

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

**MODELADO Y SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESA POECHOS
DEBIDO A UNA AVENIDA MILENARIA, DISTRITO LANCONES,
PROVINCIA SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA – PERÚ**

Área de Investigación

Hidráulica

Autor:

Bach. Sandoval Latoche, Franco Manuel

Jurado Evaluador:

Presidente: Ing. Narváez Aranda, Ricardo

Secretario: Ing. Chávez Díaz, Luis

Vocal: Ing. López Otiniano, Stewart

Asesor:

Ing. Medina Carbajal, Lucio Sigifredo

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-5207-4421>

TRUJILLO - PERÚ
2022

Fecha de sustentación:2022/07/14

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

**MODELADO Y SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESA POECHOS
DEBIDO A UNA AVENIDA MILENARIA, DISTRITO LANCONES,
PROVINCIA SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA – PERÚ**

Área de Investigación
Hidráulica

Autor:

Bach. Sandoval Latoche, Franco Manuel

Jurado Evaluador:

Presidente: Ing. Narváez Aranda, Ricardo

Secretario: Ing. Chávez Díaz, Luis

Vocal: Ing. López Otiniano, Stewart

Asesor:

Ing. Medina Carbajal, Lucio Sigifredo

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-5207-4421>

TRUJILLO - PERÚ
2022

Fecha de sustentación:2022/07/14

DEDICATORIA

A mis padres por estar siempre presente en cada momento de mi vida, brindándome su comprensión y amor incondicional para poder ser mejor persona cada día y lograr mis metas profesionales.

A mi hijo, mi mayor motivación para no rendirme y poder ser un ejemplo para él.

A toda mi familia por confiar en mí y darme su apoyo constante, gracias por ser parte de mi vida.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por protegerme durante todo este camino dándome la fortaleza para seguir con mis metas proyectadas.

De igual manera a la universidad Privada Antenor Orrego, por su enseñanza durante todos estos años.

Por último, mi sincero agradecimiento al ingeniero Lucio Medina Carbajal, por sus conocimientos y colaboración en este proceso.

RESUMEN

La presente tesis titulada “MODELADO Y SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESA POECHOS DEBIDO A UNA AVENIDA MILENARIA, DISTRITO LANCONES, PROVINCIA SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA – PERÚ” tuvo como objetivo Realizar el modelado y simulación de rotura de presa Poechos debido a una avenida milenaria, distrito Lancones, provincia Sullana, departamento de Piura – Perú.

La metodología de estudio es tipo Diseño Pre experimental Longitudinal, donde se

Se evaluará la posible rotura de la presa Poechos mediante modelos numéricos como hidrológicos (Hechms), modelos empíricos (BRCH-GUI) y modelos hidráulicos bidimensionales (Hecras); con la finalidad de generar posibles escenarios que parten de 2 fenómenos como el Sobrevertimiento y la Tubificación, para diferentes periodos de retorno y supuestos como la operación de sus vertederos y su inactividad.

Para llevar a cabo esta investigación se ha estructurado cinco capítulos.

Capítulo I está conformado por la fundamentación del problema, el cual a su vez contiene la justificación, formulación del problema y objetivos de la investigación.

En el capítulo II, se describe el marco teórico, en la cual se detalla la teoría y conceptos que fundamentan la investigación.

En el capítulo III se detalla la parte experimental que incluye el diseño experimental, materiales, equipos en el trabajo realizado, además de la metodología utilizada. En dicha metodología, se detalla el tipo y diseño de investigación, el método, la población, la muestra, el lugar de estudio, la técnica e instrumentos para la recolección de información además del análisis y procesamiento de datos.

En el capítulo IV se detalla los resultados de cada objetivo específica que nos ayuda a resolver la problemática general.

Capítulos V se detallan las conclusiones y en el capítulo VI la bibliografía usada para el desarrollo de la tesis.

ABSTRACT

The present thesis entitled "MODELING AND SIMULATION OF THE BREAKAGE OF THE POECHOS DAM DUE TO A MILENARY AVENUE, LANCONES DISTRICT, SULLANA PROVINCE, DEPARTMENT OF PIURA - PERU" aimed to carry out the modeling and simulation of the Poechos dam rupture due to an ancient avenue, Lancones district, Sullana province, Piura department - Peru.

The study methodology is type Pre-experimental Longitudinal Design, where The possible failure of the Poechos dam will be evaluated using numerical models such as hydrological (Hechms), empirical models (BRCH-GUI) and two-dimensional hydraulic models (Hecras); in order to generate possible scenarios that start from 2 phenomena such as Overpouring and Tubification, for different return periods and assumptions such as the operation of its landfills and its inactivity.

To carry out this research, five chapters have been structured.

Chapter I is made up of the foundation of the problem, which in turn contains the justification, formulation of the problem and objectives of the research.

In chapter II, the theoretical framework is described, in which the theory and concepts underlying the research are detailed.

Chapter III details the experimental part that includes the experimental design, materials, equipment in the work carried out, as well as the methodology used. In this methodology, the type and design of research, the method, the population, the sample, the place of study, the technique and instruments for the collection of information in addition to the analysis and data processing are detailed.

Chapter IV details the results of each specific objective that helps us to solve the general problem.

Chapters V detail the conclusions and in chapter VI the bibliography used for the development of the thesis.

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado Dictaminador:

Dando cumplimiento con lo dispuesto en el Reglamento General de Grados y Títulos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, pongo a vuestra consideración el trabajo de Tesis con el fin de optar el Título de Ingeniero Civil, titulado:

“MODELADO Y SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESA POECHOS DEBIDO A UNA AVENIDA MILENARIA, DISTRITO LANCONES, PROVINCIA SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA – PERÚ”

El mismo que dejo a su criterio para su dictamen, esperando reunir los requisitos para vuestra aprobación.

Jurado Evaluador

Presidente:

Ing. Ricardo Narvaez Aranda



Secretario:

Ing. Luis Chávez Diaz


Mr. Luis A. Erick Chávez Diaz

Vocal:

Ing. Stewart López Otiniano



Asesor

Ms. Ing. Lucio Medina Carbajal



ÍNDICE

I. PLAN DE INVESTIGACION	xiv
1.1. El Problema	1
1.1.1. Realidad Problemática.....	1
1.1.2. Enunciado del problema	2
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivos generales	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Justificación	4
1.3.1. Justificación Social.	4
1.3.2. Justificación técnica.....	4
II. MARCO DE REFERENCIA	5
2.1. Antecedentes.....	5
2.1.1. Antecedentes Internacionales del estudio.....	5
2.1.2. Antecedente nacional del estudio.....	6
2.1.3. Antecedente local del estudio	7
2.2. Marco Teórico.....	7
2.2.1. Presas	7
2.2.2. Tipos de rotura.....	8
2.2.3. Registros de roturas de presas nacionales	9
2.2.4. Parámetros para el análisis de rotura de presa	9
2.2.5. Modelación numérica para ondas en rotura de presas.	10
2.3. Marco conceptual.....	11
2.3.1. Ancho de la brecha (hb).....	11
2.3.2. Profundidad de la brecha (B)	11
2.3.3. Tiempo de inicio de la brecha	11
2.3.4. Tiempo formación de la brecha.....	12
2.4. Hipótesis.....	12

2.4.1. Operacionalización de Variables.....	13
III. METODOLOGIA.....	14
3.1. Material.....	14
3.1.1. Población.....	14
3.1.2. Muestra. Presa Poechos.....	14
3.2. Método.....	14
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	17
4.1. Análisis de avenidas máximas.....	17
4.1.1. Delimitación de cuenca.....	17
4.1.2. Tratamiento de información hidrometeorológica.....	18
4.1.3. Análisis de frecuencia.....	19
4.1.4. Modelado hidrológico.....	20
4.1.5. Avenidas máximas.....	25
4.2. Modelado de escenarios de rotura presa.....	27
4.3. Simulado de escenarios de rotura presa.....	41
V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	45
CONCLUSIONES.....	46
RECOMENDACIONES.....	47
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	49
ANEXOS.....	51

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Presa Poechos	14
Figura 2 Procesos para el análisis de avenidas máximas	17
Figura 3 Delimitación de la cuenca	17
Figura 4 Hidrograma de precipitación diaria.....	18
Figura 5 Precipitación máxima de 24 horas	19
Figura 6 Modelo hidrológico.....	20
Figura 7 Polígonos thissen.....	21
Figura 8 Hietograma de diseño	22
Figura 9 Calibración del modelo con el CN	25
Figura 10 Hidrograma General TR 1000 años	26
Figura 11 Hidrograma General TR 10 000 años	26
Figura 12 Hidrograma General TR 10 000 años	27
Figura 13 Geometría del dique principal	27
Figura 14 Ensayos consolidación en calicatas	27
Figura 15 Propiedades Geotécnica de los materiales	28
Figura 16 Esquema de BRCH-J.....	28
Figura 17 Hidrograma resultante S01	33
Figura 18 Hidrograma resultante S02	35
Figura 19 Hidrograma resultante S03	36
Figura 20 Hidrograma resultante S04	38
Figura 21 Hidrograma resultante S05	39
Figura 22 Hidrograma resultante S06	41
Figura 23 Modelo digital elevación Poechos	41
Figura 24 Tirantes del Modelo - Overtopping	42
Figura 25 Velocidades del Modelo- Overtopping.....	42
Figura 26 Niveles del modelo- Overtopping	43
Figura 27 Tirantes del Modelo - Piping.....	43
Figura 28 Velocidades del Modelo - Piping	44
Figura 29 Niveles del Modelo - Piping.....	44

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Registro de roturas de presas en Perú.....	9
Tabla 2 Brecha según el material de la presa	10
Tabla 3 Matriz de operacionalización de variables	13
Tabla 4 Presas del departamento de Piura	14
Tabla 5 Estaciones Pluviométricas	18
Tabla 6 Precipitación máxima para diferente TR.....	20
Tabla 7 Diseño tormenta.....	22
Tabla 8 Hietograma TR 1000 años	23
Tabla 9 Hietograma TR 10 000 años	24
Tabla 10 Hidrograma General TR 1000 años.....	26
Tabla 11 Matriz de Escenario 1.....	32
Tabla 12 Resultado del escenario 02.....	33
Tabla 13 Matriz de Escenario 2.....	34
Tabla 14 Resultado del escenario 02.....	34
Tabla 15 Matriz de Escenario 2.....	35
Tabla 16 Resultado del escenario 03.....	36
Tabla 17 Matriz de Escenario 4.....	37
Tabla 18 Resultado del escenario 04.....	37
Tabla 19 Matriz de Escenario 5.....	38
Tabla 20 Resultado del escenario 05.....	39
Tabla 21 Matriz de Escenario 6.....	40
Tabla 22 Resultado del escenario 06.....	40

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Presa de gravedad (Presa Nijar - España).....	51
Anexo 2 Presa de bovedad (Presa Hoover - USA).....	51
Anexo 3 Presa contrafuerte (Presa de Rouselend - Francia)	51
Anexo 4 Presa de materiales sueltos (Presa Bennett - Canadá).....	51
Anexo 5 Sobrevertimiento en presa	52
Anexo 6 Tubificación en Presa.....	52
Anexo 7 Modelo Digital de Elevación	53
Anexo 8 Flujo Direccional	53
Anexo 9 Flujo Acumulado	53
Anexo 10 Hidrografía	54
Anexo 11 Subcuencas en formato raster	54
Anexo 12 Subcuencas en formato vectorial	55
Anexo 13 Subcuencas en formato vectorial con rios.....	55
Anexo 14 Delimitación Cuenca	56
Anexo 15 Modelo digital de elevación recortado	56
Anexo 16 Flujo direccionado recortado	57
Anexo 17 Flujo acumulado recortado.....	57
Anexo 18 Subcuencas en raster recortados.....	58
Anexo 19 Subcuencas en polígono recortados	58
Anexo 20 Subcuencas en polígono recortados con rios.....	59
Anexo 21 Pendientes recortados	60
Anexo 22 Modelo Hechms	60
Anexo 23 Distribución Probabilísticas de Aliviaderos	61
Anexo 24 Distribución Probabilísticas de Ardilla	62
Anexo 25 Distribución Probabilística Aul.....	62
Anexo 26 Distribución Probabilística Ayabaca	64
Anexo 27 Distribución Probabilística Espindola	65
Anexo 28 Distribución Probabilística Frias	66
Anexo 29 Distribución Probabilística La Tina	67
Anexo 30 Distribución Probabilística Lagartera.....	68
Anexo 31 Distribución Probabilística Lancones.....	68
Anexo 32 Distribución Probabilística Pacaypampa	69

I. PLAN DE INVESTIGACION

1.1. El Problema

1.1.1. *Realidad Problemática*

Los embalses en el mundo ayudan a recolectar cantidades de volumen de agua para ser usada en periodos secos y en algunos casos mitiga desbordes del flujo de agua producida por avenidas extraordinarias; es por el gran impacto que tiene al colapsarse que se desarrolló modelos de predicción de rotura de presas que representa los diferentes tipos de falla; como lo son los más comunes, el sobrevertimiento que es el desborde del volumen del agua hacia la cresta del dique de protección y como también fallas geotécnicas como la tubificación y/erosion.

En Peru, existen un número mayor de 700 de estas estructuras, la cual se clasifican según su finalidad, magnitud y tipo de material; y además teniendo el registro de colapsos de presas, nos detalla que la mayor parte son los de tipo de tierra por lo que las brechas que se forman no son tan complicadas en caso de tipo de concreto. Es por ello que en diversos proyectos de estas estructuras se empiezan a simular con avenidas extraordinaria para realizar una proyección de posibles roturas y puntos críticos que son vulnerados para mitigar los posibles escenarios de rotura con los modelos hidrodinámico en embalses de los megaproyectos.

La presa Poechos se construyó en principios de 1972 hasta fines de 1978, para buscar el aprovechamiento de las cuencas transfronterizas Puyango-Tumbes y Catamayo-Chira. Esta presa contiene tres diques en la parte izquierda, derecha y central; además de dos aliviaderos en la cual el principal es de compuerta y puede descargar 6 mil cubos de volumen de agua y el de emergencia 2 mil cubos, y sabiendo estas condiciones se puede estimar diversos escenarios para la evaluación de posibles fenómenos al futuro como el sobrevertimiento y tubificación, que traería consigo perdidas en todos sus ámbitos.

Es por ello que en la actualidad existen diversas herramientas que nos podrá representar el comportamiento de escenarios futuros que son los modelos numéricos junto a un sistema de información geográfica que nos ayuda al tratamiento de los datos espaciales para el ingreso del modelo hidrológico y/o hidráulico; y es por ello que la investigación tiene como directriz evaluar parámetros hidráulicos de la posible rotura de la presa Poechos mediante modelos hidráulicos que con su simulación hidrodinámica podríamos obtener esos resultados que nos van ayudar a conocer las características que tendría este tipo de catástrofe, mediante un análisis comparativo de dos software con diferentes resolución de sus ecuaciones, limitaciones y potencialidades para cuantificar la variación que se tiene y concluir el modelo que debe usarse para estos tipos de fenómenos (Rodríguez, 2018).

1.1.2. Enunciado del problema

¿Cuáles son los resultados del modelado y simulación de rotura de presa Poechos debido a una avenida milenaria, distrito Lancones, provincia Sullana, departamento de Piura – Perú?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

Realizar el modelado y simulación de rotura de presa Poechos debido a una avenida milenaria, distrito Lancones, provincia Sullana, departamento de Piura – Perú.

1.2.2. Objetivos específicos

1.2.1. Realizar el estudio hidrológico de la cuenca Catamayo Chira con el modelo hidrológico Hechms para avenidas máximas, considerando como punto de aforo la cola de la presa.

1.2.2. Realizar la simulación hidrodinámica, considerando el escenario de rotura por sobrevertimiento del dique principal con el aliviadero de compuertas principal y el en operación, con un nivel embalse de aguas máximas *ordinarias*, con un periodo de retorno de 1000 años.

1.2.3. Realizar la simulación hidrodinámica, considerando el escenario de rotura por sobrevertimiento del dique principal con el aliviadero de compuertas principal inactivas, con un nivel embalse de aguas máximas *ordinarias*, con un periodo de retorno de 1000 años.

1.2.4. Realizar la simulación hidrodinámica, considerando el escenario de rotura por sobrevertimiento del dique principal con el aliviadero de compuertas principal operativa, con un nivel embalse de aguas máximas *ordinarias*, con un periodo de retorno de 10 000 años.

1.2.5. Realizar la simulación hidrodinámica, considerando el escenario de rotura por sobrevertimiento del dique principal con el aliviadero de compuertas principal inactiva, con un nivel embalse de aguas máximas *ordinarias*, con un periodo de retorno de 10 000 años.

1.2.6. Realizar la simulación hidrodinámica, considerando el escenario de rotura por tubificación del dique principal con el aliviadero de compuertas principal, con un nivel embalse de aguas máximas ordinarias, con un caudal promedio.

1.2.7. Realizar la simulación hidrodinámica, considerando el escenario de rotura por tubificación del dique principal con el aliviadero de compuertas principal, con un nivel embalse de aguas máximas ordinarias, con un periodo de retorno de 100 años

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación Social.

Se justifica socialmente, por lo que se obtendrán valores en los parámetros de rotura para que la comunidad pueda tener conocimiento del tiempo que podría tener ante el colapso total de la estructura para que puedan realizar medidas de emergencia ante una posible falla de esta magnitud y desarrollen una planificación eficiente.

1.3.2. Justificación técnica.

Se justifica técnicamente, por lo que se aplicara modelos que nos ayudaran a representar eventos futuros como lo es una rotura de una estructura de materiales sueltos, además de darle importancia estas metodologías que nos ayudaran a facilitar el cálculo y el buen desarrollo en la gestión de inundaciones de las comunidades que son vulnerables

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes

2.1.1. *Antecedentes Internacionales del estudio*

Rodríguez (2018), en su tesis llamado “Análisis de rompimiento de presa aplicado al embalse El Quillay, rio combarbala”, nos aporta sobre el modelo empírico DAMBRK que ayuda en la obtención de parámetros de rotura como el hidrograma producida para el ingreso a un modelo hidráulico y simular hidrodinámicamente la inundación producida por una ola de inundación, cabe mencionar que los métodos clásicos ayudan a estimar los parámetros y deben ser comprobadas por el método grafico adimensional de Walder y O`Connor para el ahorro de tiempo en los cálculos que se deben desarrollar para su comprobación; además recomendar el uso del software bidimensional por lo que representaría el comportamiento correcto del flujo supercrítico en pendientes fuertes, es por ello que un modelo unidimensional traerá consigo falencias en los resultados (Rodríguez, 2018, p. 93).

Henao (2016), en su tesis llamado “Modelación de inundaciones por rotura de diques marginales en los ríos de planicie. Caso de estudio: Rio Cauca al paso por la ciudad de Cali”, nos aporta sobre el modelo Iber en la cual se usará para la investigación actual, en la cual en su investigación nos detalla que este software nos permite tener una apreciación eficiente en un fenómeno bidireccional que produce la falla del jarrillon o dique en la cual se obtendrá las zonas de planicie de inundación y no se encuentra limitada a secciones transversales como un modelo unidireccional que es Hec-Ras, cabe mencionar que un modelo bidimensional trabaja con un modelo digital de elevación que se genera mediante un tratamiento de sistema de información geográfica; además detalla que es necesario tener información técnica de la estructura para tener una predicción del comportamiento real del fenómeno que producirá la rotura como el modo de inicialización del rompimiento, la geometría de la brecha de la rotura, características geotécnicas del material de la estructura y condiciones hidroclimatologicas (Henao, 2016, pp. 118-120).

Lastra de la Rubia (2016), en su tesis llamado “*Metodología de análisis de los efectos de la rotura de depósito un entorno urbano y clasificación de su riesgo potencial*”, nos detalla que para tener una mayor aproximación en el análisis de riesgo de la rotura se debe tener los valores de los fluidos característicos en los puntos con mayor sensibilidad de falla de la estructura que se requiera desarrollar un escenario de rotura; como también nos recomienda el análisis de la influencia de posibles soluciones para la mitigación de la onda producida por la rotura de una estructura con diversas propuestas como dientes que disipan energías, zonas de rugosidad alta, etc; Otro aporte del estudio es sobre analizar la resolución del enmallado sobre la ola de inundación generada por el impacto de una rotura de la estructura, dando condiciones de encajonamiento de la onda en un tramo, en la cual necesita un tratamiento de un sistema de información geográfica para la generación del TIN en formato SHP (dato raster de GIS); Cabe mencionar que nos detalla los diversos softwares que se aplican para la obtención de parámetros de rotura de una estructura que nos ayudara con el desarrollo de la investigación (Lastra de la Rubia, 2016, p. 149).

2.1.2. Antecedente nacional del estudio

Hidalgo (2018), en su tesis llamado “Diseño hidrológico e hidráulico para pequeñas presas en cuenca no aforadas, usando el modelo de precipitación – escurrimiento de Temez, mediante geoprocesamiento de sistema de información geográfica y modelamiento numérico. Un enfoque hacia la realidad peruana: Caso Vilcanchos, Ayacucho”, nos concluye sobre el uso de distribuciones probabilísticas que nos ayudara a obtener caudales mediante el método de transformación lluvia escorrentía por lo que nos ayudara en zonas que se encuentre escasas de información hidrometría, en la cual es necesario para poder calibrar nuestro modelo para simular con los modelos hidráulicos y realizar la comparativa que la investigación actual desee desarrollar; y como último aporte del estudio es sobre los modelos hidrológicos en la cual incluye información de tallada de la precipitación(Hidalgo, 2018, pp. 94-96).

2.1.3. Antecedente local del estudio

Vásquez & Trujillo (2016), en su tesis llamado “Estudio de hidráulica fluvial y simulación del comportamiento en avenidas máximas, del río Jequetepeque tramo infiernillo – pellejito de 19km de longitud, Departamento Piura -2015”, nos concluye en la que es posible controlar las avenidas aguas debajo de la estructura, pero en caso de una avenida extraordinaria no, por lo que en esa época el embalse contiene grandes cantidades de volúmenes de agua que traería consigo mayores presiones a la estructura y se desbordaría y que en los resultados de la modelación hidrodinámica nos detalla que en un periodo de retorno de 25 años ya existe la extensión de inundación (Vásquez & Trujillo, 2016, pp. 155-156).

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Presas

Según la Comisión de grandes presas, lo representa como una estructura colocada en el curso del agua con el fin de almacenar agua para que sea provechoso en tiempos de sequía en la cual serán usados para diferentes fines como el abastecimiento de agua potable, minería, hidroeléctrica, irrigación, etc.

2.2.1.1. Presa de gravedad. Nos describe que estas estructuras son construidas con concreto armado, y predomina su peso para su estabilidad en las fuerzas actuantes que tienen en las caras que están sujetas al flujo del agua y su cimentación sujeta a la subpresión; cabe mencionar que anteriormente se construían con mampostería (Oyola, 2018, p.10).

2.2.1.2. Presa de bovedad. Nos describe que estas estructuras son construidas de concreto armado de igual manera que las de gravedad, pero con la diferencia que tiene curvas en aguas arriba, en la cual se recomiendan ser construidas en valles estrechos por lo cual va transmitir la presión hidrodinámica del agua contra la estructura sobre las laderas (Oyola, 2018, p.10).

2.2.1.3. Presa de contrafuerte. Nos describe que estas estructuras tienen una sucesión de soportes en sentido vertical, en la cual el criterio de su diseño es la siguiente, los contrafuertes se encuentran en aguas abajo, mientras la cara de aguas arriba se va encontrar inclinada en 45 grados con la finalidad de tener una transmisión del flujo del agua en dirección al cimientamiento de la estructura (Oyola, 2018, p.11).

2.2.1.4. Presa de materiales sueltos. Nos describe que estas estructuras son construidas con mezcla de tierra y rocas, en algunos casos solamente con tierra, en otras referencias detallan que las presas que tienen como material solo tierra se le denomina presa de tierra y mientras solo tenga rocas se le conoce como presa de escollera; cabe mencionar que estos tipos de estructuras nos representan a un número mayor a 75% de todas las presas del mundo (Oyola, 2018, p.13).

2.2.2. Tipos de rotura

Nos detalla que los tipos de roturas más ocasionales son los que se dan por desbordamiento en la cortina de la estructura y por tubificación que se caracteriza por ser una falla geotécnica causada por el flujo del agua (Oyola, 2018, p.3).

2.2.2.1. Desbordamiento o Sobrevertimiento. Nos menciona que este tipo de fenómeno se da cuando el volumen de agua supera la capacidad máxima de operación y consiguientemente trae un desbordamiento por la corona de la estructura (Oyola, 2018, p.3).

2.2.2.2. Tubificación. Nos describe como una falla geotécnica producida por filtraciones producidas por el flujo del agua en la cual el material pierde su propiedad de cohesión y deja fluir con llevando a formar un tubo dentro de la estructura que terminaría con la inestabilidad y la rotura de ella misma (Oyola, 2018, p.3).

2.2.3. Registros de roturas de presas nacionales

A continuación, se detalla el registro de la rotura de presas:

Tabla 1

Registro de roturas de presas en Perú

Nombre de la presa	Año	Posible Causa
Laguna Glaciar	1725	Sismo
S/N	1947	Sismo
Laguna Jacanrurish	1950	Desconocido
Laguna Millahuacocha	1951	Desconocido
S/N	1974	Desbordamiento
Pucacocha	2004	Desbordamiento
Chalguas	2004	Desbordamiento
Laguna Quiullacocha	2008	Desconocido
Cujillo	2010	Desbordamiento
Laguna la encantada	2012	Desbordamiento

Nota: La tabla representa el registro histórico de colapso de presas ocurridas en el Perú. (Oyola, 2018, p.4).

2.2.4. Parámetros para el análisis de rotura de presa

2.2.4.1. Brecha de rotura. Lo define como la geometría que representa la abertura por una erosión provocada por el flujo del agua, en la cual depende directamente del material de la estructura, es por ello que se desarrolló una guía técnica que clasifica los tipos de presas en función a su riesgo potencial (Oyola, 2018, p.1).

Tabla 2
Brecha según el material de la presa

Tipo de Presa	Tiempo de rotura
Gravedad y Contrafuerte	5 a 10 minutos
Bóveda	10 a 15 minutos
Materiales sueltos	$T(h) = 4.8 V^{0.5}/h$,
	V: Volumen del embalse h: Altura del dique

Nota: La tabla representa el registro histórico de colapso de presas ocurridas en el Peru.(Oyola,2018, p.1)

2.2.4.2. Hidrograma de rotura. Nos describe que estos hidrogramas son producidos cuando se genera la brecha de la rotura de la estructura, en la cual trae consigo grandes cantidades de volumen de agua que pasan a través o sobre la estructura que conlleva un nivel catastrófico, cabe mencionar que este hidrograma tiene una forma particular a un hidrograma triangular con su altura muy pronunciada no como un hidrograma de avenida típico (Oyola, 2018, p.2).

2.2.4.3. Caudal pico de rotura. Nos describe como el caudal máximo producido en el hidrograma de rotura, cabe mencionar que existen diversos modelos numéricos que fácilmente podríamos calcular estos parámetros, además de modelos empíricos que pueden estimar este parámetro como también formular empíricas desarrolladas por ensayos en laboratorio, pero la directriz de la investigación será mediante modelos numéricos aplicados a la hidrodinámica del río (Oyola, 2018, p.2).

2.2.5. Modelación numérica para ondas en rotura de presas.

Los modelos numéricos para la simulación hidrodinámica de los flujos se basan en las ecuaciones de Saint Venant o Navier Stokes. Diversos autores nos detallan que trabajar con un modelo de una sola dimensión no podría darnos una representación del sistema complejo de la interacción cauce-planicie y viceversa (Merwade, 2008. p.135).

La modelación bidimensional tiene ciertas ventajas respecto al unidimensional por lo que tiene mayor precisión por trabajar en dos direcciones y su nivel de detalle en las velocidades, calado y nivel de agua, donde podría darnos una mayor predicción de escenarios (Liang et al., 2008. p.64). En caso de estudio de planicie de inundación en una aproximación bidimensional se debe dividir las celas a partir de modelos de onda difusiva en la cual se genera su movimiento utilizando la ecuación de Manning y examinando niveles de agua de celdas adyacentes (Liang, 2008, p.64).

Los modelos bidimensionales aplicado en la estimación de inundación no se encuentran restringido su flujo en una sola dirección, sino que más bien ocuparan las márgenes del río y la llanura de inundación adyacente. Ahora para conocer los modelos que se desarrollaran se describirá.

HEC RAS: es un modelo que simula con algoritmos que se basan en el método de elementos finitos, por lo que modela con aproximación unidimensional, bidimensional, tridimensional (1D-2D-3D).

2.3. Marco conceptual

2.3.1. Ancho de la brecha (hb)

Se define como la longitud transversal que define su tasa de expansión en la cual influye directamente en la tasa de descarga e inundación.

2.3.2. Profundidad de la brecha (B)

Se define como la extensión vertical o altura de la brecha, en la cual se mide desde la cresta hacia abajo.

2.3.3. Tiempo de inicio de la brecha

Se define como el tiempo que inicia las primeras descargas sobre o a través de la estructura, cabe mencionar que este tiempo se culmina cuando se comienza a formarse la brecha.

2.3.4. Tiempo formación de la brecha

Se define como la duración de la primera brecha hasta cuando se encuentre completamente desarrollada, este tiempo culmina cuando la presa haya colapsado en su totalidad.

2.4. Hipótesis

El modelado y simulación de rotura de presa Poechos debido a una avenida milenaria, distrito Lancones, provincia Sullana, departamento de Piura – Perú, trae consigo llanuras de inundación en zonas vulnerables y el colapsode la estructura.

Variable: Modelado y simulación de rotura de presa Poechos debido una avenida milenaria – Perú

2.4.1. Operacionalización de Variables

Tabla 3

Matriz de operacionalización de variables

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicadores	U.M
Variable: Modelado y simulación de rotura de presa Poechos - Perú	Consiste en el trabajo con el computador y, más específicamente, con el desarrollo de software para, modelar y simular la rotura de presa (Maldonado & Gómez, 2010, Pg. 7)	Consiste en el trabajo con el computador con el desarrollo de modelos numéricos para modelar y simular la rotura de presa para obtener parámetros hidráulicos y pronosticar eventos de fenómenos hidrometeorológicos.	Topografía	Modelo digital de elevación	Resolución 5 metros
			Hidrometría	Caudales	M ³ /seg.
			Cartografía	Cobertura del terreno.	Resolución 5 metros
			Modelo de rotura Breach-J	Hidrograma de la rotura	Minutos
				Caudal pico de la rotura	M ³ /seg

Nota: Fuente propia

III. METODOLOGIA

3.1. Material

3.1.1. Población.

La población de la investigación es la presa Poechos que se encuentran situadas en el departamento de Piura.

Tabla 4
Presas del departamento de Piura

Nombre	Río	Distrito	Provincia
POECHOS	Chira	Sullana / Lancones	Sullana

Nota. tabla representa la presa Poechos que se encuentran situadas en el departamento de Piura.

3.1.2. Muestra. Presa Poechos

Figura 1
Presa Poechos



Nota: Fuente: Google Earth

3.2. Método

3.2.1. Diseño de contrastación. Se define esta investigación, como un trabajo no experimental porque observan fenómenos tal y como se dan en el contexto natural para después analizarlos.

Para la obtención de datos existen dos tipos de fuentes: primarias y secundarias. Las fuentes de información secundaria son aquellas ya existentes que no fueron desarrolladas para este problema en particular. Mientras que las fuentes primarias son generadas específicamente para el problema que se intenta solucionar (Winner, 1999).

3.2.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos. El enfoque de la investigación es cuantitativo, por lo que va utilizar la recolección de los datos para afinar nuevas interrogantes en el proceso de interpretación (Hernández 2014, p. 7). Los instrumentos de recolección de datos son los registros de información y documentación; el primero son los registros de medición de campo de las variables meteorológicas e hidrológicas, que se encarga Senamhi para conocer los antecedentes del ambiente de estudio y como también la documentación que nos detalla información acerca de la estructura, además la observación no estructurada que será fotografías del área de estudio.

3.2.3. Procesamiento y análisis de datos. Para el procesamiento de datos se usará diferentes programas como Hecras, para la simulación hidrodinámica. Se detalla a continuación el procedimiento.

3.2.3.1. Primero, se realiza el análisis de máximas avenidas utilizando la información recolectada por parte de la plataforma de Senamhi (Precipitación y Caudal), en la cual usaremos el modelo hidrológico Hec-Hms para los fines mencionado, llegándolo a construir con información geomorfológica de la cuenca e información meteorológica.

3.2.3.2. Segundo, calibrar el modelo hidrológico con los datos de caudales máximos para un tiempo de retorno de 1000 y 10 000 años, utilizando Hydroesta que funciona con diferentes distribuciones probabilísticas.

3.2.3.3. Tercero, simular el modelo hidrológico ya calibrado para obtener un hidrograma sintético con una escala de tiempo de 1 minuto para poder incorporarlo a un modelo hidráulico y trabajarlo bajo condiciones de flujo no permanente.

3.2.3.4. Quinto, se desarrolla hidrogramas con los escenarios de rotura a estudiar con el software Breach-J, por lo que los modelos necesitan información hidroclimáticas como hidrogramas de entrada.

3.2.3.5. Sexto, se construye el modelo Hecras para luego incorporar la información que se necesita, además de realizar su análisis de sensibilidad, calibración y validación para culminar en su simulación hidrodinámica final para diferentes escenarios de rotura.

3.2.3.6. Octavo, realizar la interpretación de resultados.

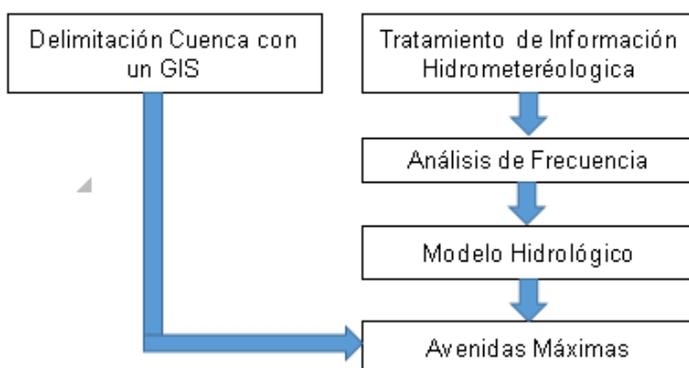
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de avenidas máximas

Para el desarrollo de un análisis de avenidas máximas se deberá seguir el siguiente procedimiento.

Figura 2 *Procesos para el análisis de avenidas máximas*

Procesos para el análisis de avenidas máximas



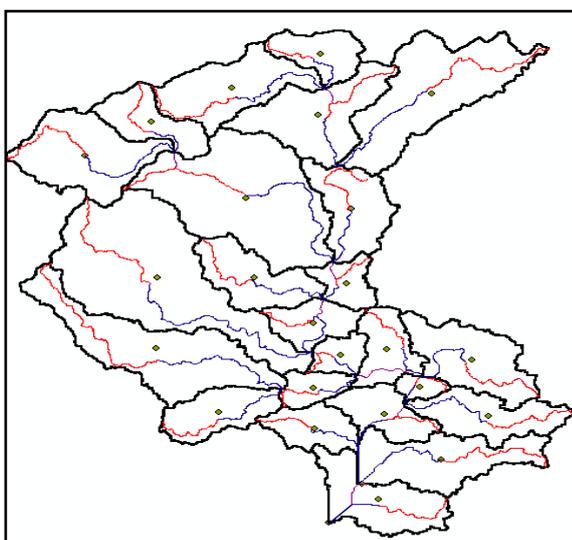
Nota: Procedimiento a seguir para llegar a un análisis de avenidas máximas.

4.1.1. Delimitación de cuenca

Para la delimitación de la cuenca, se utilizó el software el modelo Hechms mediante la extensión HecGeoHms en el software ArcGIS.

Figura 3

Delimitación de la cuenca



Nota: Obtenido por HecGeoHms.

4.1.2. Tratamiento de información hidrometeorológica.

Luego de la delimitación, se procede a seleccionar estaciones pluviométricas que se encuentran dentro del área de estudio delimitada. Las estaciones seleccionadas son las siguientes.

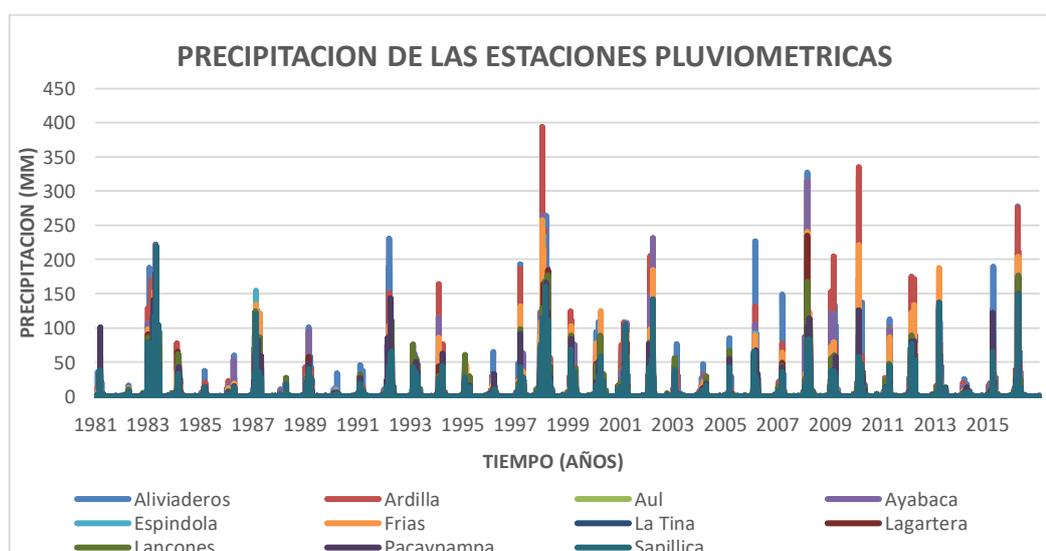
Tabla 5
Estaciones Pluviométricas

Estaciones	Longitud	Latitud
Aliviaderos	-80.4592507	-4.284588
Ardilla	-80.5793918	-4.303011
Aul	-80.6917103	-4.305686
Ayabaca	-80.6446563	-4.382989
Espindola	-80.6811941	-4.465571
Frias	-80.5832154	-4.473385
La Tina	-80.4799911	-4.508703
Lagartera	-80.5936194	-4.557266
Lancones	-80.4616347	-4.599116
Pacaypampa	-80.353216	-4.574126
Sapillica	-80.4498314	-4.65677

Nota: Obtenido por la plataforma del ANA.

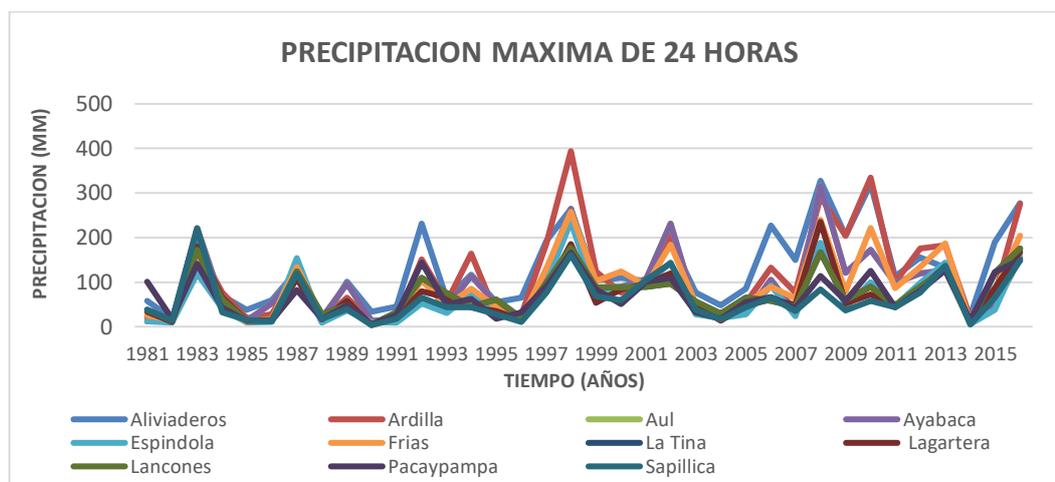
Donde se puede visualizar mediante un hidrograma de precipitación respecto al tiempo de las 11 estaciones dentro del área delimitada.

Figura 4
Hidrograma de precipitación diaria



Nota: Procesado por Excel.

Figura 5
Precipitación máxima de 24 horas



Nota: Procesado por Excel.

4.1.3. Análisis de frecuencia.

Los valores de precipitación extrema calculada han sido corregidos, siguiendo el criterio de la Organización Meteorológica Mundial (WMO, 1972), por el factor 1.13, debido a la diferencia que existe entre la precipitación máxima diaria registrada en un pluviómetro y la precipitación máxima instantánea.

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal de 2 Parámetros
- Distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel
- Distribución Gamma 3 Parámetros o Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Pearson de 3 parámetros.

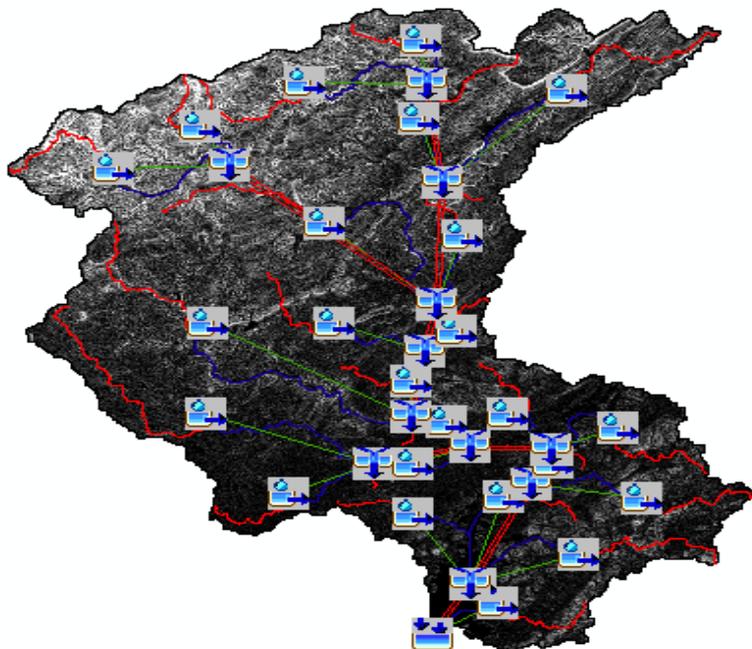
El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para, predecir el comportamiento futuro de las precipitaciones en un sitio de interés, a partir de la información histórica de precipitaciones. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud de la precipitación asociado a un período de retorno.

Tabla 6*Precipitación máxima para diferente TR*

ESTACIONES	TR:1000	TR:10 000	DISTRIBUCION
Aliviaderos	550.76	648.06	LogPearson-3
Ardilla	878.32	1186	Gamma 3P
Aul	746.12	1208.8	GenExtreme
Ayabaca	746.12	1208.8	GenExtreme
Espindola	487.55	650.07	Exponential
Frias	594.89	868.83	GenExtreme
La Tina	289.31	317.98	LogPearson-3
Lagartera	568.27	941.89	GenExtreme
Lancones	289.31	317.98	LogPearson-3
Pacaypampa	296.21	363.21	GenExtreme
Sapillica	639.92	1075.3	LogPearson-3

Nota: Procesado por Easyfit

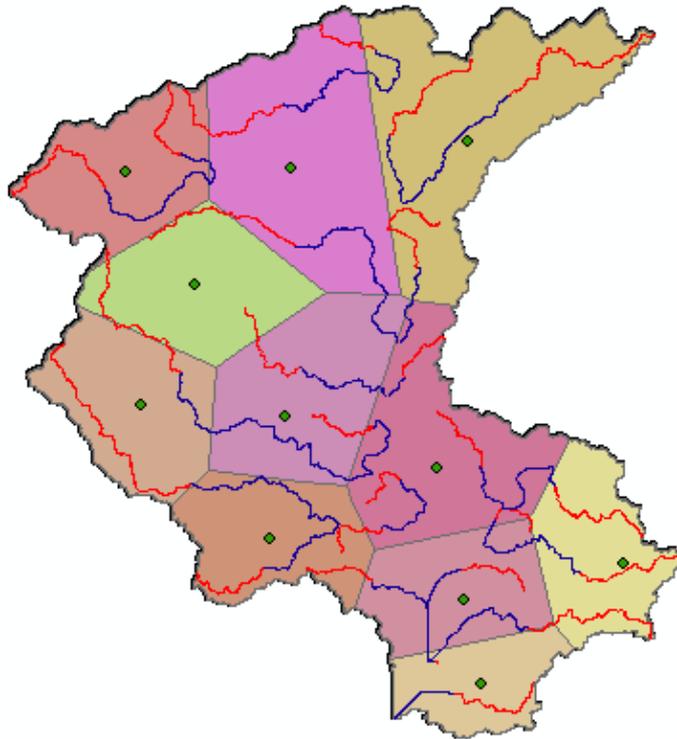
4.1.4. Modelado hidrológico

Figura 6*Modelo hidrológico*

Nota: Procesado por HecGeoHms.

Este modelo se va a encargar de transformar la lluvia a escorrentía, con métodos como el SCS Unit Hydrograph, la cual obtendremos histogramas sintéticos con la finalidad de ingresarlo al modelo Empírico Brch-J. Es por ello que se debe ingresar información meteorológica distribuida en las subcuencas producidas por la delimitación de la cuenca. Por eso usaremos los polígonos de thissen para ver el porcentaje de incidencia de cada estación en las subcuencas.

Figura 7
Polígonos thissen



Nota: Procesado por HecGeoHms.

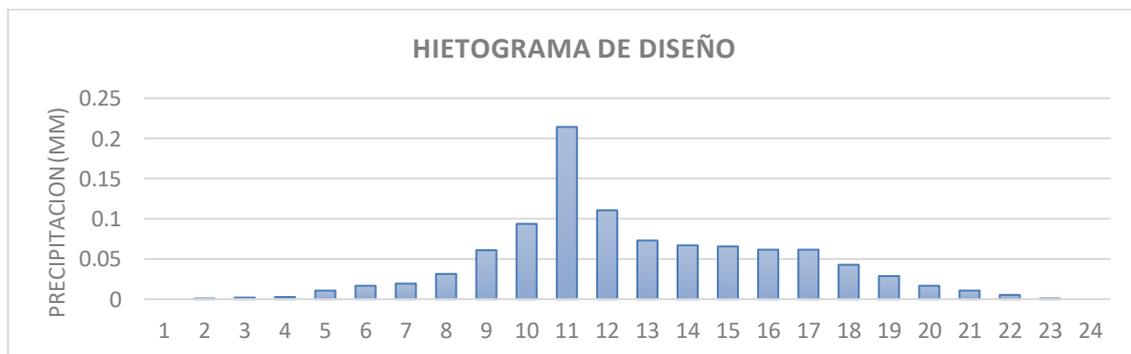
Luego ingresamos en forma de Hietograma con un factor de incidencia obtenida por los polígonos de thissen. La cual antes de ello se realiza un análisis de tormenta anual 2017 al 2020 y el promedio de ella será nuestro análisis de tormenta de diseño con una duración de 1 día (24 horas).

Tabla 7
Diseño tormenta

HRS	2016	2017	2018	2019	PROMEDIO	HIETOGRAMA
0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0.1	0	0.025	0.00066979
2	0	0	0.1	0	0.025	0.00066979
3	0	5.6	0.1	0.7	1.6	0.04286671
4	0.4	1.4	0.1	2.8	1.175	0.03148024
5	0.5	0.3	0.1	3.4	1.075	0.02880107
6	0.2	0.1	0.1	2.1	0.625	0.01674481
7	0.1	0.1	0.2	1.2	0.4	0.01071668
8	0.1	0.1	0.2	0.4	0.2	0.00535834
9	1.2	1.2	0.2	0.3	0.725	0.01942398
10	1.3	0.3	0.4	0.5	0.625	0.01674481
11	1.3	0.1	0.1	0.1	0.4	0.01071668
12	2.8	12.7	0.4	0.6	4.125	0.11051574
13	7.1	1.7	0.6	4.6	3.5	0.09377093
14	7.7	0.1	0.6	1.6	2.5	0.06697924
15	8.4	0.5	0.7	0.2	2.45	0.06563965
16	7.2	2.1	0.7	0.9	2.725	0.07300737
17	6.4	2	0.6	0.1	2.275	0.06095111
18	5.5	1.8	0.6	1.3	2.3	0.0616209
19	6.4	0.5	0.5	1.8	2.3	0.0616209
20	30.8	0.3	0.4	0.5	8	0.21433356
21	0	0	0.4	0	0.1	0.00267917
22	0	0	0.3	0	0.075	0.00200938
23	0	0	0.4	0	0.1	0.00267917
24	0	0	0	0	0	0

Nota: Obtenida por Senamhi.

Figura 8
Hietograma de diseño



Nota: Procesado por Excel.

Tabla 8*Hietograma TR 1000 años*

Hrs	Aliviaderos	Ardilla	Aul	Ayabaca	Espindola	Frias	La Tina	Lagartera	Lancones	Pacaypampa	Sapillica
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.37	0.59	0.50	0.50	0.33	0.40	0.19	0.38	0.19	0.20	0.43
2	0.37	0.59	0.50	0.50	0.33	0.40	0.19	0.38	0.19	0.20	0.43
3	23.61	37.65	31.98	31.98	20.90	25.50	12.40	24.36	12.40	12.70	27.43
4	17.34	27.65	23.49	23.49	15.35	18.73	9.11	17.89	9.11	9.32	20.14
5	15.86	25.30	21.49	21.49	14.04	17.13	8.33	16.37	8.33	8.53	18.43
6	9.22	14.71	12.49	12.49	8.16	9.96	4.84	9.52	4.84	4.96	10.72
7	5.90	9.41	8.00	8.00	5.22	6.38	3.10	6.09	3.10	3.17	6.86
8	2.95	4.71	4.00	4.00	2.61	3.19	1.55	3.04	1.55	1.59	3.43
9	10.70	17.06	14.49	14.49	9.47	11.56	5.62	11.04	5.62	5.75	12.43
10	9.22	14.71	12.49	12.49	8.16	9.96	4.84	9.52	4.84	4.96	10.72
11	5.90	9.41	8.00	8.00	5.22	6.38	3.10	6.09	3.10	3.17	6.86
12	60.87	97.07	82.46	82.46	53.88	65.74	31.97	62.80	31.97	32.74	70.72
13	51.65	82.36	69.96	69.96	45.72	55.78	27.13	53.29	27.13	27.78	60.01
14	36.89	58.83	49.97	49.97	32.66	39.85	19.38	38.06	19.38	19.84	42.86
15	36.15	57.65	48.98	48.98	32.00	39.05	18.99	37.30	18.99	19.44	42.00
16	40.21	64.12	54.47	54.47	35.59	43.43	21.12	41.49	21.12	21.63	46.72
17	33.57	53.53	45.48	45.48	29.72	36.26	17.63	34.64	17.63	18.05	39.00
18	33.94	54.12	45.98	45.98	30.04	36.66	17.83	35.02	17.83	18.25	39.43
19	33.94	54.12	45.98	45.98	30.04	36.66	17.83	35.02	17.83	18.25	39.43
20	118.05	188.25	159.92	159.92	104.50	127.50	62.01	121.80	62.01	63.49	137.16
21	1.48	2.35	2.00	2.00	1.31	1.59	0.78	1.52	0.78	0.79	1.71
22	1.11	1.76	1.50	1.50	0.98	1.20	0.58	1.14	0.58	0.60	1.29
23	1.48	2.35	2.00	2.00	1.31	1.59	0.78	1.52	0.78	0.79	1.71
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 9*Hietograma TR 10 000 años*

Hrs	Aliviaderos	Ardilla	Aul	Ayabaca	Espindola	Frias	La Tina	Lagartera	Lancones	Pacaypampa	Sapillica
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.43	0.79	0.81	0.81	0.44	0.58	0.21	0.63	0.21	0.24	0.72
2	0.43	0.79	0.81	0.81	0.44	0.58	0.21	0.63	0.21	0.24	0.72
3	27.78	50.84	51.82	51.82	27.87	37.24	13.63	40.38	13.63	15.57	46.09
4	20.40	37.34	38.05	38.05	20.46	27.35	10.01	29.65	10.01	11.43	33.85
5	18.66	34.16	34.81	34.81	18.72	25.02	9.16	27.13	9.16	10.46	30.97
6	10.85	19.86	20.24	20.24	10.89	14.55	5.32	15.77	5.32	6.08	18.01
7	6.95	12.71	12.95	12.95	6.97	9.31	3.41	10.09	3.41	3.89	11.52
8	3.47	6.35	6.48	6.48	3.48	4.66	1.70	5.05	1.70	1.95	5.76
9	12.59	23.04	23.48	23.48	12.63	16.88	6.18	18.30	6.18	7.05	20.89
10	10.85	19.86	20.24	20.24	10.89	14.55	5.32	15.77	5.32	6.08	18.01
11	6.95	12.71	12.95	12.95	6.97	9.31	3.41	10.09	3.41	3.89	11.52
12	71.62	131.07	133.59	133.59	71.84	96.02	35.14	104.09	35.14	40.14	118.84
13	60.77	111.21	113.35	113.35	60.96	81.47	29.82	88.32	29.82	34.06	100.83
14	43.41	79.44	80.96	80.96	43.54	58.19	21.30	63.09	21.30	24.33	72.02
15	42.54	77.85	79.35	79.35	42.67	57.03	20.87	61.83	20.87	23.84	70.58
16	47.31	86.59	88.25	88.25	47.46	63.43	23.21	68.76	23.21	26.52	78.50
17	39.50	72.29	73.68	73.68	39.62	52.96	19.38	57.41	19.38	22.14	65.54
18	39.93	73.08	74.49	74.49	40.06	53.54	19.59	58.04	19.59	22.38	66.26
19	39.93	73.08	74.49	74.49	40.06	53.54	19.59	58.04	19.59	22.38	66.26
20	138.90	254.20	259.09	259.09	139.33	186.22	68.15	201.88	68.15	77.85	230.47
21	1.74	3.18	3.24	3.24	1.74	2.33	0.85	2.52	0.85	0.97	2.88
22	1.30	2.38	2.43	2.43	1.31	1.75	0.64	1.89	0.64	0.73	2.16
23	1.74	3.18	3.24	3.24	1.74	2.33	0.85	2.52	0.85	0.97	2.88
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

El número de curva es el parámetro más sensible que interpreta las condiciones de cobertura y permeabilidad del suelo, por lo que dicho valor fue cambiando hasta obtener los valores aproximados.

Figura 9
Calibración del modelo con el CN

Cuenca	Área	Caudal base	Constante	Ratio	Índice	Run	Run1	Run2	Run3	Run4	
1	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	70	70	70	70	70	
2	155.68	224.9809	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
3	110.98	160.3910	0.9500	0.0110	4	60	45	40	40	40	
4	50.66	73.2083	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
5	69.92	101.0409	0.9500	0.0110	4	35	30	25	25	25	
6	180.10	260.2810	0.9500	0.0110	2	72	72	72	72	72	
7	85.17	123.0865	0.9500	0.0110	4	35	30	30	30	30	
8	85.17	123.0865	0.9500	0.0110	4	35	30	25	25	25	
9	85.17	123.0865	0.9500	0.0110	4	35	30	30	30	30	
10	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	70	70	70	70	70	
11	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	65	65	65	65	65	
12	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	72	72	72	72	72	
13	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	65	65	65	65	65	
14	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	82	82	82	82	82	
15	475.90	687.7581	0.9500	0.0110	2	74	74	74	74	74	
16	147.45	213.0917	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
17	136.39	197.1125	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
18	67.99	98.2560	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
19	155.68	224.9809	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
20	87.16	125.9634	0.9500	0.0110	2	69	69	69	69	69	
21	199.90	288.8900	0.9500	0.0110	2	35	35	35	35	35	
22	139.19	201.1546	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
23	169.31	244.6795	0.9500	0.0110	4	70	55	45	45	45	
24	43.08	62.2544	0.9500	0.0110	4	35	30	25	25	25	
25	28.67	41.4281	0.9500	0.0110	3	35	35	30	30	30	
Caudal Pico		10569.00				Caudales simulados					11709.1 10821.8 10672.5 10567

Nota: Procesado por Excel.

4.1.5. Avenidas máximas

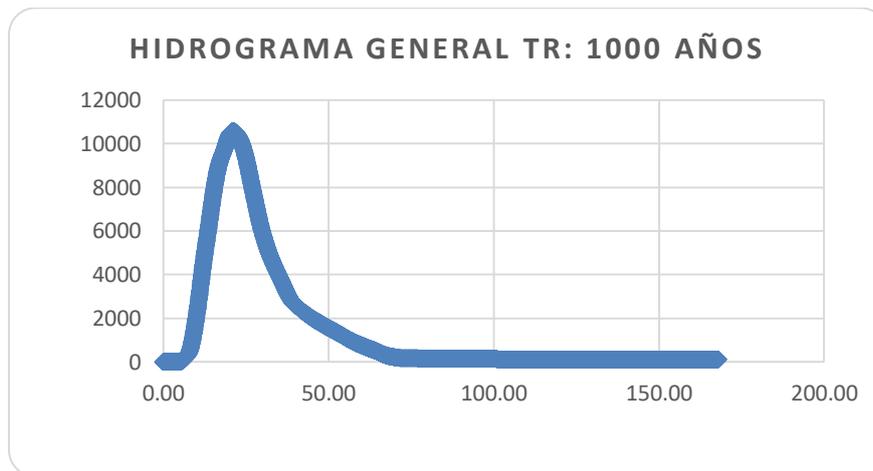
Para las avenidas máximas, se necesita un histograma con 8 puntos para incorporarlo al modelo empírico BRCH-J, para los TR: 1000 y 10 000 años.

Tabla 10
Hidrograma General TR 1000 años

PUNTO	TIEMPO (Horas)	TIEMPO (Min)	Q (m3/s)
1	0	0	7.70
2	207	12420	99.9
3	10	600	2021.4
4	15	900	7509
5	21	1260	10563.6
6	70	4200	211.1
7	120	7200	110.7
8	170	10200	99.9

Nota: Procesado por Excel.

Figura 10
Hidrograma General TR 1000 años



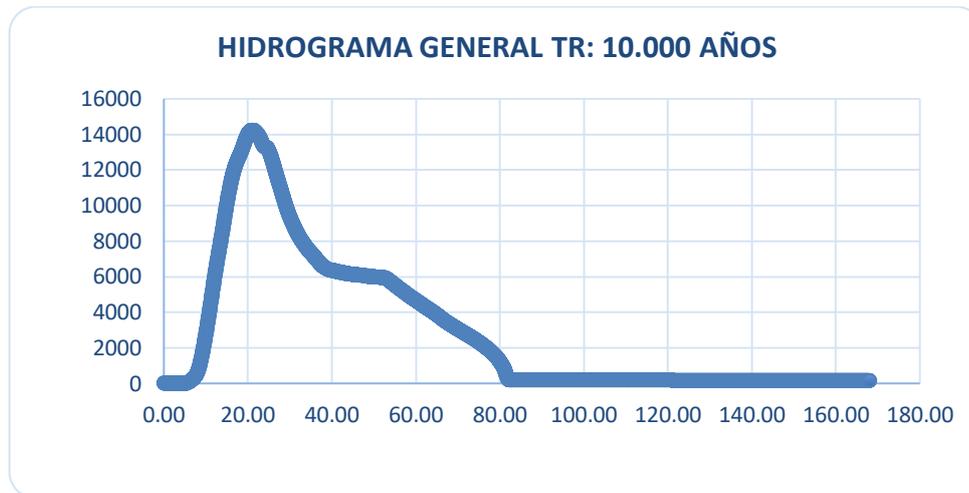
Nota: Procesado por Excel.

Figura 11
Hidrograma General TR 10 000 años

PUNTO	TIEMPO (Horas)	TIEMPO (Min)	Q (m3/s)
1	0	0	7.70
2	5	300	19.5
3	10	600	2838.9
4	15	900	10162.6
5	21	1260	14246.8
6	70	4200	3057.4
7	120	7200	185.1
8	170	10200	167

Nota: Procesado por Excel.

Figura 12
Hidrograma General TR 10 000 años

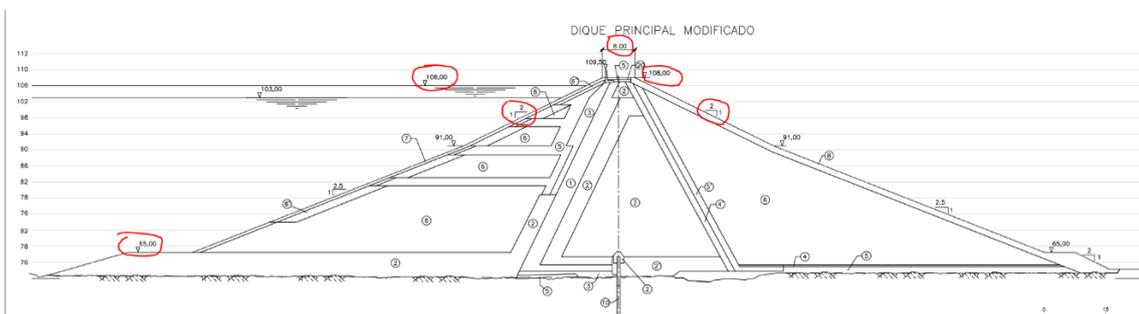


Nota: Procesado por Excel.

4.2. Modelado de escenarios de rotura presa

Para el desarrollo de escenario se usó BRCH-J, la cual tiene la finalidad de obtener parámetros de rotura en función a su geometría de la brecha ocasionada y el tiempo. Donde debemos tener en detalle las características físicas de la presa a estudiar como sus dimensiones de ella y del embalse que lo contiene. Cabe mencionar que este modelo empírico, modela escenarios de sobreevertimiento (Overtopping) y Tubificación (Piping)

Figura 13
Geometría del dique principal



Nota: Proporcionado por PECCH

Figura 14
Ensayos consolidación en calicatas

CalicataPerforación	Muestra	Prof	ESPECIMEN								Resultados del Ensayo			
			Gs	w	St	e	n	γ	γ_a	C_v	a_v	m_v	k	
				%	%		%	g/cc	g/cc	cm2/s	cm2/s	cm2/kg	cm2/s	
DD - 3	M - 5	3.55 - 5.00	2.74	15.3	89.3	0.468	31.9	2.15	1.87	0.051	5.30E-03	3.61E-03	1.80E-07	
DD - 1	M - 5	3.20 - 5.00	2.71	14.8	86.8	0.463	31.7	2.13	1.85	0.0524	5.25E-03	3.59E-03	1.90E-07	
DD - 2	M - 5	3.00 - 5.00	2.74	11.5	88	0.358	26.4	2.25	2.02	0.0475	7.21E-04	5.25E-04	2.50E-08	
DD - 5	M - 4	2.05 - 3.10	2.71	14.4	92.3	0.423	29.7	2.18	1.9	0.052	4.50E-03	3.16E-03	1.60E-07	
DD - 7	M - 5	3.30 - 5.00	2.72	8.7	76.9	0.307	23.5	2.26	2.08	0.542	2.03E-02	1.54E-02	8.40E-07	
DI - 5	M - 5	3.10 - 5.00	2.72	10.8	87.9	0.335	25.1	2.26	2.04	0.0547	1.94E-02	1.44E-02	7.90E-07	
DP - 2	M - 4	3.55 - 5.00	2.7	9	82.8	0.295	22.5	2.27	2.09	0.0523	1.68E-02	1.29E-02	6.80E-07	
DD - 8	M - 5	3.30 - 5.00	2.71	10.8	78	0.375	27.3	2.18	1.97	0.0502	9.30E-03	6.81E-03	3.40E-07	
DD - 6	M - 4	3.20 - 5.00	2.70	12.2	80.3	0.409	29	2.15	1.92	0.0512	3.63E-03	2.58E-03	1.30E-07	
DD - 7	M - 5	3.55 - 5.00	2.74	15.7	92.4	0.465	31.7	2.16	1.87	0.502	3.23E-03	2.20E-03	1.10E-07	

Nota: Proporcionado por PECCH

Figura 15
Propiedades Geotécnicas de los materiales

Material	Peso Unitario (t/m ³)				Resistencia al corte	
	En masa	En Seco	Saturado	Sumergido	φ°	c (t/m ²)
Arcilla	2.05	1.75	2.10	1.10	26 (20)	0.50 (0.0)
Grava Limpia	2.00	1.90	2.20	1.20	35	0.00
Relleno Común	2.10	1.90	2.20	1.20	33	0.00
Grava de Terraza	1.90	1.85	2.20	1.20	35 (30)	0.00
Enrocado	1.90		2.10	1.10	40	0.00

Nota: Proporcionado por PECCH

Figura 16
Esquema de BRCH-J

((1)) Mensaje:

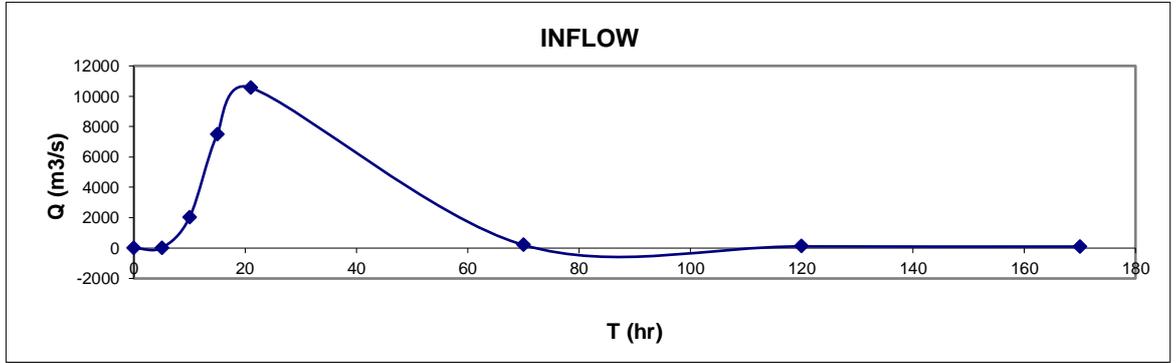
PRESA

((2)) Datos de la Presa:

HI (msnm)	114.3	Elevación inicial del pelo de agua en el reservorio para t=0
HU (msnm)	116.3	Elevación de la cresta de la presa
HL (msnm)	73.33	Elevación del pie de la presa (al pie del reservorio)
HPI (msnm)	0.0	Elevación por falla de tubificación (=0 si no se corre el piping)
HSP (msnm)	0.0	Elevación de la cresta del aliviadero
PI	0.2655	Índice de plasticidad de la arcilla predominante en la presa.
CA	0.03	Coefficiente A: 0.004<CA<0.02
CB	0.6	Coefficiente B: 0.58<CB<0.84

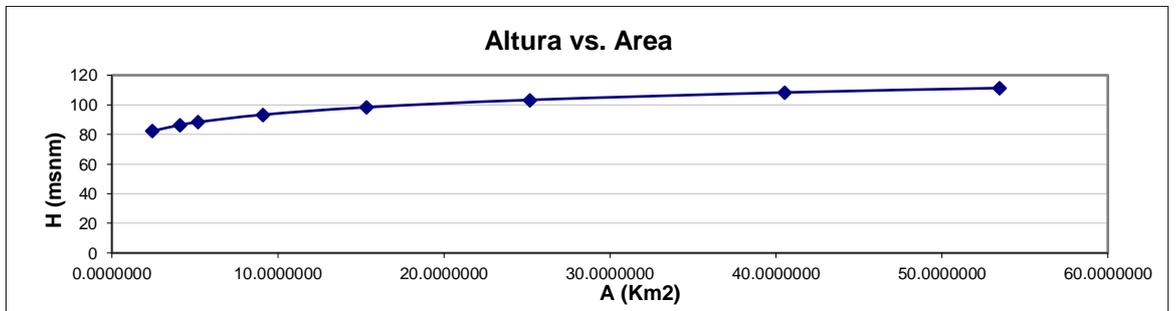
*Hidrograma de entrada
(INFLOW)*

((3))	Q (m3/s)	7.7	15.5	2021.4	7509	10563.6	211.1	110.7	99.9
((4))	T (hrs)	0	5	10	15	21	70	120	170



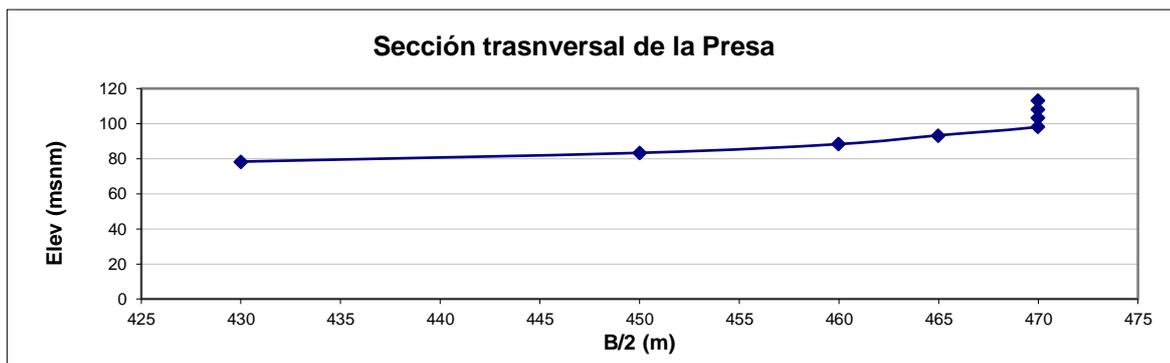
*Volumen de Almacenamiento del
reservorio*

((5))	A (Km2)	53.4600000	40.5300000	25.1700000	15.3200000	9.0900000	5.1840000	4.0790000	2.4280000
((6))	H (msnm)	111.33	108.33	103.33	98.33	93.33	88.33	86.33	82.33



*Sección Transversal de la
Presa*

((7))	Elev (msnm)	78.32	83.32	88.32	93.32	98.32	103.32	108.327	113.32
((8))	B (m)	860	900	920	930	940	940	940	940
((9))	n Manning	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04



Datos de la cobertura de la Presa

((10))	ZU	2	Talud de la cara aguas arriba de la presa (1 vertical : ZU horizontal)
	ZD	2	Talud de la cara aguas abajo de la presa (1 vertical : ZD horizontal)
	ZC	0	Talud promedio de las caras de la base interna de la presa (1 vertical : ZC horizontal). Si no hay base interna, dejar en blanco.
	GL	0	Longitud promedio del grass (en pulgadas). Si no hay grass dejar vacío.
	GS	0	Condición del grass. Si es buena =1, si es pobre o no existe = 0
	VMP	0	Velocidad máxima permisible (pies por segundo) para el grass. Varía entre 3 a 6 pies/seg. Si no hay grass dejar vacío
	SEDCON	0.5	Concentración máxima de sedimentos (0.4 a 0.5) en el flujo de la brecha. Si esta vacío, por defecto el programa usa 0.5

Datos del material del núcleo de la Presa

((11))	D50C	0.074	Tamaño del grano D50 (mm) del material del núcleo base (50% de Finos)
	PORC	0.289	Tasa de porosidad del material del núcleo base. Si no hay núcleo poner 0.
	UWC	17167.5	Peso unitario (lb/ft ³) del material del núcleo base. Si no hay núcleo poner 0.
	CNC	0.04	"n" de manning para el material del núcleo. Si no hay núcleo dejar vacío.
	AFRC	26	Angulo de fricción interna (grados) del material del núcleo. Si no hay dejar en blanco.
	COHC	4905	Esfuerzo de cohesión (lb/ft ³) del material del núcleo. Si no hay dejar vacío.
	UNFCC	3	Relación de D90 a D30 para el material del núcleo. Si se dejar vacío, por defecto se usa 10.

Datos del material fuera del núcleo de la Presa

((12))	D50S	12	D50 (mm) dimensión del grano del material de la presa.
	PORS	0.25	Tasa de porosidad del material de la presa.
	UWS	18639	Peso unitario (N/m ³) del material de la presa.
	CNS	0.04	"n" de manning para el material de la presa. Si se deja en blanco, se calcula automáticamente
	AFRS	33	Angulo de fricción interno (grados) del material de la presa.
	COHS	0	Esfuerzo de cohesión (N/m ²) del material de la presa.
	UNFCS	30	Relación de D90 a D30 para el material de la presa. Si se deja vacío, por defecto se usa 10.

NOTA: Si el material es homogéneo, use el material fuera del núcleo como el material representativo de la presa

Datos adicionales de la Presa

((13))	BR	2	Relación del Ancho brecha/ profundidad del flujo para iniciar la brecha rectangular. 2 = overtopping y 1 para piping.
	WC	8	Ancho de la cresta de la presa (m) (puede ser 0)
	CRL	2550	Longitud de la cresta de la presa (m)
	SM	0.045	Pendiente de fondo (m/m) aguas abajo del río para 100 pies delante de la presa
	D50DF	0	D50 (mm) dimensión del grano del material del pie de la cara aguas abajo de la presa. Si esta vacío se considera = D50S
	UNFCDF	3	Tasa de D90 a D30 del material de la cara aguas abajo. Si se deja en blanco, UNFCDF=3.0 si D50DF>0 o UNFCDF = UNFCS si D50DF =0
	BMX	2550	Ancho máximo permitido del fondo de la brecha (pies) como restricción (por defecto = Longitud de cresta)
	BTMX	2550	Ancho máximo superficial permitido de la brecha (pies) como restricción (por defecto = longitud de cresta)

Parámetros de control del Sistema

((14))	DTH	0.02	Tamaño del paso de tiempo base (hr) (0.001<DTH<0.2). Si se deja vacío DTH = 0.005
	DBG	0.001	Parametro de control de salida. DBG = 0 salida mínima. DBG = 0.001, salida de cada paso de tiempo, DBG=0.002, salida de cada iteración.
	H	0.1	Profundidad inicial (pies) de la brecha a lo largo de la cara aguas abajo de la presa para una falla por desbordamiento. Si se deja vacío H=0.1.
	TEH	300	Duración de la simulación (hrs)
	ERR	0.1	Tolerancia del error en la solución iterativa, expresado en tasa de porcentaje (0.1<ERR<1) Si esta vacío ERR = 0.5
	FPT	1	Intervalo de pasos de tiempo para plotear la descarga calculada (1<FPT<10) si esta vacío FPT = 10
	TPR	0	Si se deja vacío, la salida se imprime en todos los pasos de tiempo.

Curva de descarga del aliviadero

((15))	Q (m³/s)	0	150	879	1959	3323	4750	5922	6404
((16))	Head (m)	78	80	85	90	95	100	105	108

En la cual los escenarios a estudiar son:

- Escenario 01.- Escenario de rotura del dique principal por Sobrevertimiento (Overtopping), con el aliviadero de compuertas principal y el aliviadero de emergencia en operación para un Tiempo retorno de 1000 años.

Tabla 11
Matriz de Escenario 1

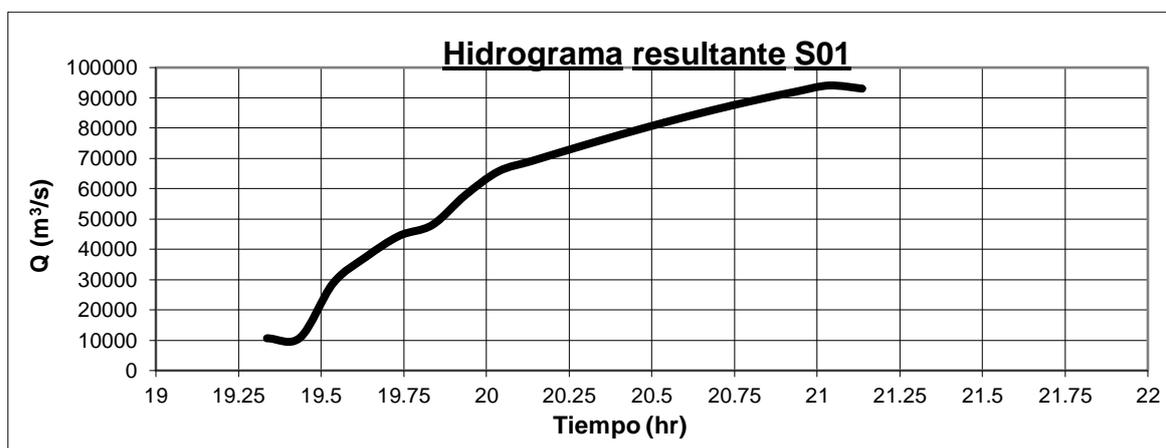
PP01OB							
375	381.6	217.56	0	381.6	0.21	0.03	0.6
271.9	540.2	125488.2	429147.1	522001.9	11387.5	5744.9	5187
0	5	10	15	21	70	120	170
17760.3	13871.2	9465.9	6241.5	3144.8	1754.6	927.4	196
371.7	365.2	355.3	342.2	322.5	306.1	289.7	256.9
256.9	273.3	289.7	306.1	322.5	338.9	355.3	371.7
2820.8	2952	3017.6	3050.4	3083.2	3083.2	3083.2	3083.2
0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	2	0	0	0	0	0.5	
0.074	0.228	109.9	0.04	26	102.5	17	
12	0.25	119.3	0.04	33	0	30	
2	26.2	590.4	63.36	0	30	590.4	590.4
0.01	0.001	0.1	100	0.01	10	0	
238024.7	229903.4	224218.5	212778.1	177715.2	126621.7	53247.5	5120
381.6	376.6	373.7	368.4	355.3	338.9	312.7	283.2

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema de Estados Unidos.

Tabla 12*Resultado del escenario 01*

ESCENARIO 01 - FALLA POR SOBREVERTIMIENTO CON UN TR= 1000 AÑOS		(OP)	
QBP	Caudal máximo de salida a través de la brecha (cfs) =	94350.81	m3/s
TP	Tiempo (hr) en el cual el flujo pico de salida ocurre =	21.05	hr
QP	Caudal total de salida ocurrido en el tiempo TP =	94350.81	m3/s
TRS	Duración (hr) de la rama ascendente del hidrograma =	1.65	hr
TB	Tiempo (hr) en el cual la elevación en el flujo de salida empieza =	19.4	hr
BRD	Profundidad (ft) final de la brecha =	50	m
BRW	Ancho superficial (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95	m
HU	Elevación (ft) de la cresta de la presa =	116.31	msnm
HY	Elevación (ft) final de la superficie de agua en el reservorio =		msnm
HC	Elevación (ft) final en el fondo de la brecha =	66.31	msnm
AGL	Angulo agudo que el lado de la brecha hace con la vertical en QBP =	0	
QO	Flujo de salida en T=0.0	0	m3/s
Z	Talud del lado de la brecha (ft/ft) en el caudal pico =	0	
TFH	Tiempo de falla (hr) determinado por SMPDBK	4.34	hr
TFHI	Tiempo de falla (hr) determinado por integración de series de tiempo de caudal	2.4	hr
BO	Ancho de fondo (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95	m

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

Figura 17*Hidrograma resultante S01*

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

- Escenario 02.- Escenario de rotura del dique principal por Sobrevvertimiento (Overtopping), con el aliviadero de compuertas principal y el aliviadero de emergencia sin operación para un Tiempo retorno de 1000 años.

Tabla 13
Matriz de Escenario 2

PP010B							
375	381.6	217.56	0	381.6	0.21	0.03	0.6
271.9	540.2	125488.2	429147.1	522001.9	11387.5	5744.9	5187
0	5	10	15	21	70	120	170
17760.3	13871.2	9465.9	6241.5	3144.8	1754.6	927.4	196
371.7	365.2	355.3	342.2	322.5	306.1	289.7	256.9
256.9	273.3	289.7	306.1	322.5	338.9	355.3	371.7
2820.8	2952	3017.6	3050.4	3083.2	3083.2	3083.2	3083.2
0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	2	0	0	0	0	0.5	
0.074	0.228	109.9	0.04	26	102.5	17	
12	0.25	119.3	0.04	33	0	30	
2	26.2	590.4	63.36	0	30	590.4	590.4
0.01	0.001	0.1	100	0.01	10	0	
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0

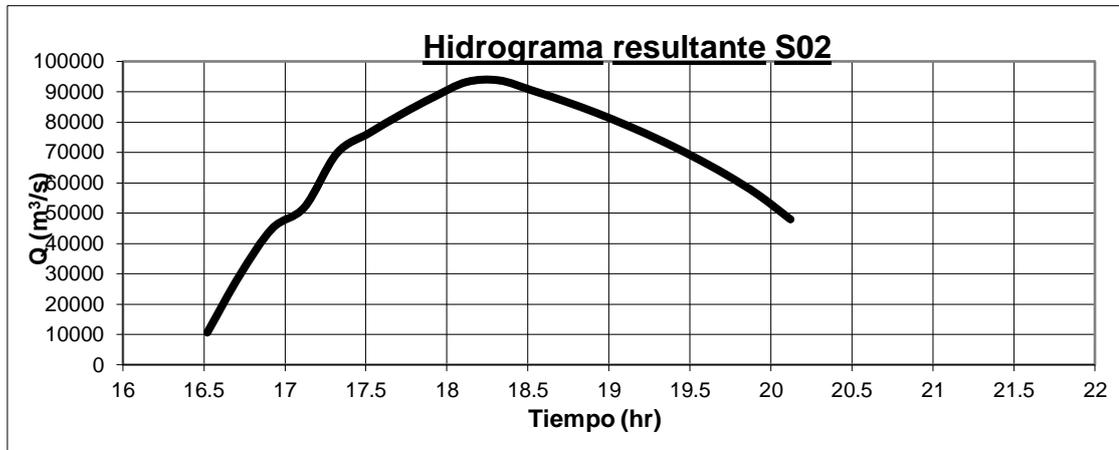
Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema de Estados Unidos.

Tabla 14
Resultado del escenario 02

ESCENARIO 02 - FALLA POR SOBREVERTIMIENTO CON UN TR= 1000 AÑOS		(SINOP)
QBP	Caudal máximo de salida a través de la brecha (cfs) =	95263.09 m3/s
TP	Tiempo (hr) en el cual el flujo pico de salida ocurre =	18.22 hr
QP	Caudal total de salida ocurrido en el tiempo TP =	95263.09 m3/s
TRS	Duración (hr) de la rama ascendente del hidrograma =	1.63 hr
TB	Tiempo (hr) en el cual la elevación en el flujo de salida empieza =	16.59 hr
BRD	Profundidad (ft) final de la brecha =	50 m
BRW	Ancho superficial (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95 m
HU	Elevación (ft) de la cresta de la presa =	116.31 msnm
HY	Elevación (ft) final de la superficie de agua en el reservorio =	64.15 msnm
HC	Elevación (ft) final en el fondo de la brecha =	66.31 msnm
AGL	Angulo agudo que el lado de la brecha hace con la vertical en QBP =	0
QO	Flujo de salida en T=0.0	0 m3/s
Z	Talud del lado de la brecha (ft/ft) en el caudal pico =	0
TFH	Tiempo de falla (hr) determinado por SMPDBK	4.1 hr
TFHI	Tiempo de falla (hr) determinado por integración de series de tiempo de caudal	2.37 hr
BO	Ancho de fondo (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.76 m

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

Figura 18
Hidrograma resultante S02



Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

- Escenario 03.- Escenario de rotura del dique principal por Sobrevertimiento (Overtopping), con el aliviadero de compuertas principal y el aliviadero de emergencia con operación para un Tiempo retorno de 10 000 años.

Tabla 15
Matriz de Escenario 2

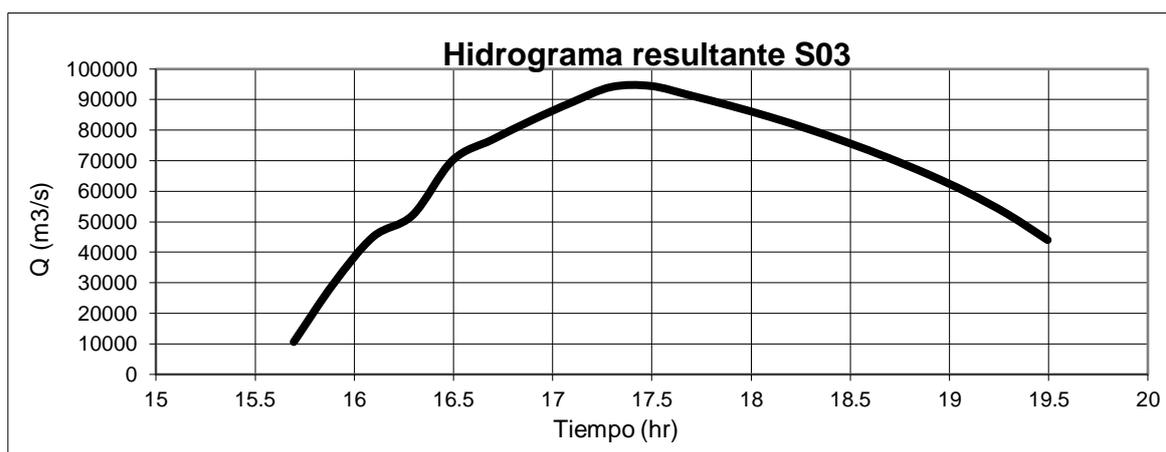
PP010B							
375	381.6	217.56	0	381.6	0.21	0.03	0.6
271.9	540.2	125488.2	429147.1	522001.9	11387.5	5744.9	5187
0	5	10	15	21	70	120	170
17760.3	13871.2	9465.9	6241.5	3144.8	1754.6	927.4	196
371.7	365.2	355.3	342.2	322.5	306.1	289.7	256.9
256.9	273.3	289.7	306.1	322.5	338.9	355.3	371.7
2820.8	2952	3017.6	3050.4	3083.2	3083.2	3083.2	3083.2
0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	2	0	0	0	0	0.5	
0.074	0.228	109.9	0.04	26	102.5	17	
12	0.25	119.3	0.04	33	0	30	
2	26.2	590.4	63.36	0	30	590.4	590.4
0.01	0.001	0.1	100	0.01	10	0	
238024.7	229903.4	224218.5	212778.1	177715.2	126621.7	53247.5	5120
381.6	376.6	373.7	368.4	355.3	338.9	312.7	283.2

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema de Estados Unidos.

Tabla 16*Resultado del escenario 03*

ESCENARIO 03 - FALLA POR SOBREVERTIMIENTO CON UN TR= 10 000 AÑOS (OP)			
QBP	Caudal máximo de salida a través de la brecha (cfs) =	96066.07	m3/s
TP	Tiempo (hr) en el cual el flujo pico de salida ocurre =	17.38	hr
QP	Caudal total de salida ocurrido en el tiempo TP =	96066.07	m3/s
TRS	Duración (hr) del la rama ascendente del hidrograma =	1.63	hr
TB	Tiempo (hr) en el cual la elevación en el flujo de salida empieza =	15.76	hr
BRD	Profundidad (ft) final de la brecha =	50	m
BRW	Ancho superficial (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95	m
HU	Elevación (ft) de la cresta de la presa =	116.31	msnm
HY	Elevación (ft) final de la superficie de agua en el reservorio =	0	msnm
HC	Elevación (ft) final en el fondo de la brecha =	66.31	msnm
AGL	Angulo agudo que el lado de la brecha hace con la vertical en QBP =	0	
QO	Flujo de salida en T=0.0	0	m3/s
Z	Talud del lado de la brecha (ft/ft) en el caudal pico =	0	
TFH	Tiempo de falla (hr) determinado por SMPDBK	3.91	hr
TFHI	Tiempo de falla (hr) determinado por integración de series de tiempo de caudal	2.35	hr
BO	Ancho de fondo (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95	m

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

Figura 19*Hidrograma resultante S03*

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

- Escenario 04.- Escenario de rotura del dique principal por Sobrevertimiento (Overtopping), con el aliviadero de compuertas principal y el aliviadero de emergencia sin operación para un Tiempo retorno de 10 000 años.

Tabla 17
Matriz de Escenario 4

PP01OB							
375	381.6	217.56	0	381.6	0.21	0.03	0.6
271.9	540.2	125488.2	429147.1	522001.9	11387.5	5744.9	5187
0	5	10	15	21	70	120	170
17760.3	13871.2	9465.9	6241.5	3144.8	1754.6	927.4	196
371.7	365.2	355.3	342.2	322.5	306.1	289.7	256.9
256.9	273.3	289.7	306.1	322.5	338.9	355.3	371.7
2820.8	2952	3017.6	3050.4	3083.2	3083.2	3083.2	3083.2
0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	2	0	0	0	0	0.5	
0.074	0.228	109.9	0.04	26	102.5	17	
12	0.25	119.3	0.04	33	0	30	
2	26.2	590.4	63.36	0	30	590.4	590.4
0.01	0.001	0.1	100	0.01	10	0	
238024.7	229903.4	224218.5	212778.1	177715.2	126621.7	53247.5	5120
381.6	376.6	373.7	368.4	355.3	338.9	312.7	283.2

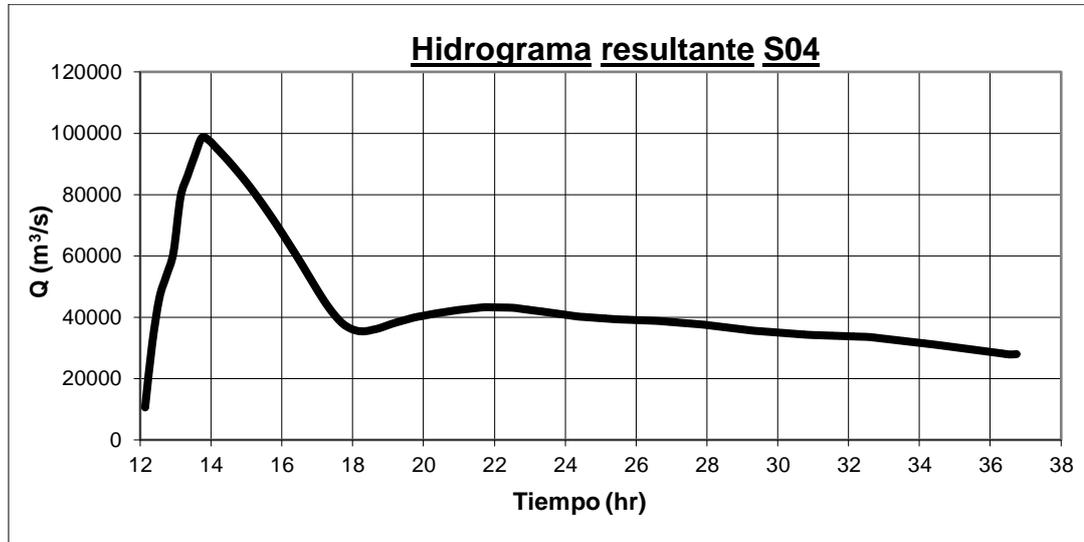
Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema de Estados Unidos.

Tabla 18
Resultado del escenario 04

ESCENARIO 04 - FALLA POR SOBREVERTIMIENTO CON UN TR= 10 000 AÑOS		(SI OP)
QBP	Caudal máximo de salida a través de la brecha (cfs) =	99532.17 m3/s
TP	Tiempo (hr) en el cual el flujo pico de salida ocurre =	13.78 hr
QP	Caudal total de salida ocurrido en el tiempo TP =	99532.17 m3/s
TRS	Duración (hr) del la rama ascendente del hidrograma =	1.59 hr
TB	Tiempo (hr) en el cual la elevación en el flujo de salida empieza =	12.19 hr
BRD	Profundidad (ft) final de la brecha =	50 m
BRW	Ancho superficial (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95 m
HU	Elevación (ft) de la cresta de la presa =	116.31 msnm
HY	Elevación (ft) final de la superficie de agua en el reservorio =	74.2 msnm
HC	Elevación (ft) final en el fondo de la brecha =	66.31 msnm
AGL	Angulo agudo que el lado de la brecha hace con la vertical en QBP =	0
QO	Flujo de salida en T=0.0	0 m3/s
Z	Talud del lado de la brecha (ft/ft) en el caudal pico =	0
TFH	Tiempo de falla (hr) determinado por SMPDBK	3.04 hr
TFHI	Tiempo de falla (hr) determinado por integración de series de tiempo de caudal	2.25 hr
BO	Ancho de fondo (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95 m

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

Figura 20
Hidrograma resultante S04



Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

- Escenario 05.- Escenario de rotura del dique principal por Tubificación (Piping), para un Caudal Promedio.

Tabla 19
Matriz de Escenario 5

PP010B							
375	381.6	217.56	339.2	381.6	0.21	0.03	0.6
5207.2	5207.2	5207.2	5207.2	5207.2	5207.2	5207.2	5207.2
0	1	2	3	4	5	6	7
17760.3	13871.2	9465.9	6241.5	3144.8	1754.6	927.4	196
371.7	365.2	355.3	342.2	322.5	306.1	289.7	256.9
256.9	273.3	289.7	306.1	322.5	338.9	355.3	371.7
2820.8	2952	3017.6	3050.4	3083.2	3083.2	3083.2	3083.2
0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	2	0	0	0	0	0.5	
0.074	0.228	109.9	0.04	26	102.5	17	
12	0.25	119.3	0.04	33	0	30	
1	26.2	590.4	63.36	0	30	590.4	590.4
0.01	0.001	0.1	100	0.01	10	0	
238024.7	229903.4	224218.5	212778.1	177715.2	126621.7	53247.5	5120
381.6	376.6	373.7	368.4	355.3	338.9	312.7	283.2

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema de Estados Unidos.

Tabla 20

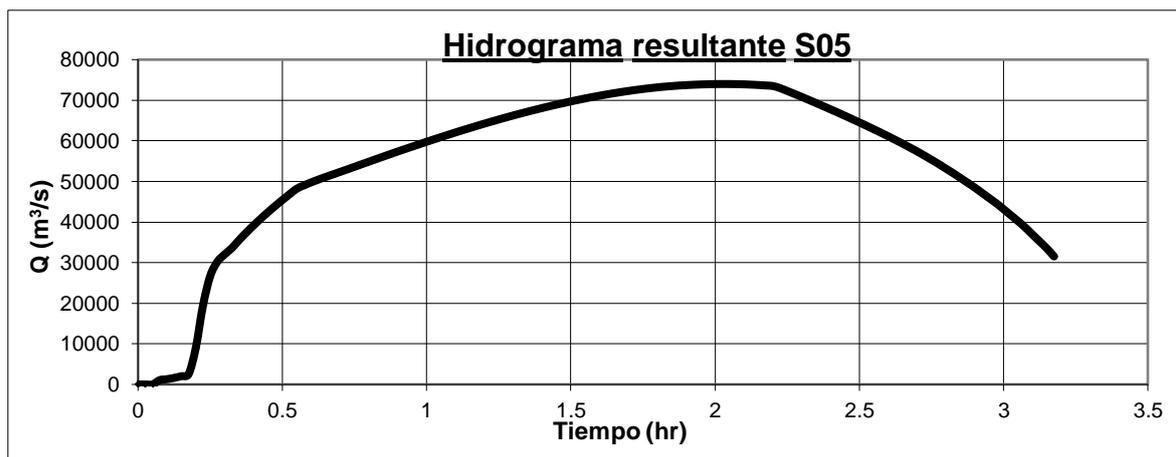
Resultado del escenario 05

ESCENARIO 05 - FALLA POR TUBIFICACION CON UN CAUDAL PROMEDIO		
QBP	Caudal máximo de salida a través de la brecha (cfs) =	73989.52 m3/s
TP	Tiempo (hr) en el cual el flujo pico de salida ocurre =	2.03 hr
QP	Caudal total de salida ocurrido en el tiempo TP =	73989.52 m3/s
TRS	Duración (hr) del la rama ascendente del hidrograma =	2.03 hr
TB	Tiempo (hr) en el cual la elevación en el flujo de salida empieza =	0 hr
BRD	Profundidad (ft) final de la brecha =	50 m
BRW	Ancho superficial (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95 m
HU	Elevación (ft) de la cresta de la presa =	116.31 msnm
HY	Elevación (ft) final de la superficie de agua en el reservorio =	msnm
HC	Elevación (ft) final en el fondo de la brecha =	66.31 msnm
AGL	Angulo agudo que el lado de la brecha hace con la vertical en QBP =	0
QO	Flujo de salida en T=0.0	0 m3/s
Z	Talud del lado de la brecha (ft/ft) en el caudal pico =	0.12
TFH	Tiempo de falla (hr) determinado por SMPDBK	6.73 hr
TFHI	Tiempo de falla (hr) determinado por integración de series de tiempo de caudal	2.92 hr
BO	Ancho de fondo (ft) de la brecha en el caudal pico =	167.82 m

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

Figura 21

Hidrograma resultante S05



Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

- Escenario 06.- Escenario de rotura del dique principal por Tubificación (Piping), para un Tiempo retorno de 100 años

Tabla 21
Matriz de Escenario 6

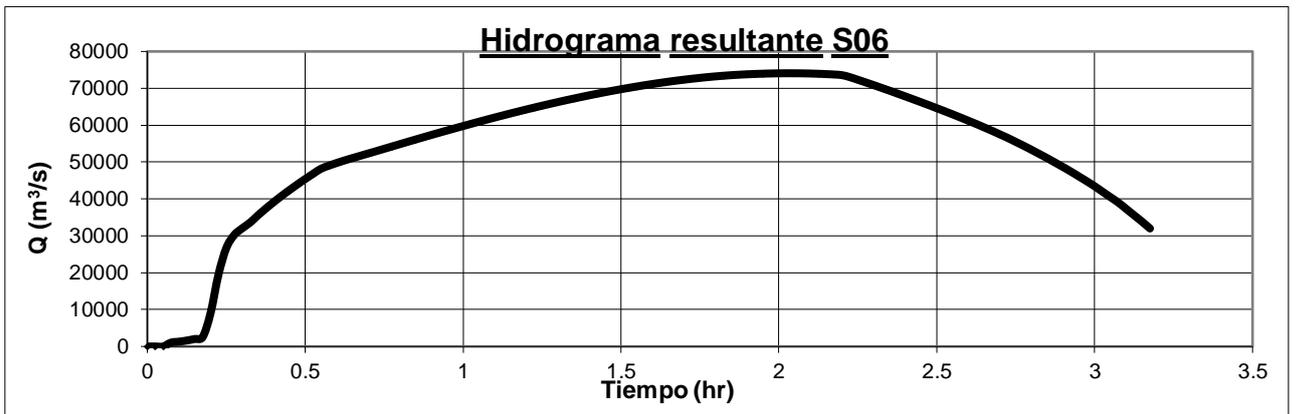
PP010B							
375	381.6	217.56	339.2	381.6	0.21	0.03	0.6
271.9	360.2	59426.7	225348.4	280933.4	8905.2	5766.1	5201.2
0	5	10	15	21	70	120	170
17760.3	13871.2	9465.9	6241.5	3144.8	1754.6	927.4	196
371.7	365.2	355.3	342.2	322.5	306.1	289.7	256.9
256.9	273.3	289.7	306.1	322.5	338.9	355.3	371.7
2820.8	2952	3017.6	3050.4	3083.2	3083.2	3083.2	3083.2
0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	2	0	0	0	0	0.5	
0.074	0.228	109.9	0.04	26	102.5	17	
12	0.25	119.3	0.04	33	0	30	
1	26.2	590.4	63.36	0	30	590.4	590.4
0.01	0.001	0.1	100	0.01	10	0	
238024.7	229903.4	224218.5	212778.1	177715.2	126621.7	53247.5	5120
381.6	376.6	373.7	368.4	355.3	338.9	312.7	283.2

Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema de Estados Unidos.

Tabla 22
Resultado del escenario 06

ESCENARIO 06 - FALLA POR TUBIFICACION CON UN TR= 100 AÑOS		
QBP	Caudal máximo de salida a través de la brecha (cfs) =	74092.23 m3/s
TP	Tiempo (hr) en el cual el flujo pico de salida ocurre =	2.04 hr
QP	Caudal total de salida ocurrido en el tiempo TP =	74092.23 m3/s
TRS	Duración (hr) de la rama ascendente del hidrograma =	2.04 hr
TB	Tiempo (hr) en el cual la elevación en el flujo de salida empieza =	0 hr
BRD	Profundidad (ft) final de la brecha =	50 m
BRW	Ancho superficial (ft) de la brecha en el caudal pico =	179.95 m
HU	Elevación (ft) de la cresta de la presa =	116.31 msnm
HY	Elevación (ft) final de la superficie de agua en el reservorio =	msnm
HC	Elevación (ft) final en el fondo de la brecha =	66.31 msnm
AGL	Angulo agudo que el lado de la brecha hace con la vertical en QBP =	0
QO	Flujo de salida en T=0.0	0 m3/s
Z	Talud del lado de la brecha (ft/ft) en el caudal pico =	0.12
TFH	Tiempo de falla (hr) determinado por SMPDBK	6.73 hr
TFHI	Tiempo de falla (hr) determinado por integración de series de tiempo de caudal	2.92 hr
BO	Ancho de fondo (ft) de la brecha en el caudal pico =	168.42 m

Figura 22
Hidrograma resultante S06

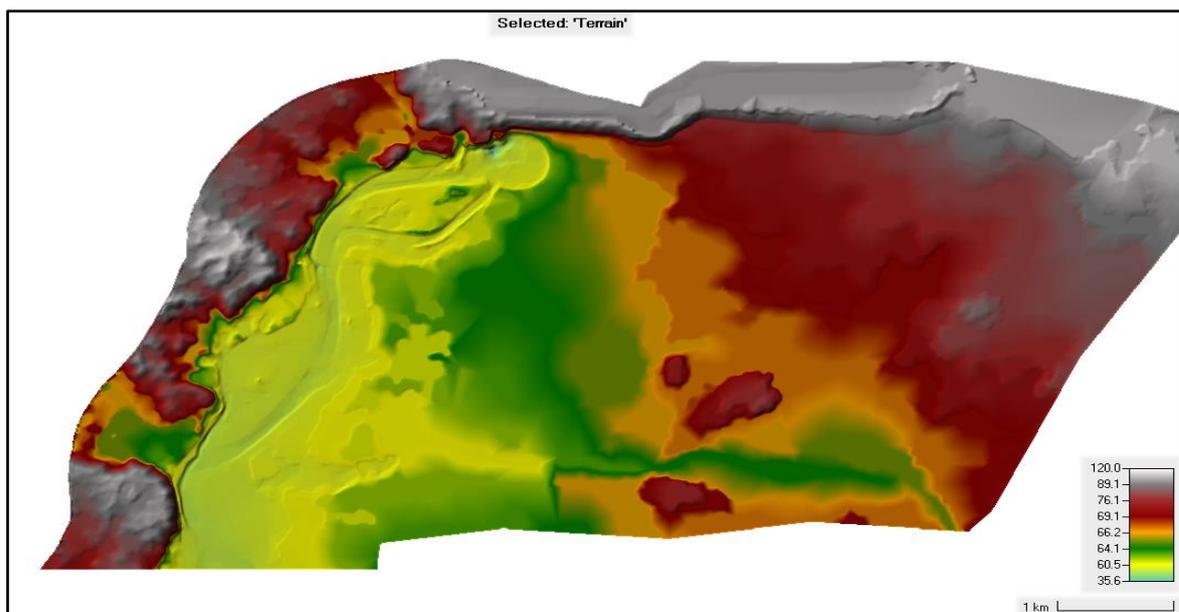


Nota: Elaborado en Excel con un formato con un sistema Internacional

4.3. Simulado de escenarios de rotura presa

Para el simulado se usará el modelo Hecras, en la cual necesitamos las hidrogramas de rotura que se obtuvo del modelo Brch-J, en la cual se trabajara en un régimen no permanente. A continuación, se observa un modelo digital de elevación, elaborado por PECCH mediante levantamiento con Lidar. Cabe mencionar que no los proporcionaron calibrado con un numero de Manning de 0.035.

Figura 23
Modelo digital elevación Poechos



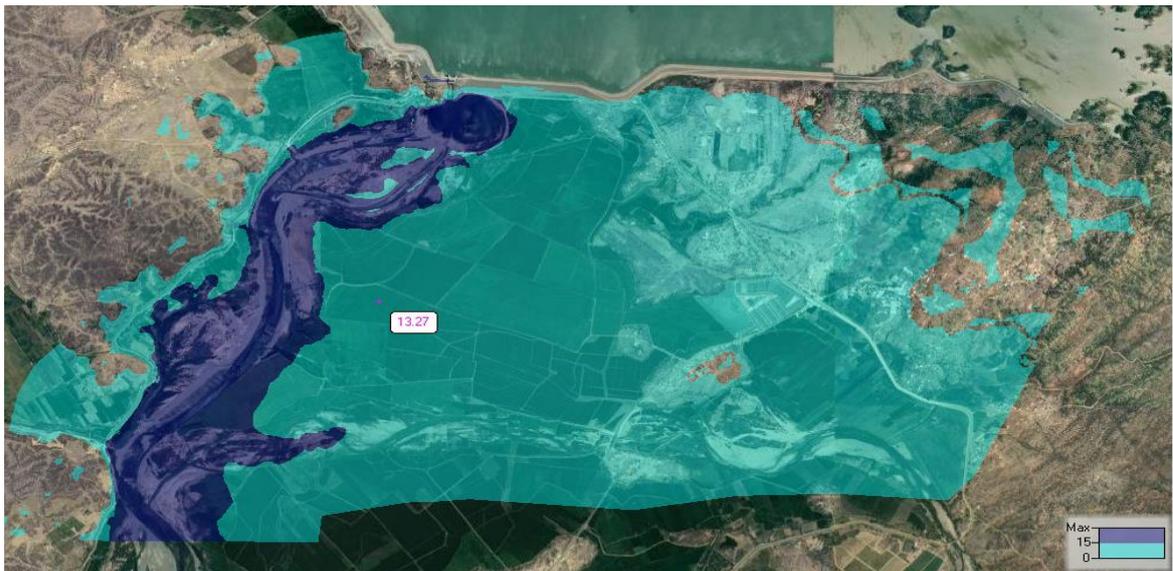
Nota: Entregado por PECCH.

Teniendo como resultados la rotura de la presa y observando velocidades, tirantes y elevación de agua. En la cual se desarrolló una sola simulación debido que los hidrogramas picos de rotura daban un mismo comportamiento en los parámetros de inundación.

Se observa la falla de la presa, en un caso de Sobrevertimiento.

Figura 24

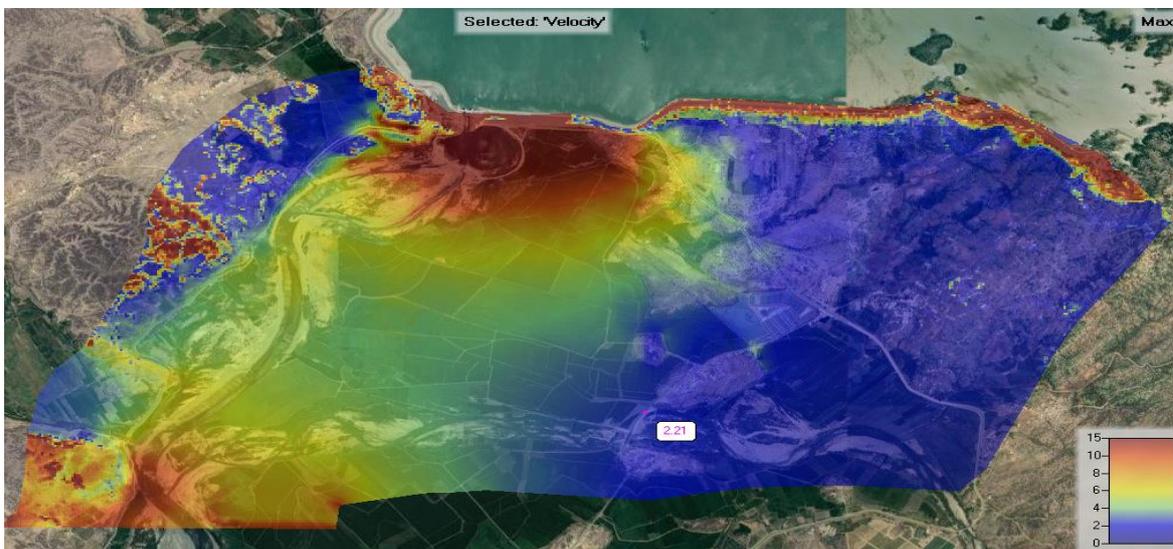
Tirantes del Modelo - Overtopping



Nota: Elaborado en Hecras.

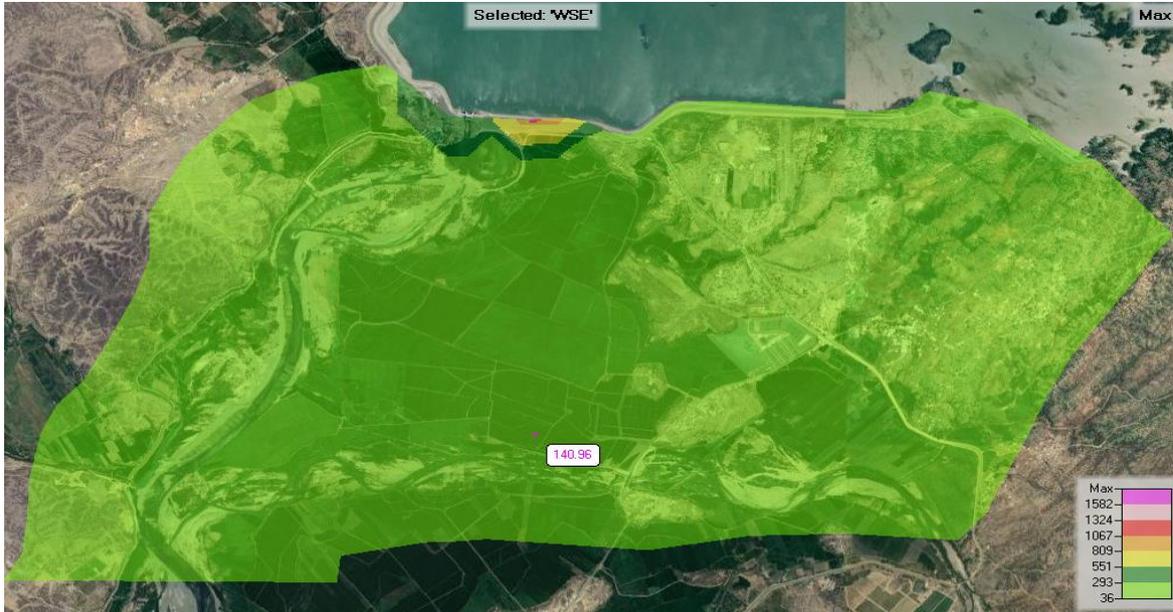
Figura 25

Velocidades del Modelo- Overtopping



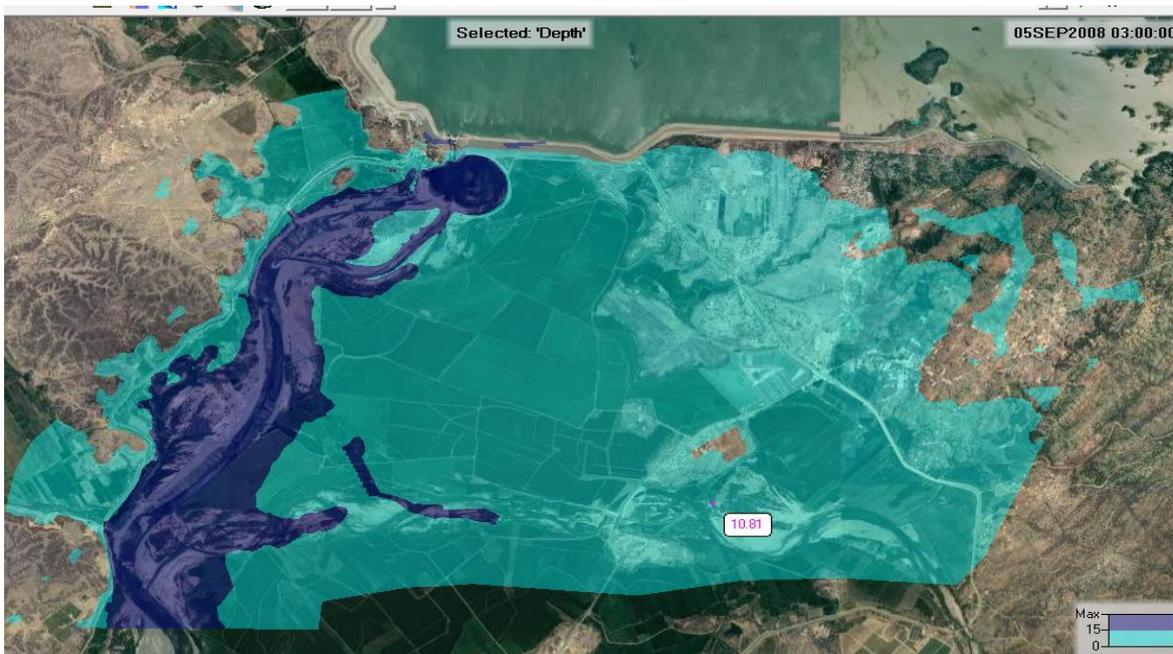
Nota: Elaborado en Hecras.

Figura 26
Niveles del modelo- Overtopping



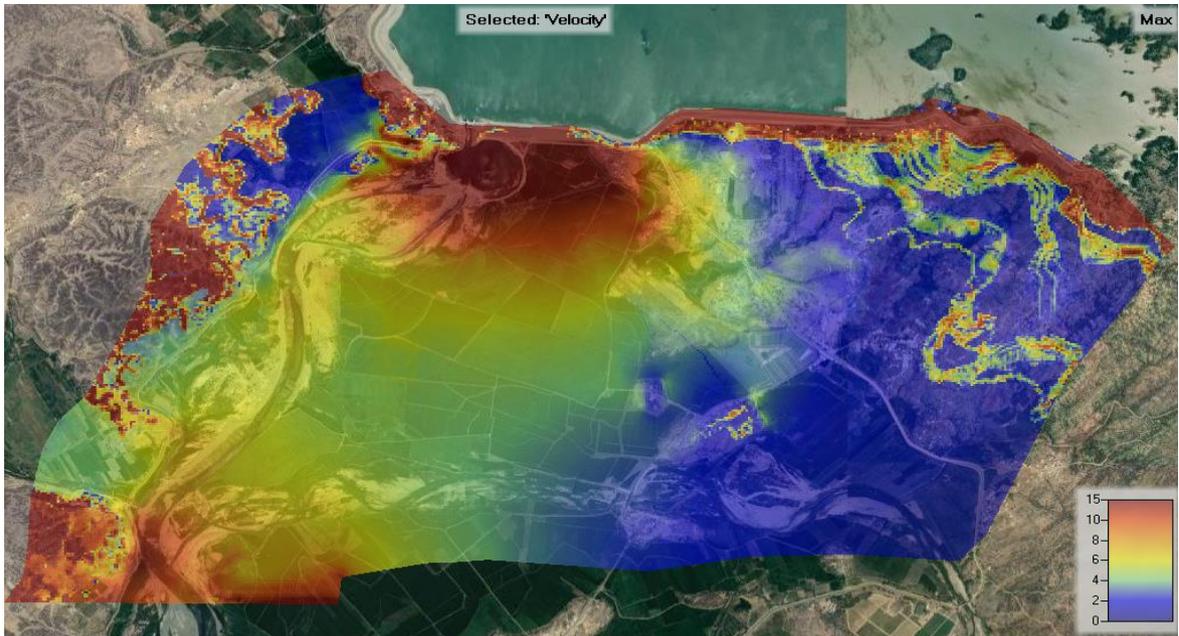
Nota: Elaborado en Hecras

Figura 27
Tirantes del Modelo - Piping



Nota: Elaborado en Hecras.

Figura 28
Velocidades del Modelo - Piping



Nota: Elaborado en Hecras.

Figura 29
Niveles del Modelo - Piping



Nota: Elaborado en Hecras.

V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

- Las avenidas máximas que se producen entre los periodos de 10 000 años respecto al 1000 años es de 3683 de diferencia.
- Los caudales de rotura para el fenómeno de sobrevertimiento y la tubificación, son mayores a los 90 mil cubos por segundo.
- Las geometrías de las brechas de rotura son similares para los 6 escenarios.
- La extensión de inundación producida es mayor en caso del fenómeno de Tubificación que el de Sobrevertimiento.
- En los escenarios en las que se considera el aliviadero en operación, tienen una reducción de caudal de rotura no mayor a $3\text{m}^3/\text{s}$.

CONCLUSIONES

- **OBJETIVO 1: Modelo hidrológico Hec-Hms.**
- El modelo Hechms nos permite obtener una serie de tiempo (hidrograma), en la cual nos sirve para una modelación hidrodinámica bajo un régimen no permanente.
- El caudal pico de los hidrogramas para un tiempo de retorno de 1000 y 10 000 años son respectivamente 14246.8 y 10563. M³/s.
- Breach-J o conocido como Breach Gui, nos permite obtener parámetros hidráulicos de rotura de una presa y también nos avisa el caudal máximo que soporta la estructura.
- **OBJETIVO 2: Falla por sobrevertimiento, TR: 1,000 Años (Con operación del aliviadero).**
- El caudal máximo que se produce en el instante de la brecha, es de 94 340.81 m³/s y el tiempo que el caudal pico se descarga es en las 21 horas, teniendo consigo 1.65 horas de duración de la rama ascendente del hidrograma.
- La profundidad de la brecha ocasionada por la rotura es de 50 metros, con un ancho de 179.55 metros y un tiempo de falla de la estructura de 2.40 horas.
- **OBJETIVO 3: Falla por sobrevertimiento, TR: 1,000 Años (Sin operación del aliviadero).**
- El caudal máximo que se produce en el instante de la brecha, es de 95,263.09 m³/s y el tiempo que el caudal pico se descarga es en las 18 horas, teniendo consigo 1.63 horas de duración de la rama ascendente del hidrograma.
- La profundidad de la brecha ocasionada por la rotura es de 50 metros, con un ancho de 179.76 metros y un tiempo de falla de la estructura de 2.37 horas.

- **OBJETIVO 4: Falla por sobrevertimiento, TR: 10,000 Años (Con operación del aliviadero).**
- El caudal máximo que se produce en el instante de la brecha, es de 96,066.07 m³/s y el tiempo que el caudal pico se descarga es en las 17 horas, teniendo consigo 1.63 horas de duración de la rama ascendente del hidrograma.
- La profundidad de la brecha ocasionada por la rotura es de 50 metros, con un ancho de 179.95 metros y un tiempo de falla de la estructura de 2.35 horas.
- **OBJETIVO 5: Falla por sobrevertimiento, TR: 10,000 Años (Sin operación del aliviadero).**
- El caudal máximo que se produce en el instante de la brecha, es de 99,532 m³/s y el tiempo que el caudal pico se descarga es en las 14 horas, teniendo consigo 1.59 horas de duración de la rama ascendente del hidrograma.
- La profundidad de la brecha ocasionada por la rotura es de 50 metros, con un ancho de 179.95 metros y un tiempo de falla de la estructura de 2.25 horas.
- **OBJETIVO 6: Falla por tubificación, con caudal promedio.**
- El caudal máximo que se produce en el instante de la brecha, es de 73,989.52 m³/s y el tiempo que el caudal pico se descarga es en las 2 horas, teniendo consigo 2 horas de duración de la rama ascendente del hidrograma.
- La profundidad de la brecha ocasionada por la rotura es de 50 metros, con un ancho de 167.82 metros y un tiempo de falla de la estructura de 2.92 horas.

- **OBJETIVO 7: Falla por tubificación, con TR 100 Años.**
- El caudal máximo que se produce en el instante de la brecha, es de 74,092.23 m³/s y el tiempo que el caudal pico se descarga es en las 2 horas, teniendo consigo 2 horas de duración de la rama ascendente del hidrograma.
- La profundidad de la brecha ocasionada por la rotura es de 50 metros, con un ancho de 168.42 metros y un tiempo de falla de la estructura de 2.92 horas.

También se puede concluir de manera general, lo siguiente

- La falla por sobrevertimiento, que sucede cuando se rebalsa la corona de presa. Llega a tener caudales picos de descarga de la brecha muy superiores, respecto al caso de falla por tubificación (falla geotécnica en la base de la presa). Pero el tiempo de falla es mucho menor que la tubificación.
- En caso de falla por sobrevertimiento, se concluye que, con el aliviadero en operación, podría darse un intervalo de tiempo para la acción inmediata en el suceso. Muy diferente que en caso de la falla por tubificación que su rotura, no da tiempo de acción al hombre.
- Las velocidades que se arrojan por efecto a la rotura se desplazan mayores áreas con velocidades a los 10m²/s en la falla de tubificación que por sobrevertimiento. Mientras los tirantes arrojados van entre 0 a 15 metros para ambos fenómenos

RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener una mayor extensión de la topografía para visualizar la extensión de inundación producida por la rotura de la presa.
- Se recomienda hacer mediciones en campo para validar el modelo a realizar, con la finalidad que los resultados y/o proyecciones se aproximen a la realidad.
- Se recomienda realizar una comparación de resultados de diferentes modelos hidráulicos como Iber, Basement, Flow, entre otros.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bustamante, Y. (2013). *Modelamiento numérico de una onda de avenida generada por la rotura de una presa de tierra y su estimación de riesgo - aplicación a la presa Yuracmayo*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Canevaro, D., & Muñoz, C. (2020). *Comparación de variables hidráulicas obtenidas con modelos bidimensionales Iber y Hec-ras en cauces naturales, aplicación al río chaman - tramo puente chaman -Chepén - La Libertad*. Tesis de pregrado, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Peru.
- Carranza, J., & Comun, M. (2019). *Estimación de las áreas de inundación a partir de la rotura de presa Lachocc en la ciudad de Huancavelica*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Peru.
- Giampieri, R., Rodriguez, L., & Vionnet, C. (2003). *Estudio del desborde del río salado sobre la ciudad de santa fe, Argentina*. Artículo científico, Buenos aires, Argentina.
- Henao, L. (2016). *Modelación de inundaciones por rotura de diques marginales en los ríos de planicie. Caso de estudio: Río Cauca al paso por la ciudad de Cali*. Tesis de postgrado, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. México.
- Hidalgo, A. (2018). *Diseño hidrológico - hidráulico para pequeñas presas en cuenca no aforadas, usando el modelo de precipitación - escurrimiento de temez, mediante geoprocésamiento Sig y modelamiento numérico. Un enfoque hacia la realidad peruana: Caso Vilcanchos, Ayacucho*. Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ircañaupa, H. (2016). *Modelo numérico orientado a la simulación de crecidas a partir de una rotura de presa*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú.

Maldonado, C., & Gómez, N. (2010). *Modelamiento y simulación de sistemas complejos*. Bogota.

(2016). *Metodología para el analisis de los efectos de la rotura de un deposito en un entorno urbano y clasificacion de su riesgo potencial*. Tesis de postgrado, Universidad Politecnica de Madrid, Madrid, España.

Oyola, V. (2018). *Estado del arte en roturas de presas*. Articulo científico.

Rodriguez, F. (2018). *Analisis de rompimiento de presas aplicado al embalse el Quillay, rio combarbala*. Tesis de postgrado, Chile.

Vasquez, J., & Robb, D. (2016). *Modelacion CFD de rotura de presa en presencia de obstaculos*. Articulo Científico.

ANEXOS

Anexo 1

Presas de gravedad (Presas Nijar - España)



Nota: La figura representa un ejemplo de una presa de gravedad ubicada en España.

Anexo 2

Presas de bovedad (Presa Hoover - USA)



Nota: La figura representa un ejemplo de una presa de bovedad ubicada en USA.

Anexo 3

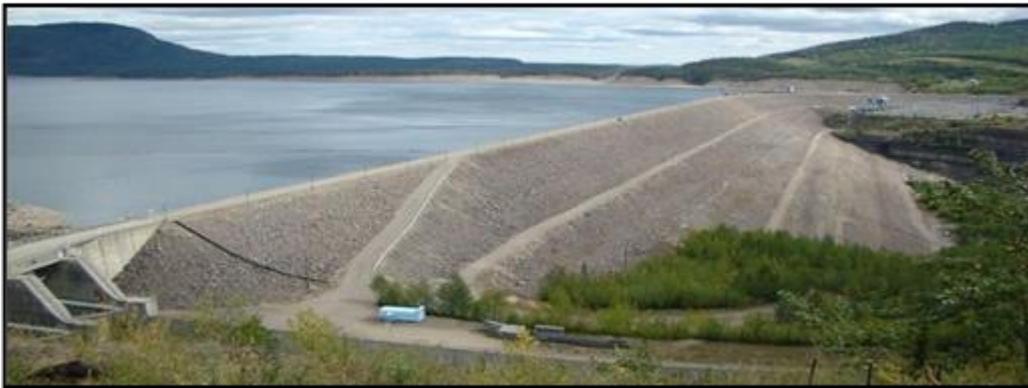
Presas contrafuerte (Presa de Rouselend - Francia)



Nota: La figura representa un ejemplo de una presa contrafuerte ubicada en Francia

Anexo 4

Presas de materiales sueltos (Presas Bennett - Canadá)



Nota: La figura representa un ejemplo de una presa de materiales sueltos en Canadá.

Anexo 5

Sobrevvertimiento en presa



Nota: La figura representa un sobrevvertimiento en una presa. ICOLD (2018).

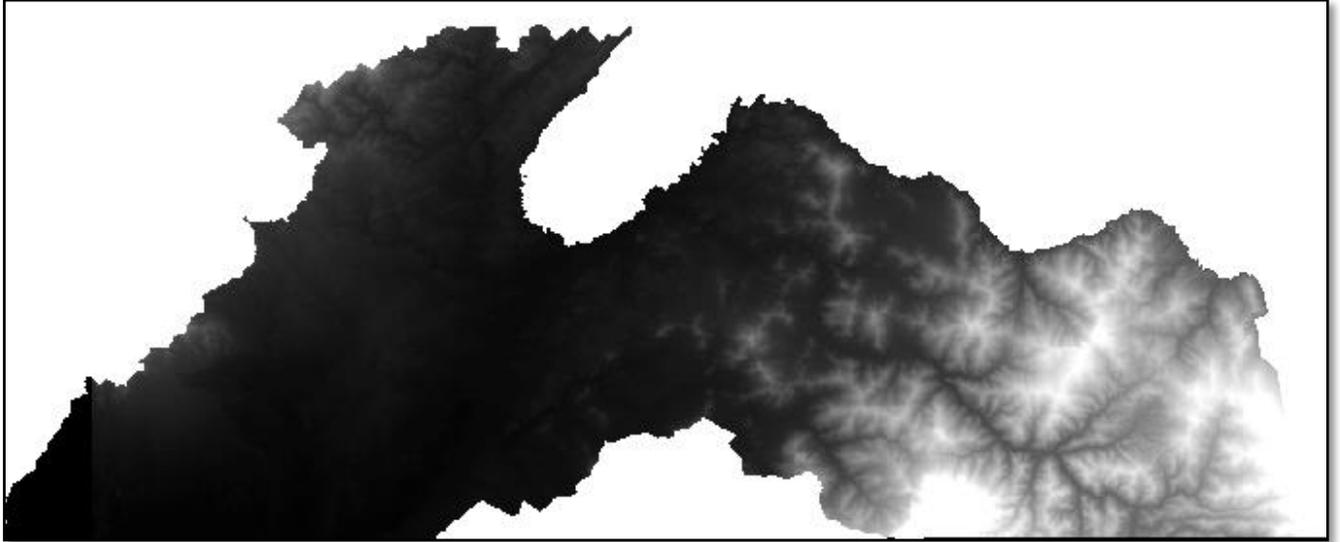
Anexo 6

Tubificación en Presa



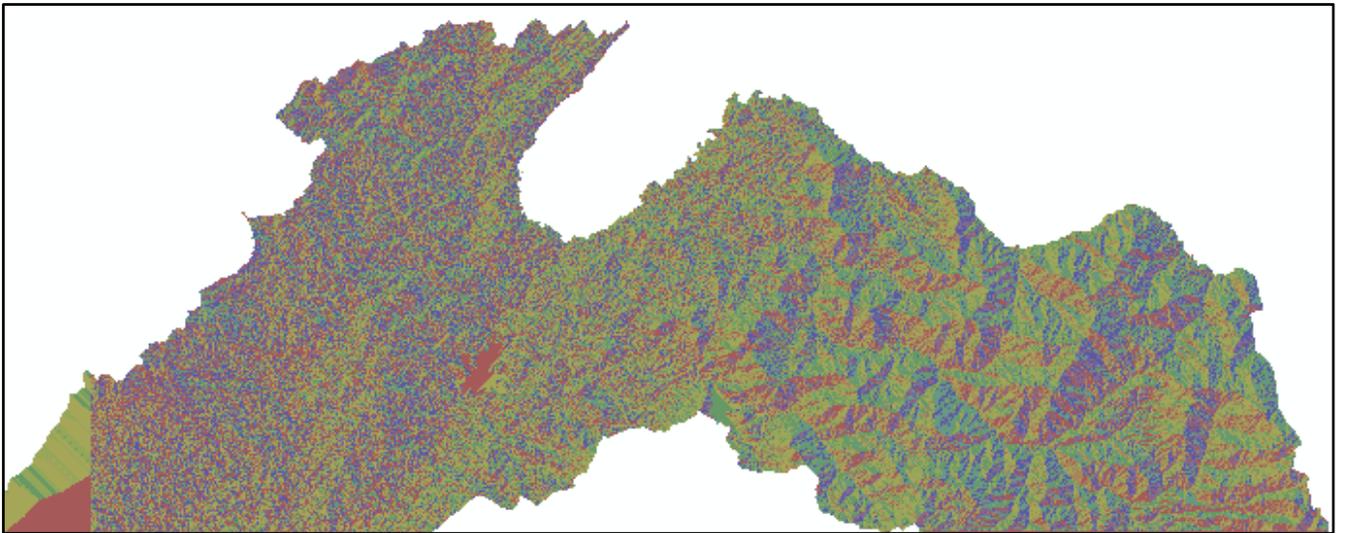
Nota: La figura representa una Tubificación en una presa. ICOLD (2018)

Anexo 7
Modelo Digital de Elevación



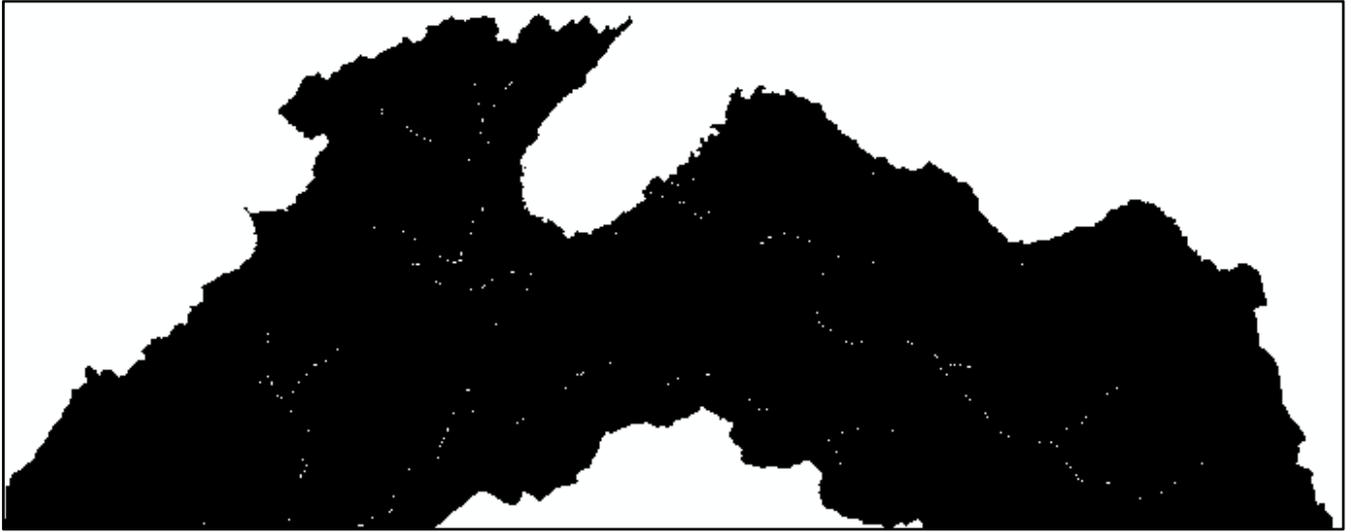
Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 8
Flujo Direccional



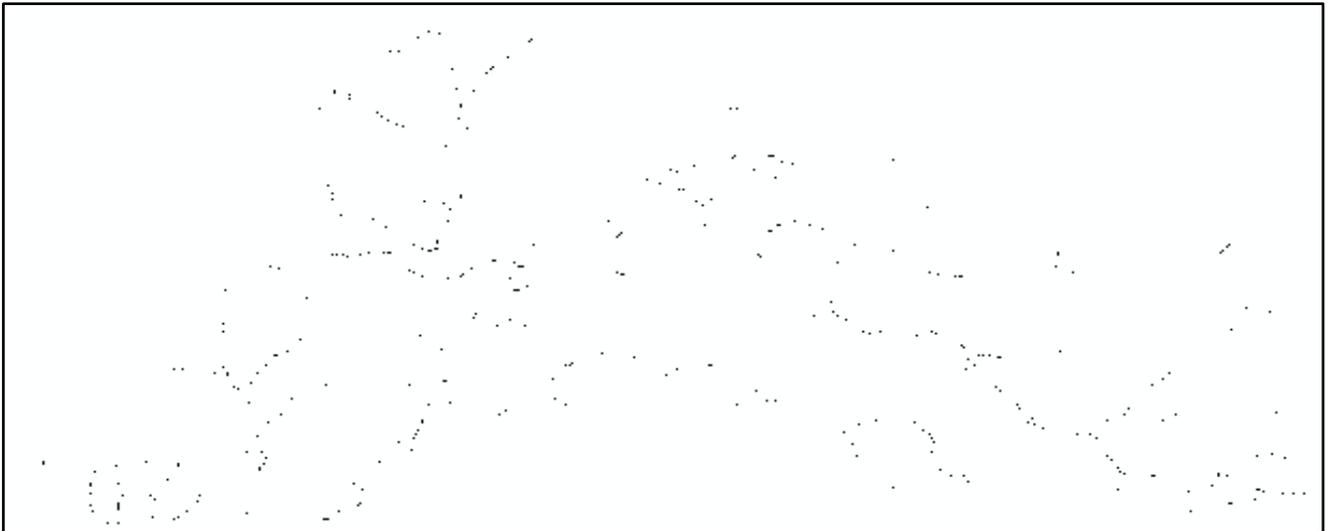
Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 9
Flujo Acumulado



Nota: Elaborado con HecGeoHms

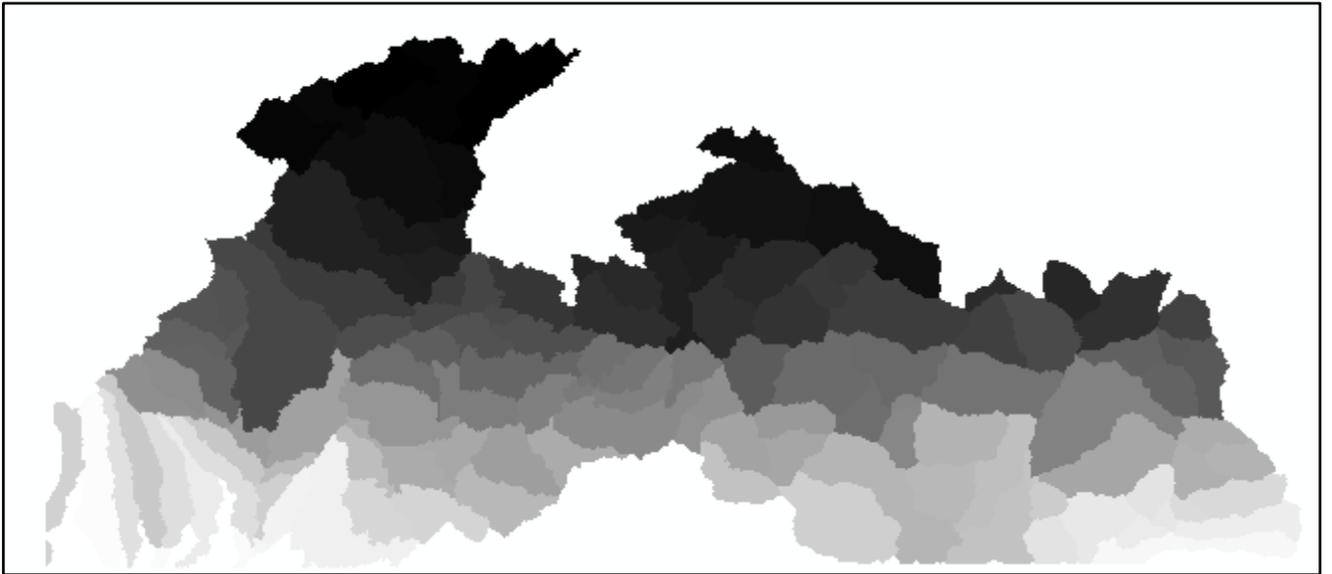
Anexo 10
Hidrografía



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 11

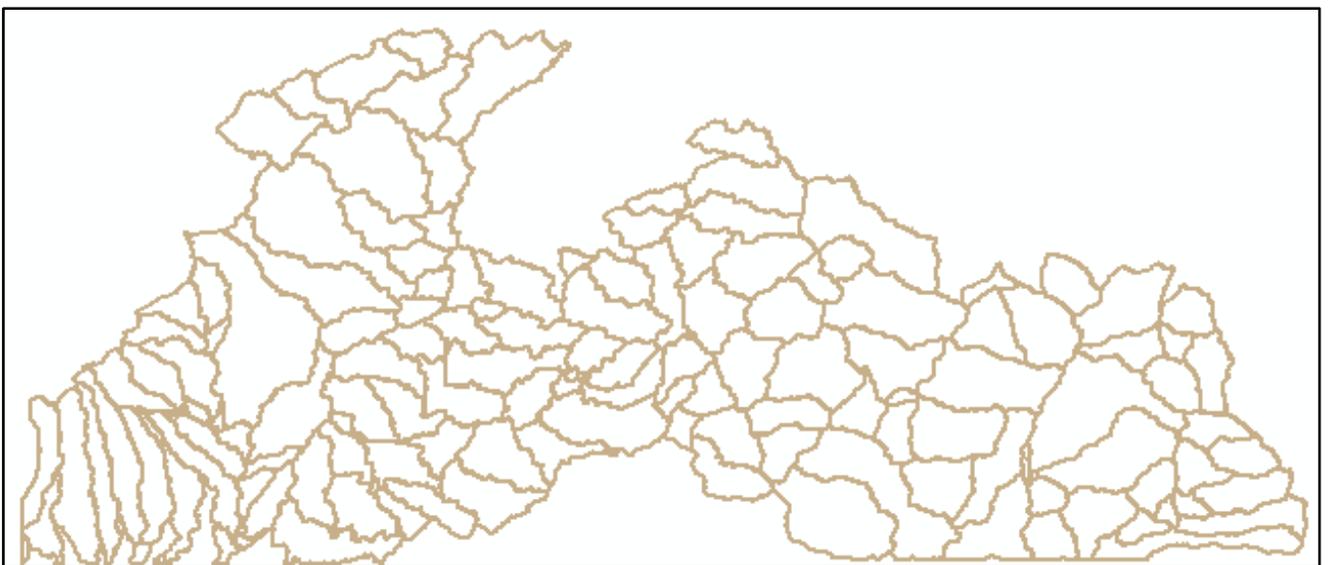
Subcuencas en formato raster



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 12

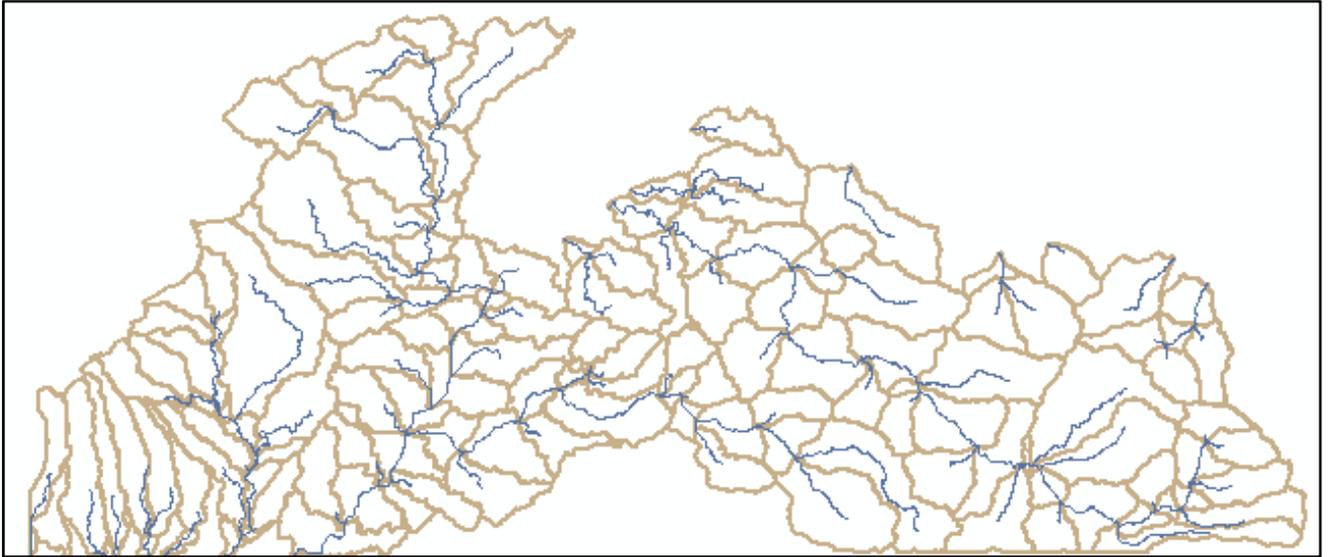
Subcuencas en formato vectorial



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 13

Subcuencas en formato vectorial con rios



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 14

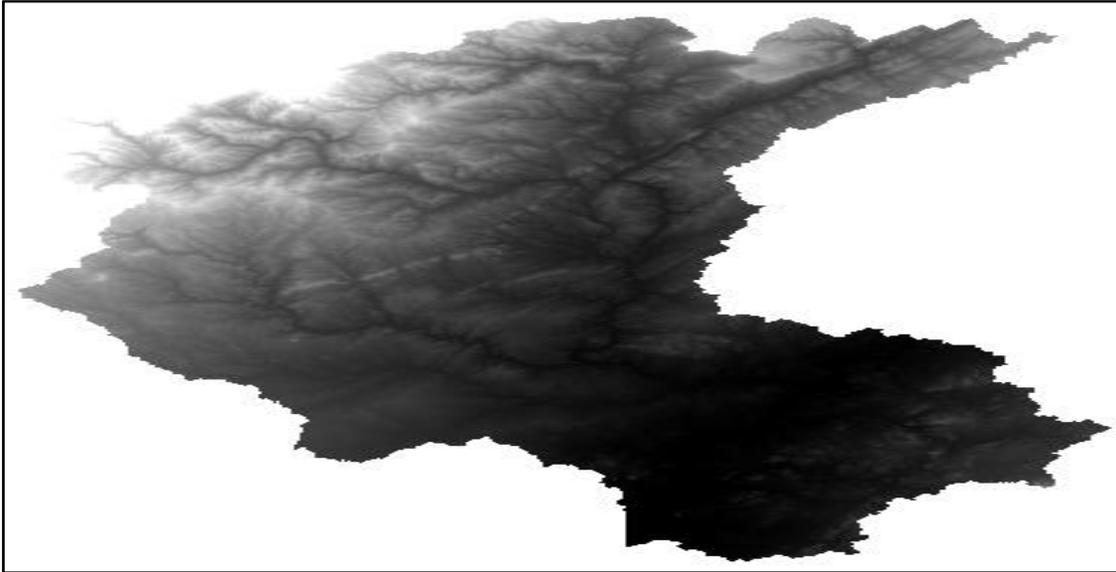
Delimitación Cuenca



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 15

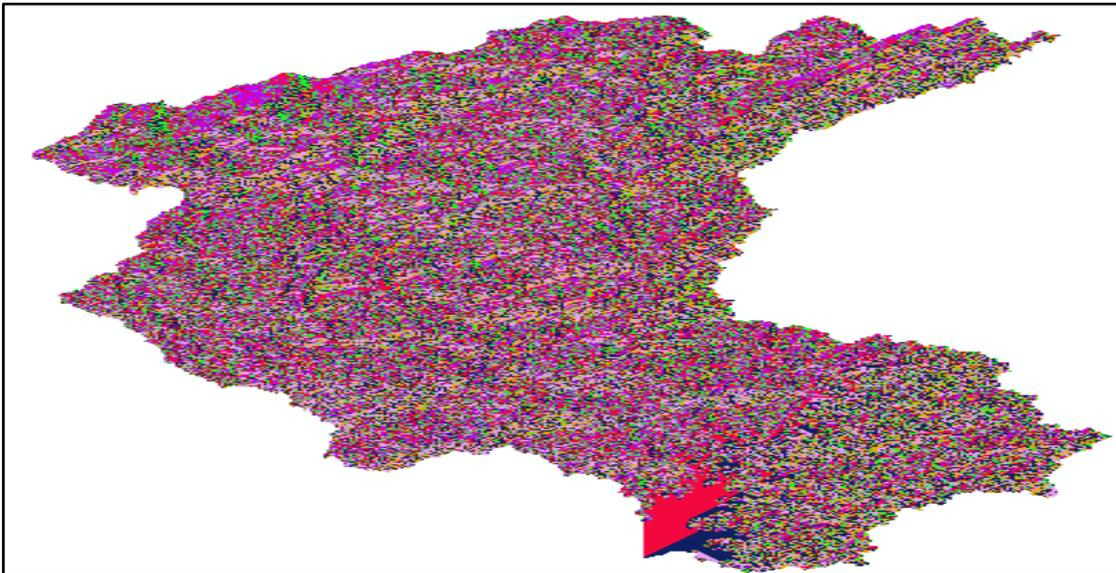
Modelo digital de elevación recortado



Nota: Elaborado con HecGeoHms

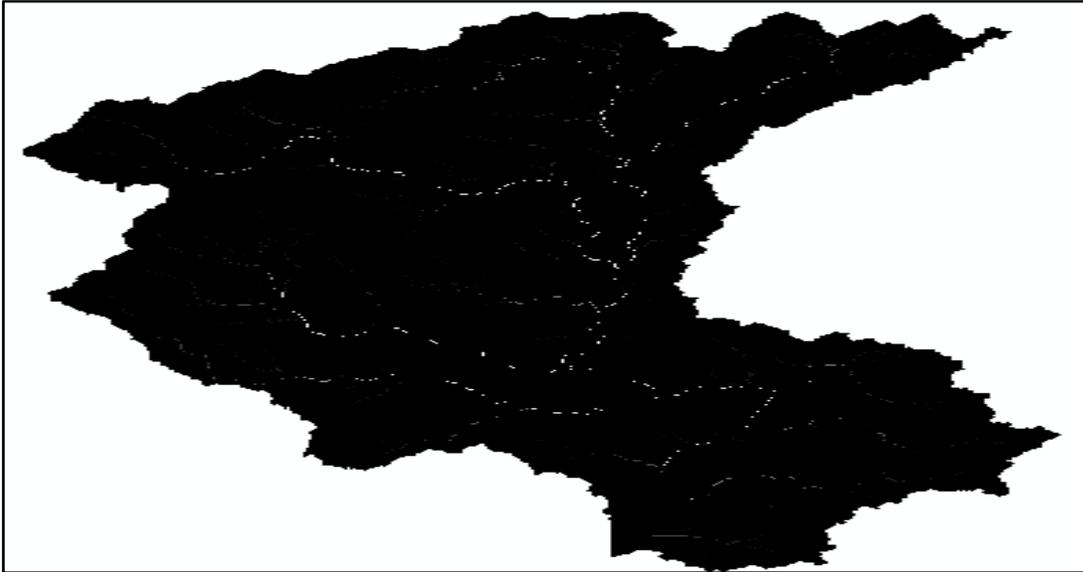
Anexo 16

Flujo direccionado recortado



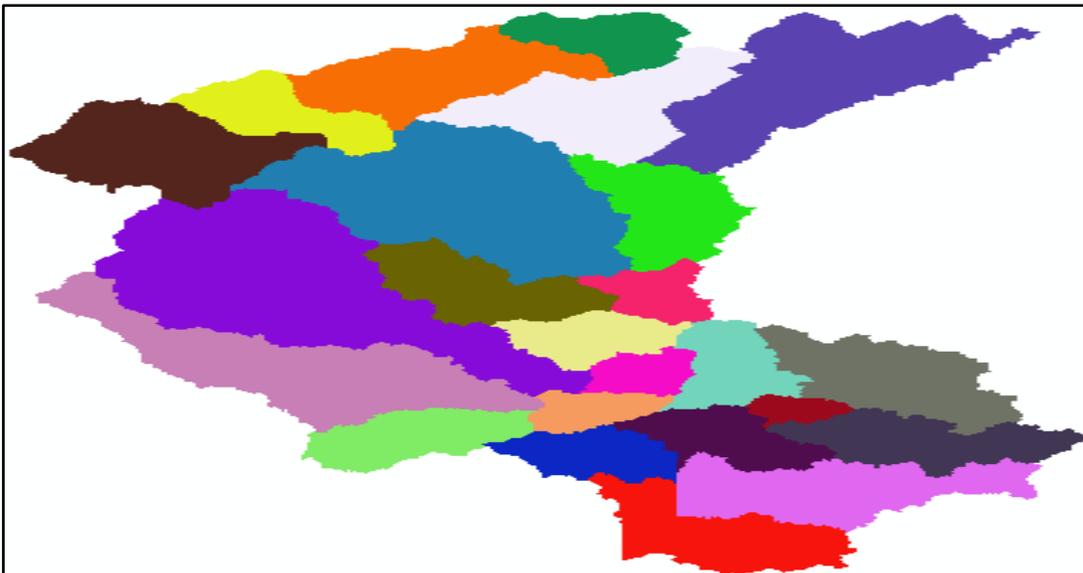
Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 17
Flujo acumulado recortado



Nota: Elaborado con HecGeoHms

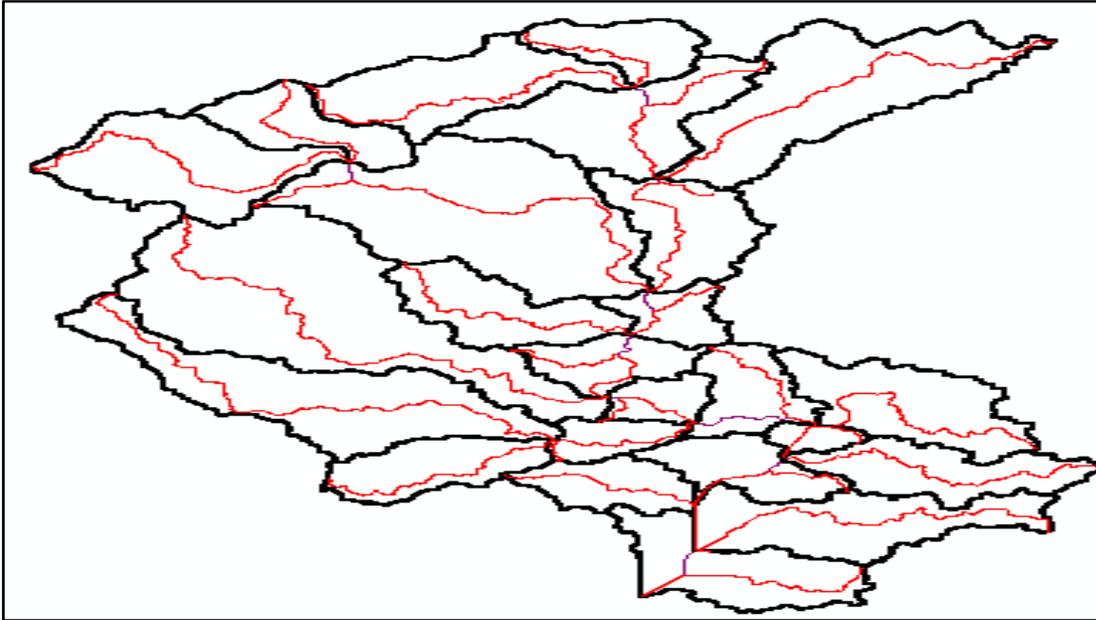
Anexo 18
Subcuencas en raster recortados



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 19

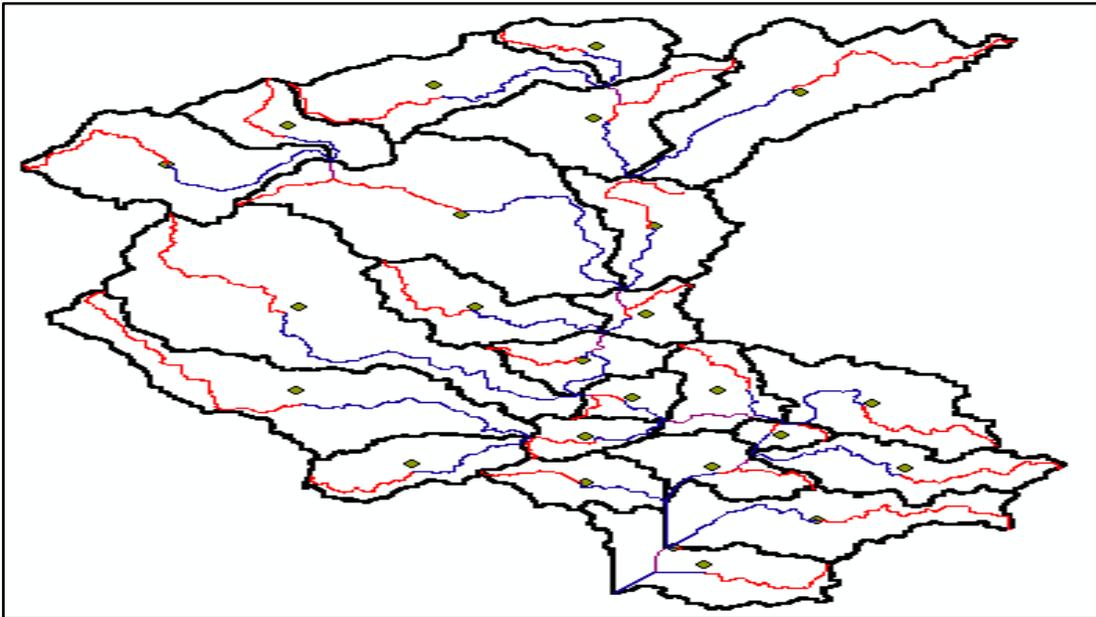
Subcuencas en polígono recortados



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 20

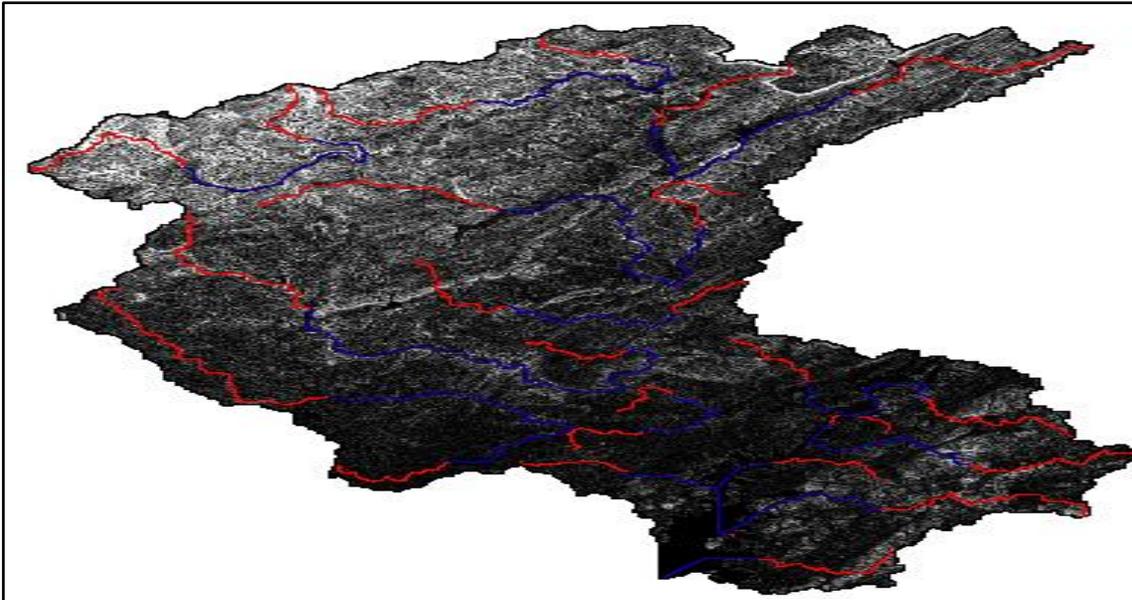
Subcuencas en polígono recortados con rios



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 21

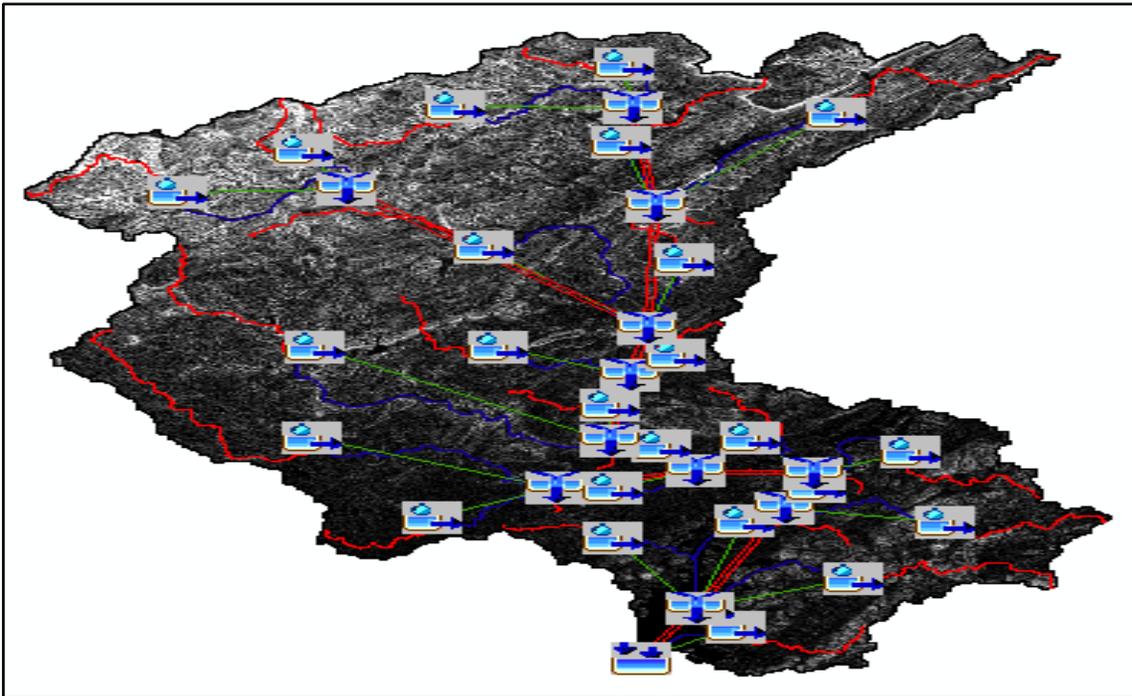
Pendientes recortados



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 22

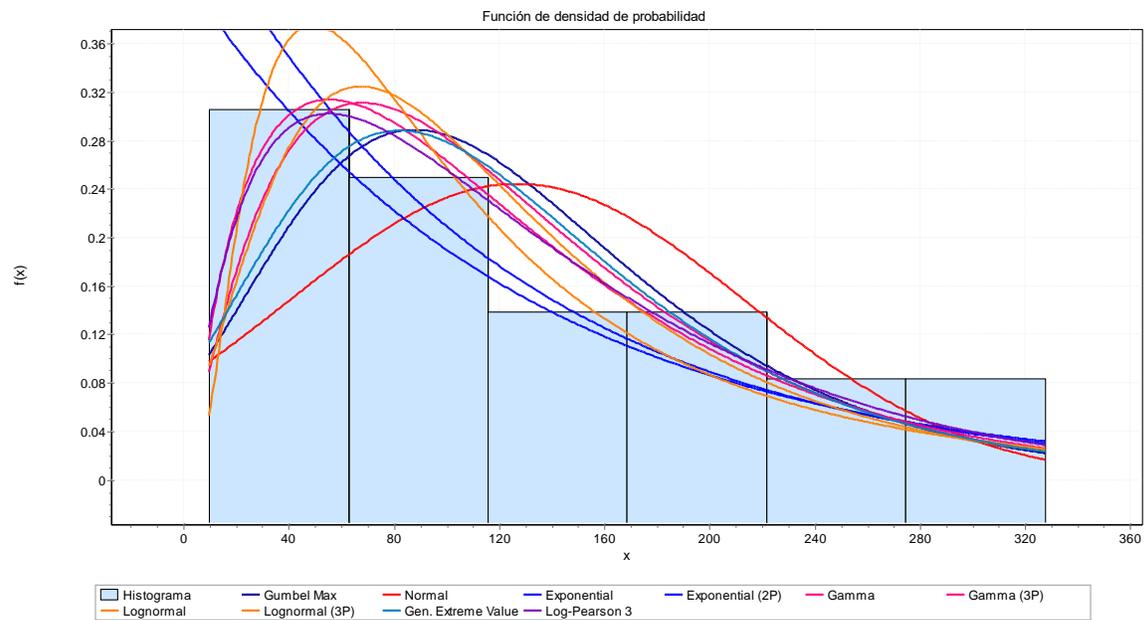
Modelo Hechms



Nota: Elaborado con HecGeoHms

Anexo 23

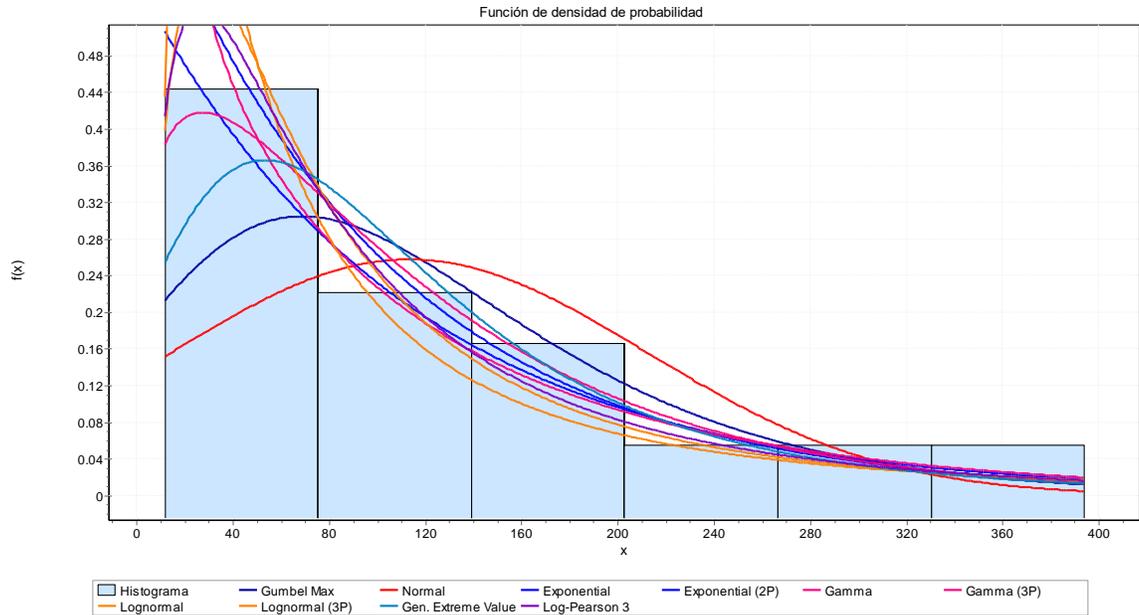
Distribución Probabilísticas de Aliviaderos



Estadística	Distribución	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	Estadística
7	Log-Pearson 3	0.08776	1	0.14562	1	1.3245	7
4	Gamma (3P)	0.09926	2	0.1844	2	1.2457	6
5	Gen. Extreme Value	0.10187	3	0.27466	5	1.0465	5
6	Gumbel Max	0.10308	4	0.34884	6	0.98741	4
8	Lognormal	0.10406	5	0.38054	7	0.38041	2
3	Gamma	0.10522	6	0.26126	4	0.9764	3
9	Lognormal (3P)	0.1081	7	0.23855	3	0.26899	1
2	Exponential (2P)	0.12309	8	1.6725	10	2.4211	8
10	Normal	0.12982	9	0.85063	8	2.5418	9
1	Exponential	0.16118	10	1.437	9	3.4139	1

Anexo 24

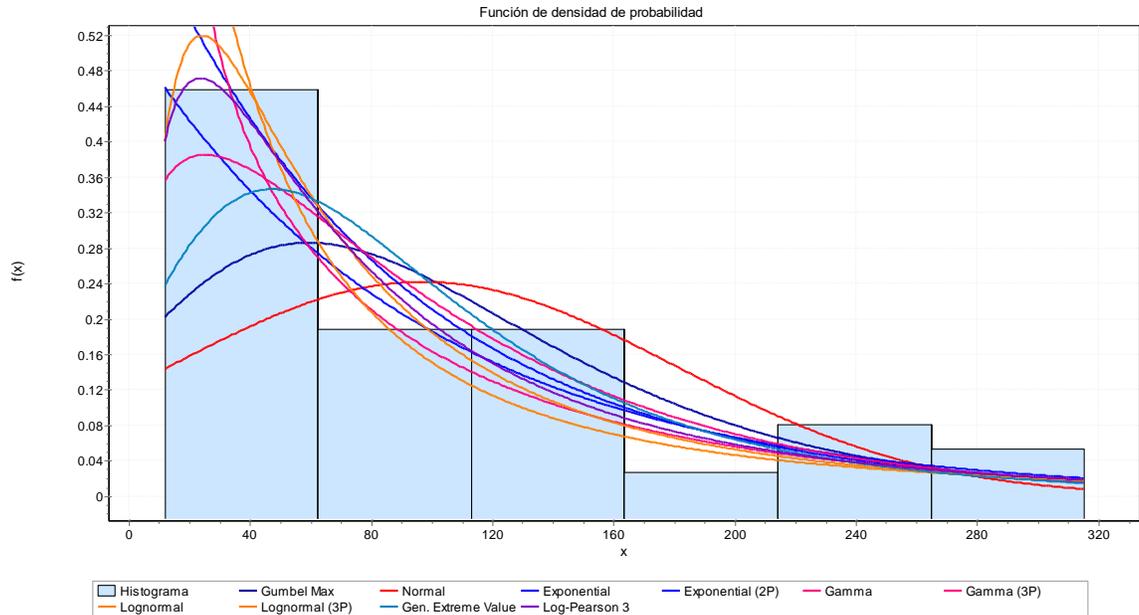
Distribución Probabilísticas de Ardilla



# Estadística	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
4	Gamma (3P)	0.08926	1	4.1452	10	N/A	
1	Exponential	0.09889	2	0.5083	1	1.1795	1
7	Log-Pearson 3	0.11224	3	0.61961	3	4.2658	7
8	Lognormal	0.1132	4	0.72561	5	5.1248	9
5	Gen. Extreme Value	0.1193	5	0.67377	4	2.4452	4
9	Lognormal (3P)	0.1207	6	0.80449	7	3.0539	5
6	Gumbel Max	0.1222	7	0.76184	6	4.7509	8
3	Gamma	0.12457	8	0.56944	2	2.3938	3
2	Exponential (2P)	0.13275	9	1.6219	9	3.8219	6
10	Normal	0.17135	10	1.3774	8	1.8565	2

Anexo 25

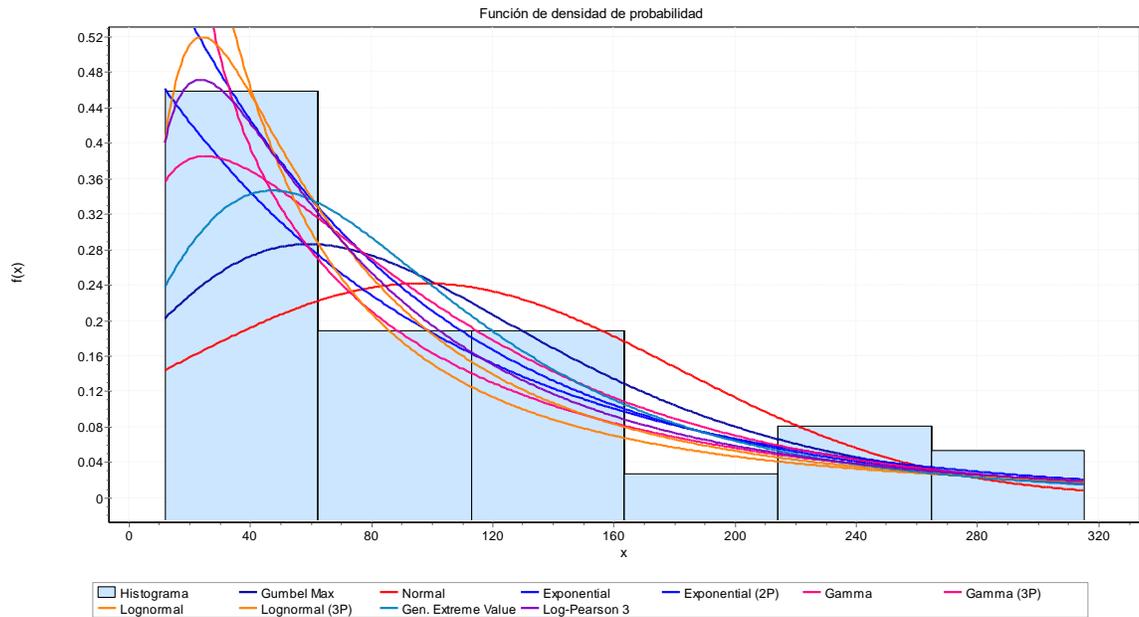
Distribución Probabilística Aul



#	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
5	Gen. Extreme Value	0.10821	1	0.66393	3	2.4031	5
3	Gamma	0.11105	2	0.59728	1	2.7855	6
6	Gumbel Max	0.12828	3	0.76577	5	1.3687	3
2	Exponential (2P)	0.13141	4	2.3696	9	4.9975	9
1	Exponential	0.13592	5	0.64749	2	0.72515	1
7	Log-Pearson 3	0.14727	6	0.6888	4	3.0976	8
8	Lognormal	0.16615	7	0.87205	6	0.85058	2
10	Normal	0.17174	8	1.591	8	3.0622	7
4	Gamma (3P)	0.18593	9	4.7563	10	N/A	
9	Lognormal (3P)	0.18991	10	1.2133	7	2.2271	4

Anexo 26

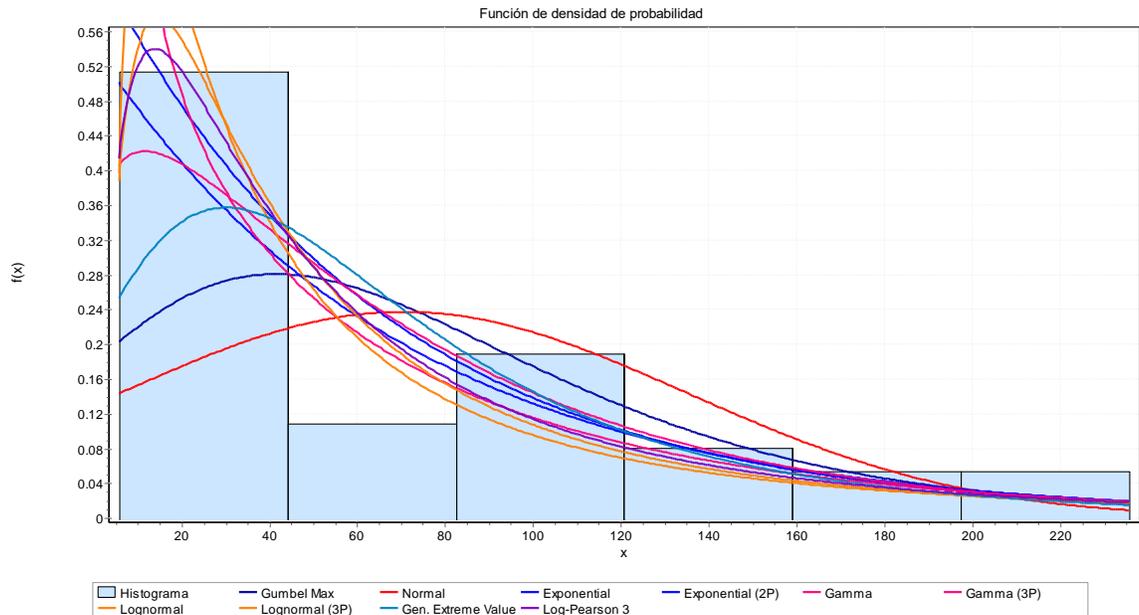
Distribución Probabilística Ayabaca



#	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
5	Gen. Extreme Value	0.10821	1	0.66393	3	2.4031	5
3	Gamma	0.11105	2	0.59728	1	2.7855	6
6	Gumbel Max	0.12828	3	0.76577	5	1.3687	3
2	Exponential (2P)	0.13141	4	2.3696	9	4.9975	9
1	Exponential	0.13592	5	0.64749	2	0.72515	1
7	Log-Pearson 3	0.14727	6	0.6888	4	3.0976	8
8	Lognormal	0.16615	7	0.87205	6	0.85058	2
10	Normal	0.17174	8	1.591	8	3.0622	7
4	Gamma (3P)	0.18593	9	4.7563	10	N/A	
9	Lognormal (3P)	0.18991	10	1.2133	7	2.2271	4

Anexo 27

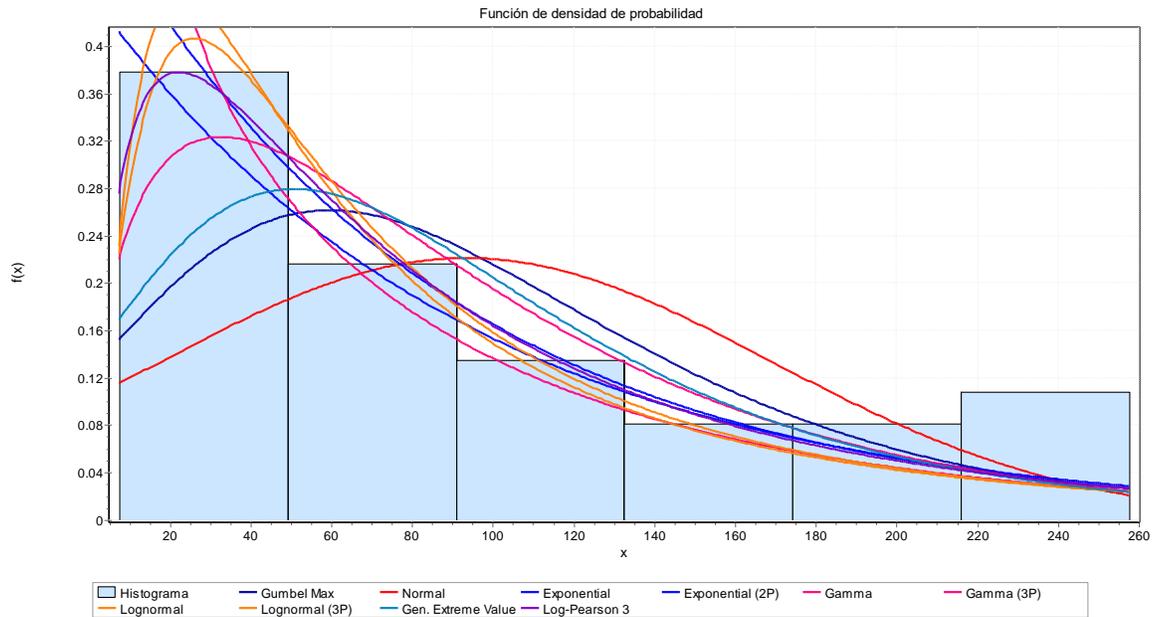
Distribución Probabilística Espindola



# Estadística	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
1	Exponential	0.09049	1	0.41365	1	0.57232	4
3	Gamma	0.09378	2	0.52219	3	1.5291	5
5	Gen. Extreme Value	0.10475	3	0.71168	6	3.117	8
4	Gamma (3P)	0.11341	4	0.81877	7	0.53706	3
7	Log-Pearson 3	0.11507	5	0.48938	2	0.45775	1
2	Exponential (2P)	0.11595	6	1.5507	9	1.8767	6
8	Lognormal	0.12424	7	0.57329	4	0.45892	2
9	Lognormal (3P)	0.12609	8	0.64201	5	2.0806	7
6	Gumbel Max	0.13406	9	0.96169	8	4.8711	10
10	Normal	0.18414	10	1.7382	10	3.4223	9

Anexo 28

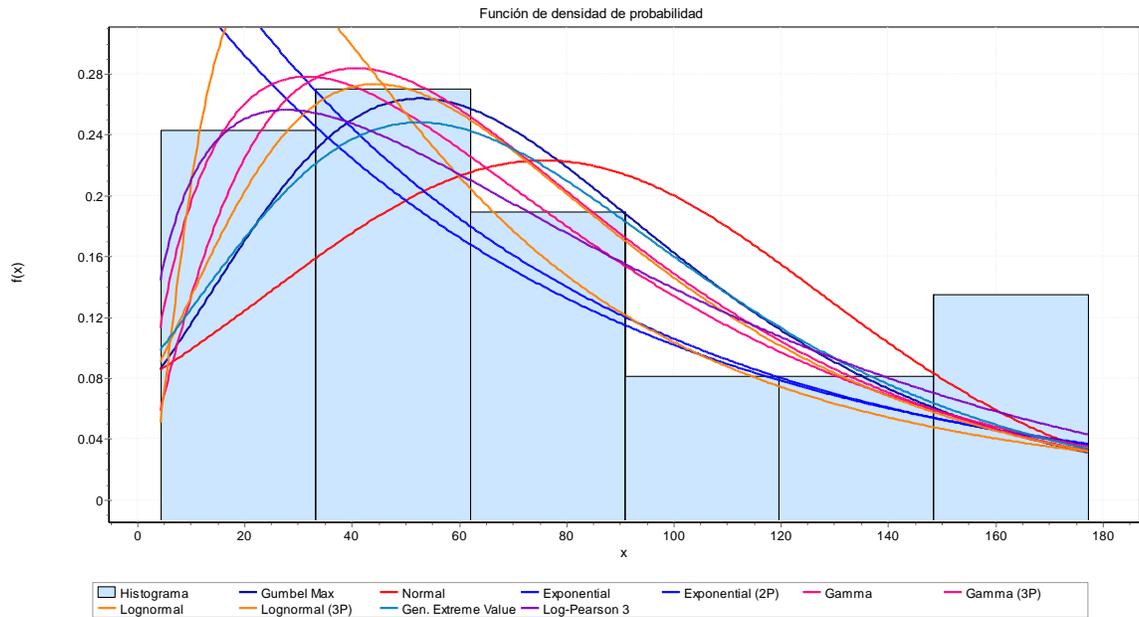
Distribución Probabilística Frias



#	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
5	Gen. Extreme Value	0.10031	1	0.48132	2	0.67232	3
7	Log-Pearson 3	0.10402	2	0.36341	1	3.3238	6
2	Exponential (2P)	0.10583	3	1.2571	9	2.1992	4
1	Exponential	0.11153	4	0.48951	3	0.44376	1
6	Gumbel Max	0.11225	5	0.59237	6	0.62711	2
3	Gamma	0.12286	6	0.52703	4	3.8015	7
9	Lognormal (3P)	0.12524	7	0.54897	5	4.8813	9
8	Lognormal	0.13522	8	0.60726	7	2.3255	5
10	Normal	0.14177	9	1.2163	8	4.2872	8
4	Gamma (3P)	0.1679	10	4.845	10	N/A	

Anexo 29

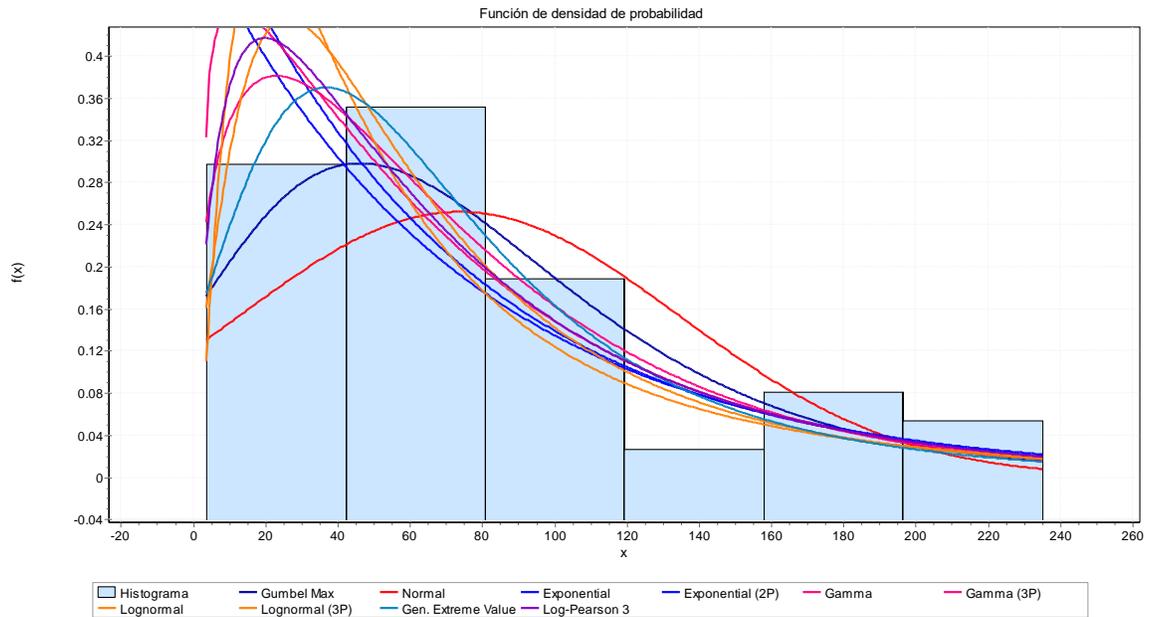
Distribución Probabilística La Tina



# Estadística	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
7	Log-Pearson 3	0.08106	1	0.26456	1	0.40247	1
5	Gen. Extreme Value	0.08504	2	0.30366	2	0.58189	3
6	Gumbel Max	0.09278	3	0.36559	5	1.2193	6
9	Lognormal (3P)	0.10553	4	0.32564	3	0.48133	2
3	Gamma	0.10613	5	0.53449	6	0.97072	4
4	Gamma (3P)	0.10824	6	0.35943	4	1.1782	5
10	Normal	0.12718	7	0.82051	7	3.0506	10
8	Lognormal	0.13277	8	0.84859	8	2.0162	8
2	Exponential (2P)	0.16104	9	1.8252	10	1.55	7
1	Exponential	0.17482	10	1.3859	9	2.4882	9

Anexo 30

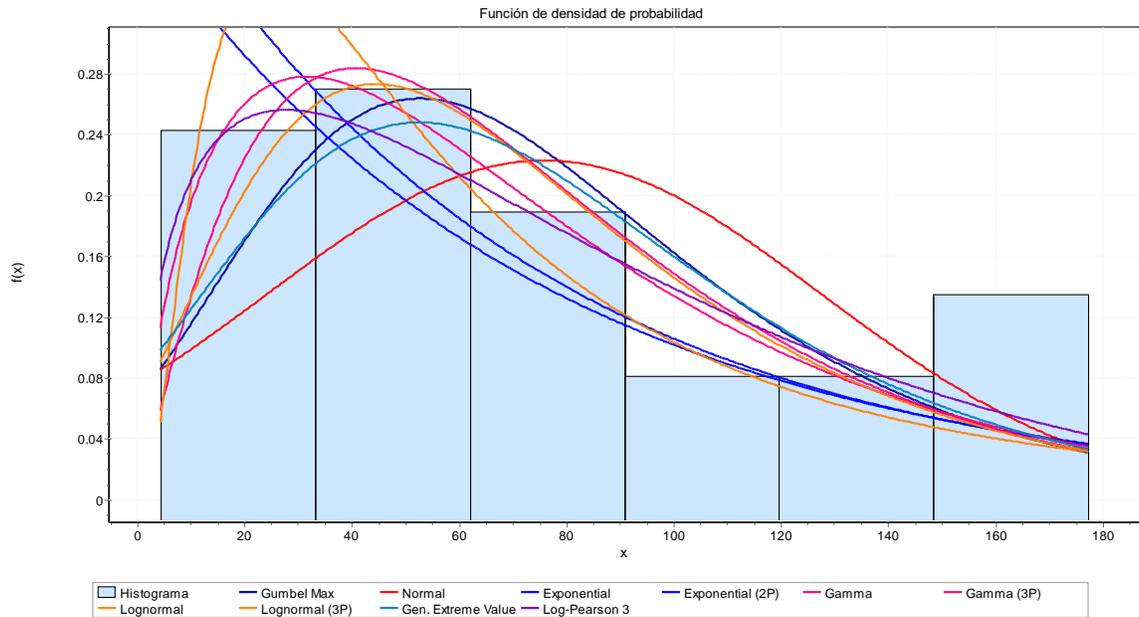
Distribución Probabilística Lagartera



# Estadística	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
5	Gen. Extreme Value	0.0923	1	0.3314	3	0.60414	1
3	Gamma	0.0934	2	0.31755	1	0.90876	2
7	Log-Pearson 3	0.10403	3	0.32937	2	1.0586	3
9	Lognormal (3P)	0.10674	4	0.42223	5	1.2744	5
6	Gumbel Max	0.10847	5	0.55898	6	1.1267	4
4	Gamma (3P)	0.11526	6	0.35858	4	1.5308	7
2	Exponential (2P)	0.1357	7	1.2865	9	1.2777	6
8	Lognormal	0.14182	8	0.61424	7	5.1782	10
1	Exponential	0.14793	9	0.70302	8	2.5115	8
10	Normal	0.17679	10	1.5886	10	3.6006	9

Anexo 31

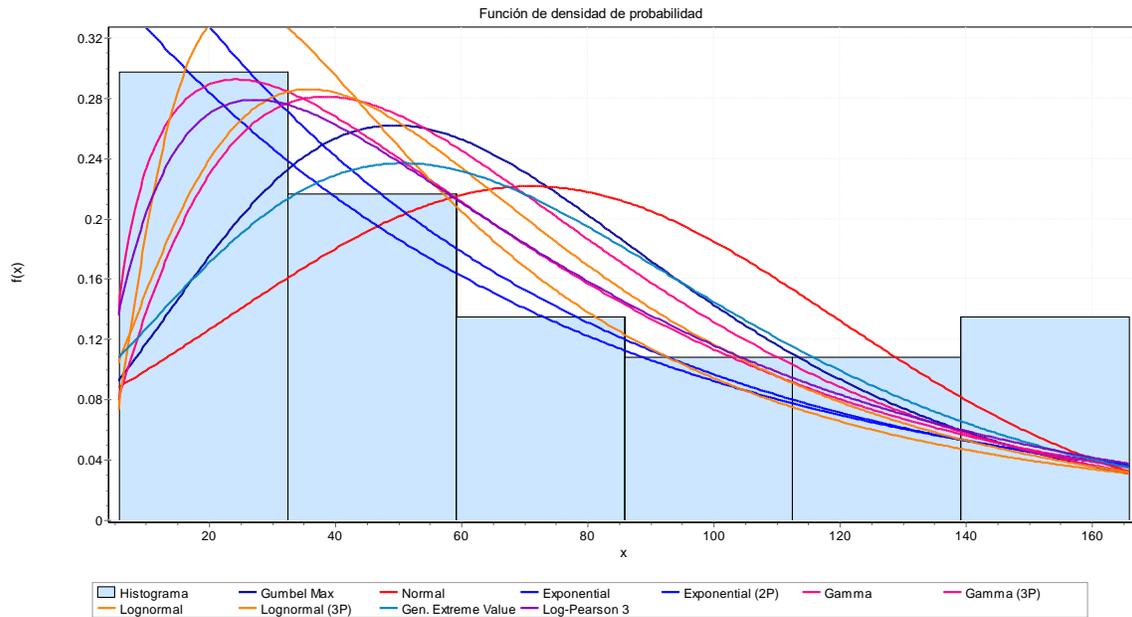
Distribución Probabilística Lancones



# Estadística	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
7	Log-Pearson 3	0.08106	1	0.26456	1	0.40247	1
5	Gen. Extreme Value	0.08504	2	0.30366	2	0.58189	3
6	Gumbel Max	0.09278	3	0.36559	5	1.2193	6
9	Lognormal (3P)	0.10553	4	0.32564	3	0.48133	2
3	Gamma	0.10613	5	0.53449	6	0.97072	4
4	Gamma (3P)	0.10824	6	0.35943	4	1.1782	5
10	Normal	0.12718	7	0.82051	7	3.0506	10
8	Lognormal	0.13277	8	0.84859	8	2.0162	8
2	Exponential (2P)	0.16104	9	1.8252	10	1.55	7
1	Exponential	0.17482	10	1.3859	9	2.4882	9

Anexo 32

Distribución Probabilística Pacaypampa



# Estadística	Distribución	Kolmogorov		Anderson		Chi-cuadrado	
		Rango	Estadística	Rango	Estadística	Rango	
9	Lognormal (3P)	0.08462	1	0.28445	3	1.8392	8
7	Log-Pearson 3	0.0847	2	0.24015	1	0.69054	4
3	Gamma	0.0863	3	0.26337	2	0.4189	1
5	Gen. Extreme Value	0.08887	4	0.30996	4	0.4994	2
2	Exponential (2P)	0.10842	5	1.1347	8	0.59182	3
8	Lognormal	0.11425	6	0.39872	5	1.0282	5
1	Exponential	0.12573	7	0.56677	6	1.1963	7
6	Gumbel Max	0.13347	8	0.76285	7	2.0191	9
4	Gamma (3P)	0.15881	9	1.3904	9	1.1481	6
10	Normal	0.18367	10	1.8756	10	7.3012	10

MODELADO Y SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESA POECHOS DEBIDO A UNA AVENIDA MILENARIA, DISTRITO LANCONES, PROVINCIA SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA – PERÚ

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%	9%	2%	3%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	2%
2	Vikram Kumar, Shanu, Jahangeer. "Statistical distribution of rainfall in Uttarakhand, India", Applied Water Science, 2017 Publicación	1%
3	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
4	repositorio.uniandes.edu.co Fuente de Internet	1%
5	www3.amb.cat Fuente de Internet	<1%
6	www.scribd.com Fuente de Internet	<1%
7	ri.uaemex.mx Fuente de Internet	<1%
repositorio.ucv.edu.pe		



ING. LUCIO SIGIFREDO MEDINA CARBAJAL
CIP N° 78695