	112.10	1282.89	1284.02	1283.76	1284.16	0.00781	1.67	66.97	87.96	0.61
13:00	105.10	1282.89	1283.98	1283.73	1284.12	0.00786	1.65	63.75	86.10	0.61
13:15	98.20	1282.89	1283.94	1283.70	1284.07	0.00794	1.62	60.55	84.40	0.61
13:30	91.90	1282.89	1283.91	1283.67	1284.04	0.00800	1.60	57.60	82.80	0.61
13:45	85.70	1282.89	1283.87	1283.64	1283.99	0.00809	1.57	54.61	81.15	0.61
14:00	79.00	1282.89	1283.83	1283.61	1283.95	0.00821	1.54	51.30	79.28	0.61
14:15	72.70	1282.89	1283.79	1283.58	1283.90	0.00832	1.51	48.17	77.46	0.61
14:30	66.80	1282.89	1283.75	1283.55	1283.86	0.00845	1.48	45.14	75.67	0.61
14:45	60.80	1282.89	1283.71	1283.52	1283.81	0.00864	1.45	41.94	73.73	0.61
15:00	55.00	1282.89	1283.66	1283.48	1283.76	0.00891	1.42	38.69	71.66	0.62
15:15	49.40	1282.89	1283.61	1283.45	1283.71	0.00923	1.39	35.45	69.50	0.62
15:30	44.20	1282.89	1283.57	1283.42	1283.66	0.00958	1.36	32.40	67.40	0.63
15:45	39.50	1282.89	1283.53	1283.39	1283.62	0.00991	1.33	29.62	65.43	0.63
16:00	35.30	1282.89	1283.49	1283.36	1283.58	0.01012	1.30	27.22	63.68	0.63
16:15	31.40	1282.89	1283.45	1283.33	1283.54	0.01036	1.26	24.92	61.96	0.63

Resultados de Simulación Hidráulica para un Hidrograma P-7 / T:100 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 100 años										
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
7:45	63.50	1282.89	1283.72	1283.53	1283.83	0.00855	1.46	43.38	74.61	0.61
8:00	94.90	1282.89	1283.92	1283.69	1284.05	0.00797	1.61	59.00	83.56	0.61
8:15	133.60	1282.89	1284.12	1283.84	1284.28	0.00739	1.75	76.14	89.32	0.61
8:30	155.00	1282.89	1284.21	1283.92	1284.38	0.00717	1.84	84.42	90.54	0.61
8:45	163.90	1282.89	1284.25	1283.95	1284.42	0.00711	1.87	87.72	91.01	0.61
9:00	176.30	1282.89	1284.29	1283.99	1284.48	0.00706	1.91	92.11	91.65	0.61
9:15	206.30	1282.89	1284.41	1284.08	1284.61	0.00689	2.01	102.44	93.20	0.61
9:30	240.30	1282.89	1284.53	1284.17	1284.75	0.00666	2.12	113.66	94.87	0.61
9:45	245.70	1282.89	1284.55	1284.18	1284.78	0.00659	2.13	115.57	95.15	0.61
10:00	241.30	1282.89	1284.53	1284.17	1284.76	0.00665	2.12	113.99	94.92	0.61
10:15	233.30	1282.89	1284.50	1284.15	1284.73	0.00670	2.10	111.41	94.54	0.61
10:30	223.60	1282.89	1284.47	1284.12	1284.69	0.00677	2.07	108.22	94.07	0.61
10:45	213.00	1282.89	1284.43	1284.10	1284.64	0.00684	2.03	104.72	93.54	0.61
11:00	201.90	1282.89	1284.39	1284.07	1284.59	0.00692	2.00	100.95	92.98	0.61
11:15	190.80	1282.89	1284.35	1284.03	1284.55	0.00700	1.96	97.13	92.40	0.61
11:30	180.10	1282.89	1284.31	1284.00	1284.50	0.00704	1.93	93.43	91.84	0.61
11:45	169.60	1282.89	1284.27	1283.97	1284.45	0.00707	1.89	89.81	91.32	0.61
12:00	159.30	1282.89	1284.23	1283.93	1284.40	0.00714	1.85	86.04	90.77	0.61
12:15	148.90	1282.89	1284.19	1283.90	1284.35	0.00722	1.81	82.12	90.20	0.61
12:30	138.80	1282.89	1284.14	1283.86	1284.30	0.00732	1.77	78.21	89.63	0.61
12:45	129.10	1282.89	1284.10	1283.82	1284.25	0.00744	1.74	74.32	89.05	0.61
13:00	120.10	1282.89	1284.06	1283.79	1284.20	0.00761	1.70	70.52	88.49	0.61
13:15	110.40	1282.89	1284.01	1283.75	1284.15	0.00786	1.67	66.19	87.84	0.61
13:30	101.20	1282.89	1283.96	1283.71	1284.09	0.00790	1.63	61.95	85.15	0.61
13:45	92.60	1282.89	1283.91	1283.67	1284.04	0.00800	1.60	57.91	82.97	0.61
14:00	84.30	1282.89	1283.86	1283.64	1283.99	0.00811	1.56	53.94	80.77	0.61
14:15	76.30	1282.89	1283.81	1283.60	1283.93	0.00825	1.53	49.97	78.51	0.61
14:30	68.70	1282.89	1283.76	1283.56	1283.87	0.00841	1.49	46.12	76.26	0.61
14:45	61.60	1282.89	1283.71	1283.52	1283.82	0.00861	1.45	42.37	74.00	0.61
15:00	55.10	1282.89	1283.66	1283.48	1283.76	0.00888	1.42	38.77	71.71	0.62
15:15	49.10	1282.89	1283.61	1283.45	1283.71	0.00926	1.39	35.27	69.37	0.62
15:30	43.70	1282.89	1283.57	1283.42	1283.66	0.00959	1.36	32.13	67.21	0.63
15:45	38.90	1282.89	1283.52	1283.39	1283.61	0.00994	1.33	29.28	65.19	0.63

Resultados de Simulación Hidráulica para un Hidrograma P-7 / T:200 años

Resultados de Simulación Hidráulica del Hidrograma P-7 T: 200 años										
Hora	Caudal (m3/s)	Elevación Mínima (m)	Elevación Tirante Normal (m)	Elevación Tirante Crítico (m)	Elevación Línea Energía (m)	Pendiente Línea de Energía (m)	Velocidad (m/m)	Área de Flujo (m2)	Espejo de Agua (m)	Número de Froude
7:15	73.10	1282.89	1283.79	1283.58	1283.91	0.00832	1.51	48.35	77.57	0.61
7:30	105.20	1282.89	1283.98	1283.73	1284.12	0.00782	1.65	63.91	86.19	0.61
7:45	147.50	1282.89	1284.18	1283.89	1284.35	0.00724	1.81	81.58	90.12	0.61
8:00	195.60	1282.89	1284.37	1284.05	1284.57	0.00697	1.98	98.80	92.65	0.61
8:15	219.10	1282.89	1284.45	1284.11	1284.67	0.00680	2.05	106.74	93.85	0.61
8:30	240.00	1282.89	1284.53	1284.17	1284.75	0.00662	2.11	113.75	94.89	0.61
8:45	274.50	1282.89	1284.64	1284.25	1284.89	0.00644	2.21	124.61	96.47	0.61
9:00	317.90	1282.89	1284.86	1284.36	1285.11	0.00515	2.19	146.30	99.53	0.56
9:15	328.50	1282.89	1284.89	1284.38	1285.14	0.00516	2.22	149.33	99.95	0.56
9:30	322.20	1282.89	1284.87	1284.37	1285.12	0.00516	2.20	147.47	99.70	0.56
9:45	313.40	1282.89	1284.85	1284.35	1285.09	0.00516	2.18	144.95	99.35	0.56
10:00	301.80	1282.89	1284.81	1284.32	1285.05	0.00516	2.15	141.59	98.88	0.56
10:15	288.30	1282.89	1284.68	1284.29	1284.94	0.00637	2.25	128.87	97.08	0.61
10:30	273.80	1282.89	1284.64	1284.25	1284.89	0.00644	2.21	124.42	96.45	0.61
10:45	258.40	1282.89	1284.59	1284.21	1284.83	0.00652	2.16	119.60	95.75	0.61
11:00	242.90	1282.89	1284.53	1284.17	1284.76	0.00664	2.12	114.48	94.99	0.61
11:15	227.60	1282.89	1284.48	1284.13	1284.70	0.00675	2.08	109.51	94.26	0.61
11:30	212.90	1282.89	1284.43	1284.10	1284.64	0.00685	2.03	104.65	93.53	0.61
11:45	198.60	1282.89	1284.38	1284.06	1284.58	0.00694	1.99	99.83	92.81	0.61
12:00	185.00	1282.89	1284.33	1284.02	1284.52	0.00702	1.94	95.16	92.10	0.61
12:15	172.10	1282.89	1284.28	1283.98	1284.46	0.00706	1.90	90.68	91.44	0.61
12:30	159.50	1282.89	1284.23	1283.93	1284.40	0.00715	1.85	86.08	90.78	0.61
12:45	146.60	1282.89	1284.18	1283.89	1284.34	0.00724	1.80	81.25	90.07	0.61
13:00	134.10	1282.89	1284.12	1283.84	1284.28	0.00738	1.76	76.35	89.35	0.61
13:15	122.00	1282.89	1284.07	1283.80	1284.21	0.00751	1.71	71.51	88.64	0.61
13:30	110.30	1282.89	1284.01	1283.75	1284.15	0.00787	1.67	66.13	87.83	0.61
13:45	99.10	1282.89	1283.95	1283.70	1284.08	0.00793	1.63	60.96	84.62	0.61
14:00	88.50	1282.89	1283.88	1283.65	1284.01	0.00807	1.58	55.92	81.88	0.61
14:15	78.80	1282.89	1283.83	1283.61	1283.95	0.00821	1.54	51.20	79.22	0.61
14:30	70.00	1282.89	1283.77	1283.57	1283.88	0.00839	1.50	46.77	76.64	0.61
14:45	62.10	1282.89	1283.71	1283.52	1283.82	0.00860	1.46	42.63	74.15	0.61
15:00	54.90	1282.89	1283.66	1283.48	1283.76	0.00890	1.42	38.65	71.63	0.62
15:15	48.50	1282.89	1283.61	1283.45	1283.71	0.00927	1.39	34.95	69.16	0.62

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 19 – Velocidades Erosivas

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Velocidad Erosiva - Decil 70

Velocidad Crítica para el Decil 70					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.507	Lecho Vivo	0.965	Lecho Vivo	1.645	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	1.624	Lecho Vivo	1.040	Lecho Vivo	1.773	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	1.615	Lecho Vivo	1.035	Lecho Vivo	1.763	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	1.608	Lecho Vivo	1.030	Lecho Vivo	1.755	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	1.466	Lecho Vivo	0.939	Lecho Vivo	1.600	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	1.588	Lecho Vivo	1.017	Lecho Vivo	1.734	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	1.579	Lecho Vivo	1.012	Lecho Vivo	1.724	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	1.572	Lecho Vivo	1.007	Lecho Vivo	1.716	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	1.432	Lecho Vivo	0.918	Lecho Vivo	1.564	Lecho Vivo
P-6	500	470.40	1.829	2.55	1.546	Lecho Vivo	0.991	Lecho Vivo	1.688	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	1.544	Lecho Vivo	0.989	Lecho Vivo	1.686	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	1.536	Lecho Vivo	0.984	Lecho Vivo	1.677	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	1.388	Lecho Vivo	0.889	Lecho Vivo	1.515	Lecho Vivo
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.500	Lecho Vivo	0.961	Lecho Vivo	1.637	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.495	Lecho Vivo	0.958	Lecho Vivo	1.632	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.490	Lecho Vivo	0.954	Lecho Vivo	1.626	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	1.345	Lecho Vivo	0.862	Lecho Vivo	1.468	Lecho Vivo
P-6	100	256.60	1.243	2.16	1.450	Lecho Vivo	0.929	Lecho Vivo	1.583	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	1.444	Lecho Vivo	0.926	Lecho Vivo	1.577	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	1.437	Lecho Vivo	0.921	Lecho Vivo	1.569	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	1.312	Lecho Vivo	0.840	Lecho Vivo	1.432	Lecho Vivo
P-6	50	187.90	1.042	1.95	1.408	Lecho Vivo	0.902	Lecho Vivo	1.537	Lecho Vivo
P-7	50	178.20	1.011	1.92	1.401	Lecho Vivo	0.898	Lecho Vivo	1.529	Lecho Vivo
P-8	50	169.20	0.982	1.89	1.394	Lecho Vivo	0.893	Lecho Vivo	1.522	Lecho Vivo
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)		2.727		Decil 70 (m)			0.015

Velocidad Erosiva - Decil 80

Velocidad Crítica para el Decil 80					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.737	Lecho Vivo	1.195	Lecho Vivo	1.897	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	1.872	Lecho Vivo	1.288	Lecho Vivo	2.044	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	1.863	Lecho Vivo	1.282	Lecho Vivo	2.033	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	1.854	Lecho Vivo	1.276	Lecho Vivo	2.024	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	1.690	Lecho Vivo	1.163	Lecho Vivo	1.845	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	1.831	Lecho Vivo	1.260	Lecho Vivo	1.999	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	1.821	Lecho Vivo	1.253	Lecho Vivo	1.988	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	1.813	Lecho Vivo	1.247	Lecho Vivo	1.979	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	1.652	Lecho Vivo	1.136	Lecho Vivo	1.803	Lecho Vivo
P-6	500	470.40	1.829	2.55	1.783	Lecho Vivo	1.227	Lecho Vivo	1.947	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	1.781	Lecho Vivo	1.225	Lecho Vivo	1.944	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	1.772	Lecho Vivo	1.219	Lecho Vivo	1.934	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	1.600	Lecho Vivo	1.101	Lecho Vivo	1.747	Lecho Vivo
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.729	Lecho Vivo	1.190	Lecho Vivo	1.888	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.724	Lecho Vivo	1.186	Lecho Vivo	1.882	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.718	Lecho Vivo	1.182	Lecho Vivo	1.875	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	1.551	Lecho Vivo	1.067	Lecho Vivo	1.693	Lecho Vivo
P-6	100	256.60	1.243	2.16	1.672	Lecho Vivo	1.150	Lecho Vivo	1.825	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	1.666	Lecho Vivo	1.146	Lecho Vivo	1.818	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	1.658	Lecho Vivo	1.141	Lecho Vivo	1.810	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	1.512	Lecho Vivo	1.041	Lecho Vivo	1.651	Agua Clara
P-6	50	187.90	1.042	1.95	1.624	Lecho Vivo	1.117	Lecho Vivo	1.772	Lecho Vivo
P-7	50	178.20	1.011	1.92	1.616	Lecho Vivo	1.112	Lecho Vivo	1.764	Lecho Vivo
P-8	50	169.20	0.982	1.89	1.608	Lecho Vivo	1.106	Lecho Vivo	1.755	Lecho Vivo
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)			2.727	Decil 80 (m)			0.023

Velocidad Erosiva - Decil 90

Velocidad Crítica para el Decil 90					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.998	Lecho Vivo	1.475	Lecho Vivo	2.182	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	2.153	Lecho Vivo	1.589	Lecho Vivo	2.351	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	2.142	Lecho Vivo	1.581	Lecho Vivo	2.339	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	2.133	Lecho Vivo	1.574	Lecho Vivo	2.328	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	1.944	Lecho Vivo	1.435	Lecho Vivo	2.122	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	2.106	Lecho Vivo	1.554	Lecho Vivo	2.299	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	2.095	Lecho Vivo	1.546	Lecho Vivo	2.287	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	2.085	Lecho Vivo	1.539	Lecho Vivo	2.276	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	1.900	Lecho Vivo	1.402	Lecho Vivo	2.074	Agua Clara
P-6	500	470.40	1.829	2.55	2.051	Lecho Vivo	1.514	Lecho Vivo	2.239	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	2.048	Lecho Vivo	1.511	Lecho Vivo	2.236	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	2.038	Lecho Vivo	1.504	Lecho Vivo	2.225	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	1.840	Lecho Vivo	1.358	Lecho Vivo	2.009	Agua Clara
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.989	Lecho Vivo	1.468	Lecho Vivo	2.172	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.983	Lecho Vivo	1.463	Lecho Vivo	2.165	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.976	Lecho Vivo	1.458	Lecho Vivo	2.157	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	1.784	Agua Clara	1.316	Lecho Vivo	1.948	Agua Clara
P-6	100	256.60	1.243	2.16	1.923	Lecho Vivo	1.419	Lecho Vivo	2.099	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	1.916	Lecho Vivo	1.414	Lecho Vivo	2.091	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	1.907	Lecho Vivo	1.407	Lecho Vivo	2.081	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	1.740	Agua Clara	1.284	Lecho Vivo	1.899	Agua Clara
P-6	50	187.90	1.042	1.95	1.867	Lecho Vivo	1.378	Lecho Vivo	2.039	Agua Clara
P-7	50	178.20	1.011	1.92	1.858	Lecho Vivo	1.371	Lecho Vivo	2.029	Agua Clara
P-8	50	169.20	0.982	1.89	1.849	Lecho Vivo	1.365	Lecho Vivo	2.019	Agua Clara
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)		2.727		Decil 90 (m)			0.035

Velocidad Erosiva - Diámetro Medio

Velocidad Crítica para el Diametro Medio del Suelo					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.249	Lecho Vivo	0.729	Lecho Vivo	1.364	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	1.346	Lecho Vivo	0.785	Lecho Vivo	1.470	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	1.339	Lecho Vivo	0.781	Lecho Vivo	1.462	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	1.333	Lecho Vivo	0.778	Lecho Vivo	1.455	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	1.215	Lecho Vivo	0.709	Lecho Vivo	1.327	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	1.317	Lecho Vivo	0.768	Lecho Vivo	1.437	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	1.309	Lecho Vivo	0.764	Lecho Vivo	1.430	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	1.303	Lecho Vivo	0.760	Lecho Vivo	1.423	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	1.188	Lecho Vivo	0.693	Lecho Vivo	1.296	Lecho Vivo
P-6	500	470.40	1.829	2.55	1.282	Lecho Vivo	0.748	Lecho Vivo	1.400	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	1.280	Lecho Vivo	0.747	Lecho Vivo	1.398	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	1.274	Lecho Vivo	0.743	Lecho Vivo	1.391	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	1.151	Lecho Vivo	0.671	Lecho Vivo	1.256	Lecho Vivo
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.244	Lecho Vivo	0.726	Lecho Vivo	1.358	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.240	Lecho Vivo	0.723	Lecho Vivo	1.353	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.235	Lecho Vivo	0.721	Lecho Vivo	1.348	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	1.115	Lecho Vivo	0.651	Lecho Vivo	1.217	Lecho Vivo
P-6	100	256.60	1.243	2.16	1.202	Lecho Vivo	0.701	Lecho Vivo	1.312	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	1.198	Lecho Vivo	0.699	Lecho Vivo	1.307	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	1.192	Lecho Vivo	0.695	Lecho Vivo	1.301	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	1.087	Lecho Vivo	0.634	Lecho Vivo	1.187	Lecho Vivo
P-6	50	187.90	1.042	1.95	1.167	Lecho Vivo	0.681	Lecho Vivo	1.274	Lecho Vivo
P-7	50	178.20	1.011	1.92	1.162	Lecho Vivo	0.678	Lecho Vivo	1.268	Lecho Vivo
P-8	50	169.20	0.982	1.89	1.156	Lecho Vivo	0.674	Lecho Vivo	1.262	Lecho Vivo
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)		2.727		Diametro Medio del Suelo (m)		0.00855	

Velocidad Erosiva - Décil 50

Velocidad Crítica para el Decil 50					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.023	Lecho Vivo	0.540	Lecho Vivo	1.117	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	1.103	Lecho Vivo	0.582	Lecho Vivo	1.204	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	1.097	Lecho Vivo	0.579	Lecho Vivo	1.198	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	1.092	Lecho Vivo	0.577	Lecho Vivo	1.192	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	0.996	Lecho Vivo	0.526	Lecho Vivo	1.087	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	1.079	Lecho Vivo	0.570	Lecho Vivo	1.177	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	1.073	Lecho Vivo	0.566	Lecho Vivo	1.171	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	1.068	Lecho Vivo	0.564	Lecho Vivo	1.166	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	0.973	Lecho Vivo	0.514	Lecho Vivo	1.062	Lecho Vivo
P-6	500	470.40	1.829	2.55	1.050	Lecho Vivo	0.555	Lecho Vivo	1.147	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	1.049	Lecho Vivo	0.554	Lecho Vivo	1.145	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	1.044	Lecho Vivo	0.551	Lecho Vivo	1.139	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	0.942	Lecho Vivo	0.498	Lecho Vivo	1.029	Lecho Vivo
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.019	Lecho Vivo	0.538	Lecho Vivo	1.112	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.015	Lecho Vivo	0.536	Lecho Vivo	1.109	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.012	Lecho Vivo	0.534	Lecho Vivo	1.105	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	0.914	Lecho Vivo	0.482	Lecho Vivo	0.997	Lecho Vivo
P-6	100	256.60	1.243	2.16	0.985	Lecho Vivo	0.520	Lecho Vivo	1.075	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	0.981	Lecho Vivo	0.518	Lecho Vivo	1.071	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	0.976	Lecho Vivo	0.516	Lecho Vivo	1.066	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	0.891	Lecho Vivo	0.470	Lecho Vivo	0.972	Lecho Vivo
P-6	50	187.90	1.042	1.95	0.956	Lecho Vivo	0.505	Lecho Vivo	1.044	Lecho Vivo
P-7	50	178.20	1.011	1.92	0.952	Lecho Vivo	0.502	Lecho Vivo	1.039	Lecho Vivo
P-8	50	169.20	0.982	1.89	0.947	Lecho Vivo	0.500	Lecho Vivo	1.034	Lecho Vivo
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)			2.727	Decil 50 (m)			0.0047

Velocidad Erosiva - Decil 60

Velocidad Crítica para el Decil 60					Melville		Rodríguez		HEC-18	
Patrón de Precipitación	Periodo de Retorno	Caudal (m3/s)	Tirante Medio (m)	Velocidad del Flujo (m/s)	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación	Velocidad Erosiva (m/s)	Tipo de Socavación
Dick Peshcke	2000	360.50	1.565	2.30	1.247	Lecho Vivo	0.727	Lecho Vivo	1.361	Lecho Vivo
P-6	2000	772.00	2.450	3.07	1.344	Lecho Vivo	0.783	Lecho Vivo	1.467	Lecho Vivo
P-7	2000	732.40	2.375	3.01	1.337	Lecho Vivo	0.779	Lecho Vivo	1.459	Lecho Vivo
P-8	2000	698.40	2.311	2.96	1.330	Lecho Vivo	0.776	Lecho Vivo	1.453	Lecho Vivo
Dick Peshcke	1000	288.00	1.327	2.24	1.213	Lecho Vivo	0.707	Lecho Vivo	1.324	Lecho Vivo
P-6	1000	614.30	2.144	2.82	1.314	Lecho Vivo	0.766	Lecho Vivo	1.435	Lecho Vivo
P-7	1000	581.40	2.075	2.76	1.307	Lecho Vivo	0.762	Lecho Vivo	1.427	Lecho Vivo
P-8	1000	554.50	2.017	2.71	1.301	Lecho Vivo	0.758	Lecho Vivo	1.420	Lecho Vivo
Dick Peshcke	500	225.10	1.155	2.07	1.185	Lecho Vivo	0.691	Lecho Vivo	1.294	Lecho Vivo
P-6	500	470.40	1.829	2.55	1.280	Lecho Vivo	0.746	Lecho Vivo	1.397	Lecho Vivo
P-7	500	463.90	1.813	2.54	1.278	Lecho Vivo	0.745	Lecho Vivo	1.395	Lecho Vivo
P-8	500	440.80	1.759	2.49	1.271	Lecho Vivo	0.741	Lecho Vivo	1.388	Lecho Vivo
Dick Peshcke	200	161.40	0.955	1.86	1.148	Lecho Vivo	0.669	Lecho Vivo	1.254	Lecho Vivo
P-6	200	341.30	1.522	2.25	1.241	Lecho Vivo	0.723	Lecho Vivo	1.355	Lecho Vivo
P-7	200	328.50	1.494	2.22	1.237	Lecho Vivo	0.721	Lecho Vivo	1.351	Lecho Vivo
P-8	200	314.40	1.461	2.18	1.233	Lecho Vivo	0.719	Lecho Vivo	1.346	Lecho Vivo
Dick Peshcke	100	118.90	0.792	1.70	1.113	Lecho Vivo	0.649	Lecho Vivo	1.215	Lecho Vivo
P-6	100	256.60	1.243	2.16	1.200	Lecho Vivo	0.699	Lecho Vivo	1.310	Lecho Vivo
P-7	100	245.70	1.215	2.13	1.195	Lecho Vivo	0.697	Lecho Vivo	1.305	Lecho Vivo
P-8	100	234.00	1.180	2.10	1.190	Lecho Vivo	0.693	Lecho Vivo	1.299	Lecho Vivo
Dick Peshcke	50	87.80	0.681	1.58	1.085	Lecho Vivo	0.633	Lecho Vivo	1.185	Lecho Vivo
P-6	50	187.90	1.042	1.95	1.165	Lecho Vivo	0.679	Lecho Vivo	1.272	Lecho Vivo
P-7	50	178.20	1.011	1.92	1.159	Lecho Vivo	0.676	Lecho Vivo	1.266	Lecho Vivo
P-8	50	169.20	0.982	1.89	1.154	Lecho Vivo	0.672	Lecho Vivo	1.259	Lecho Vivo
n		0.044	Peso Específico (tn/m3)			2.727	Decil 60 (m)			0.0085

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 20 – Socavación General

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

16. Anexo 20

Socavación General en el Puente Siguas

Tabla 12.40. Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón: P-6

Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón: P-6						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
33.84	1285.00	1285.27	0.27	0.33	0.06	1284.94
40.32	1284.36	1285.27	0.91	1.49	0.57	1283.78
40.85	1284.31	1285.27	0.96	1.59	0.63	1283.68
43.68	1284.00	1285.27	1.27	2.24	0.97	1283.03
44.89	1283.98	1285.27	1.29	2.27	0.99	1283.00
54.53	1283.69	1285.27	1.58	2.93	1.35	1282.34
66.06	1283.35	1285.27	1.92	3.72	1.80	1281.55
69.51	1283.27	1285.27	2.00	3.92	1.92	1281.35
73.48	1283.18	1285.27	2.09	4.14	2.05	1281.13
80.00	1283.03	1285.27	2.24	4.52	2.28	1280.75
81.12	1283.00	1285.27	2.27	4.58	2.31	1280.69
84.18	1282.93	1285.27	2.34	4.77	2.42	1280.50
88.51	1282.96	1285.27	2.31	4.69	2.38	1280.58
95.87	1282.92	1285.27	2.35	4.79	2.44	1280.48
100.79	1282.90	1285.27	2.37	4.83	2.46	1280.44
102.52	1282.89	1285.27	2.38	4.86	2.48	1280.41
103.06	1282.89	1285.27	2.38	4.85	2.48	1280.42
103.34	1282.90	1285.27	2.37	4.85	2.47	1280.42
106.09	1282.92	1285.27	2.35	4.79	2.44	1280.48
117.98	1283.00	1285.27	2.27	4.58	2.31	1280.69
122.67	1283.31	1285.27	1.96	3.84	1.87	1281.43
131.45	1284.00	1285.27	1.27	2.24	0.97	1283.03
133.28	1284.47	1285.27	0.80	1.26	0.46	1284.01
133.87	1284.62	1285.27	0.65	0.98	0.33	1284.29
135.29	1285.00	1285.27	0.27	0.33	0.06	1284.94

Tabla 12.41. Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón: P-7

Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón: P-7						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
33.84	1285.00	1285.25	0.25	0.30	0.05	1284.95
40.32	1284.36	1285.25	0.89	1.44	0.55	1283.81
40.85	1284.31	1285.25	0.94	1.55	0.61	1283.70
43.68	1284.00	1285.25	1.25	2.19	0.94	1283.06
44.89	1283.98	1285.25	1.27	2.23	0.96	1283.02
54.53	1283.69	1285.25	1.56	2.89	1.33	1282.36
66.06	1283.35	1285.25	1.90	3.67	1.78	1281.58
69.51	1283.27	1285.25	1.98	3.87	1.89	1281.38
73.48	1283.18	1285.25	2.07	4.09	2.02	1281.16
80.00	1283.03	1285.25	2.22	4.47	2.25	1280.78
81.12	1283.00	1285.25	2.25	4.54	2.29	1280.71
84.18	1282.93	1285.25	2.32	4.72	2.39	1280.53
88.51	1282.96	1285.25	2.29	4.64	2.35	1280.61
95.87	1282.92	1285.25	2.33	4.74	2.41	1280.51
100.79	1282.90	1285.25	2.35	4.78	2.43	1280.47
102.52	1282.89	1285.25	2.36	4.81	2.45	1280.44
103.06	1282.89	1285.25	2.36	4.80	2.44	1280.45
103.34	1282.90	1285.25	2.35	4.80	2.44	1280.45
106.09	1282.92	1285.25	2.33	4.74	2.41	1280.51
117.98	1283.00	1285.25	2.25	4.54	2.29	1280.71
122.67	1283.31	1285.25	1.94	3.79	1.84	1281.46
131.45	1284.00	1285.25	1.25	2.19	0.94	1283.06
133.28	1284.47	1285.25	0.78	1.23	0.45	1284.02
133.87	1284.62	1285.25	0.63	0.94	0.31	1284.31
135.29	1285.00	1285.25	0.25	0.30	0.05	1284.95

Tabla 12.42. Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón: P-8

Socavación General Puente Siguas T: 500 años / Patrón: P-8						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
33.84	1285.00	1285.19	0.19	0.21	0.02	1284.98
40.32	1284.36	1285.19	0.83	1.33	0.49	1283.86
40.85	1284.31	1285.19	0.88	1.43	0.55	1283.76
43.68	1284.00	1285.19	1.19	2.06	0.87	1283.13
44.89	1283.98	1285.19	1.21	2.10	0.89	1283.09
54.53	1283.69	1285.19	1.50	2.75	1.25	1282.44
66.06	1283.35	1285.19	1.84	3.53	1.69	1281.66
69.51	1283.27	1285.19	1.92	3.73	1.81	1281.46
73.48	1283.18	1285.19	2.01	3.95	1.94	1281.24
80.00	1283.03	1285.19	2.16	4.32	2.16	1280.87
81.12	1283.00	1285.19	2.19	4.39	2.20	1280.80
84.18	1282.93	1285.19	2.26	4.57	2.30	1280.62
88.51	1282.96	1285.19	2.23	4.49	2.26	1280.70
95.87	1282.92	1285.19	2.27	4.59	2.32	1280.60
100.79	1282.90	1285.19	2.29	4.63	2.34	1280.56
102.52	1282.89	1285.19	2.30	4.66	2.36	1280.53
103.06	1282.89	1285.19	2.30	4.65	2.35	1280.54
103.34	1282.90	1285.19	2.29	4.64	2.35	1280.55
106.09	1282.92	1285.19	2.27	4.59	2.32	1280.60
117.98	1283.00	1285.19	2.19	4.39	2.20	1280.80
122.67	1283.31	1285.19	1.88	3.64	1.76	1281.55
131.45	1284.00	1285.19	1.19	2.06	0.87	1283.13
133.28	1284.47	1285.19	0.72	1.11	0.39	1284.08
133.87	1284.62	1285.19	0.57	0.83	0.26	1284.36
135.29	1285.00	1285.19	0.19	0.21	0.02	1284.98

Tabla 12.43. Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: Dick Peshke

Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: Dick Peshke						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
43.68	1284.00	1284.24	0.24	0.29	0.05	1283.95
44.89	1283.98	1284.24	0.26	0.32	0.06	1283.92
54.53	1283.69	1284.24	0.55	0.82	0.27	1283.42
66.06	1283.35	1284.24	0.89	1.48	0.59	1282.76
69.51	1283.27	1284.24	0.97	1.65	0.68	1282.59
73.48	1283.18	1284.24	1.06	1.84	0.78	1282.40
80.00	1283.03	1284.24	1.21	2.17	0.96	1282.07
81.12	1283.00	1284.24	1.24	2.23	0.99	1282.01
84.18	1282.93	1284.24	1.31	2.40	1.08	1281.84
88.51	1282.96	1284.24	1.28	2.33	1.04	1281.91
95.87	1282.92	1284.24	1.32	2.42	1.09	1281.82
100.79	1282.90	1284.24	1.34	2.45	1.12	1281.79
102.52	1282.89	1284.24	1.35	2.48	1.13	1281.76
103.06	1282.89	1284.24	1.35	2.47	1.12	1281.77
103.34	1282.90	1284.24	1.34	2.47	1.12	1281.77
106.09	1282.92	1284.24	1.32	2.41	1.09	1281.83
117.98	1283.00	1284.24	1.24	2.23	0.99	1282.01
122.67	1283.31	1284.24	0.93	1.57	0.64	1282.67
131.45	1284.00	1284.24	0.24	0.29	0.05	1283.95

Tabla 12.44. Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: P-6

Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: P-6						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
40.32	1284.36	1284.93	0.57	0.83	0.26	1284.10
40.85	1284.31	1284.93	0.63	0.93	0.31	1284.00
43.68	1284.00	1284.93	0.93	1.52	0.59	1283.41
44.89	1283.98	1284.93	0.95	1.56	0.61	1283.37
54.53	1283.69	1284.93	1.24	2.18	0.93	1282.75
66.06	1283.35	1284.93	1.58	2.92	1.35	1282.01
69.51	1283.27	1284.93	1.66	3.12	1.46	1281.81
73.48	1283.18	1284.93	1.75	3.33	1.58	1281.60
80.00	1283.03	1284.93	1.90	3.69	1.79	1281.24
81.12	1283.00	1284.93	1.93	3.75	1.82	1281.18
84.18	1282.93	1284.93	2.00	3.93	1.92	1281.00
88.51	1282.96	1284.93	1.97	3.85	1.88	1281.08
95.87	1282.92	1284.93	2.01	3.95	1.94	1280.98
100.79	1282.90	1284.93	2.03	3.99	1.96	1280.94
102.52	1282.89	1284.93	2.04	4.02	1.98	1280.91
103.06	1282.89	1284.93	2.04	4.01	1.97	1280.92
103.34	1282.90	1284.93	2.03	4.00	1.97	1280.93
106.09	1282.92	1284.93	2.01	3.95	1.94	1280.98
117.98	1283.00	1284.93	1.93	3.75	1.82	1281.18
122.67	1283.31	1284.93	1.63	3.03	1.41	1281.90
131.45	1284.00	1284.93	0.93	1.52	0.59	1283.41
133.28	1284.47	1284.93	0.46	0.64	0.18	1284.29
133.87	1284.62	1284.93	0.31	0.39	0.08	1284.54

Tabla 12.45. Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: P-7

Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: P-7						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
40.32	1284.36	1284.89	0.53	0.76	0.23	1284.13
40.85	1284.31	1284.89	0.59	0.86	0.27	1284.03
43.68	1284.00	1284.89	0.89	1.44	0.55	1283.45
44.89	1283.98	1284.89	0.91	1.48	0.57	1283.41
54.53	1283.69	1284.89	1.20	2.09	0.89	1282.80
66.06	1283.35	1284.89	1.54	2.83	1.29	1282.06
69.51	1283.27	1284.89	1.62	3.02	1.40	1281.87
73.48	1283.18	1284.89	1.71	3.23	1.52	1281.66
80.00	1283.03	1284.89	1.86	3.59	1.73	1281.30
81.12	1283.00	1284.89	1.89	3.66	1.77	1281.23
84.18	1282.93	1284.89	1.96	3.83	1.87	1281.06
88.51	1282.96	1284.89	1.93	3.76	1.82	1281.13
95.87	1282.92	1284.89	1.97	3.85	1.88	1281.04
100.79	1282.90	1284.89	1.99	3.89	1.90	1281.00
102.52	1282.89	1284.89	2.00	3.92	1.92	1280.97
103.06	1282.89	1284.89	2.00	3.91	1.91	1280.98
103.34	1282.90	1284.89	1.99	3.91	1.91	1280.98
106.09	1282.92	1284.89	1.97	3.85	1.88	1281.04
117.98	1283.00	1284.89	1.89	3.66	1.77	1281.23
122.67	1283.31	1284.89	1.59	2.94	1.36	1281.95
131.45	1284.00	1284.89	0.89	1.44	0.55	1283.45
133.28	1284.47	1284.89	0.42	0.57	0.15	1284.32
133.87	1284.62	1284.89	0.27	0.33	0.06	1284.56

Tabla 12.46. Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: P-8

Socavación General Puente Siguas T: 200 años / Patrón: P-8						
Terreno Natural		Flujo de Agua		Socavación General		
Abcisa	Cota Terreno	Cota Tirante	Tirante	Tirante Socavado	Profundidad de Sovacación	Cotas Finales
40.32	1284.36	1284.85	0.49	0.69	0.20	1284.16
40.85	1284.31	1284.85	0.54	0.79	0.24	1284.06
43.68	1284.00	1284.85	0.85	1.36	0.51	1283.49
44.89	1283.98	1284.85	0.87	1.40	0.53	1283.45
54.53	1283.69	1284.85	1.16	2.00	0.84	1282.85
66.06	1283.35	1284.85	1.50	2.74	1.24	1282.11
69.51	1283.27	1284.85	1.58	2.93	1.35	1281.92
73.48	1283.18	1284.85	1.67	3.14	1.47	1281.71
80.00	1283.03	1284.85	1.82	3.50	1.67	1281.35
81.12	1283.00	1284.85	1.85	3.56	1.71	1281.29
84.18	1282.93	1284.85	1.92	3.73	1.81	1281.12
88.51	1282.96	1284.85	1.89	3.66	1.77	1281.19
95.87	1282.92	1284.85	1.93	3.76	1.82	1281.09
100.79	1282.90	1284.85	1.95	3.80	1.85	1281.05
102.52	1282.89	1284.85	1.96	3.83	1.87	1281.02
103.06	1282.89	1284.85	1.96	3.81	1.86	1281.04
103.34	1282.90	1284.85	1.95	3.81	1.86	1281.04
106.09	1282.92	1284.85	1.93	3.75	1.82	1281.10
117.98	1283.00	1284.85	1.85	3.56	1.71	1281.29
122.67	1283.31	1284.85	1.54	2.85	1.30	1282.00
131.45	1284.00	1284.85	0.85	1.36	0.51	1283.49
133.28	1284.47	1284.85	0.38	0.50	0.12	1284.35
133.87	1284.62	1284.85	0.23	0.27	0.04	1284.58

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 21 – Resultados de Ensayos de Socavación

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 3 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s		
Periodo de Retorno:	500	Caudal Teórico:	35

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.243	Abertura (a):	0.062
Tirante Después Com (Y2):	0.045	Caudal Real (lt/s):	37.74

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.15

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	16.9	12.1	Velocidad (m/s):	0.698
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 27 cm Ancho de Fosa: 32 cm Terreno después del ensayo: La socavación llegó al fondo de la cimentación			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	34.5	34.5	34.7	34.9	35
1	31.7	31.7	39	39.5	38	39.8	37.6
2	31.7	31.7	41.2	41.5	42.5	43.5	43.9
4	31.7	31.7	42.5	42.9	44.1	44.4	44.9
6	31.7	31.7	43.7	44.9	44.5	45.5	45.9
8	31.7	31.7	44.5	45.6	44.7	45.4	46.8
10	31.7	31.7	44.8	45.8	44.7	44.8	45.9
12	31.7	31.7	44.5	45.6	44.9	45.2	46.2
14	31.7	31.7	44.9	45.7	44.9	45.3	46.1
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 3: 24 - 28 lt/s		
Periodo de Retorno:	200	Caudal Teórico:	25

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.18	Abertura (a):	0.046
Tirante Después Com (Y2):	0.03	Caudal Real (lt/s):	24.10

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.37

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	9.1	Velocidad (m/s):	0.633
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 26 cm Ancho de Fosa: 34 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas pronunciadas antes y después del pilar		
Frecuencia:			

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7		
1	31.7	31.1	32.4	33	33.4		
2	31.9	31.5	36.7	37.1	37.4		
4	32.2	32.2	38.3	38.7	38.7		
6	32.2	32.2	39.6	40	39.9		
8	32.2	32.2	39.9	40.1	40.1		
10	32.2	32.2	40	40.1	40.1		
12	32.2	32.2	38.9	38.3	38.8		
14	32.2	32.2	38.3	39.2	39.2		
16	32.2	32.2	38.3	39.2	39.1		
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 4: 18-23 lt/s		
Periodo de Retorno:	100	Caudal Teórico:	20
Hora Inicio:		Hora Fin:	

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.145	Abertura (a):	0.044
Tirante Después Com (Y2):	0.025	Caudal Real (lt/s):	20.69

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	3.47

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	8.3	Velocidad (m/s):	0.432
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 22 cm Ancho de Fosa: 32 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas antes y después del pilar		
Frecuencia:			

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7		
1	30.2	30.2	27.5	27.1	27.2		
2	31.7	31.7	31.1	31.4	31.6		
4	32.2	32.2	33.8	34.4	33.9		
6	32.2	32.2	36.1	36.9	36.6		
8	32.2	32.2	37.4	37.8	37.3		
10	32.2	32.2	37.4	37.7	37		
12	32.2	32.2	37.4	37.3	36.9		
14	32.2	32.2	37.6	37.8	37.2		
16	32.2	32.2	37.8	37.9	37.4		
18	32.2	32.2	37.8	37.9	37.5		
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 5: 29 - 35 lt/s		
Periodo de Retorno:	500	Caudal Teórico:	35

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.23	Abertura (a):	0.059
Tirante Después Com (Y2):	0.028	Caudal Real (lt/s):	34.94

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.21

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	10.2	Velocidad (m/s):	0.679
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 35 cm Ancho de Fosa: 40 cm Terreno después del ensayo: La socavación llegó al fondo de la cimentación		
Frecuencia:			

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7		
1	31.7	31.1	32.9	33.3	32.3		
2	32.2	31.7	36.8	37.5	37.7		
4	32.2	32.2	41.4	41.7	42.3		
6	32.2	32.2	43.2	44.2	43.5		
8	32.2	32.2	43.1	44.2	44.9		
10	32.2	32.2	43.1	44	43.7		
12	32.2	32.2	44.1	44.4	45.5		
14	32.2	32.2	44.2	44.5	45.6		
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 6: 8-13 lt/s		
Periodo de Retorno:	50	Caudal Teórico:	10

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.098	Abertura (a):	0.026
Tirante Después Com (Y2):	0.023	Caudal Real (lt/s):	10.05

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	4.09

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	8	4.7	Velocidad (m/s):	0.367
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 15 cm Ancho de Fosa: 36 cm Terreno después del ensayo: Ondeado			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	32.2	32.2	32.2	32.2	32.2		
1	32.2	32.2	37.5	36.5	36.1		
2	32.2	32.2	38.7	38	37.5		
4	32.2	32.2	39.5	39	39		
6	32.2	32.2	39.8	39.2	39.4		
8	32.2	32.2	40	39.5	40		
10	32.2	32.2	40.4	40.5	40.6		
12	32.2	32.2	40.5	40.5	40.8		
14	32.2	32.2	40.5	40.6	40.8		
16	32.2	32.2	40.6	40.6	40.8		
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 7: 14-17 lt/s		
Periodo de Retorno:	100	Caudal Teórico:	15

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.165	Abertura (a):	0.03
Tirante Después Com (Y2):	0.019	Caudal Real (lt/s):	15.05

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	4

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	10.5	6.6	Velocidad (m/s):	0.375
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 22 cm Ancho de Fosa: 34 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas antes y después del pilar			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	31.7	31.7	31.7		
1	31.7	31.7	38.8	38	38.9		
2	31.7	31.7	40.5	40.3	40.1		
4	31.7	31.7	40.9	41	40.7		
6	31.7	31.7	40.3	40.4	40.5		
8	31.7	31.7	42.3	42.5	42		
10	31.7	31.7	42.5	43.1	42.6		
12	31.7	31.7	43.1	43.2	42.7		
14	31.7	31.7	43.1	43.1	42.8		
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 8: 24 - 28 lt/s		
Periodo de Retorno:	200	Caudal Teórico:	20

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.14	Abertura (a):	0.046
Tirante Después Com (Y2):	0.03	Caudal Real (lt/s):	21.25

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	3.18

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	11.5	8	Velocidad (m/s):	0.472
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 25 cm Ancho de Fosa: 33 cm Terreno después del ensayo: Descubrió la base del pilar			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	31.7	31.7	31.7		
1	31.7	31.7	37	39	36		
2	31.7	31.7	40.3	40	40		
4	31.7	31.7	41.1	40.9	41.4		
6	31.7	31.7	41.7	42.5	41.9		
8	31.7	31.7	43.5	44	44		
10	31.7	31.7	43.1	44	43.6		
12	31.7	31.7	43.7	44.1	43.8		
14	31.7	31.7	43.5	44.1	43.6		
16	31.7	31.7	43.6	44.2	43.6		
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 9: 18-23 lt/s		
Periodo de Retorno:	100	Caudal Teórico:	25

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.19	Abertura (a):	0.053
Tirante Después Com (Y2):	0.035	Caudal Real (lt/s):	28.53

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	3.15

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	13	9.7	Velocidad (m/s):	0.476
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 34 cm Ancho de Fosa: 33 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas pronunciadas			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	31.7	31.7	31.7		
1	31.7	31.7	38.1	39.1	37.6		
2	31.7	31.7	42.5	43	43.5		
4	31.7	31.7	42.5	43.8	43.5		
6	31.7	31.7	44	44.8	45		
8	31.7	31.7	44.5	45	44.8		
10	31.7	31.7	44.5	45.3	44.9		
12	31.7	31.7	44.6	45.2	45		
14	31.7	31.7	44.6	45.2	45.1		
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 10: 29 - 35 lt/s		
Periodo de Retorno:	500	Caudal Teórico:	35

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.23	Abertura (a):	0.059
Tirante Después Com (Y2):	0.028	Caudal Real (lt/s):	34.94

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.2

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	15.5	11.3	Velocidad (m/s):	0.682
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 27 cm Ancho de Fosa: 32 cm Terreno después del ensayo: La socavación llegó al fondo de la cimentación			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	31.7	31.7	31.7		
1	31.7	31.7	39.6	40.7	41.9		
2	31.7	31.7	45.1	45.2	44.8		
4	31.7	31.7	46.4	46.8	46.3		
6	31.7	31.7	48.3	46.9	47.3		
8	31.7	31.7	47.1	47.2	47.9		
10	31.7	31.7	47.9	47.5	48.3		
12	31.7	31.7	48.1	48.3	48.2		
14	31.7	31.7	48.2	48.1	48.3		
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 11: 8-13 lt/s		
Periodo de Retorno:	50	Caudal Teórico:	10

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.132	Abertura (a):	0.029
Tirante Después Com (Y2):	0.02	Caudal Real (lt/s):	13.01

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	5.51

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	10	4.9	Velocidad (m/s):	0.272
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 21 cm Ancho de Fosa: 33 cm Terreno después del ensayo: Ondeado			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	35	35	35	34.5	34.5
1	31.7	31.7	38.5	36.2	38.4	36	35.6
2	31.7	31.7	39	37.5	39	36.3	36
4	31.7	31.7	40.3	39.1	40.5	36.5	37.4
6	31.7	31.7	41.4	40.9	41.2	36.8	36.9
8	31.7	31.7	41.3	40.9	40.8	38.5	38.2
10	31.7	31.7	41.5	41.1	41.2	37.9	37.8
12	31.7	31.7	42.3	41.3	41.3	36.3	37.1
14	31.7	31.7	42.2	41.2	41.5	37.5	37.5
16	31.7	31.7	42.3	41.3	41.2	37.4	35.6
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 12: 14-17 lt/s		
Periodo de Retorno:	100	Caudal Teórico:	15

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.154	Abertura (a):	0.034
Tirante Después Com (Y2):	0.022	Caudal Real (lt/s):	16.48

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	4.92

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	10.9	7.1	Velocidad (m/s):	0.305
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 25 cm Ancho de Fosa: 35 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas antes y después del pilar			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	34.9	34.7	34.9	34.6	34.6
1	31.7	31.7	40.2	37.7	40.4	37.4	38.3
2	31.7	31.7	41.2	40.8	41	37.3	37.8
4	31.7	31.7	42.2	42.1	42.8	38.7	39.8
6	31.7	31.7	42.4	42.9	43.3	38.8	39.5
8	31.7	31.7	42.9	43.5	43.3	38.8	39.6
10	31.7	31.7	42.9	43.6	43.4	38.3	39.2
12	31.7	31.7	42.9	43.7	43.5	38.3	39
14	31.7	31.7	42.9	43.4	43.4	38.8	39.4
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 13: 24 - 28 lt/s		
Periodo de Retorno:	200	Caudal Teórico:	20

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.19	Abertura (a):	0.04
Tirante Después Com (Y2):	0.025	Caudal Real (lt/s):	21.53

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	3.55

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	12.5	8.2	Velocidad (m/s):	0.423
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 24 cm Ancho de Fosa: 36 cm Terreno después del ensayo: Descubrió la base del pilar			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	35.3	35.5	35.5	34.8	35.1
1	31.7	31.7	42.2	41.8	42.7	37.8	39.4
2	31.7	31.7	42.7	43.4	43.5	38.8	39.6
4	31.7	31.7	43.4	43.9	44.2	39.9	40.8
6	31.7	31.7	43.3	43.8	43.9	39.8	41.1
8	31.7	31.7	43.4	43.3	44.3	40.5	41.5
10	31.7	31.7	43.9	44.7	44.6	41.2	43.4
12	31.7	31.7	43.7	44.6	44.7	41.2	44.1
14	31.7	31.7	43.8	44.5	44.6	41.1	44.2
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 14: 18-23 lt/s		
Periodo de Retorno:	100	Caudal Teórico:	25

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.238	Abertura (a):	0.048
Tirante Después Com (Y2):	0.036	Caudal Real (lt/s):	28.92

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.63

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	15	9.9	Velocidad (m/s):	0.570
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 34 cm Ancho de Fosa: 40 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas pronunciadas			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	35	35.2	35.4	34.9	34.8
1	31.7	31.7	43.1	44	44.5	40.2	43.5
2	31.7	31.7	45.2	45.5	45.7	40.5	43.3
4	31.7	31.7	45.7	46.3	46.4	41.2	44.4
6	31.7	31.7	46.4	46.5	46.7	42.9	44.8
8	31.7	31.7	46	46.6	46.4	43.4	44.7
10	31.7	31.7	45.8	46.8	46.7	43.8	45.2
12	31.7	31.7	45.6	46.3	46.6	43.4	45.5
14	31.7	31.7	44.4	46.3	46.5	43.6	45.7
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 15: 29 - 35 lt/s		
Periodo de Retorno:	500	Caudal Teórico:	35

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.228	Abertura (a):	0.066
Tirante Después Com (Y2):	0.05	Caudal Real (lt/s):	38.91

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.2

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	16.9	12.1	Velocidad (m/s):	0.682
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 35 cm Ancho de Fosa: 40 cm Terreno después del ensayo: La socavación llegó al fondo de la cimentación			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	35.2	35.2	35.1	34.7	35.4
1	31.7	31.7	44.4	45.5	46.3	44.1	45
2	31.7	31.7	46	47.2	46.7	44.4	46.6
4	31.7	31.7	46.8	48	47.9	46.5	47.9
6	31.7	31.7	47.9	48.4	51	48.7	48.2
8	31.7	31.7	48.8	49	49.5	49.2	48.6
10	31.7	31.7	49	49.9	50.2	49.6	48.7
12	31.7	31.7	49.5	50.5	50.3	47.4	48.8
14	31.7	31.7	49.6	51.3	50.3	47.1	48.8
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 1 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s		
Periodo de Retorno:	500	Caudal Teórico:	35

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.24	Abertura (a):	0.059
Tirante Después Com (Y2):	0.028	Caudal Real (lt/s):	35.69

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.21

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	10.2	Velocidad (m/s):	0.679
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 33 cm Ancho de Fosa: 37 cm Terreno después del ensayo: La socavación llegó al fondo de la cimentación		
Frecuencia:			

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7		
1	31.7	31.9	30.6	33.3	31.5		
2	32.2	32.2	33.8	35.4	33.5		
4	32.2	32.2	34.7	36.9	36.5		
6	32.2	32.2	35.1	37.8	38.3		
8	32.2	32.2	37.4	39.7	39.7		
10	32.2	32.2	37.4	39.6	39.8		
12	32.2	32.2	37.8	38.7	39.2		
14	32.2	32.2	38	38.8	38.9		
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 1: 8-13 lt/s		
Periodo de Retorno:	50	Caudal Teórico:	10

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.13	Abertura (a):	0.0245
Tirante Después Com (Y2):	0.017	Caudal Real (lt/s):	10.91

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	3.9

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	6.5	Velocidad (m/s):	0.385
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 30 cm Ancho de Fosa: 36 cm Terreno después del ensayo: Ondeado		
Frecuencia:			

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7		
1	32.2	32.1	28.7	28.7	28.7		
2	32.2	32.2	31.1	33.3	31.5		
4	32.2	32.2	35.1	35.6	35.1		
6	32.2	32.2	36	36.4	36.2		
8	32.2	32.2	37.3	37.3	36.9		
10	32.2	32.2	37.5	37.8	37.4		
12	32.2	32.2	37.7	37.8	38		
14	32.2	32.2	37.8	37.8	38		
16	32.2	32.2	37.8	37.8	38.1		
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS

DATOS GENERALES

Ensayo:	Ensayo 2 Acorazamiento: 29 - 35 lt/s		
Periodo de Retorno:	500	Caudal Teórico:	35

CAUDAL REAL

Tirante Antes Com (Y1):	0.223	Abertura (a):	0.068
Tirante Después Com (Y2):	0.044	Caudal Real (lt/s):	39.65

$$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$$

Cd:	0.61
g (m/s)	9.81
d (m)	1.5
t (s)	2.2

REGISTRO DE DATOS ENSAYO

Tirante antes del Pilar (cm):	15.5	11.3	Velocidad (m/s):	0.682
Características de onda y lecho	Longitud de Fosa: 27 cm Ancho de Fosa: 32 cm Terreno después del ensayo: La socavación llegó al fondo de la cimentación			
Frecuencia:				

Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	31.7	31.7	31.7	31.7	31.7		
1	31.7	31.7	40.1	40	41.5		
2	31.7	31.7	43.1	43.4	42.5		
4	31.7	31.7	45.1	44.3	42.9		
6	31.7	31.7	44.5	44.3	43.3		
8	31.7	31.7	43.9	44.1	43.9		
10	31.7	31.7	44.6	44.5	44.1		
12	31.7	31.7	44.8	44.6	44		
14	31.7	31.7	44.7	44.4	43.9		
16							
18							
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN DE PILARES DEL PUENTE SIGUAS							
						DATOS GENERALES	
Ensayo:		Ensayo 2: 14-17 lt/s					
Periodo de Retorno:		100	Caudal Teórico:			15	
						CAUDAL REAL	
Tirante Antes Com (Y1):		0.142	Abertura (a):			0.0365	
Tirante Después Com (Y2):		0.023	Caudal Real (lt/s):			16.98	
$Q = Cd.a.B\sqrt{2gy_1}$			Cd:	0.61			
			g (m/s)	9.81			
			d (m)	1.5			
			t (s)	3.27			
						REGISTRO DE DATOS ENSAYO	
Tirante antes del Pilar (cm):		7.6	Velocidad (m/s):			0.459	
Características de onda y lecho		Longitud de Fosa: 23 cm Ancho de Fosa: 30 cm Terreno después del ensayo: Se observa dunas antes y después del pilar					
Frecuencia:							
Tiempo	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Medida 5	Medida 6	Medida 7
0	28.7	28.7	28.7	28.7	28.7		
1	31.4	31.2	31.7	31.9	31.2		
2	32.1	31.9	33	33	34		
4	32.2	32.2	36	36.4	35.3		
6	32.2	32.2	40.5	40.5	40.5		
8	32.2	32.2	41	41	41		
10	32.2	32.2	41.5	41.5	41.5		
12	32.2	32.2	40.3	40.5	40.4		
14	32.2	32.2	40.8	40.9	41		
16	32.2	32.2	41	41	41		
18	32.2	32.2	41.1	41	41		
20							
22							
24							
26							
28							
30							

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Anexo 22 – Datos de Precipitación Máxima Diaria

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA POR MES ESTACIÓN PAMPILLA (mm)															
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	**Promedio**	**Máximo**	**Mínimo**
1963											0.00	21.00	10.50	21.00	0.00
1964	14.30	29.50	23.50	20.40	3.20	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00	12.50	10.00	9.66	29.50	0.00
1965	60.70	12.00	9.20	8.50		0.00	0.00	0.00	8.00	1.30	3.00	19.90	11.15	60.70	0.00
1966	11.00	18.90	5.50	2.10	19.00	0.00	0.00	0.00	0.50	12.40	7.50	17.60	7.88	19.00	0.00
1967	16.40	21.90	16.40	10.30	6.80	0.00	23.10	0.01	15.50	5.30	1.50	5.50	10.23	23.10	0.00
1968	16.80	29.10	20.90	3.10	3.10	3.30	3.30	1.20	0.00	16.70	33.70	11.10	11.86	33.70	0.00
1969	19.30	21.50	16.20	11.10	0.00	0.60	0.00	0.00	6.00	2.60	12.50	6.20	8.00	21.50	0.00
1970	16.10	19.20	23.20	6.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	9.90	0.00	12.30	7.26	23.20	0.00
1971	29.20	26.60	31.40	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.50	9.10	9.37	31.40	0.00
1972	13.70	8.60	18.20	4.10	0.00	1.50	0.00	0.00	15.20	9.50	0.00	22.30	7.76	22.30	0.00
1973	15.60	12.40	9.40	7.30	0.00	0.00	3.60	0.01	6.50	0.00	3.30	6.30	5.37	15.60	0.00
1974	9.40	9.30	4.30	1.30	0.00	0.01	0.00	9.20	0.00	0.00	0.01	4.90	3.20	9.40	0.00
1975	10.00	13.40	6.10	5.90	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.80	0.00	18.30	5.21	18.30	0.00
1976	16.30	17.60	14.30	10.90	7.10	0.00	4.70	2.00	17.00	0.00	0.00	8.20	8.18	17.60	0.00
1977	14.20	17.10	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	7.30	13.00	28.30	8.20	28.30	0.00
1978	23.00	5.00	13.20	16.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.70	38.50	14.70	9.99	38.50	0.00
1979	9.00	7.30	11.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	19.40	17.60	5.77	19.40	0.00
1980	17.40	10.10	14.70	0.00	0.60	0.00	2.10	0.00	8.70	14.70	0.30	10.10	6.56	17.40	0.00
1981	18.90	28.10	22.10	23.30	0.50	0.00	0.00	6.80	1.00	0.00	6.10	23.90	10.89	28.10	0.00
1982	14.50	16.10	15.00	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50	6.80	9.50	6.20	6.43	16.10	0.00
1983	2.00	13.30	23.80	9.40	2.60	2.30	0.00	0.00	6.00	4.10	0.00	10.20	6.14	23.80	0.00
1984	20.50	20.50	28.00	10.20	0.00	8.20	0.00	0.00	0.00	7.40	10.00	9.90	9.56	28.00	0.00
1985	13.40	20.10	14.00	10.50	2.00	5.40	0.00	0.00	2.10	0.00	11.50	16.00	7.92	20.10	0.00
1986	32.00	19.60	14.00	6.60	3.90	0.00	1.70	2.80		0.00	7.90	27.70	10.56	32.00	0.00
1987	13.60	9.20	8.70	0.00	0.00	4.00	4.50	0.00	4.00	9.00	8.90	0.70	5.22	13.60	0.00
1988	30.10	7.00	13.30	19.80	16.30	0.00	0.00	0.00	0.00	5.20	0.00	12.50	8.68	30.10	0.00
1989	10.50	16.00	12.00	11.20	3.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.00	4.50	6.21	17.00	0.00
1990	29.50	7.00	31.70	4.50	3.50	18.00	0.00	2.10	0.00	4.00	24.00	14.10	11.53	31.70	0.00
1991		13.20	36.00	4.70	0.00	24.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.90	8.39	36.00	0.00
1992	3.90	10.10	0.80	1.80	0.00	0.00	2.00	5.20	0.00	2.30	3.80	23.80	4.48	23.80	0.00
1993	32.10	8.80	9.10	8.30	2.10	2.10	1.80	11.50	0.00	5.70	5.50	50.50	11.46	50.50	0.00
1994	30.70	30.80	9.80	11.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.80	7.50	7.84	30.80	0.00
1995	20.60	22.60	22.40	2.90	7.10	0.00	0.00	0.00	3.00	2.30	9.20	10.80	8.41	22.60	0.00
1996	9.00	16.90	15.70	11.30	9.40	0.01	0.01	4.20	0.01	0.60	4.80	11.20	6.93	16.90	0.01
1997	17.40	15.50	21.00	1.20	2.10	0.00	0.20	5.30	8.90	14.90	11.60	8.50	8.88	21.00	0.00
1998	26.40	13.10	8.00	4.20	0.00	1.30	0.00	0.00	1.20	0.01	19.80	12.60	7.22	26.40	0.00
1999	8.10	22.00	26.60	13.90	0.00	0.10	0.01	0.01	11.70	21.50	0.80	9.00	9.48	26.60	0.00
2000	20.10	11.80	22.10	0.60	0.90	0.40	0.00	0.01	0.50	5.10	1.10	7.50	5.84	22.10	0.00
2001	25.10	23.30	17.20	10.20	0.01	1.50	0.01	6.60	3.20	7.40	1.40	5.10	8.42	25.10	0.01
2002	16.70	25.40	27.30	9.50	2.80	2.10	13.10	0.50	3.10	3.90	13.40	35.70	12.79	35.70	0.50
2003	10.70	9.50	15.20	4.20	4.50	0.01	0.20	4.00	0.40	0.01	0.10	15.60	5.37	15.60	0.01
2004	26.40	25.20	20.40	2.80	0.00	0.00	10.40	3.40	2.80	0.01	0.00	4.60	8.00	26.40	0.00
2005	17.60	21.30	19.10	6.80	0.00	0.00	0.00	0.00	5.80	0.00	2.20	19.80	7.72	21.30	0.00
2006	17.90	30.40	25.80	1.90	0.00	0.00	0.00	0.01	1.20	6.10	4.70	7.10	7.93	30.40	0.00
2007	19.80	22.60	25.60	10.00	1.20	0.30	0.00	0.00	1.10	1.60	9.30	9.90	8.45	25.60	0.00
2008	23.10	15.80	13.60	0.20	0.00	1.80	0.01	1.50	0.01	0.01	0.01	20.50	6.38	23.10	0.00
2009	22.30	22.10	18.10	12.20	0.40	0.00	15.20	0.00	6.30	1.90	12.60	2.00	9.43	22.30	0.00
2010	21.00	19.80	18.10	5.40	3.00	0.00	0.01	0.00	2.50	4.10	0.40	18.90	7.77	21.00	0.00
2011	18.20	32.10	19.50	18.90	2.60	0.01	1.40	0.01	0.01	0.90	14.90	25.40	11.16	32.10	0.01
2012	34.90	14.80	21.30	13.40	3.20	0.00	0.01	0.01	4.90	10.40	0.50	19.20	10.22	34.90	0.00
2013	20.40	16.20	20.80	0.00	4.20	8.90	4.80	5.20	0.00	19.20	3.20	15.90	9.90	20.80	0.00
2014	25.40	9.40											17.40	25.40	9.40

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis