

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA HIDRÁULICA**



**TESIS**

**“IDENTIFICACIÓN DE LAS ÁREAS INUNDABLES POR LA QUEBRADA  
HUERTAS EN LA ZONA URBANA DE LA LOCALIDAD DE CHILETE,  
CAJAMARCA-2021”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO HIDRÁULICO**

**AUTOR:**

**Bach. DILAS GONZALES ELMER DE LA CRUZ**

**ASESOR:**

**Dr. Ing. Gaspar Virilo Méndez Cruz.**

**CAJAMARCA-PERÚ**

**2022**

## **AGRADECIMIENTO**

Primeramente, doy gracia a Dios por darme un día más de vida, por permitirme tener muchos aprendizajes dentro de la Universidad Nacional de Cajamarca, gracias a la universidad por permitir convertirme en un profesional en lo que más me gusta y me apasiona, gracias a cada docente que hizo parte de este proceso de formación integral.

Así mismo, agradezco a mi padre Ricardo Dilas Villanueva que me está apoyando desde el cielo, a mi madre Rosa Gonzales Chuquilín, que día a día me brinda su apoyo con todas sus fuerzas, a mis hermanos y hermanas quienes me indujeron en elegir esta hermosa carrera profesional, a mi esposa Iris Sofia y a mi hermosa hija Sofia Micaela que cada mañana me dan las fuerzas y el aliento para seguir adelante con su incondicional apoyo ético y moral.

De igual manera, debo agradecer a mi alma mater, la universidad nacional de Cajamarca, especialmente a la facultad de ingeniería y a su excelente escuela académica profesional de ingeniería hidráulica, a mis docentes, por todos los conocimientos que me compartieron con el fin de contribuir con mi excelente desarrollo profesional.

Finalmente, también quiero agradecer a mi asesor de tesis, el Dr. Ing. Gaspar Méndez Cruz, puesto que, sin su apoyo y motivación, no hubiera sido posible la elaboración de este trabajo de investigación.

## **DEDICATORIA**

Esta tesis va dedicada a Dios por darme la oportunidad de estar un día con mi familia, por guiarme y por ser fuente de mi fortaleza y todas mis virtudes.

A mis padres, mi padre el sr. Ricardo Dilas Villanueva (Q.D.G. y E.P.D.), mi madre la Sra. Rosa Gonzales, quienes me brindaron todas las enseñanzas desde mi niñez y por darme su apoyo en todo momento que más los necesitaba.

A mi esposa Iris Torres y a mi hija Micaela Dilas, quienes son la razón de seguir adelante, por su apoyo incansable y su amor sincero.

A mis hermanos: Jesús, Anita, Rosa, Jhony, Luz, María y Percy, quienes siempre están a mi lado.

Y a mi alma mater la Universidad Nacional De Cajamarca.

## CONTENIDO

<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>ix</b>
<b>PALABRAS CLAVE.....</b>	<b>1</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>3</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>4</b>
<b>I.- INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
1.1.- CONTEXTO.....	5
1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.3.- JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
a.- Justificación Científica.....	7
b.- Justificación Técnica Práctica.....	7
c.- Justificación Institucional y Personal.....	7
1.4.- DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	8
1.5.- LIMITACIONES.....	8
1.6.- ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.....	8
1.7.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
a.- Objetivo General.....	9
b.- Objetivo Especifico.....	9
<b>II.- MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>10</b>
2.1.- ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	10
a.- Antecedentes a Nivel Nacional.....	10
b.- antecedentes a nivel internacional.....	11
2.2.- BASES TEÓRICAS.....	11
2.2.1.- Precipitaciones Máximas Y Periodos De Retorno.....	11

2.2.2.- Caracterización De Las Cuencas Hidrográficas En La Zona De Estudio.....	13
2.2.3.- Modelamiento Hidrológico... ..	13
2.2.4.- Modelamiento Hidráulico De Ríos.....	14
2.2.5.- Inundación. ....	14
2.2.6.- Evaluación De Inundación.....	16
2.2.7.- Cuenca Hidrológica.....	17
2.2.8.- Área O Superficie De Una Cuenca.....	17
2.2.9.- Tiempo De Concentración.....	17
2.2.10.- Pendiente De La Cuenca.....	17
2.2.11.- Pendiente Del Cauce Principal.....	18
2.2.12.- Coeficiente De Escorrentía.....	18
2.2.13.- Cuenca Hidrográfica: .....	18
2.2.14.- Período De Retorno Y Riesgo De Falla.....	19
2.2.15.- Caudales Máximos.....	22
2.2.16.-Clasificación de Rios.....	22
2.2.17.- Fórmulas Para El Cálculo De La Capacidad De Transporte De Sedimentos En Ríos De Montaña.....	27
2.2.18.- Método de Gavrilovic.....	28
2.2.19.-Análisis Estadístico De Datos Hidrológicos .....	30
2.2.20.- Proceso De La Simulación Numérica De Una Inundación En IBER.....	33
a.- Ecuaciones de Saint Venant.....	34
b.- Creación De La Geometría Y Asignación De La Topografía.....	35
c.- Mapa De Riesgo.....	35
d.- Medidas De Mitigación.....	35
2.2.21.- Topografía Con Drones.....	36
<b>III.- MATERIALES Y MÉTODOS.....</b>	<b>41</b>
3.1.- Ubicación.....	41
3.2.- Accesibilidad.....	42

3.3.- Situación Actual De La Zona De Estudio.....	43
3.4.-Materiales.....	47
3.5.- Caracterización de la cuenca de la Quebrada Huertas.....	47
3.6.- Clasificación De La Cuenca De La Quebrada Huertas.....	50
3.7.- PROCEDIMIENTO.....	51
3.7.1.- Recopilación de la Información.....	51
3.7.2.- Procesamiento de la Información Topográfica.....	51
a.- Modelo de elevación digital (DEM).....	51
b.- Delimitación de la cuenca Huertas.....	51
c.- Parámetros Geomorfológicos De La Cuenca De Estudio.....	53
3.7.3.-Procesamiento de la Información Hidrológica.....	54
a.- Información Meteorológica.....	54
b.- Ubicación del punto emisor de la cuenca Huertas.....	55
c.- Verificación de la data de las estaciones.....	56
d.- Análisis Estadístico de la Información.....	59
e.- Corrección por intervalo fijo.....	61
f.- Estimación de la ecuación de intensidad.....	62
g.- Hietograma De Diseño.....	63
h.- Obtención del Hidrograma para cada periodo de retorno.....	71
i.- Estimación de caudales sólidos y caudales líquidos.....	77
3.7.4.- MODELAMIENTO HIDRAULICO.....	78
a.- Estimación de volumen de sedimentos.....	78
b.- Modelamiento con IBER.....	79
<b>IV.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....</b>	<b>80</b>
4.1.- Caracterización De La Cuenca De La Quebrada Huertas.....	80
4.2.- Caudales Máximos.....	80
a.- Según Periodo De Retorno Incluido Caudales Sólidos.....	80

b.- Resumen De Los Caudales Solidos Para Los Diferentes Periodos De Retorno.....	81
c.- Caudales Finales Para El Modelamiento.....	82
..d.- El Riesgo De Falla De Las Estructuras: Puente Y Muro De Encauzamiento.....	82
4.3.- MODELAMIENTO HIDRÁULICO.....	83
a.- Preproceso.....	83
b.- PROCESO.....	86
c.- POSTPROCESO.....	86
4.4.- IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES.....	89
4.5.- DISCUSIÓN.....	94
<b>V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	96
5.1.- CONCLUSIONES.....	96
5.2.- RECOMENDACIONES.....	98
<b>REFERENCIAS BIBLLIOGRAFICAS</b> .....	99
<b>Anexos</b> .....	102

## ÍNDICE DE TABLAS.

<b>Tabla N° 01:</b> Cuadro de Riesgos Admisibles.....	20
<b>Tabla N° 02:</b> Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	21
<b>Tabla N° 03:</b> Periodo de retorno para tipos de estructuras.....	22
<b>Tabla N° 04:</b> Clasificación de partículas de acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U.) Escala de Wentworth.....	25
<b>Tabla N.º05 :</b> caudal de sólidos en las cuencas hidrográficas.....	28
<b>Tabla N° 06:</b> Estaciones Meteorológicas.....	55
<b>Tabla N° 07:</b> Punto Emisor De La Cuenca Huertas.....	55
<b>Tabla N° 08:</b> Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm) – Estación Chilete.....	57
<b>Tabla N° 09:</b> Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm) – Estación Contumazá.....	58
<b>Tabla N° 10:</b> Precipitaciones máximas de la Estación Chilete.....	60
<b>Tabla N° 11:</b> Precipitaciones máximas de la Estación Contumazá.....	60
<b>Tabla N° 12:</b> Valores de $\Delta$ Teórico de las Estaciones Meteorológicas Chilete y Contumazá.....	61
<b>Tabla N.º 13:</b> Precipitaciones máximas en 24 horas corregidas por intervalo fijo.....	61
<b>Tabla N.º 14:</b> Coeficientes de duración de lluvias.....	62
<b>Tabla N.º 15:</b> Hietograma de diseño para T= 2 años.....	64
<b>Tabla N.º 16:</b> Hietograma de diseño para T= 5 años.....	65
<b>Tabla N.º 17:</b> Hietograma de diseño para T= 10 años.....	66
<b>Tabla N.º 18:</b> Hietograma de diseño para T= 25 años.....	67
<b>Tabla N.º 19:</b> Hietograma de diseño para T= 50 años.....	68



<b>Tabla N.º 20:</b> Hietograma de diseño para T= 100 años.....	69
<b>Tabla N.º 21:</b> Hietograma de diseño para T= 500 años.....	70
<b>Tabla N.º 22:</b> Número de curva ponderado.....	72
<b>Tabla N.º. 23:</b> Hidrogramas para periodos de retorno – Cuenca Huertas.....	74
<b>Tabla N.º 24:</b> Parámetros Geomorfológicos Cuenca.....	80
<b>Tabla N.º 25:</b> Resumen De Los Caudales Máximos Para Diferentes Periodos De Retorno.....	81
<b>Tabla N.º 26:</b> Caudal Sólidos.....	81
<b>Tabla N.º 27:</b> Caudales Finales de la Quebrada Huertas.....	82
<b>Tabla N.º 28:</b> Riesgo de falla de la estructura -Puente Chilete.....	82
<b>Tabla N.º 29.</b> Niveles de intensidad de las inundaciones.....	89
<b>Tabla N.º 30:</b> Áreas por intensidad de las inundaciones para diferentes periodos de retorno.....	93

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura N° 01:</b> Cuenca Hidrográfica.....	19
<b>Figura 2:</b> cuenca Hidrográfica (Máximo Villón 2004). ....	19
<b>Figura N.º 3:</b> Intervalos de pendiente.....	24
<b>Figura N° 4:</b> Clasificación Morfológica de los Ríos.....	26
<b>Figura N.º05:</b> Diferencial de Volumen 3D.....	34
<b>Fig. N° 06:</b> Nube de puntos y orto imagen de a la resolución espacial.....	39
<b>Figura N°07:</b> Ubicación del Distrito de Chilete.....	41
<b>figura N° 08:</b> Ubicación del área de estudio.....	42
<b>Figura N.º 09:</b> Vista panorámica de Chilete año 2017. En épocas de lluvias.....	42
<b>Figura N.º 10:</b> toma fotográfica de avenida extraordinario año 2017. Altura del puente antigua .....	43
<b>Figura N.º 11:</b> toma fotográfica de avenida extraordinario año 2017. Altura del puente Chilete.....	44
<b>Figura N.º 12:</b> Fotografía después del Desborde de la Quebrada Huertas 10 de enero de 1981.....	44
<b>Figura N.º 13:</b> Imagen de la calle Progreso Inundada el 10 de enero de 1981....	45
<b>Figura N.º 14:</b> Imagen de la calle Progreso con todo el lodo 10 de enero de 1981.....	46
<b>Figura N.º 15:</b> Imagen del Puente Chilete después de la avenida máxima del 10 de enero del 1981.....	46
<b>Figura N.º 16:</b> Imagen de una vivienda de adobe destruida en la inundación.....	46
<b>Figura N.º 17:</b> vista panorámica de la cuenca-Quebrada huertas.....	48
<b>Figura N.º 18:</b> vista de sedimentos de la Quebrada Huertas.....	48
<b>Figura N.º 19:</b> Vista Panorámica de la Quebrada Huertas-Altura del Muro Concreto.....	49

<b>Figura N.º 20:</b> Vista panorámica de la Parte alta de la Cuenca Huertas.....	49
<b>Figura N.º 21:</b> Vista Panorámica de la Cuenca Huertas Zona Intermedia.....	50
<b>Figura N.º 22:</b> DEM de la zona de estudio.....	51
<b>Figura N.º 23:</b> Red de Drenaje.....	52
<b>Figura N.º 24:</b> Delimitación de la Cuenca.....	53
<b>Figura N.º 25.</b> Perfil Longitudinal del río Huertas.....	54
<b>Figura N.º 26.</b> Curva hipsométrica y curva de frecuencias de la cuenca Huertas.	53
<b>FIGURA N.º 27:</b> Ubicación de las estaciones para el estudio.....	55
<b>Figura N.º 28.</b> Delimitación de la Cuenca Huertas.....	56
<b>Figura N.º 29:</b> Polígonos de Thiessen.....	63
<b>Figura N.º30.</b> Hietograma de diseño para T= 2 años.....	64
<b>Figura N.º 31.</b> Hietograma de diseño para T= 5 años.....	65
<b>Figura N.º 32.</b> Hietograma de diseño para T= 10 años.....	66
<b>Figura N.º33.</b> Hietograma de diseño para T= 25 años.....	67
<b>Figura N.º34.</b> Hietograma de diseño para T= 50 años.....	68
<b>Figura N.º35.</b> Hietograma de diseño para T= 100 años.....	69
<b>Figura N.º36.</b> Hietograma de diseño para T= 500 años.....	70
<b>Figura N.º37.</b> Número de Curva para cuenca Huertas.....	73
<b>Figura N.º38.</b> Hidrogramas – Cuenca Huertas.....	76
<b>Figura N.º39.</b> Geometría de zona urbana de Chilete.....	84
<b>Figura N.º40.</b> Generación de malla no estructurada.....	84
<b>Figura N.º41.</b> Mapa de coeficientes de rugosidad.....	85
<b>Figura N.º42.</b> Asignación de elevación de malla no estructurada.....	86
<b>Figura N.º43.</b> Visualización de resultados en IBER.....	86
<b>Figura N.º44.</b> Tirantes alcanzados para T=2 años.....	87
<b>Figura N.º45.</b> Tirantes alcanzados para T=5 años.....	87

<b>Figura N°46.</b> Tirantes alcanzados para T=10 años.....	88
<b>Figura N°47.</b> Tirantes alcanzados para T=25años.....	88
<b>Figura N°48:</b> Niveles de intensidad para T=2 años.....	90
<b>Figura N°49:</b> Niveles de intensidad para T=5 años.....	90
<b>Figura N°50.</b> Niveles de intensidad para T=10 años.....	91
<b>Figura N°51.</b> Niveles de intensidad para T=25 años.....	91
<b>Figura N°52.</b> Niveles de intensidad para T=50 años.....	92
<b>Figura N°53.</b> Niveles de intensidad para T=100 años.....	92
<b>Figura N°54.</b> Niveles de intensidad para T=500 años.....	93

## **PALABRAS CLAVE:**

- ✓ **Zonificación y delimitación de áreas inundables:** Son planos que definen las zonas principales de áreas con inundaciones potenciales, usualmente acompañado por recomendaciones o restricciones tendientes a prevenir daños por inundaciones. Indican la división de un área geográfica en sectores heterogéneos ya que conforme a ciertos criterios. Por ejemplo: capacidad productiva, tipo de construcciones permitidas, intensidad de una amenaza, grado de riesgo.
- ✓ **Inundación:** Es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de esta, por desbordamiento de ríos, torrentes o ramblas, por lluvias torrenciales, deshielo, por subida de las mareas por encima del nivel habitual, por maremotos, huracanes, entre otros.
- ✓ **Riesgo de falla:** Es la probabilidad de que se produzca un suceso con un periodo de retorno T en algunos de los próximos n años.
- ✓ **Avenida extraordinaria:** Es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de este. Durante la crecida, el caudal de un curso de agua aumenta en tales proporciones que el lecho del río puede resultar insuficiente para contenerlo. Entonces el agua lo desborda e invade el lecho mayor, también llamado llanura aluvial.
- ✓ **Intensidad máxima:** Son las máximas precipitaciones que se dan en una determinada zona por unidad de tiempo.
- ✓ **Caudal máximo:** Es el máximo volumen de fluido por unidad de tiempo.
- ✓ **Modelo hidráulico:** Es la construcción digital (virtual) de un evento físico, que interviene el agua y permite reproducir y prever el comportamiento de la misma, para poder realizar pruebas y definir soluciones.
- ✓ **Tirante:** Es la altura de que alcanza el agua desde el fondo de un lecho.
- ✓ **Sedimentos:** El sedimento es un material sólido acumulado sobre la superficie terrestre (litósfera) derivado de las acciones de fenómenos y procesos que actúan en la atmósfera, en la hidrosfera y en la biosfera (vientos, variaciones de temperatura, precipitaciones meteorológicas, circulación de aguas superficiales o subterráneas, desplazamiento de masas

de agua en ambiente marino o lacustre, acciones de agentes químicos, acciones de organismos vivos).

- ✓ **Transporte de sólidos de fondo:** el transporte de fondo difiere si se trata de fondos de grava o si tenemos un lecho de arena.

## RESUMEN

Esta investigación tuvo como objetivo principal identificar las áreas inundables de la zona urbana del distrito de Chilete, provincia de Contumazá, Región Cajamarca por ello, se estudió la incidencia de las intensidades máximas anuales en la generación de caudales máximos, para la microcuenca de la Quebrada Huertas tomando como punto de descarga el Puente Chilete, con la finalidad de identificar las zonas vulnerables frente a inundaciones en la zona urbana de Chilete-Contumazá-Cajamarca. Esta información pluviométrica obtenida de la estación meteorológica Contumazá y Chilete de la región de Cajamarca; fue procesada de modo que se obtuvieron la ecuación de intensidad y con el Método de número de curvas (SCS) y el hidrograma unitario en el Programa HEC HMS, se obtuvo el hidrograma de donde se estimó los caudales máximos. Con la información de caudales se calculó el transporte de caudales sólidos en sus avenidas máximas para luego realizar la simulación de la escorrentía superficial para la zona urbana del distrito de Chilete, mediante la aplicación del Modelo Hidráulico IBER V2.4.3. Es así que finalmente con la ayuda de los sistemas de información geográfica (SIG), procesado en software QGIS 2.24 y el ArcGIS 10.4, se logró zonificar las áreas inundables en el distrito de Chilete, provincia de Contumazá, Región de Cajamarca, obteniendo así que la zona en estudio presenta bajo nivel de inundación frente a una avenida máxima de la Quebrada Huertas.

Para un periodo de retorno de 50 años se inició el desborde del río, teniendo los siguientes resultados con un nivel de intensidad muy alta un área de 4546.92 m<sup>2</sup>, para un nivel de intensidad alta se tiene un área de 29508.40 m<sup>2</sup>, para un nivel de intensidad media se tiene un área de 9293.72m<sup>2</sup> y para la intensidad baja 58032.20 m<sup>2</sup>.

## ABSTRACT

The main objective of this research is to identify the flood-prone areas of the urban area of the Chilete district, Contumazá province, Cajamarca Region. For this reason, the incidence of the maximum annual intensities in the generation of maximum flows was studied for the Quebrada micro-basin. Huertas taking the Chilete Bridge as the discharge point, in order to identify the vulnerable areas against flooding in the urban area of Chilete-Contumazá-Cajamarca. This pluviometric information obtained from the Contumazá and Chilete weather station in the Cajamarca region; was processed so that the intensity equation was obtained and with the Number of Curves Method (SCS) and the unit hydrograph in the HEC HMS Program, the hydrograph was obtained from which the maximum flows were estimated. With the flow information, the transport of solid flows in its maximum avenues was calculated to then carry out the simulation of the surface runoff for the urban area of the district of Chilete, through the application of the Hydraulic Model IBER V2.4.3. Thus, finally, with the help of geographic information systems (GIS), processed in QGIS 2.24 software and ArcGIS 10.4, it was possible to zone the flood-prone areas in the district of Chilete, province of Contumazá, Region of Cajamarca, thus obtaining that the area under study presents a low level of flooding in front of a maximum avenue of the Quebrada Huertas.

For a return period of 50 years the overflow of the river began, having the following results with a very high intensity level an area of 4546.92 m<sup>2</sup>, for a high intensity level there is an area of 29508.40 m<sup>2</sup>, for a level of medium intensity there is an area of 9293.72m<sup>2</sup> and for low intensity 58032.20 m<sup>2</sup>.



## **I. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. CONTEXTO**

Los desastres naturales generados por las inundaciones dan origen a muchas pérdidas económicas en comunidades y sociedades al destruir diversos cultivos, edificaciones, infraestructura y maquinaria, sin contar con las pérdidas de vidas humanas. En ocasiones los efectos de las inundaciones son dramáticos, no sólo en grupos familiares sino en todo un país.

En nuestro país una de las causas es el fenómeno meteorológico de precipitación, relacionadas al Fenómeno El Niño, siendo un factor natural que contribuye a la inundación. Otro factor importante debido a la mala planificación urbana es el proceso de asentamiento humano y construcción de edificaciones en la zona de cauce natural de río, sin tener en cuenta que la dinámica del río tiende a recuperar sus zonas de inundación naturalmente. La ciudad de Chilete al igual que otras muchas ciudades del Perú, se encuentra establecida en el valle del río Jequetepeque, siendo la Quebrada Huertas un afluente del mismo, el cual atraviesa la zona urbana, siendo un dren natural de las aguas pluviales. La inundación ocurre debido a la mala planificación e implementación de la infraestructura urbana, tales como puentes y obras de drenaje inadecuados que obstruyen el cauce del río, con dimensiones que modifican el flujo del río aguas abajo.

Tal es el caso de la ciudad de Chilete que como cuenta la historia: es costumbre de Chilete, que en los tiempos de enero a marzo se tenga que vivir con una tensión alterada de nervios, por esta ubicada esta ciudad a orillas del río seco de huertas, mejor dicho, que la quebrada de huertas, que baja de las alturas de la Cocha, el río toma el nombre en el lugar denominado huertas. (Juan M. Cedrón Plasencia, 1983).

Entonces es la Quebrada de Huertas la que ha desviado y a penetrado en la ciudad el día 10 de enero de 1981 más o menos a las 4:30 pm, llegó la Quebrada con Poca Agua, la gente de Chilete que acostumbradamente sale a mirar la llegada de estas aguas, ese día también salió casi todo el pueblo a orillas de la Quebrada, esto ha servido para preverse de algún modo, dicen algunos muchachos al ver la Quebrada ellos han pensado que pueda romper en la parte alta del pueblo y han ido a ver ellos este suceso, estando arriba en la parte inicial del desborde cuentan que el sonido era desagradable y escandaloso y luego vieron venir nuevamente la

avalancha a las 5 de la tarde maso menos, cargaba piedras , montes , barro es decir que había tomado un color negro, ante esto han corrido desesperados y gritando a todo pulmón para que la gente lo oyese y entendieran un poco de lo que se trataba así han logrado que algunas pudieran salir al cerro que desde luego no es muy dificultoso puesto que hay allí algunas viviendas. Esto ha sucedido en una parte de la ciudad, los de la parte baja han salido desesperados y es allí donde el agua los arrastro a muchos y ha muerto a varios ancianos y niños, a los jóvenes que arrastraba gracias a su esfuerzo de nadar han podido salir. (Juan M. Cedrón Plasencia, 1983).

La salida de agua en la parte alta ha inundado y destruido las casas que están hacia arriba de un muro mas o menos de 5m de altura el cual se ha llenado y ha rebalsado desapareciendo casi todo el barrio progreso, la hora que el puente de cemento se ha obstruido el agua a entrado nuevamente por la otra parte permitiendo la llegada del lodo hasta las plazas de la ciudad y todo el pueblo, inundo el parque infantil y arrastro el campamento de la compañía de teléfonos, arrastro de igual modo carros y todo cuanto encontraba. (Juan M. Cedrón Plasencia, 1983).

Las casas se llenaron totalmente agua y lodo, la otra entrada del agua ha sido cuando derrumbo y cayo el puente de la antigua vía a Cajamarca que también ha desaparecido. Este lugar fue el mas perjudicado, llevo mas de 30 viviendas, inundo las oficinas del ministerio de alimentación, desapareció el templo adventista, la planta de luz eléctrica, el camal municipal y otras viviendas. Murieron muchas personas, otras han desaparecido, muchas familias han quedado sin techo, la tragedia es digna de lamentaciones, soledad y consternación reinan en Chilete, no hay agua para saciar la sed, bulla de maquinas llanto de todos es una angustia, el barro llega a la cintura de las gentes, sus kioskos de negocio han sido arrastrados, no hay luz, lodo y tinieblas eso es Chilete, hoy solo queda el recuerdo de nuestro amado Pueblo y de ese fatal día en que se produjo esta desgracia. (Juan M. Cedrón Plasencia, 1983).

Actualmente los modelos hidrológicos – hidráulicos, representan una herramienta poderosa en el análisis, simulación y predicción del comportamiento de sistemas de drenaje natural y urbano, basados principalmente en el estudio de tormentas y su impacto en el medio circundante, haciendo uso de estos modelos se identificará

áreas inundables de la zona urbana de Chilete ante avenidas extraordinarias de la Quebrada Huertas para distintos periodos de retorno.

## **1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

¿Cuáles son las áreas propensas a inundarse en la zona urbana de Chilete por avenidas extraordinarias de la Quebrada Huertas?

## **1.3.- JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **a.- Justificación Científica.**

El efecto de la variabilidad climática debido al calentamiento global, combinado con el acelerado aumento de la urbanización no planificada sobre áreas propensas a inundación y la deficiente gestión del uso del suelo son las principales causas de transformación de las inundaciones en desastres socio-naturales.

Por tal motivo se plantea la presente investigación para poder identificar el área vulnerable a inundaciones de la zona urbana de Chilete ante avenidas extraordinarias de la Quebrada Huertas con distintos periodos de retorno, como resultado se espera la elaboración de mapas de zonificación que sintetizan el conocimiento sobre el daño potencial de una inundación y sirven como herramienta para la toma de decisiones, tales como planes de ordenamiento territorial, normativa de urbanismo y planes de respuesta a emergencia, rehabilitación y reconstrucción.

### **b.- Justificación Técnica Práctica.**

El presente proyecto de investigación será útil para delimitar las zonas con mayor vulnerabilidad a las inundaciones y ayuda en la toma de conciencia de las autoridades de la municipalidad para realizar nuevos proyectos de protección de las defensas rivereñas aguas debajo del puente denominado con el mismo nombre ya que en la actualidad solo tiene muros de protección aguas arriba del puente.

### **c.- Justificación Institucional y Personal.**

La investigación sobre identificación de áreas de inundación en la zona urbana de Chilete será una oportunidad para conocer nuevas metodologías, sobre aplicación de modelos hidrodinámicos en las cuencas como son IBER, HEC RAS, Hidroesta

2, y así poder completar mi formación como ingeniero hidráulico y compartir estos conocimientos con nuevas generaciones del futuro poniendo en práctica cada una de estos aprendizajes.

#### **1.4.- DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.**

El proyecto de investigación se desarrollará en el ámbito de la zona urbana del distrito de Chilete, provincia de Contumazá y región de Cajamarca en el periodo 2021-2022, y se cumplirá con lo exigido por la universidad nacional de Cajamarca en torno al grado investigativo, centrado exclusivamente en el cálculo de los caudales y la zonificación de las zonas vulnerables a inundaciones.

#### **1.5.- LIMITACIONES.**

La cuenca huertas debido a su gran vulnerabilidad y a su gran cantidad de arrastre de sedimentos, está sujeta a constantes mantenimientos preventivos y/o limpieza del cauce, lo que disminuye el grado de vulnerabilidad de inundación. esto cabe recalcar que en estos últimos meses debido a las campañas políticas del distrito se está realizando limpiezas masivas con el fin de inclinar a la ciudadanía a los diferentes partidos. por lo expuesto anteriormente es necesario indicar que la visita para el levantamiento topográfico se realizó en dos oportunidades donde se encontró la quebrada huertas totalmente limpieza lo cual impactará en el modelamiento de la zona, por lo que será necesario el cálculo de los volúmenes de los sedimentos arrastrados.

Por otro lado, se menciona también que se solicitó información de los volúmenes de sedimentos removidos de la quebrada huertas a la municipalidad distrital de Chilete quienes indicaron que no tienen ningún informe de los trabajos mencionados.

#### **1.6.- ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.**

La presente investigación tiene por finalidad la delimitación del área inundable ocasionada por la quebrada huertas-distrito de Chilete-provincia de Contumazá-Región Cajamarca para diferentes periodos de retorno.

Para el estudio hidrológico se utilizó información de lluvias de la estación hidrometereológica Contumazá y la estación Chilete de la región de Cajamarca, los parámetros geomorfológicos de la microcuenca Huertas, tomando como punto de

descarga del puente Chilete y el método de número de curvas (SCS) y el hidrograma unitario para el cálculo del caudal máximo.

En el presente trabajo, el estudio Hidráulico se realizó a través de la herramienta software IBER V2.4. que se alimenta de parámetros topográficos e hidrológicos cuyo resultado se realizó en la herramienta ArcGIS 10.4 para generar los mapas de zonificación de áreas inundables.

## **1.7.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **a) Objetivo general**

- Identificar las áreas expuestas a inundación de la zona urbana de Chilete por efecto de avenidas extraordinarias de la Quebrada Huertas para distintos periodos de retorno.

### **b) Objetivos específicos**

- Caracterizar la zona urbana de la ciudad de Chilete.
- Caracterizar la Quebrada Huertas en el tramo desde la confluencia con el río Jequetepeque hasta la altura de la Plaza Pecuaria.
- Estimar el gasto sólido de la Quebrada Huertas para riesgos de falla de 30%, 20%, 15%.
- Estimar la máxima avenida para riesgos de falla de 30%, 20% y 15%.
- Realizar el modelamiento Hidráulico, utilizando el modelo hidráulico IBER en 2D de la Quebrada Huertas en la zona urbana de Chilete para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

## II. MARCO TEÓRICO.

### 2.1.- ANTECEDENTES TEORICOS:

**a.- Antecedentes a Nivel Nacional:** En la región de Cajamarca y en general en el Perú se desarrolló diversas tesis sobre identificación de áreas inundables en las zonas urbanas de las ciudades de las cuales mencionaremos algunas:

- En el año 2018 se desarrolló la tesis de grado: **“Zonificación De Áreas Inundables Del Barrio La Breña Ocasionado Por Avenidas Extraordinarias Del Río Grande De Celendín – Cajamarca”**, a cargo de Dyango Jhasmell Rabanal Silva, de la Universidad Nacional de Cajamarca, cuyo objetivo fue identificar las áreas inundables ocasionadas por las avenidas máximas del río grande de Celendín. Se obtuvo un caudal máximo de  $88.4\text{m}^3/\text{s}$ , para un riesgo de falla de 5%, inundando el margen derecho del Río Grande con tirantes de agua de 0.50m, siendo el área de la cuenca es 1877.3 ha y el perímetro de la cuenca de 22.7 km.
- En año 2019 se desarrolló la tesis de grado: **“Identificación De Áreas Inundables Mediante Modelamiento Hidráulico De La Quebrada Chinchimarca – Sector 24 (Villa Huacariz) – Cajamarca”**, a cargo de Mantilla Briones Freddy Alexander, de la Universidad Nacional de Cajamarca, cuyo objetivo era identificar las áreas inundables en el tramo del sector 24 “Villa Huacariz”, se utilizó el método racional para analizar los tres posibles escenarios con caudales de  $71.11\text{m}^3/\text{s}$ ,  $66.09\text{m}^3/\text{s}$  y de  $63.24\text{m}^3/\text{s}$ , encontrándose un nivel de intensidad de inundación baja.
- En el 2020 se desarrolló la tesis de grado: **“Identificación de áreas inundables mediante modelamiento hidráulico del Río Moche, tramo Puente Moche - desembocadura playa Buenos Aires, Trujillo-2019”**, a cargo de los señores Diana Elizabeth Nureña Moncada y William Francisco Vásquez Cáceres, de la Universidad Cesar Vallejo. Aquí se hallaron áreas de inundación correspondientes a los periodos de retorno de 50, 100, 150 y 200 años de  $410,770.43\text{km}^2$ ;  $620,116.37\text{m}^2$ ;  $1185581.49\text{m}^2$  y  $1676368.68\text{m}^2$  respectivamente; y para un riesgo de falla de 25% periodo de retorno de 150 años.

**b.- Antecedentes a Nivel Internacional:** en este ámbito presentaremos los siguientes trabajos de investigación:

- En el 2020 se desarrolló la investigación denominada: “zonificación de la amenaza ante inundaciones a partir de un método de evaluación multicriterio en la ciudad de Santiago de Cali, Colombia”, a cargo de la señora María Eugénica Sevillano Rodríguez, a partir de un método de evaluación multicriterio integrado por siete variables de análisis, construido a partir de la combinación lineal ponderada e implementado en la plataforma de un sistema de información geográfica. Aquí Los resultados muestran que la amenaza clasificada como alta, ocupa 6% de la superficie inundable, la media 22% y la baja 72%. Las áreas más vulnerables son sectores ubicados en 37 barrios localizados principalmente en la zona oriental de la ciudad, condición que está determinada por la profundidad de inundación, la acumulación de flujo, la inclinación de la pendiente y la cercanía a canales y fuentes hídricas.
- En el 2017 se desarrolló la investigación denominada: “Análisis de la incertidumbre en la estimación de las zonas inundables con descriptores geomorfométricos derivados de MDE y modelos hidrodinámicos”, desarrollada por Juan David Parra Jiménez, de la Universidad Nacional de Colombia cuyo objetivo era Analizar la incertidumbre en la estimación de las zonas afectadas por inundables lentas a través de descriptores geomorfométricos derivados de modelos digitales de elevación y modelos hidrodinámicos, en esta investigación se utilizaron los modelos dinámicos a partir de un MDE.

## **2.2.- BASES TEÓRICAS.**

### **2.2.1.- PRECIPITACIONES MÁXIMAS Y PERIODOS DE RETORNO**

La intensidad de la lluvia influye notoriamente en el uso del suelo. Las lluvias violentas pueden ocasionar importantes daños, degradación de la estructura del suelo, erosión, inundaciones, daños mecánicos en cultivos, etc. Aunque estudiaremos la precipitación máxima en 24 h (pues son los datos disponibles, sin recurrir a localizar las bandas de pluviógrafo), en ocasiones son más interesantes

las precipitaciones máximas en períodos de tiempo más cortos, por lo que se debe acudir a sistemas de estimación.

En el cuadro resumen de precipitaciones máximas en 24 horas se indicará: el número de años de la serie analizada y la serie de años, para cada mes la precipitación máxima en 24 horas producida en todos los años de la serie en dicho mes, y el número de veces que la precipitación máxima se ha producido en dicho mes en los años de la serie, para poder así ver en qué meses se suelen producir las precipitaciones máximas. El estudio se complementará con el análisis de las precipitaciones máximas probables y sus períodos de retorno. El estudio de las precipitaciones máximas es necesario en múltiples aplicaciones. Así en hidrología para la estimación de avenidas es necesario conocer el valor de la máxima precipitación probable registrada para un determinado período de retorno. El "período de retorno o de recurrencia" (T) es el intervalo medio expresado en años en el que un valor extremo alcanza o supera al valor "x", al menos una sola vez (Elías y Ruiz, 1979).

Así, si la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno de 200 años en el observatorio de Cuatro Vientos (INM) es de 90,3 mm/24 horas, significa que es posible que un fenómeno de 90,3 mm de precipitación en 24 horas se repita o sea superado por lo menos una vez en 200 años. Tanto para el estudio de la erosión, como para el cálculo y diseño de las estructuras de conservación de suelos e hidráulicas, es necesario el estudio de las precipitaciones máximas. El período de retorno será mayor cuanto mayor sea la importancia y la repercusión social, ecológica y económica de la obra. Así la necesidad de disponer de amplios períodos de retorno contrasta con la disponibilidad de series de datos climatológicos, por lo que se debe recurrir a estimaciones estadísticas. (Elías y Ruiz, 1979).

Los dos modelos de leyes de distribución para valores máximos más empleados en España son la distribución Gumbel, y la ley SQRT-ET máx. Estos métodos son los que se aplican en las fuentes de información de estos datos: Elías Castillo y Ruiz Beltrán (1979), INM (1999), y MOPU (1990). La distribución Gumbel se ha utilizado con buenos resultados para el cálculo de valores extremos de variables meteorológicas, entre ellas precipitaciones y caudales máximos y es el método empleado por Elías y Ruiz (Ministerio de Agricultura). También este método de



ajuste es el empleado por el Ministerio de Medio Ambiente (Instituto Nacional de Meteorología) para su estudio por regiones de las precipitaciones máximas en 24 horas.

Por otro lado, la ley SQRT-ET máx. se ha empleado en el trabajo ya indicado de la Dirección General de Carreteras. Con ambos métodos estadísticos se puede obtener valores de precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno "T" (P24 hT) conociendo una serie de datos de precipitaciones máximas en 24 horas. El método también sirve para otros valores extremos como caudales y también para períodos inferiores de tiempo, siempre que se disponga con datos de una serie significativa. (Ministerio de Fomento, 1990).

### **2.2.2.- Caracterización de las Cuencas Hidrográficas en la zona de estudio.**

La caracterización de una cuenca está dirigida fundamentalmente a cuantificar todos los parámetros que describen su estructura física y territorial con el fin de importar los resultados al modelo hidrológico y conocer los caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno en la zona de estudio, obtenidos mediante ajuste probabilístico.

La caracterización de una cuenca se inicia con la delimitación de su territorio, la forma, tamaño o área, pendiente media y pendiente del cauce principal, red de drenaje etc. Algunos de estos parámetros sirven de base para identificar la vulnerabilidad y considerar peligros a los desastres (Fattorelli y Fernández, 2011).

### **2.2.3.- Modelamiento Hidrológico.**

Una vez que se ha estudiado el régimen de precipitaciones de una cuenca y estimado las pérdidas con alguno de los modelos disponibles, de manera tal de encontrar la lluvia neta o efectiva, el paso siguiente es transformar esa lluvia efectiva en escorrentía o caudal (Fattorelli y Fernández, 2011).

Además, nos permite realizar simulaciones y pronósticos del comportamiento hidrológico mediante simplificaciones matemáticas de los procesos físicos en la cuenca. Estos modelos de lluvia escorrentía pueden ser de naturaleza conceptual, donde se representan los procesos que ocurren dentro de la cuenca a través de esquemas y algoritmos simplificados, o estar basados en ecuaciones físicas que rigen el comportamiento de las variables dentro de una cuenca hidrográfica (Chow et al, 1994).

Para el autor (Villón M., HidroEsta, 2012) hace referente a que es un componente para el análisis hidrológico de la cuenca, lo que extrapolándolo a términos de modelación hidrológica se reduce a un modelo digital de elevaciones (MDE) y con la ayuda del programa HIDROESTA, se obtiene el cálculo hidrológico, donde es necesarios partir de los datos de las precipitaciones, caudal temperatura, evaporación, etc., de lo que origina la red de drenaje y el resto de elementos hidrológicos necesarios para el modelo (subcuencas, tramos, confluencias, derivaciones, fuentes y sumideros). (Villón M., HidroEsta, 2012)

En cambio, para el autor (Nanía, 2007), menciona que “la transmutación de datos de lluvia máxima (tormentas de diseño por periodos de retorno) a escorrentía se ha empleado el software HEC-HMS 3.0.0 con la extensión de ArcView o ArcGis”. Para los autores contemplan como modelación hidrológica la visualización de la información y la documentación de las características de la cuenca, dándonos a conocer un procedimiento para realizar el modelamiento con la ayuda de los softwares, como por ejemplo empezando con delinear cuencas y cauces, construir las entradas para modelos hidrológicos. (Villón M., HidroEsta, 2012)

#### **2.2.4.- Modelamiento hidráulico de ríos**

Es importante destacar que la modelación hidráulica al lograr representar el flujo (tridimensional) de un río o a través de una estructura o suelo con mayor fidelidad y detalle que un simple cálculo teórico, aumenta la confiabilidad de las estructuras proyectadas. Esto significa que los diseños se ajustan más a las solicitaciones reales del flujo, lo cual tiene un importante impacto económico. Por un lado, se disminuye el riesgo de diseñar una obra poco resistente que colapse fácilmente con las consecuentes pérdidas económicas o lo que es peor, en vidas humanas; mientras que por otro lado también se reduce la posibilidad de un diseño sobredimensionado que requiera de inversiones innecesarias.

Según Bussi et al. 2010, La metodología seguida en el proceso de modelación hidráulica ha sido la siguiente:

- **Composición de la topología del modelo:** durante esta fase se importa el modelo de elevación digital, se define un dominio del modelo, se identifican los edificios, que serán tratados como polígonos impermeables de altura infinita, se definen las características del mallado (dimensión de los

triángulos, zonas con mallados más finos, etc.), se definen las líneas de rotura para reproducir los cambios de pendiente, se introducen elementos restantes, como por ejemplo los muros porosos, y se genera la malla triangular del modelo.

- **Modelación de las estructuras hidráulicas:** en el caso de que existan alcantarillas, puentes o sifones invertidos que afecten los flujos principales se incorporarán como elementos unidimensionales. Estas estructuras se modelan mediante el elemento “orificio” que simula el flujo de un alcantarillado corto con una sección rectangular y se comunican con la malla 2D mediante elementos de conexión 1D2D.
- **Definición de la rugosidad del suelo:** se definen dentro de la zona de simulación unos polígonos de rugosidad homogénea indicando el número de Manning correspondiente a cada zona. A partir de los usos de suelo se identifican las zonas y se le asigna un valor de rugosidad. Para la estimación de la rugosidad se ha hecho uso de la clasificación presentada por Chow (1982) donde se establecen valores mínimos, normales y máximos del coeficiente de Manning ( $n$ ) para diferentes tipos de canal y planas de inundación.
- **Definición de las condiciones de contorno (hidrogramas):** en las entradas de los ríos a modelar se introduce el hidrograma correspondiente al período de retorno a simular. Cabe destacar que no existe un solo hidrograma de diseño; ya que solo se puede asignar un periodo de retorno a una variable escalar (en este caso el caudal pico), es altamente probable que se puedan generar hidrogramas muy distintos en términos de volumen, tiempo al pico y duración, pero con el mismo periodo de retorno. En este estudio se utiliza el hidrograma, referido a un punto de control aguas abajo del modelo, cuyo periodo de retorno del caudal pico sea cercano al periodo de retorno que se desea simular (10, 25, 50, 100 y 500 años).

#### **2.2.5.- Inundación.**

Según Cajahuanca, (2015). Se puede definir como la ocupación temporal del agua en zonas en donde normalmente no existe presencia de agua. Se clasifican:

#### **a.- Por su duración:**

##### **Inundaciones rápidas o dinámicas.**

Típico en ríos de montaña o en ríos cuyas cuencas presentan fuertes pendientes, por efecto de lluvias intensas. Las crecidas son repentinas y de corta duración. Son estas las que suelen producir los mayores estragos en la población, sobre todo porque el tiempo de reacción es prácticamente nulo.

##### **Inundaciones lentas o estocásticas.**

Se produce cuando lluvias persistentes y generalizadas, producen un aumento paulatino del caudal del río hasta superar su capacidad máxima de transporte. Entonces el río se sale de su cauce, inundando áreas planas cercanas al mismo. Las zonas que periódicamente suelen quedar inundadas se denominan Llanuras de Inundación.

#### **b.- Por su mecanismo de generación.**

##### **Inundaciones pluviales.**

Es la que se produce por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica, en forma de depresión. Este tipo de inundación se genera cuando las precipitaciones son intensas o persistentes, además de estar en suelos poco permeables.

##### **Inundaciones fluviales.**

Causadas por el desbordamiento de los ríos y los arroyos, es atribuida al aumento brusco del volumen de agua más allá de lo que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse, durante lo que se denomina como crecida.

#### **2.2.6.- Evaluación de inundación.**

A nivel mundial la evaluación del riesgo de inundación se lleva a cabo en base a cartografía (Mapas de Riesgo de Inundación – MRI) que permite identificar las áreas geográficas susceptibles a sufrir daños.

Los MRI llevan a la delimitación de zonas, en función de la frecuencia o intensidad de una inundación, pudiendo integrarse los resultados en otro tipo de cartografía, en donde se expresa la mayor o menor vulnerabilidad de diferentes fragmentos del

territorio. La información derivada de los MRI puede ser utilizada como instrumento de ordenación territorial, planeamiento urbano, selección de infraestructuras públicas, gestión de emergencias, etc. Dependiendo de las características particulares de los casos, la evaluación del riesgo de inundación requiere de la realización de los siguientes estudios (Sedano, 2012).

**2.2.7.- Cuenca Hidrológica:** La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido (Villón, 2004).

**2.2.8.- Área o Superficie de una cuenca:** Es el área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca, se considera cuenca grande cuando el área sobrepasa los 250 Km<sup>2</sup> (Villón, 2004).

**2.2.9.- Tiempo de Concentración:** Se denomina así, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca (Villón, 2004).

Uno de los métodos más comunes para determinar este parámetro es utilizando la fórmula de Kirpich, la cual es (Villón, 2004):

$$T_c = 0.0195 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (1).$$

Donde:

T<sub>c</sub>: tiempo de concentración en minutos (min).

L: Máxima longitud del recorrido, en metros (m).

H: Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en m.

**2.2.10.- Pendiente de la Cuenca:** Es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas (Villón, 2004).

**2.2.11.- Pendiente del Cauce Principal:** El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como, por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones (Villón, 2004).

En general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo (Villón, 2004).

**2.2.12.- Coeficiente de Escorrentía:** Es la fracción de precipitación total que representa la escorrentía, es decir, el agua que llega al cauce de evacuación. El valor del coeficiente de escorrentía depende de factores topográficos, edafológicos, cobertura vegetal, etc. (Villón, 2004).

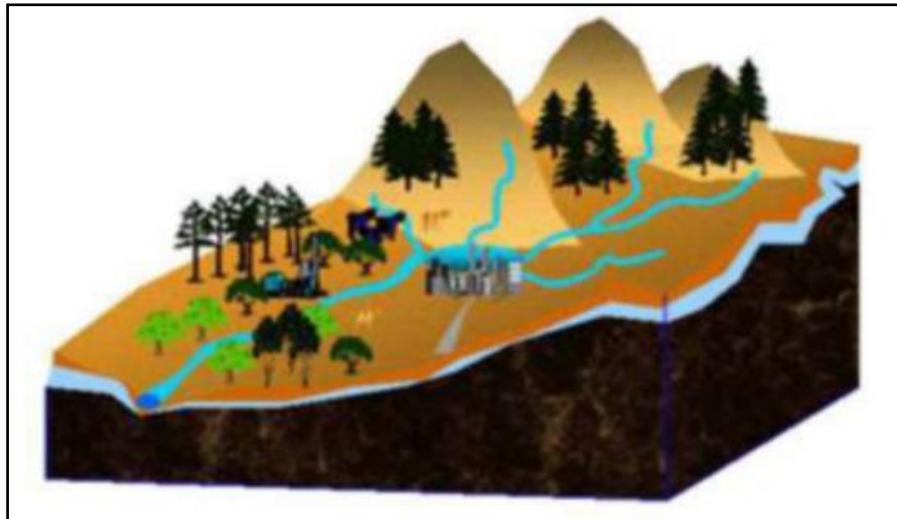
### **2.2.13.- Cuenca hidrográfica:**

Es un espacio geográfico cuyos aportes de agua son alimentados exclusivamente por precipitaciones que caen en el interior y el excedente de agua o en materia sólida transportadas por el agua forman, en un punto espacial único, una desembocadura, una estación de aforo, o un punto arbitrario (Llamas, 1993). Constituye una unidad hidrológica descrita como una unidad físico- biológica y también como unidad socio-política para la planificación y ordenamiento de los recursos naturales. En el interior de la cuenca se pueden delimitar subcuencas o microcuencas. Las divisorias que delimitan las subcuencas se conocen como parteaguas secundarios. Las cuencas pueden subdividirse en tres zonas de funcionamiento hídrico principales:

- Zona de cabecera.
- Zona de captación-transporte
- Zona de emisión.

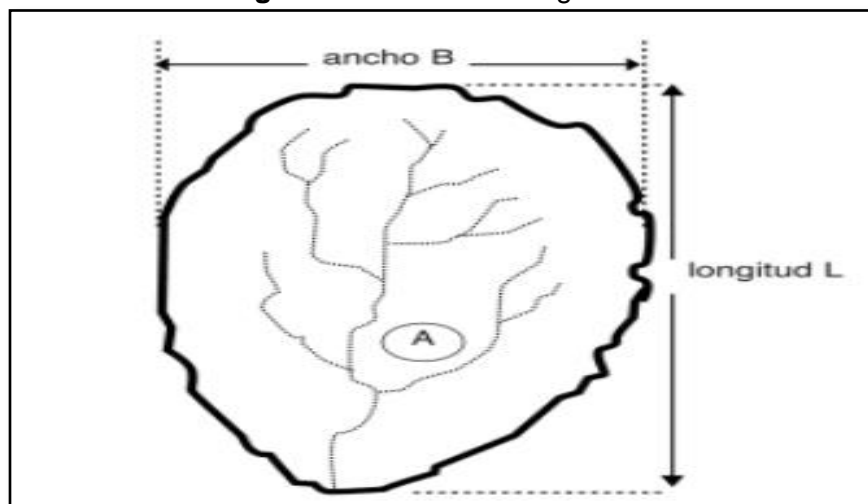
Así se considera una cuenca hidrográfica como una unidad morfográfica donde sólo se consideran a las aguas superficiales y cuenca hidrológica como un concepto más integral, donde se incluyen las aguas superficiales y subterráneas.

**Figura 01:** Cuenca Hidrográfica.



Fuente: Ordoñez (2011).

**Figura 02:** Cuenca Hidrográfica



Fuente: Villón (2004).

#### **2.2.14.- PERÍODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA**

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno " T ". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de " N " años, (MTC, 2008). Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros, (MTC, 2008).

**Tabla 01:** Cuadro de Riesgos Admisibles.

Riesgo Admisible	Vida Útil de la obra (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R (%)	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
1	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
2	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
5	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
10	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
20	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
25	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
50	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
75										

Fuente: Monsalve, G. 1995.

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (2)$$

Despejando la ecuación 2, el periodo de retorno se tiene:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{N}}} \quad (3)$$

De donde tenemos:

R: Riesgo de falla admisible.

T: periodo de retorno en años.

N: vida útil de la obra en años.

A continuación, mostramos los valores para el periodo de retorno, el cual está en función del riesgo admisible y la vida útil de las obras. De acuerdo a los valores presentados en la tabla 2, se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:



**Tabla 02:** Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje:

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas ribereñas	22

Fuente: MTC, 2008

(\*) para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias. Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de la socavación.

(\*\*) vida útil considerado N=25 años. Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

#### **A.- Periodo de Retorno.**

Para el autor (Villon M., Hidrologia,2002), nos menciona que para “el caso de un caudal de diseño, el periodo de retorno se define, como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en el promedio.”

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual 1 en T casos, es decir;

$$P = \frac{1}{T} \quad \text{ó} \quad T = \frac{1}{P} \quad (4).$$

Donde:

P: probabilidad de ocurrencia de un caudal (Q)

T: periodo de retorno.

**Tabla 03:** Periodo de retorno para tipos de estructuras.

<b>TIPOS DE ESTRUCTURAS</b>	<b>PERIODO DE RETORNO (años)</b>
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarilla sobre carretera importante	25
Alcantarilla sobre camino secundario	5 -10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamientos con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje Agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 - 50

Fuente: (Máximo Villon,2002)

#### **2.2.15.- CAUDALES MAXIMOS**

Para el autor (Sotero, 1987), quien cita “Los caudales máximos se define por su mayor volumen de agua que pasa por un determinado punto de control, a consecuencia de las fuertes precipitaciones.”

Para el autor (Villón M., Hidrología, 2002), menciona que “La magnitud del caudal máximo, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.”

Según el autor (Hinojosa, 1987), donde hace mención que Las expresiones del cálculo de caudales máximos necesitan de la intensidad de las precipitaciones pluviales. Estas expresiones (la intensidad, frecuencia y duración de las lluvias) es una información que debe ser precisa para la precisión de los valores de caudal máximo calculados teóricamente.

#### **2.2.16.- CLASIFICACIÓN RÍOS:**

Para facilitar el estudio de la morfología fluvial se suelen clasificar los ríos desde numerosos puntos de vista, lo cual permite ubicar fácilmente a cualquier cauce para determinar sus principales características. Debe tenerse en cuenta que en la naturaleza es posible encontrar situaciones intermedias a las que serán definidas en esta clasificación. (J. Álvarez, 1995).

### **Por su Edad:**

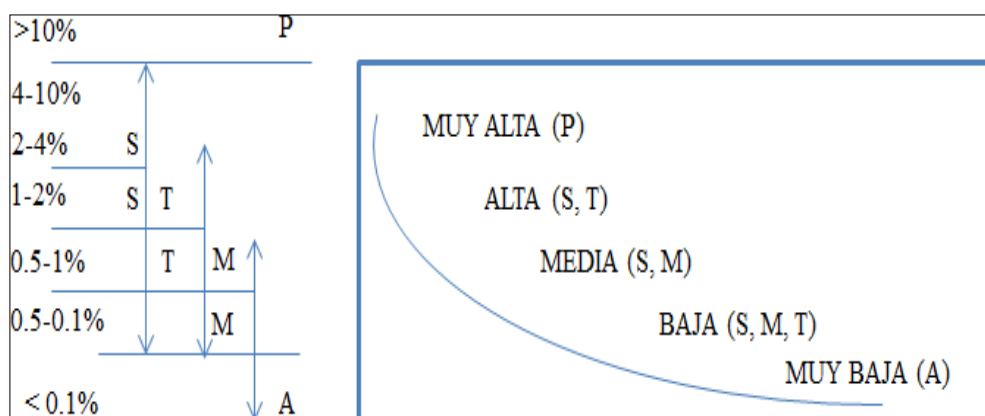
- Ríos Jóvenes: Corresponde al estado inicial de los ríos. Cuando el agua forma su curso inicial, éste tiene una sección en forma de V. Son muy irregulares. Consisten de materiales fracturados. Ejemplo típico: torrentes de montaña. (J. Álvarez, 1995).
- Ríos Maduros. Cuando el río se convierte en maduro, se amplía su sección transversal. El valle es más ancho. Disminuye la pendiente. El río está en estado de equilibrio o próximo a él. La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido que llega a él ("graded condition"). En el río maduro hay pequeñas planicies de inundación y algunos meandros. Hay desarrollos agrícolas y urbanos en las planicies aledañas. Hay obras de encauzamiento que impiden o limitan los desplazamientos laterales del río. (J. Álvarez, 1995).
- Ríos Viejos. Los ríos viejos corresponden a un estado más avanzado de desarrollo. La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta. El río está confinado, encauzado, controlado. Hay un uso intensivo de todo el valle. Hay desarrollos urbanos, agrícolas e industriales importantes. (J. Álvarez, 1995).

### **Según la pendiente:**

La pendiente de un río establece la diferencia más importante en cuanto al régimen hidráulico. La pendiente habitual de los ríos se sitúa entre el 0.5% y el 1.5%, siendo mayor en los tramos de montaña y menor en los valles situados cerca de la desembocadura. Cuando la pendiente del río es superior al 1.5 % se habla de ríos torrenciales, mientras que si la pendiente es mayor del 6% se habla de torrentes. En los torrentes, debido a la gran cantidad de sedimentos transportados, el flujo tiene un comportamiento no newtoniano. (J. Álvarez, 1995).

La pendiente del cauce refleja fielmente el perfil longitudinal del río, que se adapta a diversos desniveles que tiene que salvar en su recorrido mediante cambios en su secuencia longitudinal y creando a la vez las consiguientes formas del cauce: cascadas, saltos-pozas, rápidos, rápidos-remansos (E. Díaz Bea & A. Ollero Ojeda, 2005).

**Figura N.º 03:** Intervalos de pendiente.



**Fuente:** E. Díaz Bea & A. Ollero Ojeda, 2005

### **Según el tipo de fondo:**

Según el material de lecho y cauce los ríos pueden clasificarse en ríos con lechos aluviales, de grava o de arena, o ríos con lecho rocoso o ríos encajados. Los ríos de lecho aluvial, ya sean de gravas o arenas, se caracterizan por poseer elevadas tasas de transporte de sedimentos y presentar evoluciones morfológicas rápidas (semanas, años). En los ríos sobre lechos rocosos el transporte de sedimentos es muy reducido y su evolución morfológica es mucho más lenta (decenas años, siglos) debido a la dureza del material de su cauce. (J. Álvarez, 1995).

### **Tamaño y forma del material:**

Existen diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. En la tabla 1 se presenta la perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U.), confeccionada en base al diámetro. El tamaño de los cantos rodados y guijarros se puede medir directamente. El tamaño de los cantos rodados y guijarros de puede medir directamente. El de gravas y arenas se mide mediante mallas, y el de limos y arcillas se determina por medio de sedimentación o con microscopio (A. Rocha, 1998).

**Tabla N° 04:** Clasificación de partículas de acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U.) Escala de Wentworth.

1. Cantos rodados (250 – 4000 mm)	Muy grandes.	4000 – 2000 mm
	Grandes.	2000 – 1000 mm
	Medianos.	1000 – 500 mm
	Pequeños.	500 – 250 mm
2. Gujarros (64 – 250 mm)	Grandes.	250 – 125 mm
	Pequeños.	125 – 64 mm
3. Gravas (2 – 64 mm)	Muy Gruesa.	64 – 32 mm
	Gruesa. Media. Fina.	32 – 16 mm
	Muy fina.	16- 8 mm
		8 – 4 mm
		4 – 2 mm
4. Arenas (0.062 – 2 mm)	Muy gruesa.	2 – 1 mm
	Gruesa Media Fina	1 – 0.5 mm
		0.5 – 0.25 mm
	Muy fina	0.25 – 0.125 mm
		0.125 – 0.062 mm
5. Limos (4 a 62 u) = (0.004 a 0.062 mm)		
6. Arcillas (0.24 a 4 u) = (0.00024 a 0.004 mm)		

Fuente: Introducción a la hidráulica fluvial (A. Rocha, 1998). Dónde:  $1u = 10^{-3} \text{ mm}$

### Según la forma en planta.

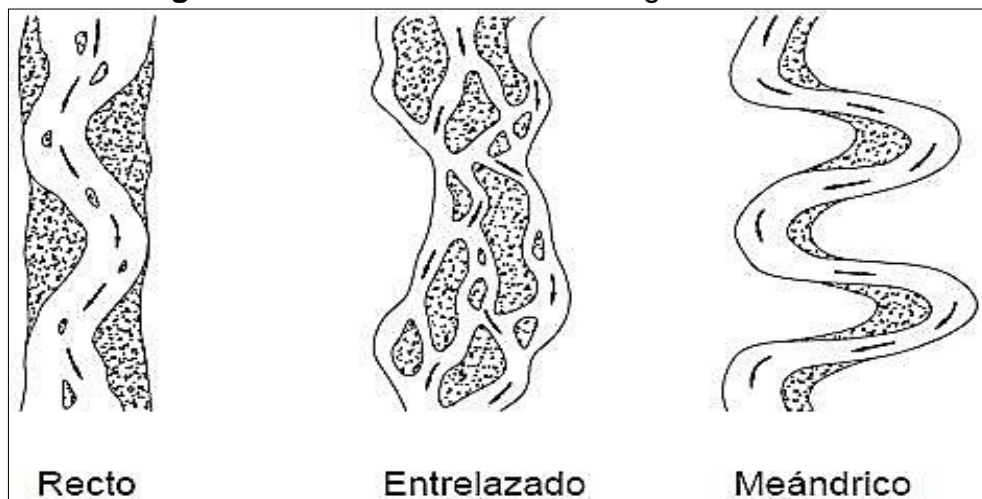
**Ríos Rectos:** Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la Naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituido por diques paralelos, pero dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad. Para el caudal de diseño el río ocupa toda la sección transversal y se comporta como si fuese recto. En

determinados encauzamientos ocurre que lo más peligroso para el sistema de defensas no es el caudal máximo, sino uno menor, para el cual el río desarrolla curvas, una de las cuales puede atacar casi frontalmente los diques de encauzamiento (J. Álvarez, 1995).

**Ríos Entrelazados:** A veces se les llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calados) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas. LANE planteó que las dos causas que explican la existencia de un río entrelazado son: 1) exceso de sedimentos que el río no puede transportar en su totalidad, una parte de los cuales deposita y da lugar a la formación de islas, y 2) pendiente fuerte, lo que origina pequeños tirantes. Uno de estos factores, o los dos juntos, son causa de la aparición de ríos entrelazados (J. Álvarez, 1995).

**Ríos Meándricos:** Están formados por una sucesión de curvas. La característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial (J. Álvarez, 1995).

**Figura N° 04:** Clasificación Morfológica de los Ríos



Fuente: J. Álvarez, 1995

**Según grados de libertad:**

**Un grado de libertad:** Cuando al variar el gasto en un cauce o canal sólo varía el tirante, se dice que existe un grado de libertad. Esto ocurre si el fondo, las paredes y la pendiente no cambian al variar el gasto; por ejemplo, un canal revestido.

Cuando se tiene un grado de libertad no existe transporte de sedimentos. (J. Álvarez, 1995).

**Dos grados de libertad:** Cuando sólo pueden variar el tirante y la pendiente, se dice que el cauce tiene dos grados de libertad. Esto puede ocurrir cuando las márgenes son muy resistentes pero el fondo no. (J. Álvarez, 1995).

**Tres grados de libertad:** Si además del tirante y la pendiente, también pueden alterarse las márgenes y ajustarse al ancho, se dice que el cauce tiene tres grados de libertad. (J. Álvarez, 1995).

### **2.2.17.- Fórmulas Para El Cálculo De La Capacidad De Transporte De Sedimentos En Ríos De Montaña.**

Cálculo de los Caudales finales incluidos los sedimentos el cálculo de la capacidad de la corriente para el transporte de sedimentos de arrastre requiere de información sobre las características hidráulicas del cauce, características geomorfológicas y de granulometrías del cauce. (<https://repositori.udl.cat/bitstream/handle/10459.1/46506/004305.pdf?sequence=8&isAllowed=y>).

donde:

$Q_s$  : capacidad de transporte de sólidos de arrastre ( $m^3/s$ ) .

$Q$  : Caudal líquido ( $m^3/s$ )

$k$  y  $m$  : coeficientes.

La ecuación anterior se puede expresar de forma adimensional:

de donde:

$C = Q_s/Q$ , es la concentración de sedimentos por unidad de caudal líquido.

aplicación de las fórmulas:

**Tabla N.º05** : Caudal de Sólidos en las cuencas hidrográficas.

Mizuyama:	$Q_s = 5.5xS^2xQ$
Smart y Jaeggi:	$Q_s = 2.5xS^{1.6}xQ$
Mizuyama y Shimohigashi:	$Q_s = 7.13xS^2xQ$
Bathurst et al:	$Q_s = 0.94xS^{1.5}xQ$
Meunier:	$Q_s = 6.3xS^{2.02}xQ$
Rickenmann 1:	$Q_s = 7xS^{2.1}xQ$
Rickenmann 2:	$Q_s = 9.26xS^{2.3}xQ$
Rickenmann 3:	$Q_s = 6.35xS^{2.1}xQ$
Rickenmann 4:	$Q_s = 1.5xS^{1.5}xQ$

Fuente:

<https://repositori.udl.cat/bitstream/handle/10459.1/46506/004305.pdf?sequence=8&is>

Allowed=y

### 2.2.18.- MÉTODO DE GAVRILOVIC

El método de Gavrilovic (1972, 1988), que considera el volumen de sedimentos “G” (en m<sup>3</sup> /año) producido por erosión y transportado a la sección de cierre de una cuenca, como el producto de la producción media anual de sedimento por erosión superficial “W” y el coeficiente de retención de sedimentos “R”. (M. Jimena Andreazzini, Susana Degiovanni, Pablo Spalletti y Martín Irigoyen, 2014).

La expresión para determinar el volumen promedio anual erosionado de sedimento es:



$$W = T \cdot h \cdot \pi \cdot Z^{3/2} \cdot F \text{ (m}^3 \text{ /año)} \quad (5)$$

Donde:

T = coeficiente de temperatura, que se obtiene de:

$$T = [(t/10) + 0.1]^{1/2} \quad (6)$$

Siendo t la temperatura promedio anual (°C), h la precipitación media anual (mm/año) y F la superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>). Z es el coeficiente de erosión, cuya expresión es:

$$Z = X \cdot Y \cdot (\varphi + I)^{1/2} \quad (7)$$

Los valores de los coeficientes X (entre 0.1 y 1), Y (entre 0.2 y 2) y  $\varphi$  (entre 0.1 y 1) son propuestos por el autor de la metodología y representan respectivamente, el grado de protección del suelo dado por la vegetación y la intervención antrópica, el grado de resistencia a la erosión del suelo considerando sus características geológicas, y el estado erosivo de la cuenca. I es el gradiente de la pendiente superficial (en %). Por su parte, el coeficiente R indica la relación entre el volumen de sedimento que efectivamente pasa por la sección de cierre de la cuenca y el volumen total de material producido por erosión superficial. (M. Jimena Andreazzini, Susana Degiovanni, Pablo Spalletti y Martín Irigoyen, 2014).

La ecuación para su cálculo según Zemplijc (1971) es la siguiente:

$$R = [O \cdot D^{1/2} \cdot (L+Li)] / (L+10) \cdot F \quad (8)$$

Donde O es el perímetro de la cuenca (km), D la diferencia de nivel media en la cuenca (cota media menos cota mínima, en km), Li la longitud total de los afluentes fluviales laterales (km), L la longitud de la cuenca por el talweg del cauce principal (km) y F la superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>). Toda la información fue trabajada en ambiente SIG, obteniendo el valor de "G" en 47 subcuencas. El valor del coeficiente X se asignó a partir de un mapa de cobertura vegetal y uso del suelo, elaborado desde una imagen Landsat 5 de fecha 31/12/08, y tomando como base el trabajo de Suárez (1993) e imágenes Google Earth. Se realizó una clasificación supervisada por el método de máxima verosimilitud, obteniendo 9 clases. (M. Jimena Andreazzini, Susana Degiovanni, Pablo Spalletti y Martín Irigoyen, 2014)

## 2.2.19.- ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

### Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones (Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje, 2010).

#### a.- Distribución Normal.

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (9)$$

Donde

f(x) = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

$\mu$  = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

#### b.- Distribución Log Normal 2 parámetros.

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2S^2}} dx \quad (10)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución. Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función  $y=f(x)$ , tal que  $y=\log(x)$ , la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, N(Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a  $y = \log x$ , de tal manera que (Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje, 2010):

### c.- Distribución Log Normal 3 parámetros.

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2\left(\frac{\ln(x-x_0) - u}{S_y}\right)^2} \quad (11)$$

Para  $x > x_0$

Donde:

$X_0$ : parámetro de posición

$U_y$ : parámetro de escala o media

$S_y$ : parámetro de forma o varianza

### d.- Distribución Gamma 2 parámetros.

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (12)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

$\gamma$  : parámetro de forma

$\beta$  : parámetro de escala

### e.- Distribución Gamma 3 parámetros.

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (13)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

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

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : origen de la variable  $x$ , parámetro de posición

$\gamma$ : parámetro de forma.

$\beta$ : parámetro de escala

### **f.- Distribución Log Pearson tipo III.**

La función de densidad es:

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

(14)

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

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

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : parámetro de posición

$\gamma$ : parámetro de forma

$\beta$ : parámetro de escala

### **g.- Distribución Gumbel.**

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión (Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje, 2010):

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (15)$$

Donde:

$\alpha$ : Parámetro de concentración.

$\beta$ : Parámetro de localización.

#### **h.- Distribución Log Gumbel.**

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \quad (16)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (17)$$

### **2.2.20.- PROCESO DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA INUNDACIÓN EN IBER.**

Iber es un modelo de simulación numérica del flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente y de procesos medio ambientales en hidráulica fluvial. Las aplicaciones de Iber abarcan la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en ríos y estuarios, (GEAMA & FLUMEN, 2012a).

Para poder llevar a cabo un cálculo con Iber se debe tener en cuenta:

- ✓ Crear o importar una geometría.
- ✓ Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad, condiciones internas, entre otras).
- ✓ Asignar condiciones de frontera y condiciones iniciales.
- ✓ Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales).
- ✓ Construir una malla de cálculo.
- ✓ Lanzar el cálculo.

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros se pueden imponer tanto sobre la geometría como sobre la malla. La base del cálculo

es la geometría del dominio de la simulación, a continuación, se detalla el procedimiento que siguió para obtener dicho elemento.

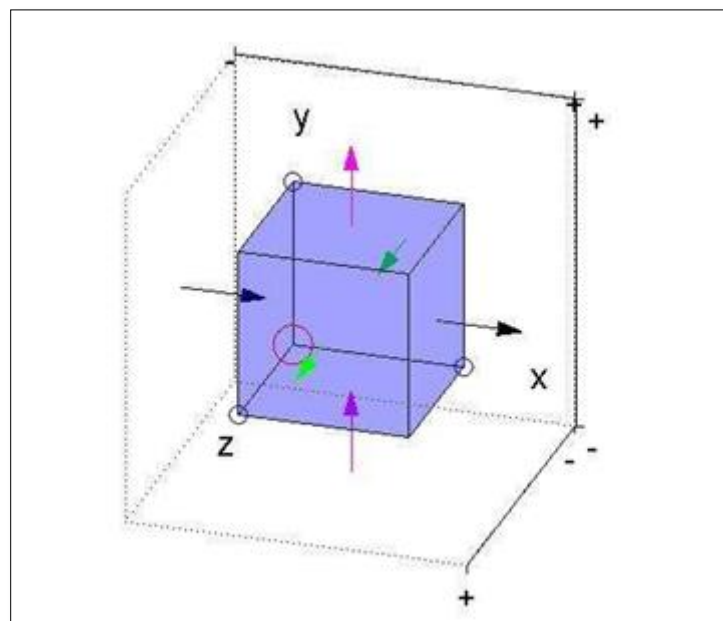
#### a.- Ecuaciones De Saint Venant.

Las ecuaciones de Saint Venant fueron desarrolladas en el siglo XIX por Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant en Francia para modelar el movimiento de un fluido a superficie libre.

- **Ecuación de conservación de masa:** El primer conjunto de ecuaciones corresponde a las ecuaciones de conservación de masa las cuales pueden ser encontradas para tres, dos o una dimensión. A continuación, se deducirán las ecuaciones para 3D y para 1D.
- Para encontrar las ecuaciones de conservación de masa es necesario realizar un balance de masa en cada una de las direcciones del diferencial de acuerdo con la ecuación:

$$\frac{\Delta m}{\Delta t} = Entradas - Salidas \quad (18)$$

**Figura N.º05:** Diferencial de Volumen 3D



La masa que cruza cualquiera de las fronteras del diferencial de volumen puede expresarse como la densidad por el caudal.

$$L = \rho Q = \rho \text{velocidad area} \quad (19)$$

Para la dirección x el área de la frontera es  $\Delta y \Delta z$  teniendo en cuenta que el vector velocidad tendrá tres componentes  $[u \ v \ w]$  entonces la masa total que entra es:

$$\begin{aligned} \text{Entrada}_x &= (\rho u) \Delta y \Delta z \\ \text{Salida}_x &= \left( \rho u + \frac{\partial}{\partial x} (\rho u) \right) \Delta y \Delta z \end{aligned}$$

### **b.- Creación De La Geometría Y Asignación De La Topografía**

Iber cuenta con una interfaz en la cual se puede crear una geometría desde cero, esto se hace dibujando líneas, puntos y superficies sobre una foto georreferenciada o sobre la propia pantalla de inicio de Iber, por otro lado, se pueden importar diferentes formatos estándar (TIN, DXF, ASCII, etc) en los cuales esté contenida la información de la zona donde se quiera realizar el estudio. Para el caso que nos ocupa se ha utilizado la primera opción y se ha creado la geometría desde cero, ya que esto nos permite tener control sobre las partes donde se quiera tener más detalle y donde no, esto con el fin de tener mayor control de la dimensión de la malla de cálculo, (GONZÁLEZ, C. 2012).

### **c.- MAPA DE RIESGO**

Se considera que pueden producirse graves daños sobre las personas o los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante las avenidas de los ríos satisfagan una o más de las siguientes condiciones, (GEAMA & FLUMEN, 2012b).

- ✓ Que el calado sea superior a 1m.
- ✓ Que la velocidad del agua sea superior a 1 m/s.
- ✓ Que el producto de ambas variables sea superior a 0.5m<sup>2</sup>/s.

Bajo estos criterios Iber hace el cálculo de peligrosidad y los resultados obtenidos de estos cálculos para la simulación donde se utiliza la condición de salida nivel dado. Se considera que una región está en riesgo máximo si el valor de riesgo excede 1.25 y que no está en riesgo si éste es menor que 0.25.

### **d.- MEDIDAS DE MITIGACIÓN**

En general, las diversas alternativas de medidas para el control de inundaciones se pueden clasificar en dos grandes categorías:

- Medidas estructurales.
- Medidas no estructurales.

Las medidas estructurales se asocian con obras (en el ámbito de la ingeniería) que permiten que el caudal de diseño pueda ser conducido a través de la zona en estudio sin producir inundaciones y pueden manifestarse de muy distintas maneras. Las no estructurales se asocian con medidas que no intentan darle la capacidad necesaria al cauce a través de obras civiles, sino de minimizar los daños a la población (en sus vidas, pertenencias o actividades), con educación para la prevención ante fenómenos naturales y elaboración del Plan de Usos del Suelo para orientar el crecimiento de la ciudad hacia zonas seguras, y fuera del alcance de los eventos peligrosos (ARREGUÍN, F et al. 2011).

Es posible que alguna de estas medidas no estructurales sí implique una cierta cantidad de obra civil, pero más bien como un accesorio, no como el mecanismo de control en sí. Por ejemplo, el establecimiento de un sistema de alerta temprana puede requerir la construcción de casetas para la instalación de pluviógrafos y limnógrafos telemétricos en la cuenca aguas arriba de la zona en cuestión, pero sigue considerándose una medida no estructural en el sentido de que no intenta modificar las condiciones de flujo sobre el cauce, sino aumentar la información que con respecto a éste tiene en forma oportuna la población. (ARREGUÍN, F et al. 2011).

#### **2.2.21.- Topografía con Drones.**

Los Sistemas Aéreos Remotamente Pilotados (RPAS en sus siglas en inglés) popularmente conocidos como drones, en los últimos años, se han convertido en unas herramientas de obtención de información muy útil y eficaz que ahorra tiempo, reduce los costos y genera resultados muy satisfactorios.

Los datos espaciales adquiridos serán la base de los diversos procesos que servirán para elaborar la cartografía deseada (Saez, 2015).

Para el manejo de los datos y la elaboración de la cartografía se utilizan tres tipos de programas:

- ✓ Los programas orientados al Diseño Asistido por Ordenador (CAD), que son herramientas de diseño capaces de generar dibujos 2D y modelados 3D, que



se basan en entidades geométricas vectoriales como líneas, puntos, arcos y polígonos.

- ✓ Los programas de Sistemas de Información Geográfica, permiten combinar y relacionar diferentes elementos georeferenciados en el espacio.
- ✓ Programas para Teledetección: que además de captar imágenes aéreas georeferenciadas (ortofotos), permiten recoger imágenes de diferentes bandas del espectro electromagnético. Esto quiere decir que se obtiene información de la superficie que a simple vista no se podría captar ya que nuestros ojos solo permiten ver el espectro visible. Dependiendo del procesamiento informático que se haga en cada una de las bandas espectrales se mostrarán unos elementos u otros.

Una herramienta básica para elaborar la cartografía es la fotogrametría. Esta permite medir sobre fotografías con las que se puede determinar las propiedades geométricas de los objetos y las situaciones espaciales a partir de imágenes fotográficas. Si se trabaja con una foto se puede obtener información en primera instancia de la geometría del objeto, es decir, información bidimensional. Si se trabaja con dos fotos, en la zona común a estas (zona de solape), se podrá tener visión estereoscópica o dicho de otro modo, información tridimensional.

Básicamente, es una técnica de medición en coordenadas 3D, que utiliza fotos u otros sistemas de percepción remota junto con puntos de referencia topográficos sobre el terreno, como medio fundamental para la medición (Saez, 2015).

La tecnología GNSS (Global Navigation Satellite System) cuyo sistema más conocido que no el único, es el GPS (Global Positioning System) permite determinar las coordenadas de cualquier punto de la superficie terrestre con gran precisión.

Este sistema tiene una importancia bastante significativa en lo que concierne a la cartografía, para poder localizar de una forma precisa los elementos que se pretenden digitalizar y no cometer errores en cuanto a la posición de estos en el espacio (Saez, 2015).

#### **a. Obtención de Datos**

Las nuevas herramientas tecnológicas permiten obtener datos con una resolución temporal reducida y con una alta resolución espacial, tanto de fotografías como de

puntos. El proceso de obtención de los datos pasa a ser desde el proceso de imágenes planas 2D o imágenes en 3D (Saez, 2015).

Las imágenes tomadas desde un RPAS son subortogonales, ya que rara vez son totalmente ortogonales, y de hecho no es necesario que lo sean, ni tampoco se busca como objetivo.

La precisión de los GPS de abordaje es de varios metros (incluso 10 - 20 m), por lo que las precisiones de centímetros del trabajo final han de obtenerse mediante puntos de control en el terreno. Estos puntos de control deben de repartirse homogéneamente sobre el territorio objeto de estudio, para obtener el mínimo error posible. Además de realizar un reconocimiento del terreno para identificar las formas y elementos característicos del territorio (Saez, 2015).

La elección de la escala es fundamental. La escala apropiada será la que permita ver todos los elementos deseados claramente. Aun así, a la hora de realizar el vuelo, la altura del dispositivo no debe de ser muy elevada, siendo siempre por debajo de los 120 m para poder operar dentro del margen de la legalidad conforme a la normativa en vigor para el uso de RPAS.

Dependiendo de los objetivos que se quieran alcanzar, la captura de fotografías puede ser desde cámaras digitales convencionales, con una focal fija o una cámara multispectral que capte la radiación en otras bandas del espectro electromagnético. Todos deben de cumplir con una calibración de fábrica que por cuestiones de humedad y temperatura pueden variar.

Es necesario recordar que los RPAS son equipos de unos pocos Kg de peso que son muy vulnerables a los vientos y condiciones meteorológicas.

Una climatología adversa aparte de poder provocar un fallo de seguridad en el vuelo con consecuencias poco predecibles, puede provocar cambios de posición de la RPAS pudiendo variar la posición de disparo de la fotografía que podría alterar el resultado llegando a hacerlo técnicamente incorrecto (Saez, 2015).

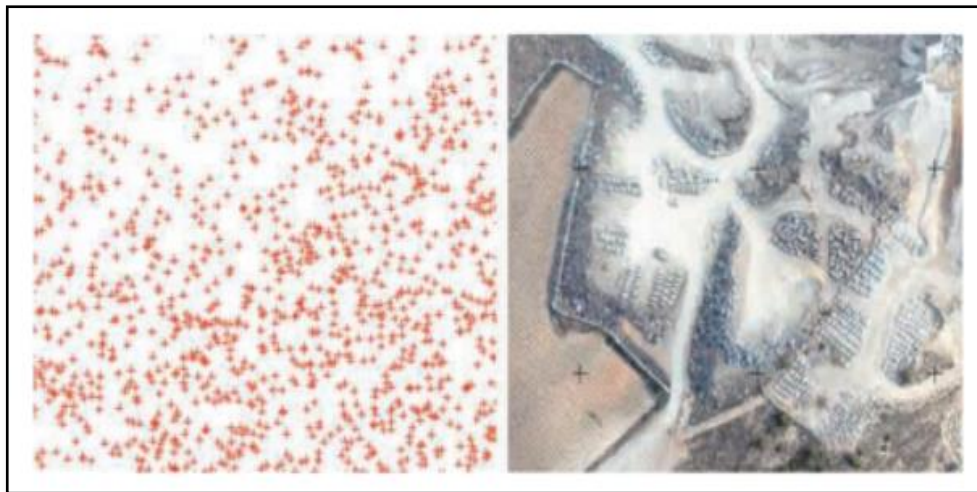
#### **b. Proceso de Gabinete**

Una vez recogidos los datos, estos se exportan a software especializados capaces de realizar procesamientos fotogramétricos y el posterior tratamiento de estos, creando una nube de puntos con coordenadas x, y, z, un modelo digital del terreno

y composición de una ortoimagen georreferenciado. Para procesar los datos, previamente debe de conocerse el sistema de coordenadas que se ha utilizado en el proceso de captación de datos, y de forma muy recomendable la posición de cada una de las fotografías que se incorporen al proceso.

Si las coordenadas son locales se deberá configurar previamente el software para no producir deformaciones en los resultados (Saez, 2015).

**Figura 06:** Nube de puntos y orto imagen de a la resolución espacial.



**Fuente:** Saez, 2015

El conjunto de los registros con las coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , se denomina nube de puntos. Según la resolución con la que se quiera trabajar se puede crear una nube de puntos más o menos densa. Cuantos más puntos, mayor información y mayor detalle, cuantos menos puntos menor resolución espacial.

Esta nube de puntos permite realizar superficies y con ello analizar el terreno. Las superficies se crean a partir de un método de triangulación que genera el modelo digital de superficie (DSM por sus siglas en inglés), y mediante técnicas de filtrado y algoritmos de programación, el modelo digital del terreno (DTM por sus siglas en inglés), que pueden ser modificados por el usuario según su finalidad. Por último, la ortofotografía georeferenciada se crea a partir de la unión de numerosas fotografías creando un mosaico, conociendo sus coordenadas  $x$  e  $y$  en el espacio. Una vez generados estos modelos, se exportan a un programa software para modelar, analizar o diseñar (Saez, 2015).

### **c. Resultados Finales**

Los softwares de diseño asistido por ordenador están orientados a la creación y edición de objetos. A partir de la nube de puntos se puede crear una superficie (DTM) pudiendo tomar diferentes estilos ya sea como curvas de nivel, modelo de elevaciones o modelo de la pendiente. Además, se pueden configurar los estilos siguiendo los intervalos que desee el usuario. Para una mejor observación se puede cargar la ortoimagen anteriormente generada, lo que facilita el proceso de levantamiento cartográfico. De esta manera, además, se puede ver qué área se ha cartografiado. Si dentro de esta se encuentran objetos como edificios o árboles que no se quieren representar y que no han sido eliminados por el algoritmo de paso de DSM a DTM, se puede modificar la estructura de la nube de puntos y por consiguiente la superficie (Saez, 2015).

### III.- MATERIALES Y MÉTODOS

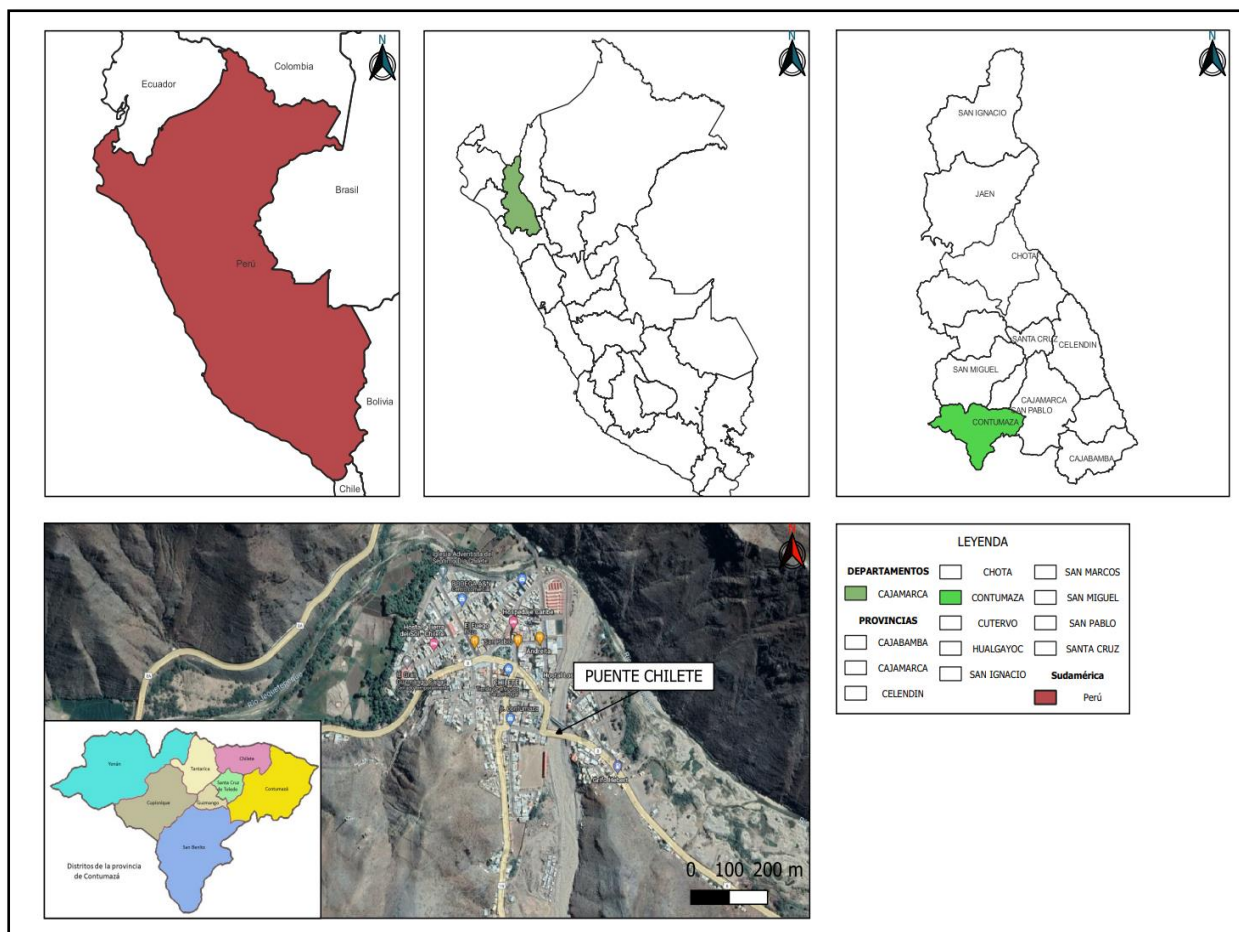
#### 3.1.- UBICACIÓN

La quebrada Huertas, se encuentra ubicada al sur-este de la ciudad de Chilate, provincia de Contumazá región de Cajamarca; cruza de sur a norte la ciudad de Chilate, atravesando la ciudad en el Puente denominado con el mismo nombre.

Políticamente se encuentra ubicado en:

Departamento	Cajamarca
Provincia	Contumazá
Distrito	Chilate

**Figura 07:** ubicación de la localidad de Chilate.



## UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Figura 08: Ubicación del área de estudio.



### 3.2.- ACCESIBILIDAD.

El acceso a la zona de estudio inicia en la ciudad de Cajamarca, nos dirigimos por la carretera principal que comunica la ciudad del cumbe con la costa peruana.

Se inicia con la carretera a la costa por abra el Gavilán se cruza por el pueblo de San Juan, Choropampa, Magdalena para luego ingresar a la ciudad de Chilete por el puente denominado con el mismo nombre con coordenadas UTM (longitud: 738782.10, y latitud: 9201001.45)

Figura N.º 09: Vista panorámica de Chilete año 2017. En épocas de lluvias.



Fuente: Municipalidad de Chilete.

### 3.3.- SITUACIÓN ACTUAL DE LA ZONA DE ESTUDIO.

En primer lugar, para identificar las características de la zona de estudio se realizó una inspección insitu de la Quebrada Huertas, aguas arriba y aguas abajo del puente denominado Chilete, donde se observó que la ciudad denominada con el mismo nombre está asentada en el borde del cauce de la quebrada, aquí se identificó todas las áreas de una posible inundación en caso de avenidas máximas en la Quebrada Huertas. En el capítulo de anexos se presenta la toma fotográfica 01, donde se observa que la Quebrada Huertas aguas arriba tomando como punto de referencia el puente denominado Chilete en épocas de estiaje no cuenta con agua, y que la municipalidad realiza constantemente limpiezas con carácter de prevención para evitar posibles desbordes de la Quebrada especialmente en las épocas de invierno.

En épocas de lluvia la quebrada huertas presenta varias avenidas extraordinarias dejando a su paso gran cantidad e sedimentos como se puede apreciar en la figura N.º 05.

**figura N.º 10:** toma fotográfica de avenida extraordinario año 2017. Altura del puente antigua



Fuente: Municipalidad de Chilete.

**Figura N.º 11:** toma fotográfica de avenida extraordinario año 2017. Altura del puente Chilete.



Fuente: Municipalidad de Chilete.

**Figura N.º 12:** Fotografía después del Desborde de la Quebrada Huertas 10 de enero de 1981.





**Figura N.º 13:** Imagen de la calle Progreso Inundada el 10 de enero de 1981.



Fuente: Municipalidad de Chilete.

**Figura N.º 14:** Imagen de la calle Progreso con todo el lodo 10 de enero de 1981.



Fuente: Municipalidad de Chilete.

**Figura N.º 15:** Imagen del Puente Chilete después de la avenida máxima del 10 de enero del 1981.



Fuente: Municipalidad de Chilete.

**Figura N.º 16:** Imagen de una vivienda de adobe destruida en la inundación



Fuente: Municipalidad de Chilete.

### **3.4.-MATERIALES.**

#### **3.4.1.- INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.**

Para la elaboración de esta investigación fueron específicamente las cartas nacionales: 15-f y 15-g, a una escala de 1:100,000 elaborado por el IGN (Instituto Geográfico Nacional), en el sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), en el Datum WGS 1984, Zona 17 Sur. Por otro lado, se menciona que también se puede descargar de las nubes como el MINEDU o la NASA.

#### **3.4.2.- EQUIPOS Y SOFTWARES**

##### **a) EQUIPOS**

- computadora portátil (laptop) Lenovo ideapad 500 Intel Core i7, RAM 16gb.
- Drone Phantom 4 Pro.
- Wincha de 50 m.

##### **b) SOFTWARES**

- QGIS 3.24
- Microsoft office 2016
- Global Mapper
- lber v2.4.3
- Google Earth Pro
- AutoCAD Civil 2019

### **3.5.- Caracterización de la cuenca de la Quebrada Huertas.**

En primer lugar, para caracterizar la cuenca se hizo la visita de campo, donde se realizó las tomas fotográficas de la cuenca. En la zona de estudio en la parte baja a la altura de la zona urbana de Chilete los veranos son cortos, cómodo, secos y mayormente despejados. Durante el transcurso de año la temperatura generalmente varía de 13°C a 26°C y rara vez baja a menos de 12°C o sube a más 29°C. En la Quebrada la temporada calurosa dura 4.4 meses, del 8 de junio al 19 de octubre, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 29 °C. El mes más cálido del año en la Quebrada es agosto, con una temperatura máxima promedio de 30 °C y mínima de 22 °C.

La temporada fresca dura 3.3 meses, del 12 de diciembre al 22 de marzo, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 27 °C. El mes más frío del año en la Quebrada es enero, con una temperatura mínima promedio de 19 °C y máxima de 27 °C.

**Figura N.º 17:** vista panorámica de la cuenca-Quebrada huertas.



**Fuente:** Municipalidad Distrital de Chilete.

**Figura N.º 18:** vista de sedimentos de la Quebrada Huertas.



**Fuente:** Municipalidad Distrital de Chilete.

**Figura N.º 19:** Vista Panorámica de la Quebrada Huertas-Altura del Muro Concreto



**Fuente:** Municipalidad Distrital de Chilete.

**Figura N.º 20:** Vista panorámica de la Parte alta de la Cuenca Huertas.



**Fuente:** Municipalidad Distrital de Chilete.

**Figura N.º 21:** Vista Panorámica de la Cuenca Huertas Zona Intermedia.



**Fuente:** Municipalidad Distrital de Chilete.

### **3.6.- CLASIFICACIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA HUERTAS**

**a.- En relación al tamaño:** es una cuenca pequeña ya que su área es menor a 250 km<sup>2</sup>

**b.- En función a la salida:** es una cuenca exorreica ya que la salida es hacia otra cuenca de mayor magnitud.

**c.- En función a la elevación:** es una cuenca media ya que en periodos lluviosos presenta un caudal caracterizado por torrentes turbulentos y por lo que es una cuenca que transporta bastante sedimentos.

#### **d.- Modelos Teóricos de Clasificación de Cuencas.**

- **Clasificación basada en la forma y la textura de la red de drenaje:** esta clasificación lo realiza WAy (1978) lo cual clasifica 14 tipos de cuencas superficiales y 3 tipos especiales de drenaje interno, de aquí se tiene que la cuenca de la quebrada huertas es del tipo de cuenca de textura gruesa. Debido al número de afluentes que presenta.

### 3.7.- PROCEDIMIENTO.

#### 3.7.1.- Recopilación de la información.

Para ser realidad el estudio de la Quebrada Huertas se tuvo que recolectar información de campo y se acudió a la municipalidad de Chilete para solicitar información correspondiente a antecedentes de años anteriores, planos, informe sobre los trabajos realizados en el cauce de la quebrada Huertas.

Para obtener los datos topográficos se realizó levantamiento topográfico de la zona de estudio con un Drone Modelo Phantom 4 Pro. Y para la cuenca se descargo un DEM de INEGI Y se contrasto con otro DEM del Satélite de Alaska de Estados Unidos.

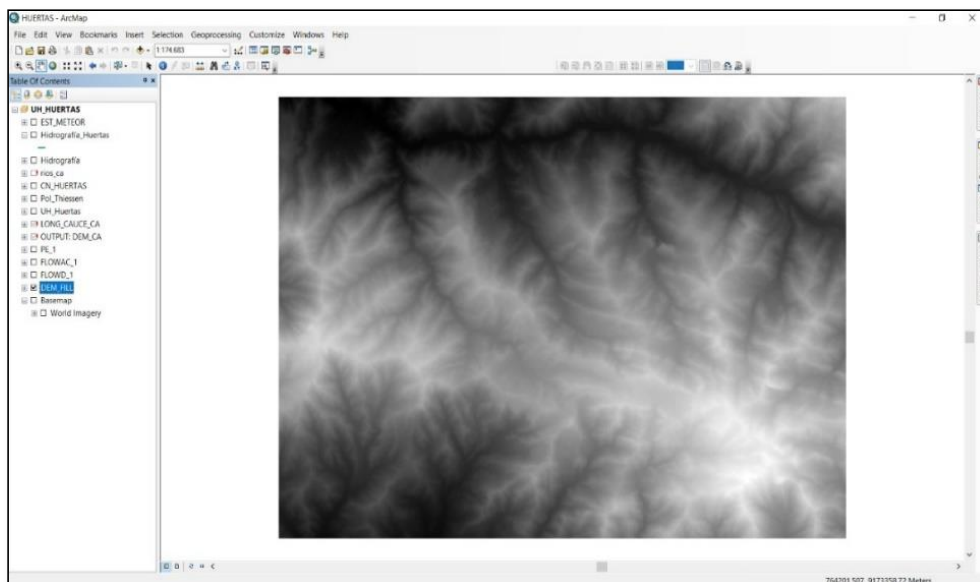
Para la obtención de los datos hidrológicos se solicitó información del SENAMHI, obteniéndose datos de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Chilete desde el año 1963 hasta el 2020 y para la estación Contumazá desde el año 1984 hasta el 2020.

#### 3.7.2.-Procesamiento de la información topográfica.

##### a.- Modelo de elevación digital (DEM)

Para delimitar a la cuenca en estudio se gestionó un DEM descargado del satélite de la Nasa, el cual tiene una resolución de 12.5m por Pixel, así se encontró más precisión que las curvas de nivel que se tienen en las cartas nacionales del INEGI.

Figura 22: DEM de la zona de estudio.



- **Remoción de depresiones.**

En segundo lugar, se eliminan las depresiones o vacíos, luego se crea un archivo Fill (según el QGIS).

- **Dirección de flujo**

Aquí se traza la dirección de flujo de la cuenca, el cual nos ayudara a trazar las variables hidrológicas, áreas de drenaje, delimitar la cuenca entre otros.

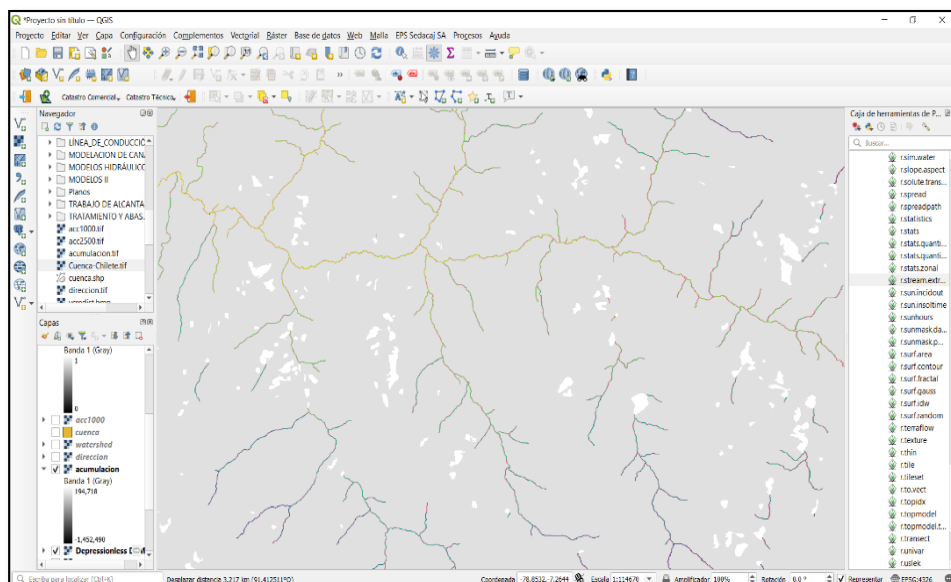
- **Flujo acumulado.**

Luego se calcula el área de drenaje de los pixeles con la herramienta terrain processing/direction Flow.

- **Red de drenaje.**

Aquí se analiza los valores que pertenecen a la red de drenaje en este caso se realizó con el valor de 2500, es necesario indicar que este valor se obtuvo con la herramienta ráster calculator de QGIS.

**Figura 23:** Red de Drenaje.

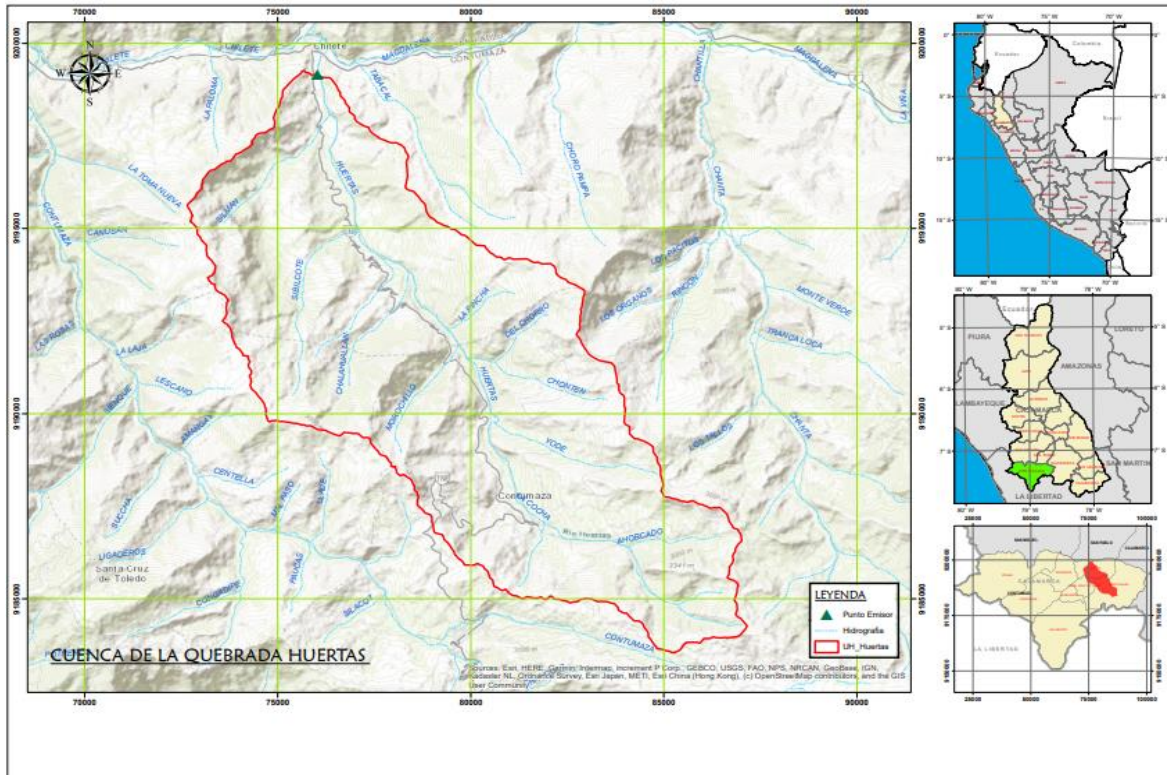


**b.- Delimitación de la cuenca Huertas.**

Aquí se realizó la delimitación de la cuenca del área de estudio, esto se realizó a partir de los archivos ráster y vectorial de los pasos anteriores (fill, shp). El punto de salida se determinó en el puente de Chilete y con el apoyo de la herramienta watershed.



**Figura N.º 24: Delimitación de la Cuenca.**

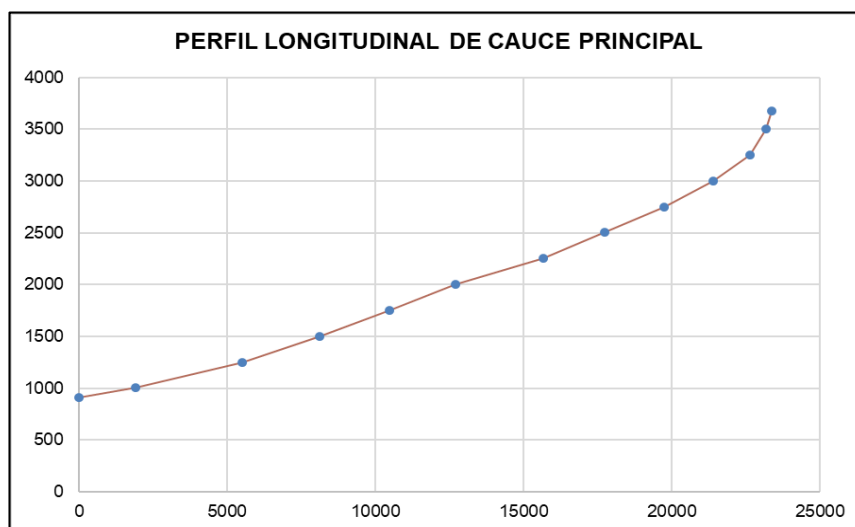


**c.- Parámetros Geomorfológicos De La Cuenca De Estudio.**

- **Área de la Cuenca.** Para calcular el área de la cuenca en estudio se hará uso del programa ArcGIS 10.3, con la herramienta “Geometry”. La cuenca en estudio tiene un área de 98.90 km<sup>2</sup> ó 9890 Ha.
- **Longitud del Cauce Principal.** Para esta investigación se utilizó la herramienta ArcHydro-Longest Flow path for catchments. La longitud del cauce principal es de 23.36 km.
- **Pendiente Promedio de la Cuenca.** Para el cálculo de este parámetro de la cuenca en estudio se utilizó la herramienta “Slope” La pendiente promedio de la cuenca es de 50.85%.
- **Altitud Media de la Cuenca.** La cuenca está ubicada a una altitud media de 2247.29 msnm.
- **Pendiente Media del cauce Principal.** El cálculo se hizo mediante el método de Tylor y Shwarz, el valor calculado para esta cuenca es 9.76%.
- **Tiempo de Concentración.** Para el estudio de esta investigación usaremos la fórmula de kirpich para determinar el tiempo de concentración, teniendo un resultado de 102.52 min.

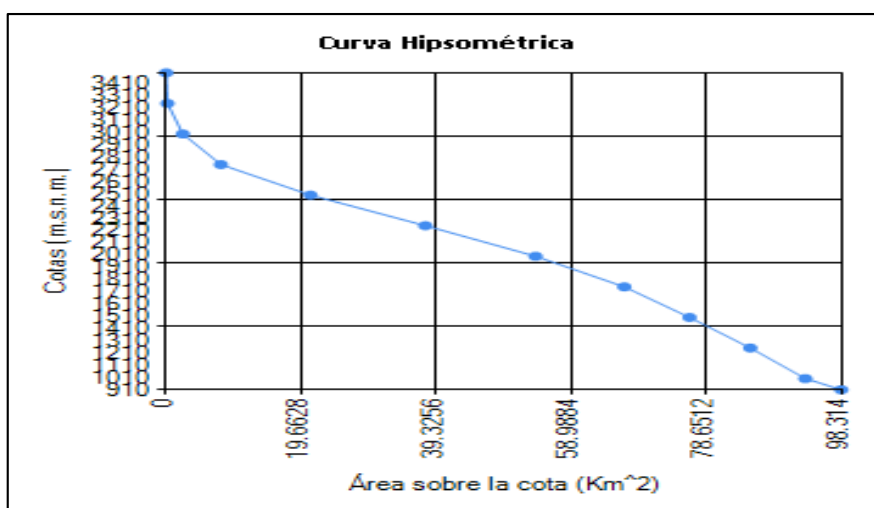
Entre los parámetros de relieve tenemos el **Perfil Longitudinal** (ver Figura 18.), indica la representación gráfica de la línea que traza un curso desde su nacimiento hasta el punto emisor.

**Figura 25.** Perfil Longitudinal del río Huertas.



Entre los parámetros de relieve tenemos **La Curva Hipsométrica** (ver Figura 19), que indica la fase en que se encuentra la cuenca Huertas se encuentra en una fase de madurez, característica de las cuencas en equilibrio morfológico, además de ser cuencas de pie de montaña.

**Figura N° 26.** Curva hipsométrica y curva de frecuencias de la cuenca Huertas



### 3.7.3.- Procesamiento de la información Hidrológica.

#### a.- Información Meteorológica.

Para el presente estudio se trabajó con las precipitaciones máximas en 24 horas en mm de la estación meteorológica Chilete y Contumazá, cercana a la zona del proyecto, la cual es administrada por SENAMHI. Ver Tabla N.º 05.

**Tabla N.º 06.** Estaciones Meteorológicas.

ESTACIÓN METEOROLÓGICA.						
Nombre	Latitud	Longitud	Altitud	Departamento	Provincia	Distrito
Chilete	7° 13' 10.85"	78° 50' 16.76"	848	Cajamarca	Contumazá	Chilete
Contumazá	7°21'54.77"	78°49'21.82"	2542	Cajamarca	Contumazá	Contumazá

**FIGURA 27:** Ubicación de las estaciones para el estudio.



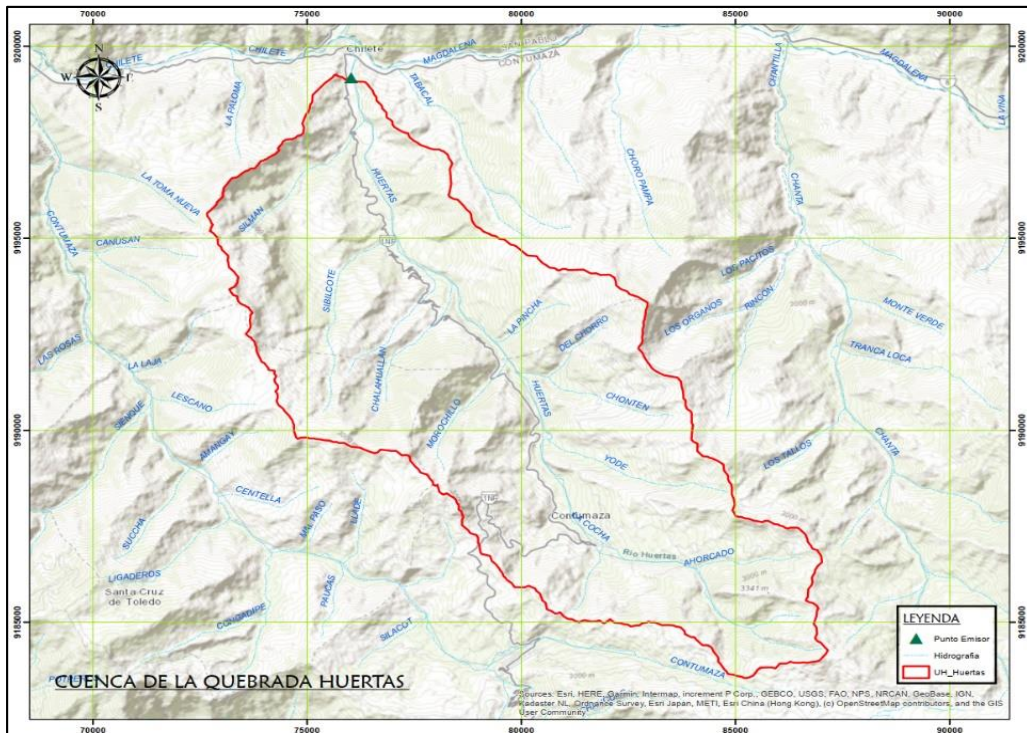
**b.- Ubicación del punto emisor de la Cuenca Huertas.**

El punto emisor de la cuenca de la Quebrada Huertas, se encuentra en las siguientes coordenadas UTM WGS 1984 Zona 17S, ver tabla N.º 06.

**Tabla 07:** Punto emisor de la Cuenca Huertas.

Descripción	Coordenadas UTM WGS-84		
	Este	Norte	Cota
Punto emisor	738 766.67	9 200 397.80	910.00

**Figura 28.** Delimitación y ubicación del punto emisor de la Cuenca Huertas.



### c.- Verificación de la data de las estaciones.

Con la información de la precipitación máxima en 24 horas correspondiente a las estaciones analizadas (tabla N.º 05) se efectuó el análisis de frecuencia para la estimación de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos.

Los caudales máximos serán estimados sobre la base de las precipitaciones máximas diarias registradas en las estaciones más cercana al ámbito de la zona de estudio (Ver Tabla N.º 07).

**Tabla 08:** Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm) – Estación Chilete.

<b>Año</b>	<b>Precipitación Máxima (mm)</b>
1963	8.2
1964	13.8
1965	23.2
1966	15.3
1967	36.5
1968	9.3
1969	19.6
1970	15.8
1971	20.5
1972	22.4
1973	37.5
1974	18.2
1975	28.5
1976	22.7
1977	33.5
1978	21.6
1979	17.6
1980	12.7
1981	22.3
1982	12.9
1983	16.8
1984	4.1
1985	7.2
1986	21
1987	25.1
1988	11.8
1989	14
1990	14.2
1991	28.1
1992	14.4
1993	27.7
1994	25.2
1995	27.4
1996	18.8
1997	30.7
1998	40.2
1999	48.6
2000	12.5
2001	18.4

2002	14.7
2003	9.4
2004	6.2
2005	22.7
2006	27.3
2007	25.5
2008	27.5
2009	36.8
2010	40.2
2011	17.8
2012	24.5
2013	20.7
2014	10.3
2015	19.8
2016	15.5
2017	24.5
2018	17.2
2019	44.2
2020	32.5

Fuente: Senamhi

**Tabla 09.** Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm) – Estación Contumazá.

Año	Precipitaciones Máximas (mm)
1984	28
1985	16.6
1986	28
1987	68.4
1988	23.2
1989	28.8
1990	18.2
1991	41.4
1992	45.7
1993	58
1994	47.6
1995	21.4
1996	40.4
1997	50
1998	81
1999	37.4
2000	86
2001	40.4
2002	80.5
2003	38.9

2004	25.4
2005	13.2
2006	34.7
2007	30.4
2008	81.9
2009	33.8
2010	39.6
2011	34.3
2012	42.5
2013	34.2
2014	35.2
2015	58.6
2016	63
2017	88.6
2018	22.1
2019	76
2020	30.9

Fuente: Senamhi

#### **d.- Análisis Estadístico de la información**

Se realizaron los cálculos estadísticos ajustando los datos de precipitaciones máximas en 24 horas a diferentes funciones de probabilidad: Distribución Normal, Log Normal de 2 parámetros, Log Normal de 3 parámetros, Gamma de 2 parámetros, Gamma de 3 parámetros, Log Pearson Tipo III, Gumbel y Log Gumbel. En el programa HIDROESTA 2.

Con la información de la precipitación máxima en 24 horas correspondiente a las estaciones analizadas; se efectuó el análisis de frecuencia para la estimación de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, obteniéndose como resultado la tabla N.º 09.

Es necesario indicar que también se utilizó el aplicativo Hidroesta 2 para realizar la prueba de bondad de ajuste quien hizo uso de la prueba de smirnov kolmogórov y para calcular las precipitaciones máximas según cada periodo de retorno ya sea para 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, tal como se tiene en la siguiente tabla.

**Tabla 10:** Precipitaciones máximas de la Estación Chilete.

Estación Chilete - Precipitación máxima en 24 horas (mm)								
Periodo de retorno o T (años)	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Log Normal 3 parámetros	Distribución Gamma de 2 parámetros	Distribución Gamma de 3 parámetros	Distribución Log Pearson tipo III	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
2	21.65	19.38	20.55	20.13	20.59	<b>NO SE AJUSTA</b>	20.04	17.85
5	29.88	29.51	29.19	29.31	29.42		28.69	27.76
10	34.19	36.77	34.42	35.05	34.67		34.42	37.19
25	38.79	46.48	40.62	41.9	40.77		41.65	53.81
50	41.75	54.08	45	46.74	44.98		47.02	70.76
100	44.42	61.97	49.21	51.37	48.96		52.35	92.88
500	49.82	81.64	58.59	61.51	57.5		64.66	174.13
$\Delta$ teórico	0.0674	0.0532	0.0444	0.0357	0.04174		0.0416	0.1235
$\Delta$ tabular	0.1786	0.1786	0.1786	0.1786	0.1786		0.1786	0.1786

**Tabla 11:** Precipitaciones máximas de la Estación Contumazá.

Estación Contumazá - Precipitación máxima en 24 horas (mm)								
Periodo de retorno o T (años)	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Log Normal 3 parámetros	Distribución Gamma de 2 parámetros	Distribución Gamma de 3 parámetros	Distribución Log Pearson tipo III	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
2	43.9	39.24	40.45	40.78	41.14	<b>NO SE AJUSTA</b>	40.42	36.23
5	61.72	59.05	59.01	59.54	60.44		59.14	55.65
10	71.05	73.13	71.1	71.26	72.19		71.53	73.94
25	80.99	91.85	86.2	85.28	86.04		87.19	105.88
50	87.41	106.41	97.33	95.19	95.73		98.8	138.19
100	93.18	121.47	108.4	104.67	104.94		110.33	180
500	104.86	158.79	134.27	125.44	124.9		136.97	331.59
$\Delta$ teórico	0.1579	0.0712	0.0895	0.0969	0.10535		0.0888	0.0927
$\Delta$ tabular	0.2236	0.2236	0.2236	0.2236	0.2236		0.2236	0.2236

Luego de seleccionar el modelo, se plantea la hipótesis de grado de la significación que exige el objetivo del proyecto. En general, la hidrología exige niveles de confianza no menores a 95%, es decir niveles de significancia no mayores al 5%.



**TABLA 12:** Valores de  $\Delta$  Teórico de las Estaciones Meteorológicas Chilete y Contumazá.

Estación Meteorológica	Funciones de distribución							
	Normal	Log Normal 2 parámetros	Log Normal 3 parámetros	Gamma de 2 parámetros	Gamma de 3 parámetros	Log Pearson tipo III	Gumbel	Log Gumbel
Chilete	0.0674	0.0532	0.0444	0.0357	0.04174	No se ajusta	0.0416	0.1235
Contumazá	0.1579	0.0712	0.0895	0.0969	0.10535	No se ajusta	0.0888	0.0927

Para la estación meteorológica **Chilete**, se puede observar que los datos de precipitación máxima en 24 horas, con un nivel de significancia de 5% se ajustan al modelo de distribución Gamma de 2 parámetros, por tener un  $\Delta$  Teórico de 0.0357. Mientras que para la es estación meteorológica **Contumazá**, se puede observar que los datos de precipitación máxima en 24 horas, con un nivel de significancia de 5% se ajustan al modelo de distribución Log Normal de 2 parámetros, por tener un  $\Delta$  Teórico de 0.0712.

**e.- Corrección por intervalo fijo.** L.L Weiss encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con las lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquiera duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas. Las precipitaciones máximas en 24 horas que registra SENAMHI inician de 07:00 a.m. de un día a 07:00 a.m. del día siguiente, por tal motivo el valor de precipitación máxima diaria para diferentes periodos de retorno se multiplica por el factor 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación.

**TABLA 13:** Precipitaciones máximas en 24 horas corregidas por intervalo fijo.

T (años)	Estación Chilete		Estación Contumazá	
	Precipitación (mm)	Corrección por intervalo	Precipitación (mm)	Corrección por intervalo
2	20.13	22.75	39.24	44.34
5	29.31	33.12	59.05	66.73
10	35.05	39.61	73.13	82.64
25	41.90	47.35	91.85	103.79
50	46.74	52.82	106.41	120.24
100	51.37	58.05	121.47	137.26
500	61.51	69.51	158.79	179.43

#### **d.- Estimación de la ecuación de intensidad.**

Las estaciones de lluvia situadas en la zona de estudio no cuentan con registros pluviográficos que permita obtener las intensidades máximas. Por ello, se usan las precipitaciones máximas en 24 horas para poder determinar los valores de la intensidad de la precipitación máxima.

Para ello se debe afectar a las precipitaciones máximas en 24 horas unos coeficientes de duración, los que se muestran en el Cuadro 11. Estos coeficientes son los indicados por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje).

Con esta información se han determinado los valores de intensidad, duración y frecuencia para la estación meteorológica Chilete y Contumazá.

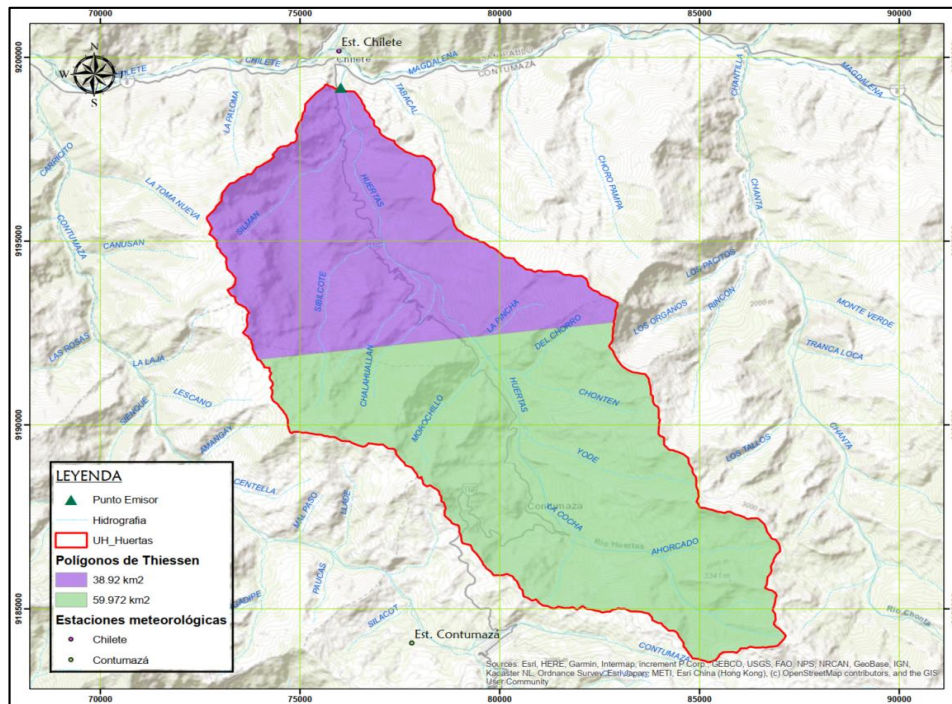
**Tabla 14:** Coeficientes de duración de lluvias.

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

**Fuente:** Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC.

Se empleó el método de polígonos de Thiessen para determinar las curvas IDF representativa para la cuenca hidrográfica del río Huertas.

**Figura 29: Polígonos de Thiessen.**



La ecuación de la intensidad representativa para la cuenca del río Huertas está dado por la siguiente ecuación:

$$I = \frac{79.8806 * T^{0.237097}}{t^{0.54625}}$$

**e.- Hietograma De Diseño.**

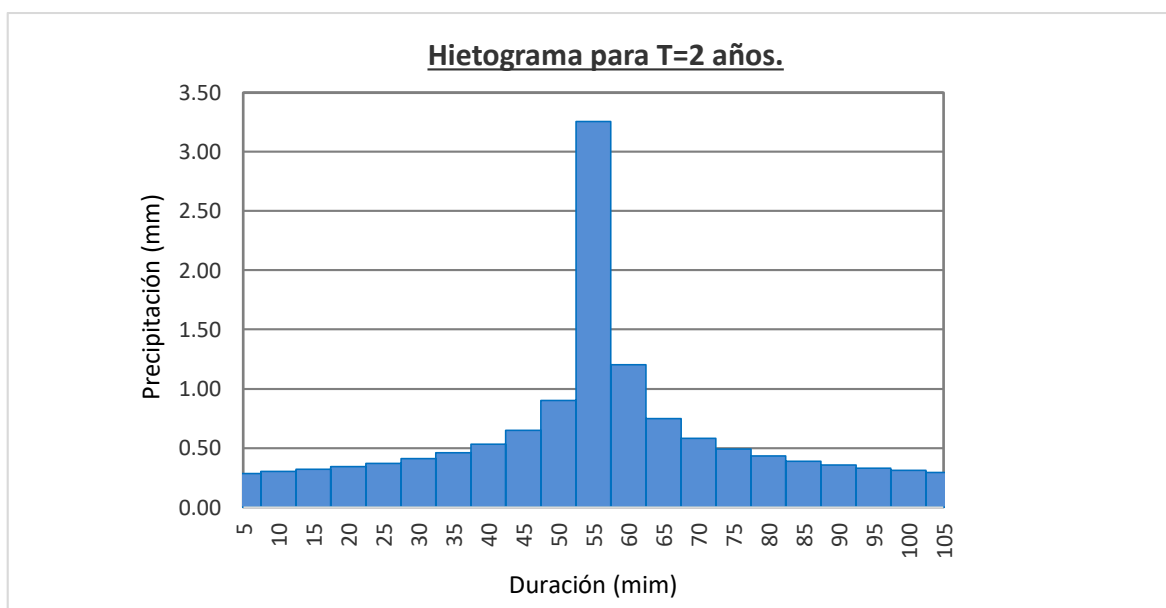
El método del bloque alterno es una forma para desarrollar un hietograma de diseño utilizando la curva IDF. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en “n” intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt. Seleccionado el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt, 2Δt, 3Δt, 4Δt, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

Los hietogramas obtenidos por el método del bloque alterno para diferentes periodos de retorno se presentan a continuación:

**Tabla 15:** Hietograma de diseño para T= 2 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	39.08	3.26	3.26	39.08	0.28
10	26.76	4.46	1.20	14.45	0.30
15	21.45	5.36	0.90	10.81	0.32
20	18.33	6.11	0.75	8.97	0.34
25	16.23	6.76	0.65	7.81	0.37
30	14.69	7.34	0.58	7.00	0.41
35	13.50	7.88	0.53	6.38	0.46
40	12.55	8.37	0.49	5.90	0.53
45	11.77	8.83	0.46	5.51	0.65
50	11.11	9.26	0.43	5.19	0.90
55	10.55	9.67	0.41	4.91	3.26
60	10.06	10.06	0.39	4.67	1.20
65	9.63	10.43	0.37	4.46	0.75
70	9.25	10.79	0.36	4.28	0.58
75	8.90	11.13	0.34	4.12	0.49
80	8.60	11.46	0.33	3.97	0.43
85	8.32	11.78	0.32	3.84	0.39
90	8.06	12.09	0.31	3.71	0.36
95	7.83	12.39	0.30	3.60	0.33
100	7.61	12.68	0.29	3.50	0.31
105	7.41	12.97	0.28	3.41	0.29

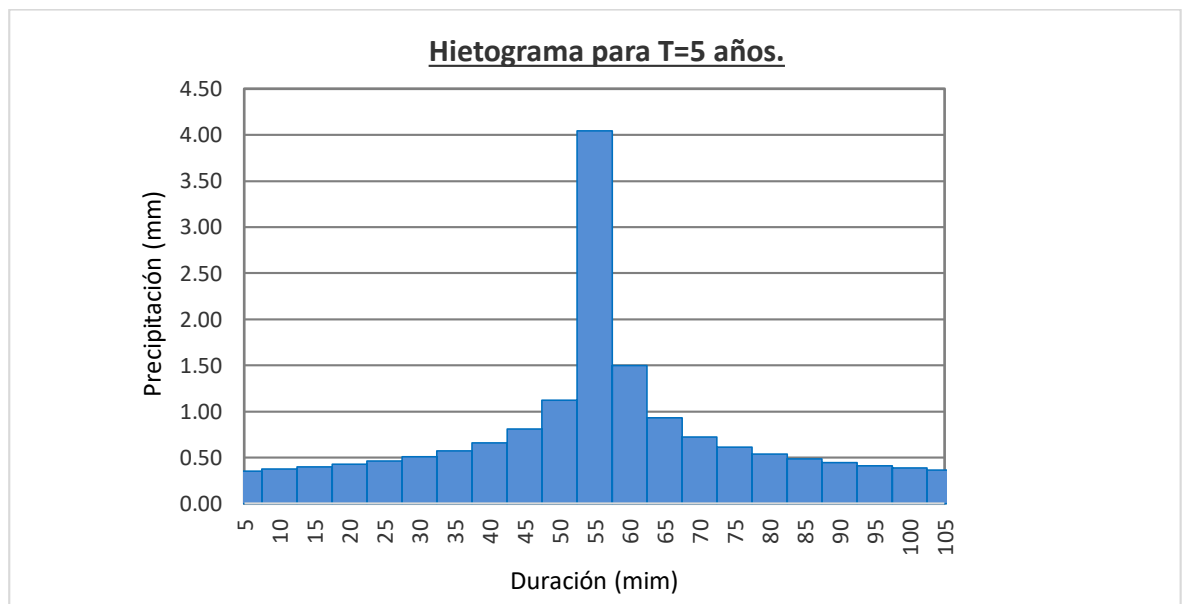
**Figura 30.** Hietograma de diseño para T= 2 años.



**Tabla 16:** Hietograma de diseño para T= 5 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	48.57	4.05	4.05	48.57	0.35
10	33.26	5.54	1.50	17.95	0.37
15	26.65	6.66	1.12	13.44	0.40
20	22.78	7.59	0.93	11.15	0.43
25	20.16	8.40	0.81	9.71	0.46
30	18.25	9.13	0.72	8.69	0.51
35	16.78	9.79	0.66	7.93	0.57
40	15.60	10.40	0.61	7.34	0.66
45	14.63	10.97	0.57	6.85	0.81
50	13.81	11.51	0.54	6.45	1.12
55	13.11	12.01	0.51	6.10	4.05
60	12.50	12.50	0.48	5.81	1.50
65	11.96	12.96	0.46	5.55	0.93
70	11.49	13.40	0.44	5.32	0.72
75	11.06	13.83	0.43	5.12	0.61
80	10.68	14.24	0.41	4.93	0.54
85	10.33	14.64	0.40	4.77	0.48
90	10.02	15.02	0.38	4.62	0.44
95	9.72	15.40	0.37	4.48	0.41
100	9.46	15.76	0.36	4.35	0.38
105	9.21	16.11	0.35	4.23	0.36

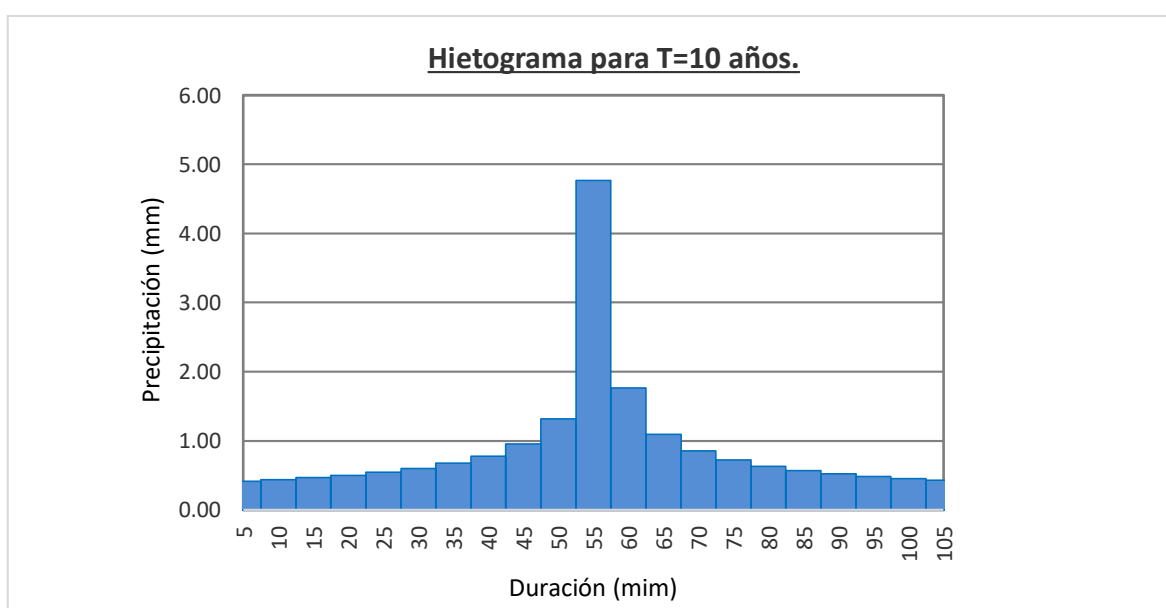
**Figura 31.** Hietograma de diseño para T= 5 años.



**Tabla 17:** Hietograma de diseño para T= 10 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	57.24	4.77	4.77	57.24	0.42
10	39.20	6.53	1.76	21.16	0.44
15	31.41	7.85	1.32	15.84	0.47
20	26.84	8.95	1.10	13.14	0.50
25	23.76	9.90	0.95	11.44	0.54
30	21.51	10.76	0.85	10.25	0.60
35	19.77	11.53	0.78	9.35	0.67
40	18.38	12.26	0.72	8.65	0.78
45	17.24	12.93	0.67	8.07	0.95
50	16.27	13.56	0.63	7.60	1.32
55	15.45	14.16	0.60	7.19	4.77
60	14.73	14.73	0.57	6.84	1.76
65	14.10	15.28	0.54	6.54	1.10
70	13.54	15.80	0.52	6.27	0.85
75	13.04	16.30	0.50	6.03	0.72
80	12.59	16.78	0.48	5.81	0.63
85	12.18	17.25	0.47	5.62	0.57
90	11.80	17.71	0.45	5.44	0.52
95	11.46	18.15	0.44	5.28	0.48
100	11.14	18.57	0.43	5.13	0.45
105	10.85	18.99	0.42	4.99	0.43

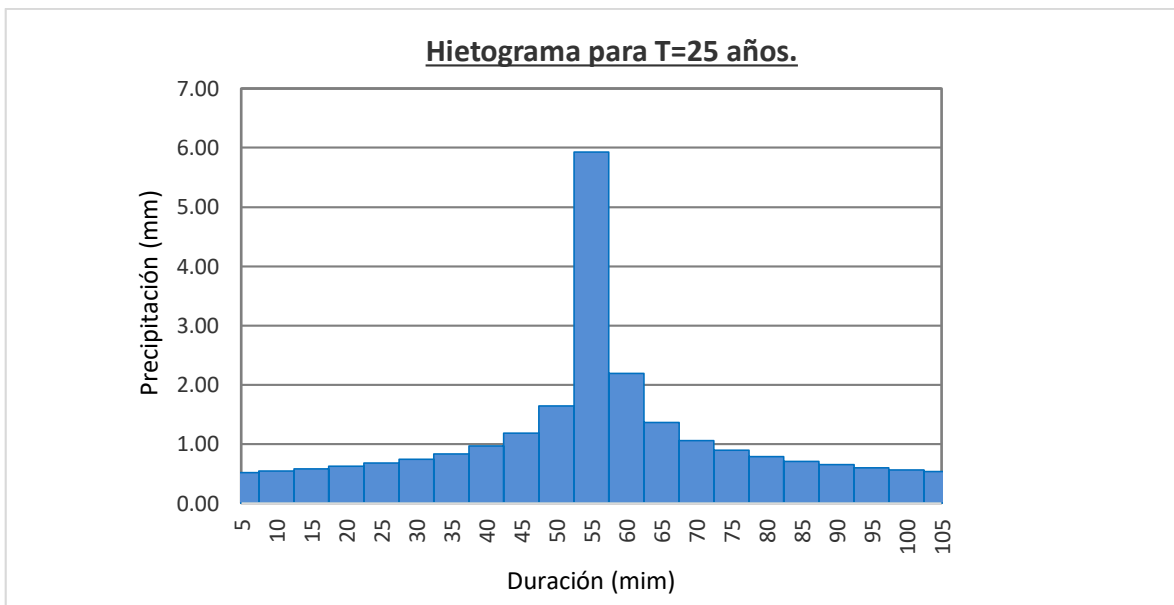
**Figura 32.** Hietograma de diseño para T= 10 años.



**Tabla 18:** Hietograma de diseño para T= 25 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	71.13	5.93	5.93	71.13	0.52
10	48.71	8.12	2.19	26.29	0.55
15	39.03	9.76	1.64	19.68	0.58
20	33.36	11.12	1.36	16.33	0.62
25	29.53	12.30	1.18	14.22	0.68
30	26.73	13.37	1.06	12.73	0.74
35	24.57	14.33	0.97	11.62	0.84
40	22.84	15.23	0.90	10.74	0.97
45	21.42	16.07	0.84	10.03	1.18
50	20.22	16.85	0.79	9.44	1.64
55	19.20	17.60	0.74	8.94	5.93
60	18.31	18.31	0.71	8.50	2.19
65	17.52	18.98	0.68	8.12	1.36
70	16.83	19.63	0.65	7.79	1.06
75	16.20	20.26	0.62	7.49	0.90
80	15.64	20.86	0.60	7.22	0.79
85	15.13	21.44	0.58	6.98	0.71
90	14.67	22.00	0.56	6.76	0.65
95	14.24	22.55	0.55	6.56	0.60
100	13.85	23.08	0.53	6.37	0.56
105	13.48	23.60	0.52	6.20	0.53

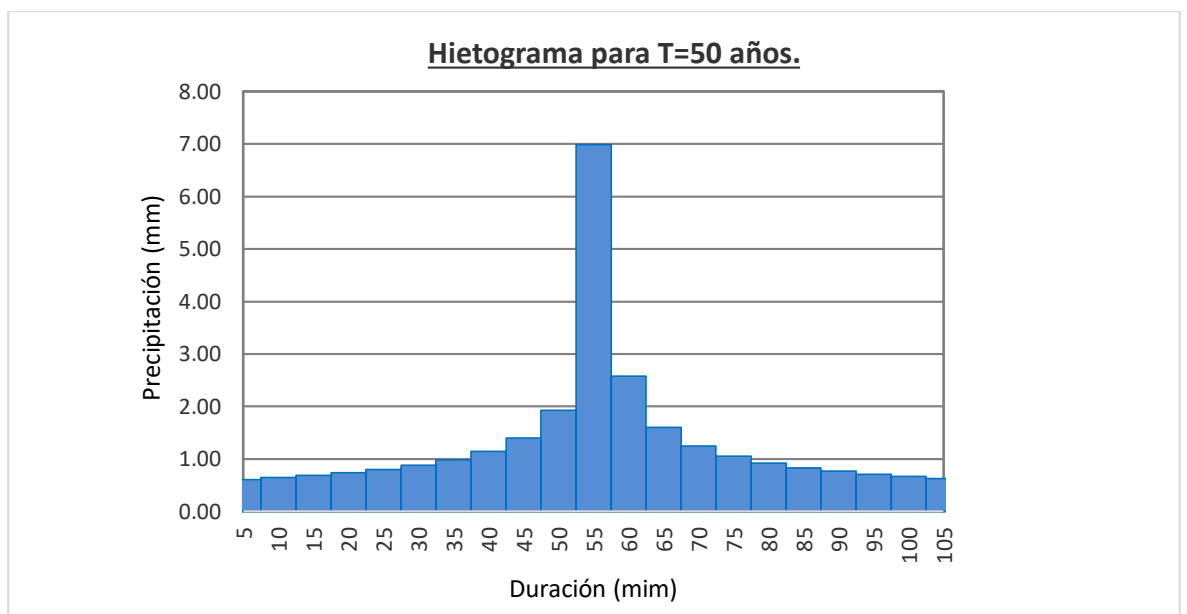
**Figura 33.** Hietograma de diseño para T= 25 años.



**Tabla 19:** Hietograma de diseño para T= 50 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	83.84	6.99	6.99	83.84	0.61
10	57.41	9.57	2.58	30.99	0.64
15	46.01	11.50	1.93	23.19	0.69
20	39.32	13.11	1.60	19.25	0.74
25	34.80	14.50	1.40	16.76	0.80
30	31.51	15.75	1.25	15.01	0.88
35	28.96	16.89	1.14	13.70	0.99
40	26.92	17.95	1.06	12.66	1.14
45	25.25	18.93	0.99	11.82	1.40
50	23.83	19.86	0.93	11.13	1.93
55	22.63	20.74	0.88	10.53	6.99
60	21.57	21.57	0.84	10.02	2.58
65	20.65	22.37	0.80	9.58	1.60
70	19.83	23.14	0.77	9.18	1.25
75	19.10	23.87	0.74	8.83	1.06
80	18.44	24.58	0.71	8.51	0.93
85	17.84	25.27	0.69	8.23	0.84
90	17.29	25.93	0.66	7.97	0.77
95	16.79	26.58	0.64	7.73	0.71
100	16.32	27.20	0.63	7.51	0.66
105	15.89	27.81	0.61	7.31	0.63

**Figura N°34.** Hietograma de diseño para T= 50 años.

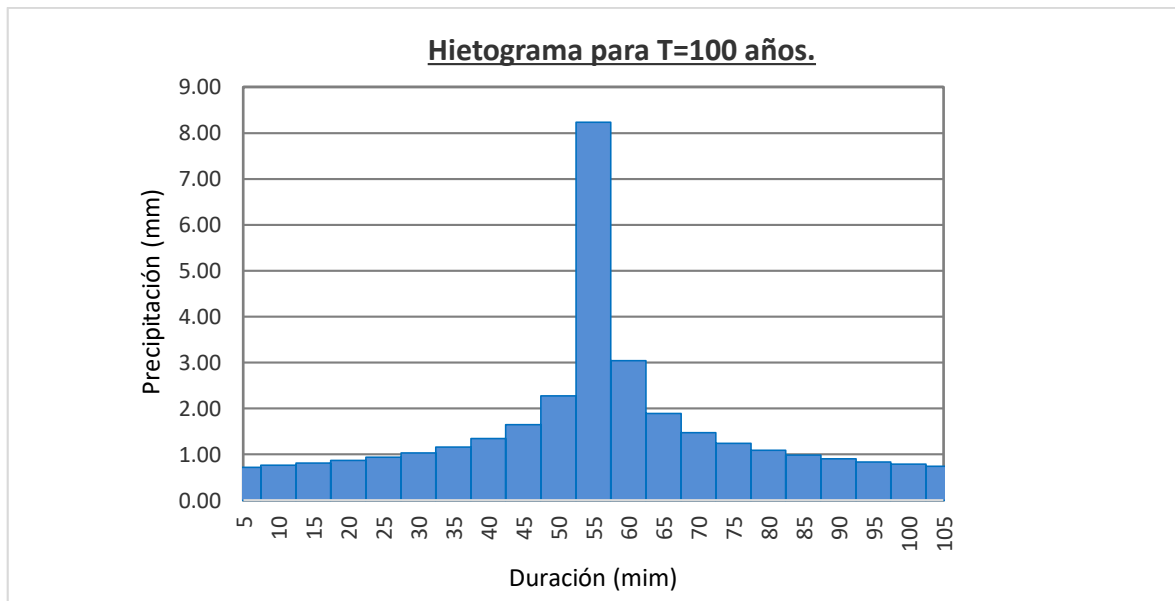




**Tabla 20:** Hietograma de diseño para T= 100 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	98.81	8.23	8.23	98.81	0.72
10	67.67	11.28	3.04	36.52	0.76
15	54.22	13.56	2.28	27.34	0.81
20	46.34	15.45	1.89	22.68	0.87
25	41.02	17.09	1.65	19.75	0.94
30	37.13	18.57	1.47	17.69	1.03
35	34.13	19.91	1.35	16.14	1.16
40	31.73	21.16	1.24	14.92	1.35
45	29.76	22.32	1.16	13.94	1.65
50	28.09	23.41	1.09	13.11	2.28
55	26.67	24.44	1.03	12.42	8.23
60	25.43	25.43	0.98	11.81	3.04
65	24.34	26.37	0.94	11.29	1.89
70	23.37	27.27	0.90	10.82	1.47
75	22.51	28.14	0.87	10.41	1.24
80	21.73	28.97	0.84	10.03	1.09
85	21.02	29.78	0.81	9.70	0.98
90	20.38	30.56	0.78	9.39	0.90
95	19.78	31.32	0.76	9.11	0.84
100	19.24	32.06	0.74	8.85	0.78
105	18.73	32.78	0.72	8.61	0.74

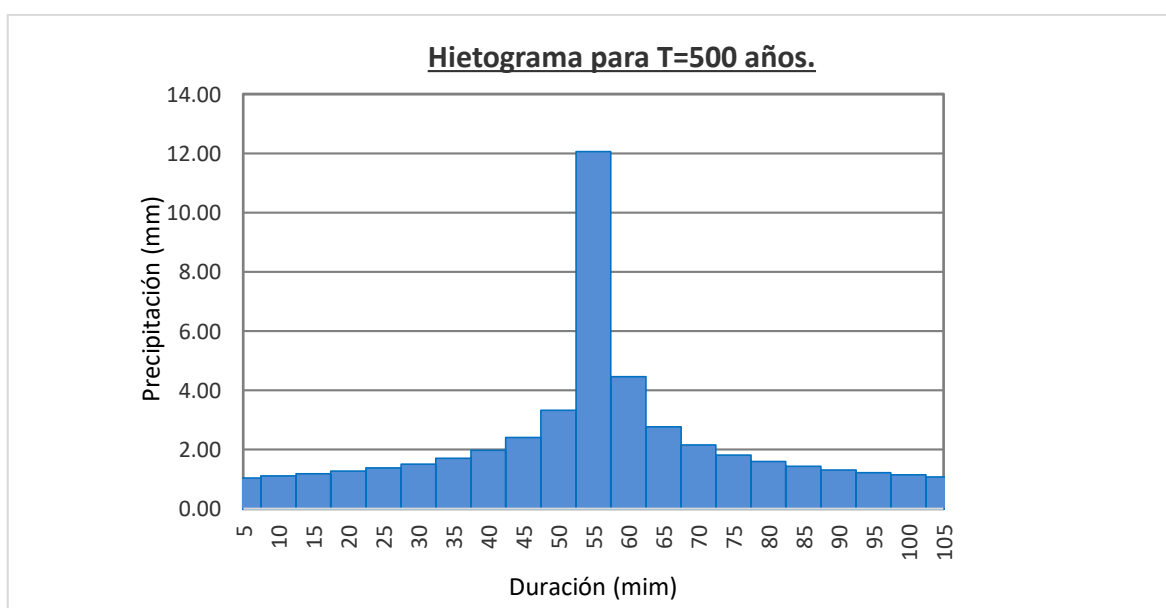
**Figura 35.** Hietograma de diseño para T= 100 años.



**Tabla 21:** Hietograma de diseño para T= 500 años.

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
5	144.73	12.06	12.06	144.73	1.05
10	99.11	16.52	4.46	53.49	1.11
15	79.42	19.85	3.34	40.04	1.18
20	67.87	22.62	2.77	33.22	1.27
25	60.08	25.03	2.41	28.93	1.38
30	54.39	27.19	2.16	25.91	1.52
35	49.99	29.16	1.97	23.64	1.70
40	46.48	30.98	1.82	21.86	1.97
45	43.58	32.69	1.70	20.41	2.41
50	41.14	34.29	1.60	19.21	3.34
55	39.06	35.80	1.52	18.18	12.06
60	37.24	37.24	1.44	17.30	4.46
65	35.65	38.62	1.38	16.53	2.77
70	34.24	39.94	1.32	15.85	2.16
75	32.97	41.21	1.27	15.24	1.82
80	31.83	42.44	1.22	14.70	1.60
85	30.79	43.62	1.18	14.20	1.44
90	29.84	44.77	1.15	13.75	1.32
95	28.98	45.88	1.11	13.34	1.22
100	28.17	46.96	1.08	12.96	1.15
105	27.43	48.01	1.05	12.61	1.08

**Figura 36.** Hietograma de diseño para T= 500 años.



#### f.- Obtención del Hidrograma para cada periodo de retorno.

Ante la falta de información hidrométrica, se han desarrollado varios modelos de precipitación – escurrimiento, que permiten obtener los caudales que pueden presentarse en el río Huertas. Hay diferentes métodos para la estimación de caudales.

- Método Racional: es posible aplicarlo en cuencas pequeñas, es decir, para cuencas de áreas menores a los 13 km<sup>2</sup>.
- Método del hidrograma de escorrentía superficial: se usa para cuencas medianas y grandes, de un área mayor a los 13 km<sup>2</sup>

En base a las características fisiográficas de la cuenca del río huertas se obtuvo que se presenta área mayor a 13 km<sup>2</sup>, para lo cual se empleará el método del Número de Curva para la estimación de caudales.

La metodología del Número de Curva (CN) para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, la cobertura del suelo, el uso del suelo y las condiciones de humedad.

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa  $P_e$  es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación  $P$ , de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad del agua adicional retenida en la cuenca  $F_a$  es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$ .

La hipótesis del número de curva consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando ambas ecuaciones se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + P}$$

Ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando dicho método.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.2S$$

Con base a esto:

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

El número de curva y la retención potencial máxima “S” expresada en milímetros, se relacionan por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Un factor importante a tener en cuenta es estas curvas son las condiciones antecedentes de humedad, las cuales se agrupan en tres condiciones básicas.

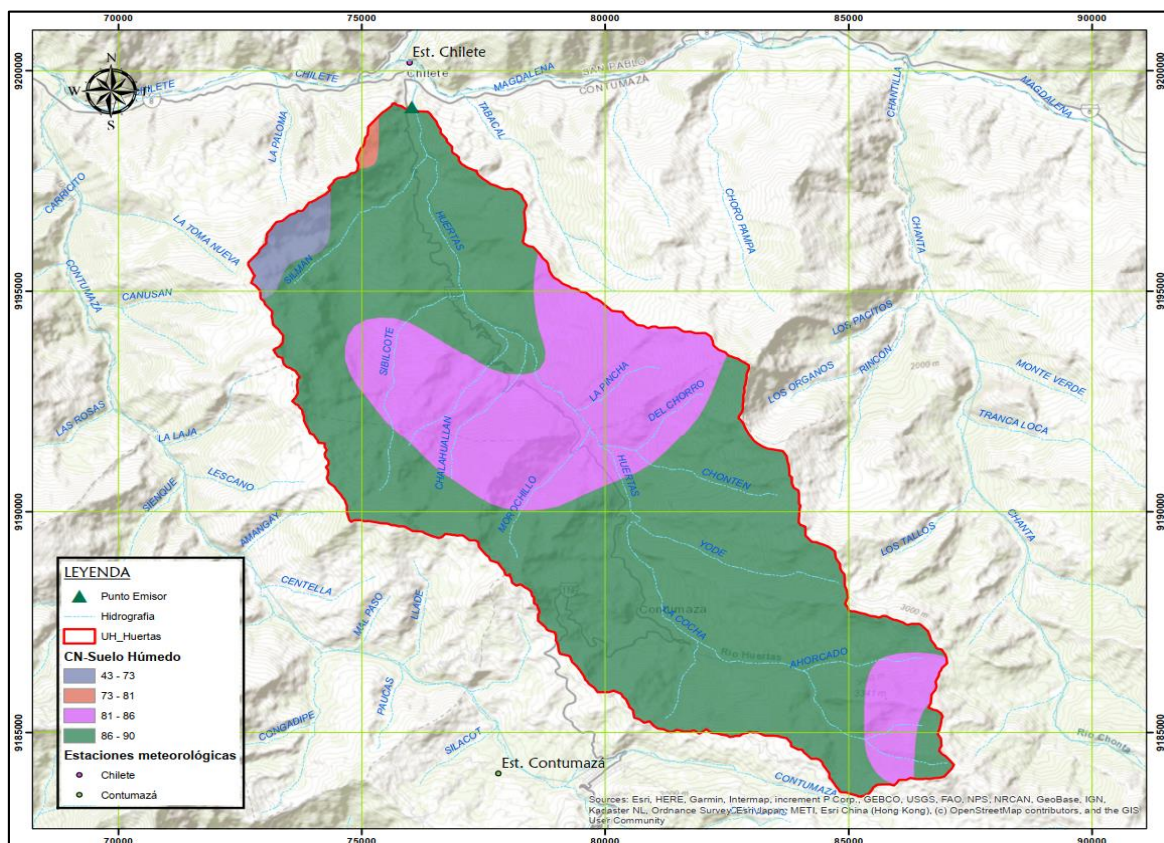
- Condición I: suelo seco, bajo potencial de escurrimiento los suelos de la cuenca están secos, no aplicable a crecidas, caudales chicos.
- Condición II: suelo medio, asociado a crecidas anuales o promedios.
- Condición III: suelo húmedo, alto potencial de escurrimiento, crecidas máximas.

Para el caso de la cuenca del río Huertas, se determinó el Número de Curva a partir de información generada por la Autoridad Nacional del Agua, cuya Número de curva ponderada es de 86.16 para la Condición III (suelo húmedo).

**Tabla 22.** Número de curva ponderado.

ITEM	ÁREA (km <sup>2</sup> )	CN		
		RANGO INFERIOR	RANGO SUPERIOR	PROMEDIO
0	1.84	43	73	58.00
1	0.27	73	81	77.00
2	3.32	81	86	83.50
3	23.72	81	86	83.50
4	69.75	86	90	88.00
<b>CN PONDERADO</b>				86.18

Figura N°37. Número de Curva para cuenca Huertas.



Además, se determinó la retención potencial máxima  $S$  con un valor de 40.73 mm y una abstracción inicial  $I_a$  de 8.15 mm. Es necesario además determinar el tiempo de retardo ( $t_p$ ) entre el hietograma de entrada y el pico del hidrograma de salida, el cual se encuentra en función del tiempo de concentración ( $t_c$ ) de la cuenca, se emplea la siguiente relación:

$$t_p = 0.6t_c$$

Conociendo que el tiempo de concentración de la cuenca es de 102.52 minutos, el tiempo de retardo es de 61.36 minutos.

Con los valores obtenidos de Número de Curva, abstracción inicial, tiempo de retardo, área de la cuenca y los hietogramas, se determina los hidrogramas para diferentes periodos de retorno, para lo cual se empleó el software HEC-HMS, cuyos resultados se presentan a continuación:

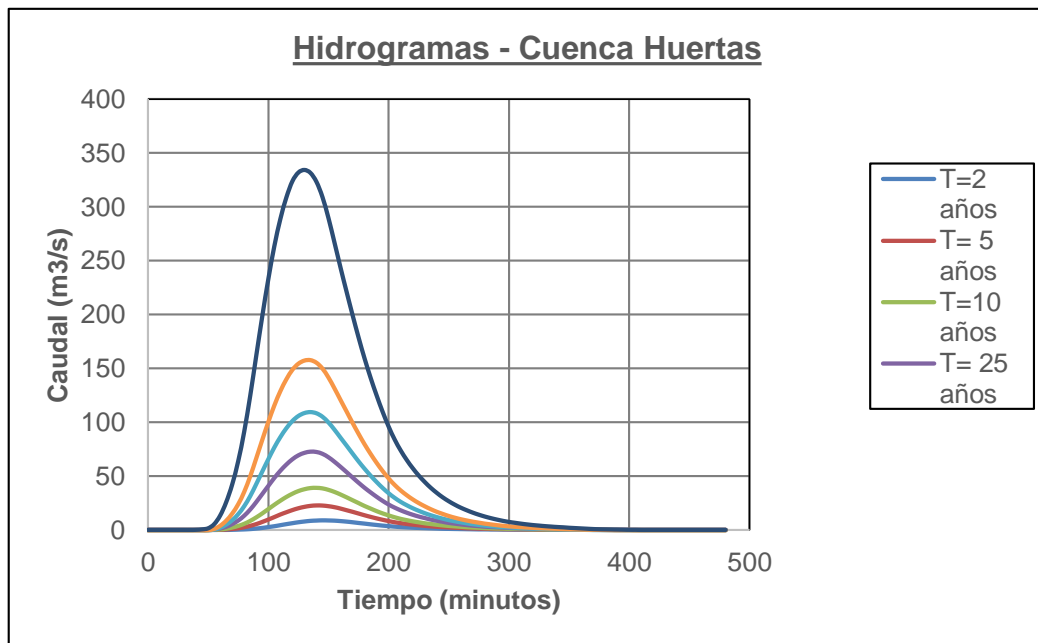
**Tabla N°. 23:** Hidrogramas para periodos de retorno – Cuenca Huertas.

Tiempo (minutos)	PERIODO DE RETORNO						
	2	5	10	25	50	100	500
0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0.1
45	0	0	0	0	0	0	0.5
50	0	0	0	0	0	0.1	1.5
55	0	0	0.1	0.3	0.7	1.3	5.3
60	0	0.1	0.4	1.3	2.4	4.2	13.3
65	0	0.4	1.1	2.9	5.3	8.9	25.7
70	0.1	0.9	2.2	5.4	9.4	15.5	42.2
75	0.3	1.5	3.7	8.7	15	24.2	63.8
80	0.5	2.5	5.7	13.2	22.4	35.7	91.3
85	0.8	3.8	8.4	19	31.8	50.2	124.7
90	1.3	5.4	11.7	25.9	42.9	66.8	161.7
95	1.9	7.4	15.4	33.4	54.5	83.9	198.4
100	2.7	9.6	19.4	40.9	65.9	100.4	232.7
105	3.5	11.9	23.4	48.3	76.8	115.7	263.3
110	4.5	14.3	27.2	55	86.4	129	288.6
115	5.5	16.4	30.7	60.8	94.6	140	308.6
120	6.4	18.4	33.7	65.7	101.3	148.8	323.7
125	7.3	20.1	36.2	69.4	106	154.5	331.8
130	8	21.4	37.9	71.7	108.7	157.4	334.2
135	8.6	22.3	39	72.8	109.6	157.8	331.5
140	8.9	22.7	39.2	72.5	108.5	155.4	323.2
145	9.1	22.6	38.7	70.8	105.3	150	309.1
150	9	22	37.3	67.6	100	141.7	289.5
155	8.8	21.1	35.4	63.4	93.3	131.6	266.8
160	8.4	19.8	33	58.7	85.9	120.9	243.6
165	7.9	18.3	30.4	53.8	78.6	110.3	221.3
170	7.3	16.8	27.7	48.8	71.2	99.7	199.6
175	6.6	15.2	25	43.9	63.9	89.5	178.7
180	6	13.6	22.3	39.2	57.1	79.8	159.2
185	5.3	12.1	19.9	34.9	50.7	70.9	141.3
190	4.7	10.7	17.5	30.8	44.8	62.6	124.9
195	4.1	9.4	15.4	27	39.3	55	109.7
200	3.6	8.2	13.5	23.6	34.4	48.1	95.9

205	3.1	7.1	11.8	20.7	30.1	42.1	83.9
210	2.7	6.3	10.3	18.2	26.4	37	73.8
215	2.4	5.5	9.1	16	23.3	32.6	65
220	2.1	4.9	8	14.1	20.5	28.7	57.3
225	1.9	4.3	7.1	12.4	18.1	25.3	50.5
230	1.7	3.8	6.2	11	15.9	22.3	44.5
235	1.5	3.3	5.5	9.6	14	19.6	39.1
240	1.3	2.9	4.8	8.5	12.3	17.2	34.4
245	1.1	2.6	4.2	7.5	10.8	15.2	30.2
250	1	2.3	3.7	6.5	9.5	13.3	26.6
255	0.9	2	3.3	5.8	8.4	11.7	23.4
260	0.8	1.8	2.9	5.1	7.4	10.3	20.6
265	0.7	1.5	2.5	4.5	6.5	9.1	18.2
270	0.6	1.4	2.2	3.9	5.7	8	16
275	0.5	1.2	2	3.5	5	7.1	14.1
280	0.5	1.1	1.7	3	4.4	6.2	12.4
285	0.4	0.9	1.5	2.7	3.9	5.5	10.9
290	0.4	0.8	1.3	2.4	3.4	4.8	9.6
295	0.3	0.7	1.2	2.1	3	4.2	8.4
300	0.3	0.6	1	1.8	2.7	3.7	7.4
305	0.2	0.6	0.9	1.6	2.4	3.3	6.6
310	0.2	0.5	0.8	1.4	2.1	2.9	5.8
315	0.2	0.4	0.7	1.3	1.8	2.6	5.1
320	0.2	0.4	0.6	1.1	1.6	2.3	4.5
325	0.1	0.3	0.6	1	1.4	2	4
330	0.1	0.3	0.5	0.9	1.3	1.8	3.5
335	0.1	0.3	0.4	0.8	1.1	1.6	3.1
340	0.1	0.2	0.4	0.7	1	1.4	2.7
345	0.1	0.2	0.3	0.6	0.9	1.2	2.4
350	0.1	0.2	0.3	0.5	0.7	1	2
355	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.7
360	0.1	0.1	0.2	0.4	0.5	0.7	1.4
365	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	1.1
370	0	0.1	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8
375	0	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6
380	0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.5
385	0	0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.4
390	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3
395	0	0	0	0.1	0.1	0.1	0.2
400	0	0	0	0	0.1	0.1	0.1
405	0	0	0	0	0	0	0.1
410	0	0	0	0	0	0	0
415	0	0	0	0	0	0	0
420	0	0	0	0	0	0	0
425	0	0	0	0	0	0	0

430	0	0	0	0	0	0	0
435	0	0	0	0	0	0	0
440	0	0	0	0	0	0	0
445	0	0	0	0	0	0	0
450	0	0	0	0	0	0	0
455	0	0	0	0	0	0	0
460	0	0	0	0	0	0	0
465	0	0	0	0	0	0	0
470	0	0	0	0	0	0	0
475	0	0	0	0	0	0	0
480	0	0	0	0	0	0	0
	9.1	22.7	39.2	72.8	109.6	157.8	334.2

**Figura N°38.** Hidrogramas – Cuenca Huertas.





### g.- Estimación de caudales sólidos y caudales líquidos.

Considerando que la cuenca tiene gran cantidad de arrastre de sedimentos se estimara el caudal de solidos transportado por la cuenca para poder realizar el modelamiento. Para la estimación de estos caudales solidos se aplicó diferentes metodologías de los cales se obtuvo un promedio para posteriormente calcular el caudal total lo cual será utilizado para el modelamiento en el IBER para las inundaciones.

Transporte de Sedimentos: el cálculo de la capacidad de la corriente para el transporte de sedimentos de arrastre requiere de información sobre las características hidráulicas del cauce, características geomorfológicas y de granulometrías del cauce. La ecuación general es la siguiente:

donde:

$Q_s$ : capacidad de transporte de solidos de arrastre (m<sup>3</sup>/s).

$Q$ : Caudal liquido (m<sup>3</sup>/s)

$k$  y  $m$ : coeficientes.

La ecuación anterior se puede expresar de forma adimensional:

de donde:

$C = Q_s/Q$ , es la concentración de sedimentos por unidad de caudal líquido.

aplicación de las fórmulas:

$$Q = 9.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_s = 0.46 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.0976 \%$$

a) Mizuyama:

$$Q_s = 5.5xS^2xQ$$

b) Smart y Jaeggi:

$$Q_s = 2.5xS^{1.6}xQ$$

c) Mizuyama y Shimohigashi:

$$Q_s = 7.13xS^2xQ$$

d) Bathurst et al:

$$Q_s = 0.94xS^{1.5}xQ$$

e) Meunier:

$$Q_s = 6.3xS^{2.02}xQ$$

f) Rickenmann 1:  $Q_s = 7xS^{2.1}xQ$

g) Rickenmann 2:  $Q_s = 9.26xS^{2.3}xQ$

h) Rickenmann 3:  $Q_s = 6.35xS^{2.1}xQ$

i) Rickenmann 4:  $Q_s = 1.5xS^{1.5}xQ$

### 3.7.4.- MODELAMIENTO HIDRÁULICO.

#### a.- Estimación del volumen de sedimentos:

para realizar el modelamiento hidráulico primero se calculó el volumen de sedimentos depositados en el cauce de la quebrada huertas aguas arriba y aguas abajo del puente Chilete.

Par eso se utilizó el método de Gavrilovic: esta metodología permite un cálculo de la producción anual de sedimentos en una cuenca A través de una modelación distribuida, expresada en función de dos relaciones diferentes: el volumen promedio anual erosionado de sedimento (w) y el coeficiente de retención de sedimentos (R).

Para ello se aplica la ecuación (20):

$$W = T * h * \pi * Z^{\frac{3}{2}} * F \left( \frac{m^3}{año} \right)$$

Donde:

T: coeficiente de temperatura, que se obtiene de:

$$T = \left[ \left( \frac{t}{10} \right) + 0.1 \right]^{1/2}$$

h: Precipitación media anual (mm/año).

t: temperatura promedio anual (°C).

Z: coeficiente de erosión.

I: gradiente de la pendiente superficial (%).

$$Z = X.Y. (\varphi + I)^{1/2}$$

$$X = 0.1 - 1$$

$$Y = 0.2 - 2$$

$$\varphi = 0.1 - 1$$

#### **b.- Modelamiento con IBER:**

Luego de obtener los hidrogramas de salida en el punto emisor de la cuenca Huertas, se procede a determinar las áreas de inundación producto del modelamiento hidráulico del río Huertas, para ello es necesario contar con la información base de:

- Modelo digital de elevación (MDE) del cauce y planicies de inundación de la zona urbana de Chilete, obtenido a partir de levantamiento fotogramétrico.
- Mapa de coeficiente de Manning, obtenida a partir de una clasificación no supervisada de la ortoimagen.
- Hidrogramas para diferentes periodos de retorno, obtenidos en modelamiento hidrológico.

Para determinar las áreas de inundación se emplea el software IBER, el cual cuenta con 03 etapas de procesamiento: Preproceso, Proceso o cálculo y Postproceso.

#### IV.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

##### 4.1.- CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA HUERTAS.

características morfológicas de la cuenca huertas: aquí se presenta las características de la cuenca en estudio.

**Tabla N. ° 24:** Parámetros Geomorfológicos Cuenca.

<b>Parámetros Geomorfológicos Cuenca Huertas</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Medida</b>	<b>Unidad</b>
Área	98.90	Km <sup>2</sup>
Perímetro	51.63	Km
Longitud de máximo recorrido	23.36	Km
Índice de Gravelius	1.45	
Factor de forma	0.18	
Pendiente de la cuenca	50.85	%
Altitud media de la cuenca	2247.29	msnm
Pendiente del cauce principal	9.76	%
Ancho promedio	4.23	Km
Coeficiente de masividad	0.023	
Coeficiente orográfico	0.051	
Rectángulo equivalente	a=4.68	Km
	b=21.13	Km
Relación de confluencias	1.87	
Relación de longitudes	0.89	
Densidad de drenaje	6.35	
Frecuencia de ríos	38.94	
Tiempo de concentración (Kirpich)	102.52	Min.

##### 4.2.- CAUDALES MÁXIMOS.

###### a.- Según Periodo De Retorno Incluido Caudales Sólidos.

Los caudales máximos en función a los diferentes periodos de retorno 2,5,10,25,50, 100 y 500 años se calcularon con el método de diagrama unitario y se contrastaron con HEC HMS. Se presenta a continuación:

**Tabla N.º 25:** Resumen De Los Caudales Máximos Para Diferentes Periodos De Retorno.

Periodo de Retorno (años)	Caudal Máximo (m3/s)
2	9.10
5	22.70
10	39.20
25	72.80
50	109.60
100	157.80
113	163.53
180	193.08
247	222.63
500	334.20

**b.- Resumen De Los Caudales Solidos Para Los Diferentes Periodos De Retorno.**

Los caudales de solidos se calcularon para cada metodología presentada y para cada periodo de retorno tenido un caudal final de solido el promedio de todos los criterios

**Tabla N.º 26:** Caudal Sólidos.

	PERIODO DE RETORNO (años)									
	2	5	10	25	50	100	113	180	247	500
<b>METODOLOGIA</b>										
MIZUYAMA	0.477	1.189	2.054	3.814	5.742	8.267	8.568	10.116	11.664	17.509
SMART Y JAEGGI	0.55	1.371	2.368	4.397	6.62	9.532	9.878	11.663	13.448	20.187
MIZUYMA Y SHIMOHIGASHI	0.618	1.542	2.662	4.944	7.444	10.718	11.107	13.114	15.121	22.698
TATHURST ET AL	0.261	0.651	1.124	2.087	3.141	4.523	4.687	5.534	6.381	9.579
MEUNIER	0.521	1.3	2.246	4.17	6.278	9.039	9.368	11.060	12.753	19.144
RICKENMANN 1	0.481	1.199	2.071	3.847	5.791	8.338	8.641	10.202	11.763	17.658
RICKENMANN 2	0.399	0.996	1.72	3.195	4.81	6.926	7.177	8.474	9.771	14.667
RICKENMANN 3	0.436	1.088	1.879	3.489	5.253	7.564	7.838	9.255	10.671	16.019
RICKENMANN 4	0.416	1.038	1.793	3.3	5.013	7.217	7.479	8.831	10.182	15.285
Qs promedios (m3/s)	0.462	1.153	1.991	3.694	5.566	8.013	8.305	9.805	11.31	16.972

### c.- Caudales Finales Para El Modelamiento:

Los caudales finales son la suma de los caudales máximos encontrados en la hidrología más los caudales solidos promedios de los criterios aplicados. Los cuales se utilizarán para el modelamiento hidráulico.

**Tabla N.º 27:** Caudales Finales de la Quebrada Huertas.

PERIODO DE RETORNO (años)	Caudal Liquido Q (m3/s)	Caudal Solido Qs (m3/s)	Q caudal Final (m3/s)
2	9.1	0.46	9.56
5	22.7	1.15	23.85
10	39.2	1.99	41.19
25	72.8	3.70	76.50
50	109.6	5.57	115.17
100	157.8	8.01	165.81
113	163.53	8.31	171.84
180	193.08	9.81	202.89
247	222.63	11.31	233.94
500	334.2	16.97	351.17

### d.- El Riesgo De Falla De Las Estructuras: Puente Y Muro De Encauzamiento.

Se estimo el riesgo de falla de la estructura: el puente Chilete y del muro de encauzamiento aguas arriba, es necesario indicar que se consideró una vida útil de 40 años para ambas estructuras tal como se indica en el manual del MTC.

**Tabla N.º 28:** Riesgo de falla de la estructura -Puente Chilete.

Periodo de Retorno	Riesgo de Falla	Riesgo de Falla (%)
2	1.00	100.00
5	1.00	99.99
10	0.99	98.52
25	0.80	80.46
50	0.55	55.43
100	0.33	33.10
500	0.08	7.70

### 4.3.- MODELAMIENTO HIDRÁULICO.

Resultados de la estimación de el volumen de sedimentos con el método de gavrilovic, que considera el volumen de sedimentos producido por erosion y transporte a la sección de cierre de esta cuenca Huertas.

$$W = T * h * \pi * Z^3 * F \left( \frac{m^3}{año} \right)$$

$$T = \left[ \left( \frac{t}{10} \right) + 0.1 \right]^{1/2}$$

$$Z = X.Y. (\varphi + I)^{1/2}$$

$$T = 1.48$$

$$H = 52.82 \text{ mm}$$

$$Z = 0.6224$$

$$F = 98.90 \text{ km}^2.$$

Luego reemplazando los valores en la ecuación se tiene:

$$W = 11920.40 \text{ m}^3/\text{año}.$$

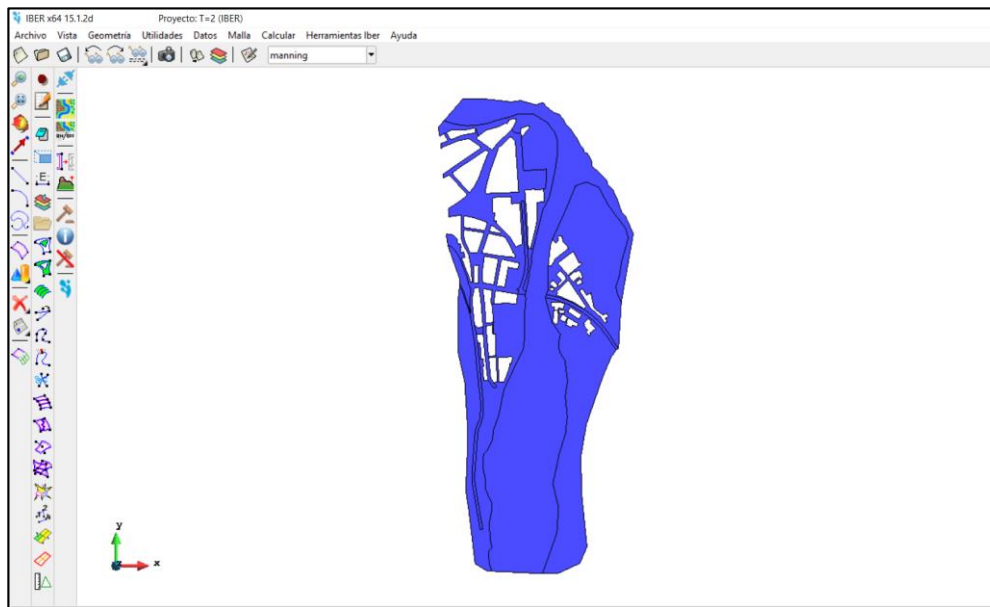
Por lo tanto, el volumen de sedimentos arrastrados es de 11920.40 m<sup>3</sup>/año. Por lo que para el modelamiento se realizó una modificación en la topografía específicamente en el cauce del rio considerando este volumen de sedimentos en el cauce de la quebrada. Es decir, se está considerando que no se ha realizado la limpieza y descolmatación de la quebrada huertas lo que podría generar inundaciones a la zona urbana de la ciudad.

#### a.- Preproceso.

Se crea la geometría de la zona de análisis, en este caso el cauce y las planicies de inundación, para generar superficies donde las edificaciones se representan con paredes verticales infinitas.

La zona de análisis tiene un área total de 337409.17 m<sup>2</sup>, el tramo de cauce del río Huertas es de 980.00 m.

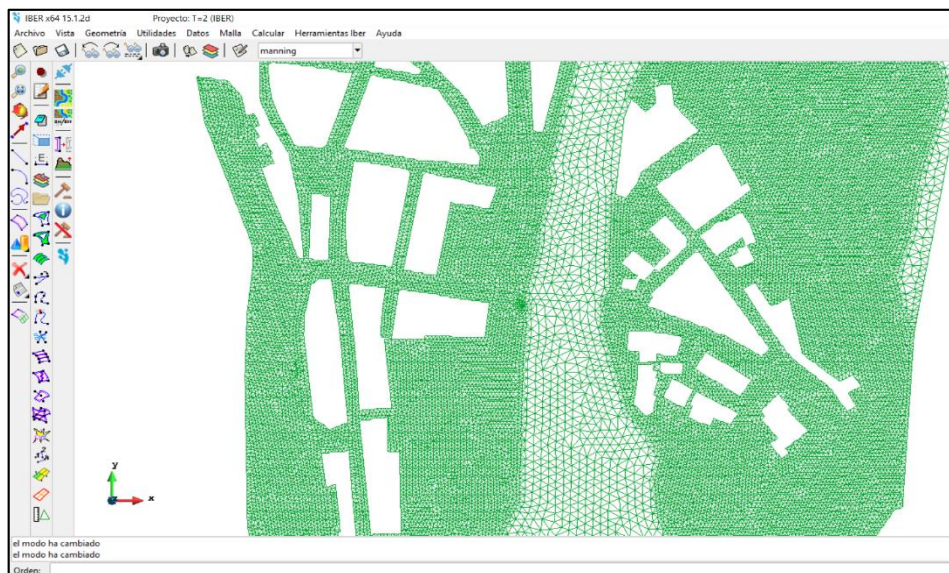
**Figura N°39.** Geometría de zona urbana de Chilete.



Luego se procede a ingresar las condiciones de contorno, las condiciones de contorno de entrada se identifica el ancho del cauce aguas arriba en un régimen crítico/subcrítico, los caudales de ingreso están dado por los correspondientes hidrogramas para diferentes periodos de retorno determinados anteriormente. Las condiciones de contorno de salida tienen un régimen supercrítico/crítico.

Posteriormente se procede a generar la malla de cálculo del tipo no estructurada, asignando un tamaño de celda al cauce de 5.00 m y para las planicies de inundación de 2.00 m.

**Figura N°40.** Generación de malla no estructurada.

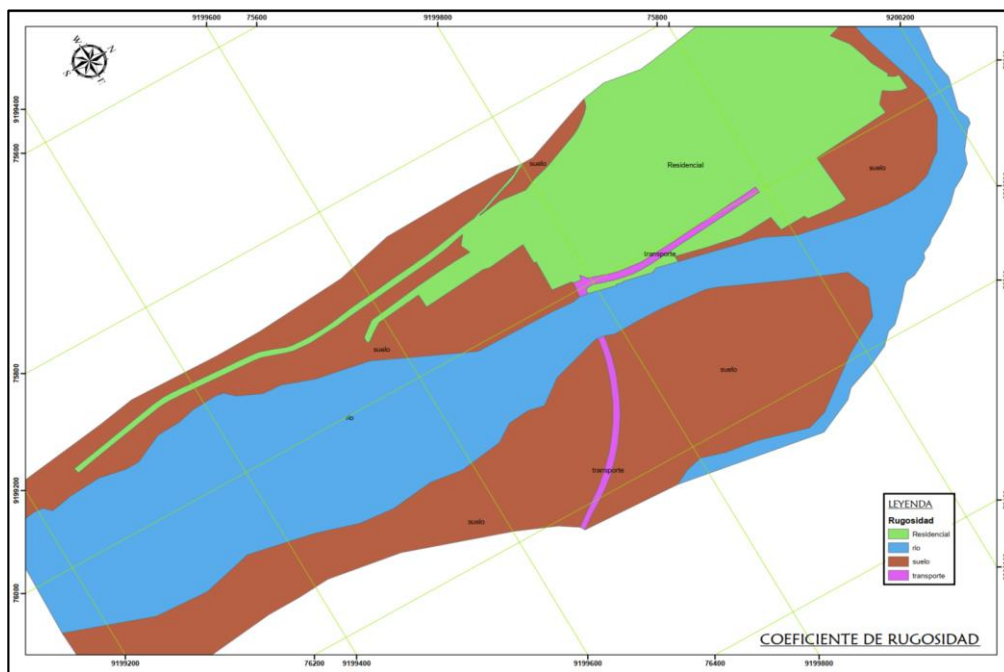




La asignación de uso de suelo y rugosidad de la zona analizada, se realizó sectorizando a partir de una clasificación no supervisada a partir de la ortoimagen, las áreas determinadas son:

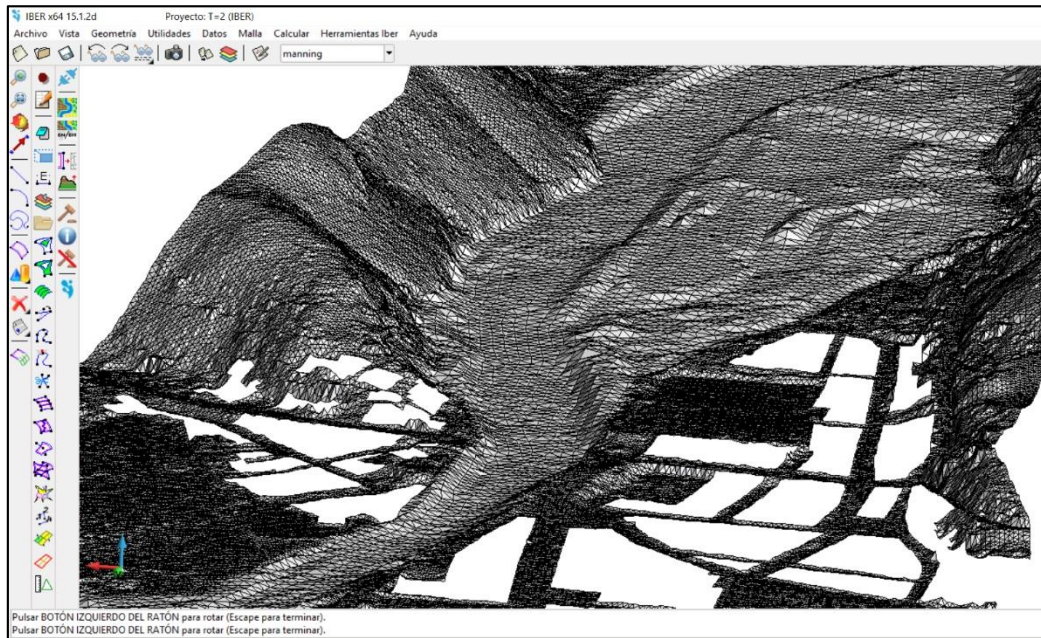
- 34.54% del área total, representa el cauce del río, con coeficiente de rugosidad de 0.025.
- 41.52% del área total, representa planicies de inundación que representan suelo sin vegetación, coeficiente de rugosidad asignado es de 0.023.
- 23.05% del área total, representa planicies de inundación con uso residencial, el coeficiente de rugosidad es de 0.15.
- 0.87% del área total, representa vías principales asfaltadas, cuya rugosidad asignada es de 0.10.

**Figura N°41.** Mapa de coeficientes de rugosidad.



Asignado los diferentes valores de rugosidad, se procede a asignar elevación a los vértices de la malla no estructurada a partir del Modelo Digital de Elevación.

**Figura N°42.** Asignación de elevación de malla no estructurada.



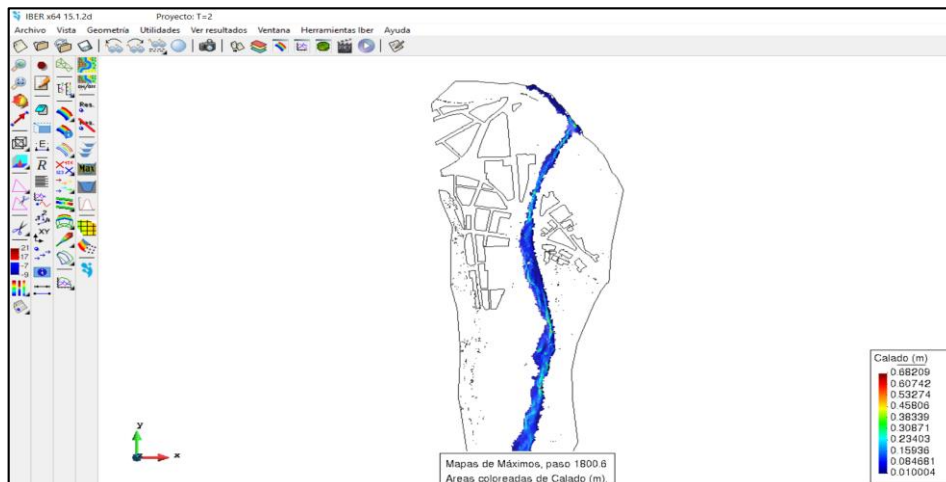
**b.- PROCESO.**

Se procede a ejecutar el cálculo de correspondiente, determinando el tiempo de simulación de 36000 segundos y un intervalo de resultados de 60 segundos. Estos valores asignados se plantean a partir del tiempo del hidrograma de ingreso y la capacidad computacional del ordenador empleado.

**c.- POSTPROCESO.**

Una vez que el proceso computacional haya concluido se procede a visualizar los resultados para los diferentes periodos de retorno, exportando dichos resultados para generación de planos temáticos.

**Figura 43.** Visualización de resultados en IBER.



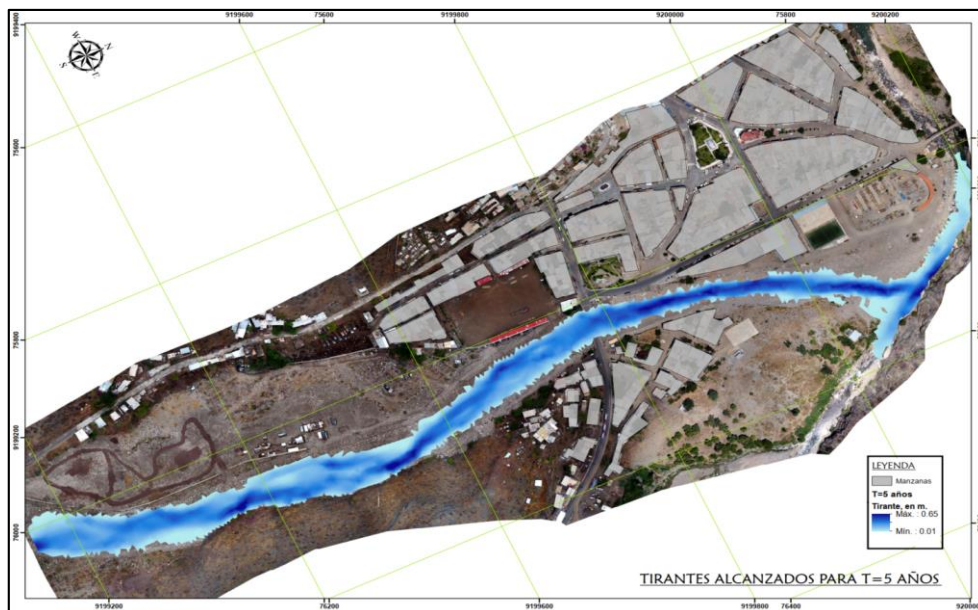
En la Figura N° 44, se muestra los tirantes alcanzados en el cauce del río Huertas para un análisis de máximas avenidas de periodo de retorno de T=2 años, de acuerdo al modelamiento hidráulico se obtuvo un valor máximo de 0.51 m en el tramo analizado. El caudal pico del hidrograma de ingreso es de 9.56 m<sup>3</sup>/s.

**Figura N°44.** Tirantes alcanzados para T=2 años.



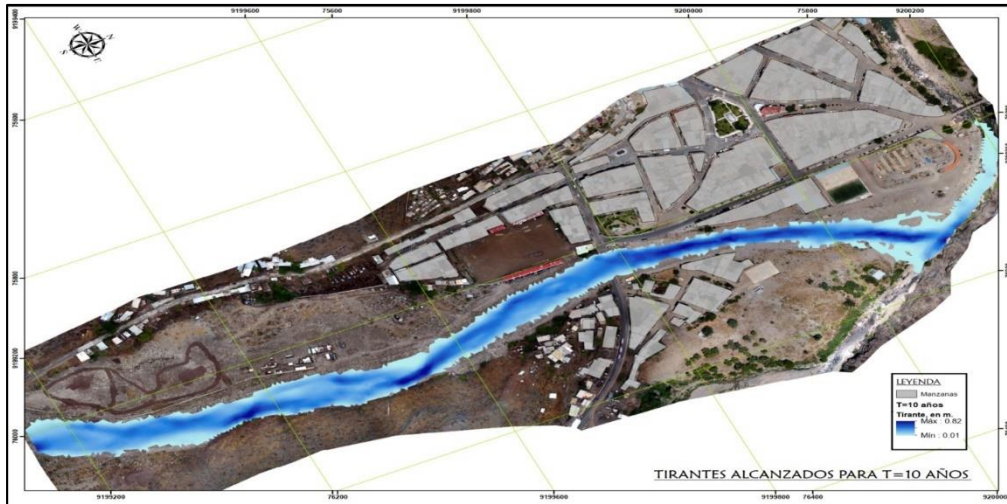
En la Figura N° 45, se muestra los tirantes alcanzados en el cauce del río Huertas para un análisis de máximas avenidas de periodo de retorno de T=5 años, de acuerdo al modelamiento hidráulico se obtuvo un valor máximo de 0.65 m en el tramo analizado. El caudal pico del hidrograma de ingreso es de 23.85 m<sup>3</sup>/s.

**Figura N°45.** Tirantes alcanzados para T=5 años.



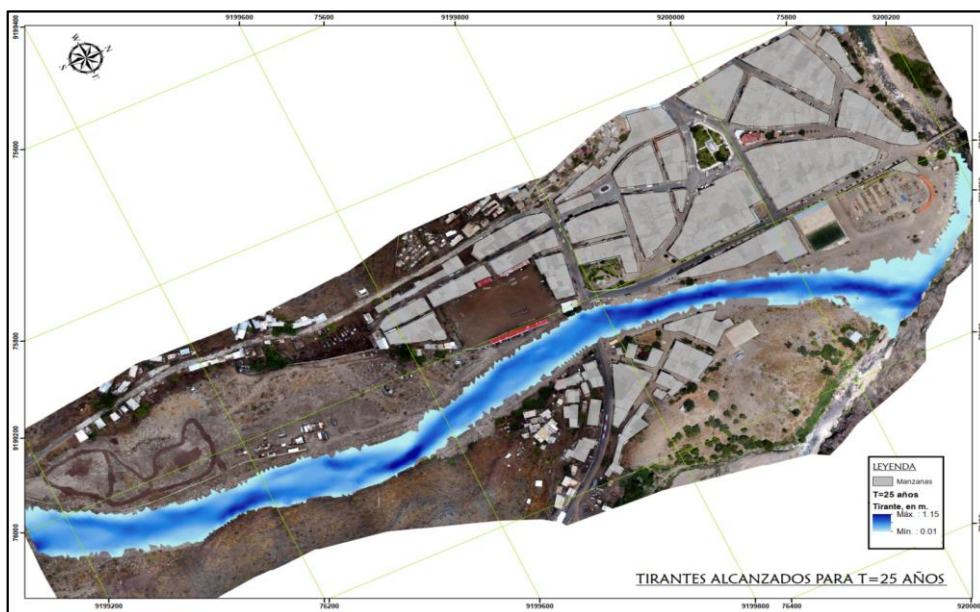
En la Figura N° 46, se muestra los tirantes alcanzados en el cauce del río Huertas para un análisis de máximas avenidas de periodo de retorno de T=10 años, de acuerdo al modelamiento hidráulico se obtuvo un valor máximo de 0.82 m en el tramo analizado. El caudal pico del hidrograma de ingreso es de 41.19 m<sup>3</sup>/s.

**Figura N°46.** Tirantes alcanzados para T=10 años.



En la Figura N°47, se muestra los tirantes alcanzados en el cauce del río Huertas para un análisis de máximas avenidas de periodo de retorno de T=25 años, de acuerdo al modelamiento hidráulico se obtuvo un valor máximo de 1.15 m en el tramo analizado. El caudal pico del hidrograma de ingreso es de 76.50 m<sup>3</sup>/s.

**Figura N°47.** Tirantes alcanzados para T=25 años.



#### 4.4.- IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES.

Del modelamiento hidráulico para los diferentes periodos de retorno se observó que el tirante máximo alcanzado está en el rango de 0.51 m a 5.40 m. Para un periodo de retorno de 50 años se observa desbordamiento del río tanto en margen derecho e izquierdo con tirantes alcanzados hasta 0.80 m, predominando tirantes menores a 0.25 m, mientras que para periodos de retorno de 100 años existe zonas en el cauce con tirantes alcanzados de 5.60 m y en la zona urbana de Chilete ante el desbordamiento del río Huertas alcanza tirantes máximos alcanzados de 2.10m de altura en la parte inferior derecha de la plaza central y predominantes en el rango de 0.25m a 0.50m

INDECI tiene criterios recomendados para evaluar la intensidad de las inundaciones en función de la profundidad o tirante alcanzados en el modelamiento hidráulico.

**Tabla N.º 29.** Niveles de intensidad de las inundaciones.

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo (H) (m) (inundaciones estáticas)	Profundidad x velocidad. del flujo (m <sup>2</sup> /s) (inundaciones dinámicas)
Muy alta	$H > 1.5 \text{ m}$	$H*V > 1.5 \text{ m}$
Alta	$0.5 \text{ m} < H < 1.5 \text{ m}$	$0.5 \text{ m} < H*V < 1.5 \text{ m}$
Media	$0.25 \text{ m} < H < 0.5 \text{ m}$	$0.25 \text{ m} < H*V < 0.5 \text{ m}$
Baja	$< 0.25 \text{ m}$	$H*V < 0.25 \text{ m}$

**Fuente:** Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales, INDECI (2011).

Los mapas de acuerdo a esta clasificación se muestran a continuación:

Figura N°48: Niveles de intensidad para T=2 años.

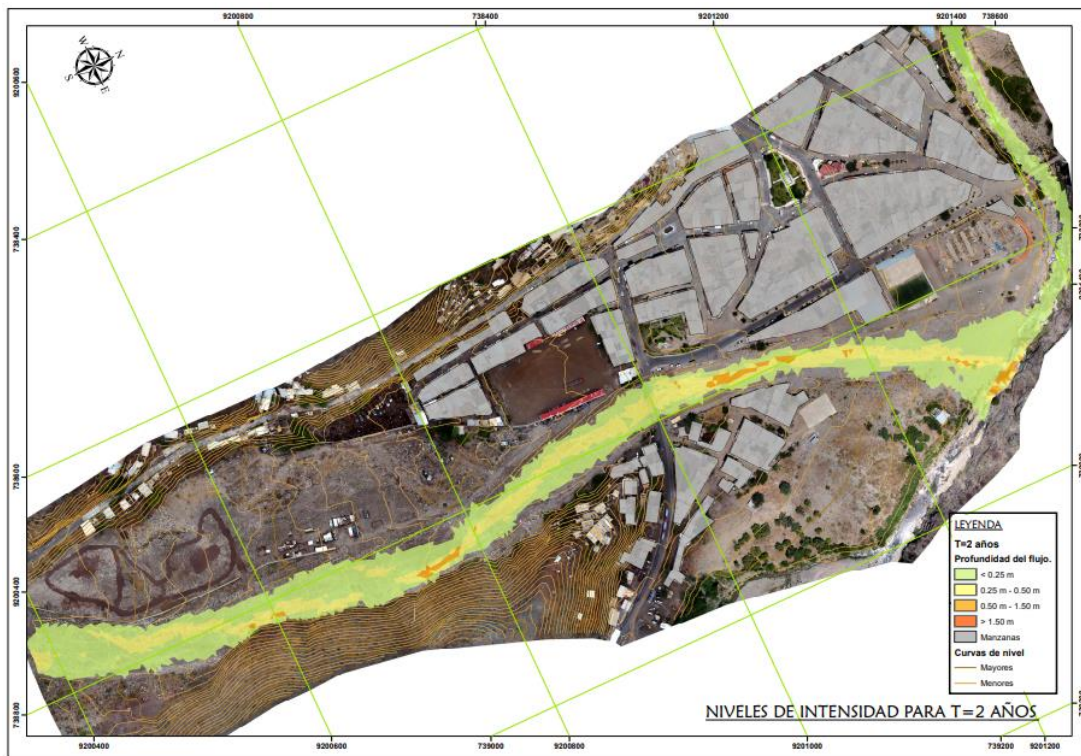


Figura N°49: Niveles de intensidad para T=5 años.

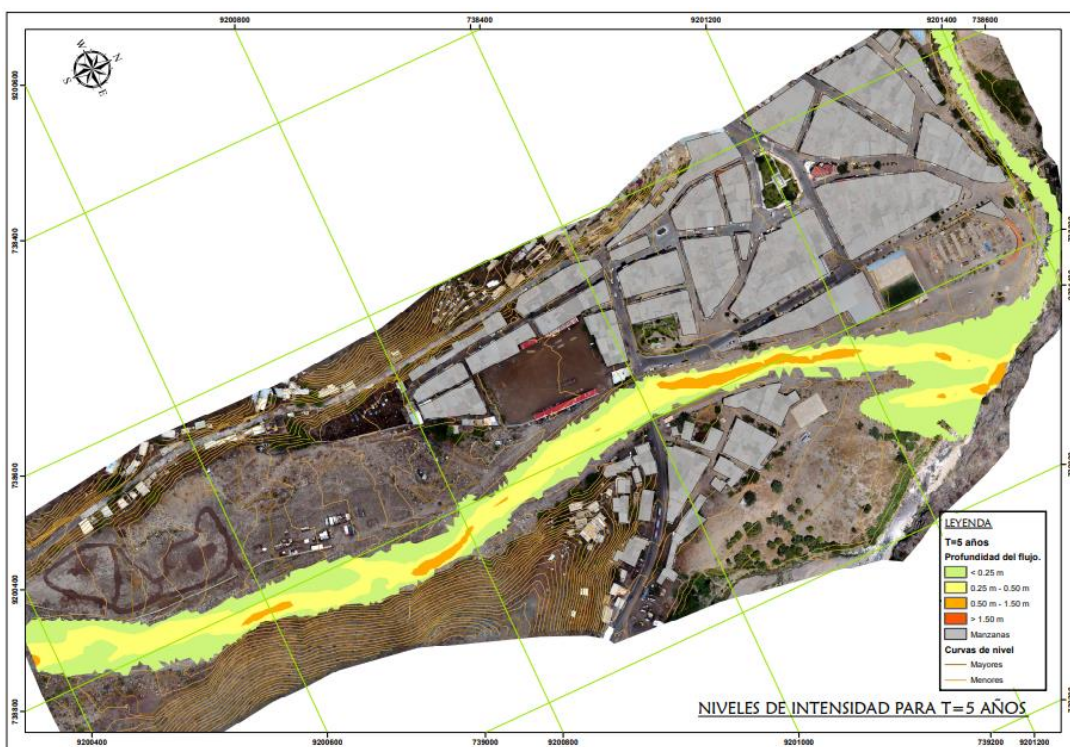


Figura N°50. Niveles de intensidad para T=10 años.



Figura N°51. Niveles de intensidad para T=25 años.

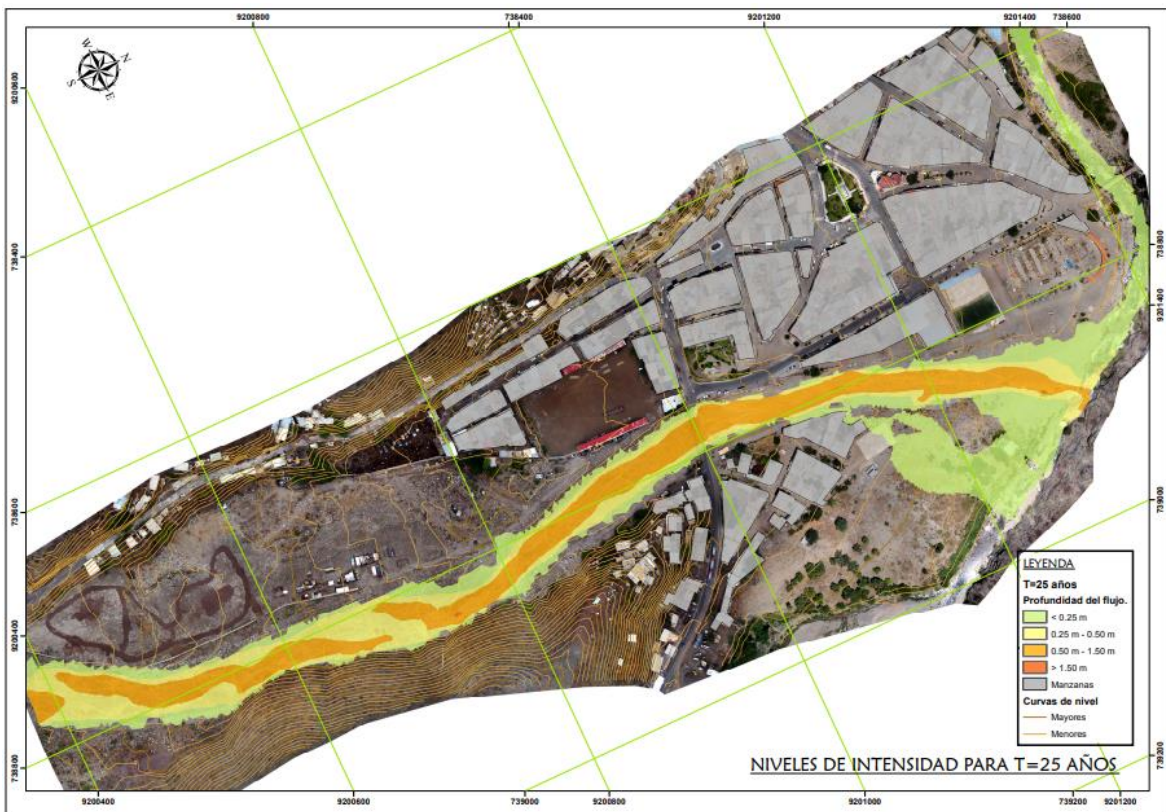


Figura N°52. Niveles de intensidad para T=50 años.



Figura N°53. Niveles de intensidad para T=100 años.





**Figura N°54:** Niveles de intensidad para T=500 años.



Las áreas clasificadas de acuerdo a la profundidad alcanzada, para cada periodo de retorno son:

**Tabla N.º 30:** Áreas por intensidad de las inundaciones para diferentes periodos de retorno.

NIVELES DE INTENSIDAD	PROFUNDIDAD DEL FLUJO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )						
		PERIODO (Años)						
		2	5	10	25	50	100	500
BAJA	< 0.25	29386.24	27104.36	19705.6	25185.32	58032.2	78573.76	75799.36
MEDIA	0.25 - 0.50	11167.12	16985.08	15526.72	13129	9293.72	29839.2	35910.76
ALTA	0.50 - 1.50	396.76	2888.12	11816.52	17495	29508.48	35982.32	41181.48
MUY ALTA	> 1.50	---	---	---	24.6	4546.92	23092.88	26096.16

#### 4.5.- DISCUSIÓN.

✓ **Caracterización de la microcuenca de la quebrada Huertas con descarga en el puente de Chilete y el método de numero de curvas.**

Caracterizar la microcuenca de la quebrada Huertas, nos ha permitido obtener los parámetros geomorfológicos de la cuenca en estudio, parámetros como área de la cuenca que es de 98.90 km<sup>2</sup>, con un perímetro 51.63 km y una longitud del cauce principal de 23.36 km, por la cantidad de área se considera una cuenca pequeña o microcuenca, además su forma es alargada ya que su kc es de  $0.18 < 0.22$ . los datos son compatibles con los obtenidos por Arribasplata (2019), el cual estuvo enfocado en calcular la escorrentía superficial, a excepción del área que es un poco menor esto debido que el punto emisor que toma la presente investigación se encuentra a 200 metros aguas arriba del puente Chilete, mientras que la investigación de Arribasplata lo toma al punto emisor en el puente Chilete.

otro parámetro importante calculado es la pendiente media del cauce principal que se obtuvo un valor de 9.76%.

Así mismo se obtuvo el tc (tiempo de concentración) de la cuenca donde se utilizó el método de kirpich, debido a que este método se utiliza para cuenca de tamaño medio y de pendiente considerable, el valor que se obtuvo es de 102.52 min o 1.71 horas.

Para el cálculo del caudal máximo se utilizó el método de numero de curvas (SCS) e hidrograma unitario con el HEC HMS, se obtuvo los caudales máximos asociados al Tr, R y N, quedando de la siguiente manera: para un periodo de retorno de 2 años se tiene un caudal de 9.56 m<sup>3</sup>/seg; para un periodo de retorno de 5 años se tiene un caudal de 23.85 m<sup>3</sup>/seg; para un periodo de retorno de 10 años se tiene un caudal de 41.19 m<sup>3</sup>/seg; para un periodo de retorno de 25 años se tiene un caudal máximo de 76.50 m<sup>3</sup>/seg; para un periodo de retorno de 100 años se tiene un caudal de 165.81 m<sup>3</sup>/seg y para un periodo de retorno de 500 años se tiene un caudal máximo de 351.17 m<sup>3</sup>/seg.

También es necesario indicar que se calculó el riesgo de falla para el puente Chilete encontrándose que para un periodo de retorno de 100 años y una vida útil de 40 años de la estructura se tiene un riesgo de falla admisible del 33.10%.

En cuanto a la modelación hidráulica en el IBER se obtuvo los siguientes resultados: para un periodo de retorno de 100 años con un caudal de 165.81 m<sup>3</sup>/seg se encontró diferentes niveles de intensidad como se detallan a continuación: para una intensidad MUY ALTA con tirantes mayores a 1.50m se obtuvo un área de 23092.88 m<sup>2</sup> de superficie, para una intensidad ALTA con tirantes de 0.50m hasta 1.50m se obtuvo 35982.32 m<sup>2</sup>; para una intensidad media se tiene una superficie de 29839.20 m<sup>2</sup> y para una intensidad baja de 78573.76 m<sup>2</sup>.

De los 298456.76 m<sup>2</sup> del total del área de la zona urbana de Chilete se encontró que el 30% de la zona urbana se inunda con tirantes entre 0.25m hasta tirantes de 2.10 m. cabe indicar que en dichos tirantes están considerados los sedimentos que son arrastrados en las avenidas extraordinarias de la quebrada Huertas. Dichos resultados son comparables con los obtenidos por Loyola (2019), quien en su investigación logro determinar un índice de 52.9% de vulnerabilidad, además de la presencia de Lotes de terrenos más vulnerables, indicando que las estructuras de concreto armado en cualquier momento Podrían Colapsar.

## V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### 5.1.- CONCLUSIONES.

- Se caracterizo la ciudad de Chilete de la siguiente manera: es una zona urbana en la unión de los ríos Llaminchad (San Pablo), Rio Huertas (Contumazá) y el rio Jequetepeque, con una población 3247 habitantes a una latitud de 847msnm. La ciudad se encuentra asentada en el borde del cauce de los ríos de Jequetepeque y huertas, donde se encuentran edificaciones antiguas de material noble y material de adobe (tierra) de 3 a 4 pisos de altura en promedio, en dicha ciudad existen un parque infantil, una plazuela denominada José Gálvez y la plaza de Armas con una av. Principal denominada 10 de enero donde se presenta la zona mercantil. Por otro lado, también se indica que los ríos Huertas y Llaminchad tienen poco caudal y son conocidos como quebradas por los lugareños, pero en época de lluvias se activan las quebradas y otros afluentes que les dan origen, ocasionando huaycos e inundaciones. Estos factores han moldeado el relieve de la ciudad, que en algunas zonas es plano y en otras empinado, ha configurado la existencia de calles con escaleras y desniveles. Por lo que se puede decir que la pendiente disminuye en dirección al río Jequetepeque.
- Se caracterizó la Quebrada Huertas en el tramo del cruce con el rio Jequetepeque y la plaza pecuaria morfológicamente tenido como resultado un rio viejo por su edad, es una cuenca pequeña ya que tiene un área de  $98.90\text{km}^2$ , es una cuenca exorreica debido que la salida es a una cuenca de mayor magnitud y es una cuenca media debido que transporta bastantes sedimentos. Debido a su factor de forma es una cuenca alargada y debido a su índice de Gravelius es una cuenca Oval Redonda.
- Se estimo el gasto solido de la quebrada huertas para diferentes riesgos de falla como son para el 15% se calculó un periodo de retorno de 247 años y una vida útil de las estructuras de 40años se obtuvo un caudal solido de  $11.31\text{m}^3/\text{s}$ , para un riesgo de falla del 20% se tiene un periodo de retorno de 180años teniendo un caudal sólido de  $9.81\text{m}^3/\text{s}$ , y para un riesgo de falla del 30% se tiene un periodo de retorno de 113 años con un caudal de  $8.31\text{m}^3/\text{s}$ .
- Se estimo las máximas avenidas para riesgos de falla de 30% tenido un caudal máximo de  $171.84\text{m}^3/\text{s}$ , para un riesgo de falla de 20% se tiene un

caudal de 202.89m<sup>3</sup>/s y para un riesgo de falla del 15% se tiene un caudal de 233.94 m<sup>3</sup>/s.

- Se obtuvo hidrogramas de salida de la cuenca del río Huertas para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años, empleando el modelo precipitación-escorrentía según metodología del hidrograma de escorrentía superficial del Número de Curva, para luego obtener los caudales de diseño considerando el caudal de sólidos, teniendo los siguientes resultados: para 2 años se tiene 9.56m<sup>3</sup>/s; para 5 años se tiene 23.85m<sup>3</sup>/s; para 10 años se tiene 41.19m<sup>3</sup>/s; para 25 años se tiene 76.50m<sup>3</sup>/s; para 50 años se tiene 115.17m<sup>3</sup>/s; para 100 años se tiene 165.81m<sup>3</sup>/s y para 500 años se tiene 351.17m<sup>3</sup>/s. Finalmente, luego de realizada la modelación hidrodinámica en el programa IBER se encontró las áreas inundables en la zona urbana de Chilete, iniciándose el desborde de la siguiente manera: para 50 años se inundó la plaza pecuaria, el Estadio Municipal, el parque Infantil Cosme Pretell, el jr. Contumazá cdra. 1 y cdra. 2, el jr. Cajamarca, urb. Los pinos parte baja, jr. Ferrocarril cdra. 1, todos con un nivel de intensidad de acuerdo al INDECI de baja. Pero es necesario indicar que hay algunas edificaciones de adobe los cuales se consideran vulnerables a la presencia de agua. Para un periodo de retorno de 100 años se inunda toda la plaza pecuaria con niveles de agua que llegan a 1.50m de altura, quedando totalmente inundado, también se inunda todo el estadio municipal, el parque infantil Cosme Pretell, el jr. Contumazá, jr. Sánchez Carrión, jr. Ferrocarril cdra. 1; toda la av. 10 de enero, toda la plazuela José Gálvez, todo el jr. Pacasmayo, av. Miraflores, jr. Independencia, jr. Santa rosa, jr. Progreso, urb. Los pinos y el jr. Cajamarca. Todas las calles mencionadas se inundan con un tirante de 1.50m de altura por lo que quedaría totalmente destruido todas las calles anteriormente mencionadas para el periodo de retorno de 100 años considerando que esto a su paso acarrea gran cantidad de sedimentos.
- Por todo lo antes mencionado se considera que la ciudad de Chilete debido a sus características urbanas y sus precipitaciones máximas es una zona muy vulnerable ante avenidas máximas en periodos de retorno a partir de 50 años hacia adelante, lo cual podría causar la pérdida de muchas viviendas y pérdidas de vidas humanas como lo sucedido el pasado 10 de enero de 1981, donde causo la pérdida del 30% de la población urbana.

## 5.2.- RECOMENDACIONES.

- Se recomienda tomar muestras del material en el lecho de la Quebrada con la finalidad de realizar un análisis más detallado y obtener directamente los valores de volúmenes de sedimentos arrastrados en una de las avenidas máximas de la quebrada huertas para diferentes periodos de retorno.
- Se recomienda que se realice el estudio dirigido a predecir el comportamiento de los sedimentos en esta quebrada Huertas, puesto que la colmatación se manifiesta de manera permanente.
- Se recomienda que las autoridades de esta localidad realicen obras de protección de las estructuras hidráulicas existentes esto debido que en el modelamiento de la quebrada realizada en IBER se hallan velocidades mayores a 10m/s.
- Se recomienda a las autoridades del distrito de Chilete realicen constantes mantenimientos, limpieza y descolmatación del cauce de la quebrada y de esta manera evitar posibles desastres de inundación por avenidas máximas y/o por transporte de sedimentos.
- Los resultados calculados en la presente investigación, servirán como referencia a las posteriores investigaciones, ya que los datos obtenidos son relativamente limitados, debido a la falta de información hidrométrica en la zona de estudio, por ello se recomienda a las instituciones encargadas de la administración de los datos hidrológicos y meteorológicos como el ANA y el SENAMHI realizar aforos continuos e implementen las estaciones lo cuales servirán de mucha importancia para futuras investigaciones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- ✓ BLADÉ, E. C.-C. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. Revista Internacional de Métodos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.
- ✓ BUSSI, G., ORTIZ E., FRANCÉS F., PUJOL L., GABALDON R., GUNA V., BELLVER V., SEMPERE J. (2010). Modelación hidráulica y análisis del riesgo de inundación según las líneas de la Directiva Marco del Agua. El caso de la Marina Alta y la Marina Baja (Alicante).
- ✓ CAJAHUANCA J. (2015) Teledetección y Sistemas de Información Geográfica Aplicados a identificación de Zonas con Riesgo a Inundación, Tramo Puente Las Balsas - Puente La Breña.
- ✓ FATORRELLI S., FERNANDEZ P. (2011). Diseño Hidrológico.
- ✓ ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE GEÓLOGOS. (Julio, 2008). Riesgos Naturales Guía Metodológica para la Elaboración de Cartografías en España.
- ✓ MALDONADO A, J. L. (2011). Evaluación preliminar de los efectos del tránsito fluvial motorizado en la concentración de sedimentos suspendidos en el agua del Rio Napo. Quito.
- ✓ SEDANO R. (2012). Gestión Integrada del Riesgo de Inundaciones en Colombia.
- ✓ MONSALVE SÁENZ, Germán. Hidrología en la ingeniería. Bogotá, Colombia: Editorial Escuela colombiana de Ingeniería, 1995. 360p. VENTE, Chow. Hidrología aplicada. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw- Hill, 1994. 598 p.
- ✓ Elías Castillo y Ruiz Beltrán (1979), Clasificación agroclimática de España: Basada en la clasificación ecológica de Papadakis.
- ✓ Aalto, R., Dunne, T. & J.L. Guyot 2006. Geomorphic controls on Andean denudation rates. The Journal of Geology (114): 85-99. Abadi, I.Z. & H. Ahmadi, 2011. Comparison of EPM and geomorphology methods for erosion and sediment yield assessment in Kasilian Watershed, Mazandaran Province, Iran. DESERT 16: 103-109.

- ✓ Amini, S., Rafiei, B., Khodabakhsh, S. & M. Heydari, 2010. Estimation of erosion and sediment yield of Ekbatan Dam drainage basin with EPM, using GISS. Iranian Journal of Earth Sciences (2): 173-180.
- ✓ AIACC - Assessments of Impacts and Adaptations to Climate Change -. 2006. Vulnerability and Adaptation to Climate Variability and Change: The Case of Farmers in Mexico and Argentina. Final Report Project N° LA29. 173 p.
- ✓ Alejandro Triviño Pérez. & Sergio Ortiz Rojas (2004). Metodología para la modelación distribuida de la escorrentía superficial y Delimitación de zonas inundables en ramblas y ríos-rambla mediterráneos Universidad de Alicante.
- ✓ Alex Sander Ircañaupa Huamani, (2015). Modelo Numérico orientado a la simulación de crecidas a partir de una rotura de Presa.
- ✓ Arturo Rocha Felices (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial.
- ✓ Chow, V. T. (1959), Open-channel Hydraulics. McGraw Hill, Nueva York.
- ✓ Elena Díaz Bea & Alfredo Ollero Ojeda (2005), Metodología para la Clasificación Geomorfológica de los Cuerpos Fluviales en la Cuenca del Ebro.
- ✓ E. Bladé, L. Ceab, G. Coresteina, E. Escolanoc, J. Puertasb, E. Vázquez-Cendón, J.
- ✓ Dolzay A. Collc (2014), Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos.
- ✓ FLUMEN (2014), Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco.
- ✓ Indeci (2017) Boletín Estadístico Virtual de la Gestión Reactiva N°07 Año 4.
- ✓ Indeci (2011) Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales.
- ✓ Juan P. Martín Vide (2002), Ingeniería de ríos.
- ✓ Juan Carlos González Aguirre (2012). Simulación numérica de inundaciones en Villahermosa.
- ✓ Luis Cea, Ernest Bladé (2012) Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos. Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable.
- ✓ Máximo Villón Bejar (2004), Hidrología.
- ✓ Máximo Villón Bejar (2015), Hidráulica de canales.
- ✓ Máximo Villón Bejar. 2002, HIDROESTA.



- ✓ Maza Alvarez J. A. (1995) Cap. 7 del Manual de Ingeniería de Ríos “Origen y Propiedad de los Sedimentos”. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- ✓ Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (2012), Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.
- ✓ Oswado Ortiz Vera (1994), Separatas Hidrología Superficial.
- ✓ Oswado Ortiz Vera (2015), Similitud hidráulica de sistemas hidrológicos altoandinos y transferencia de información hidrometeorológica.
- ✓ Victor Olaya (2014), Sistemas de Información Geográfica.
- ✓ Victor. Ponce (2015), Fundamento de la Hidráulica de Canales.
- ✓ **<https://repositori.udl.cat/bitstream/handle/10459.1/46506/004305.pdf?sequence=8&isAllowed=y>**

## **ANEXOS**

**Anexo N.º 01: REGISTROS INFORMACIÓN METEOROLÓGICA.**

**Anexo N.º 02: RESULTADO DE LAS DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.**

**Anexo N.º 03: TOMAS FOTOGRAFICAS.**

**Anexo N. 04: RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.**

**Anexo N. 05: PLANOS.**

**ANEXO 1:  
REGISTROS DE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA.**

**Tabla N.º 31: REGISTRO HISTORICO ESTACIÓN METEOROLÓGICA CHILETE.**

**PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORAS (mm).**

Latitud : 7° 13' 10.85"  
 Longitud : 78° 50' 16.76"  
 Altitud : 848 m.s.n.m.

Distrito : Chilete.  
 Provincia: Contumazá.  
 Departamento: Cajamarca.

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo
1963	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	1.20	8.20	3.20	8.20
1964	13.80	5.30	9.50	6.30	0.00	0.00	0.00	3.50	2.80	1.50	1.40	3.80	13.80
1965	8.20	9.70	23.20	7.20	1.70	0.00	0.00	0.00	1.50	7.50	0.70	7.00	23.20
1966	9.30	5.30	15.30	10.50	1.80	0.00	0.00	0.01	1.80	5.40	2.80	0.50	15.30
1967	16.50	36.50	18.80	7.50	7.20	0.00	8.50	0.01	1.50	5.60	0.01	1.70	36.50
1968	3.30	5.30	2.80	0.01	9.30	0.00	0.01	0.01	0.01	6.50	1.60	4.20	9.30
1969	2.50	19.60	18.20	18.70	1.20	0.00	0.00	0.01	0.60	4.80	3.40	3.90	19.60
1970	11.40	3.80	6.10	5.70	4.80	3.80	0.01	2.20	2.30	15.80	6.80	9.60	15.80
1971	3.80	10.70	20.50	7.30	2.10	0.01	0.00	1.90	1.80	1.70	2.20	4.80	20.50
1972	12.10	8.30	22.40	7.30	3.20	0.00	0.80	0.00	2.20	6.30	5.80	7.30	22.40
1973	16.60	10.80	11.20	37.50	4.60	0.00	0.00	0.00	9.60	3.20	0.00	12.50	37.50
1974	18.20	14.90	11.80	7.20	0.00	0.00	0.00	0.80	3.50	4.50	4.50	7.90	18.20
1975	15.40	14.30	22.20	28.50	1.30	2.60	0.00	0.00	5.70	6.60	5.80	0.00	28.50
1976	22.70	16.20	4.60	14.50	5.20	1.40	0.00	0.00	0.01	1.60	0.00	9.10	22.70
1977	9.10	29.00	33.50	23.60	3.80	0.00	0.00	0.00	3.50	0.80	11.10	8.60	33.50
1978	0.30	21.60	18.60	2.20	3.30	0.00	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00	5.20	21.60
1979	2.80	17.60	15.90	2.70	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	17.60
1980	2.00	4.10	7.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	5.40	0.00	12.70	12.70
1981	22.30	16.50	12.80	3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.80	4.00	6.20	22.30
1982	6.50	0.00	5.20	12.90	2.20	0.00	0.00	0.00	5.70	3.30	11.60	10.10	12.90
1983	16.80	12.70	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	16.80

1984	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	4.10	4.10
1985	0.60	6.00	0.70	1.90	4.60	0.00	0.00	7.20	4.00	2.20	0.30	3.30	7.20
1986	21.00	5.40	9.50	11.70	2.30	0.00	0.00	1.30	0.00	2.30	3.80	5.00	21.00
1987	16.10	25.10	4.00	7.60	0.00	0.90	2.50	8.50	1.60	0.00	11.90	0.00	25.10
1988	9.90	6.50	7.50	11.80	3.50	1.20	0.00	0.00	0.00	3.10	3.20	2.40	11.80
1989	12.40	13.90	11.80	14.00	12.00	0.00	0.00	0.00	7.90	6.50	3.80	0.00	14.00
1990	10.00	13.20	8.00	4.10	1.30	5.00	0.00	0.00	0.00	6.50	14.20	1.40	14.20
1991	0.00	12.00	28.10	15.10	4.40	0.00	0.00	0.00	0.00	5.20	9.00	15.30	28.10
1992	5.90	5.40	11.50	6.90	14.40	5.50	0.00	0.00	1.00	3.90	0.00	2.90	14.40
1993	11.70	22.20	27.70	13.70	2.80	0.00	0.00	0.00	1.90	6.10	4.80	12.20	27.70
1994	7.30	14.00	25.20	4.30	1.80	1.40	0.00	0.00	1.20	0.00	4.30	8.80	25.20
1995	21.5	27.4	18.9	8.7	5.4	0.0	0.50	0.0	0.0	1.7	1.7	9.9	27.40
1996	9.5	6.8	18.8	7.5	0.0	0.0	0.00	0.0	0.7	2.3	0.0	3.0	18.80
1997	0.0	10.1	10.9	4.2	0.0	0.0	0.00	0.0	13.8	4.4	12.7	30.7	30.70
1998	20.7	30.1	40.2	15.3	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.20
1999	17.7	48.6	5.3	9.9	5.3	5.1	0.00	0.0	3.4	0.0	3.2	6.3	48.60
2000	0.0	9.7	12.5	4.1	3.1	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3	12.50
2001	6.3	10.3	18.4	4.1	0.0	0.0	0.00	0.0	5.2	0.0	4.2	3.4	18.40
2002	2.1	7.2	14.7	10.5	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	8.4	6.4	14.70
2003	4.3	6.4	6.3	1.4	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	9.4	9.40
2004	0.0	6.2	4.2	2.1	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.2	0.0	3.2	6.20
2005	8.9	8.5	22.7	4.5	0.0	0.0	0.00	0.0	3.7	2.4	2.7	5.4	22.70
2006	10.2	24.1	27.3	22.2	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	9.5	8.2	27.30
2007	7.2	9.3	25.5	12.2	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	8.5	5.2	3.2	25.50
2008	9.8	26.6	27.5	12.5	1.4	0.0	0.00	0.0	4.7	4.4	11.4	0.0	27.50
2009	36.8	21.5	17.8	4.5	14.2	0.0	0.00	0.0	0.0	4.3	2.5	0.0	36.80
2010	0.0	40.2	8.4	9.4	3.2	0.0	0.00	0.0	0.0	2.3	7.0	0.0	40.20
2011	1.4	15.5	9.3	17.8	0.3	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	1.5	16.4	17.80

2012	11.3	24.5	21.2	S/D	5.5	0.0	0.00	0.0	0.0	9.4	6.5	2.3	24.50
2013	9.3	7.5	20.7	0.0	4.7	0.0	0.00	0.0	0.0	5.1	0.0	11.5	20.70
2014	2.8	9.7	10.3	5.4	1.2	0.0	0.00	0.0	1.6	3.2	0.0	6.3	10.30
2015	8.1	11.7	10.3	19.8	4.7	0.0	0.00	0.0	0.0	3.3	5.4	8.6	19.80
2016	12.1	7.6	15.5	7.4	0.0	1.7	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	15.50
2017	8.8	16.7	24.5	7.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	7.4	2.1	3.9	24.50
2018	6.2	15.7	17.2	14.3	3.5	0.3	0.00	0.0	1.2	4.5	1.8	7.7	17.20
2019	2.2	35.7	30.2	44.2	9.0	0.0	0.00	0.0	1.1	2.3	6.2	15.7	44.20
2020	1.3	2.7	7.8	32.5	0.0	0.0	7.50	0.0	2.3	0.0	0.0	6.9	32.50
<b>MAX</b>	<b>36.80</b>	<b>48.60</b>	<b>40.20</b>	<b>37.50</b>	<b>14.40</b>	<b>5.50</b>	<b>8.50</b>	<b>8.50</b>	<b>13.80</b>	<b>15.80</b>	<b>14.20</b>	<b>30.70</b>	<b>48.60</b>

**Tabla N.º 32: REGISTRO HISTORICO ESTACIÓN METEOROLÓGICA CONTUMAZÁ.**

**PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORAS (mm).**

Latitud : 7°21'54.77"  
 Longitud : 78°49'21.82"  
 Altitud : 2542 m.s.n.m.

Distrito : Contumazá.  
 Provincia: Contumazá.  
 Departamento: Cajamarca.

<b>Año</b>	<b>Enero</b>	<b>Febrero</b>	<b>Marzo</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>	<b>Julio</b>	<b>Agosto</b>	<b>Septiembre</b>	<b>Octubre</b>	<b>Noviembre</b>	<b>Diciembre</b>	<b>Máximo</b>
1984	12.00	28.00	21.00	11.50	5.00	8.40	11.40	0.00	6.00	15.40	12.30	8.50	28.00
1985	7.00	13.80	16.60	11.40	6.80	0.00	4.80	11.00	8.80	4.40	4.00	4.80	16.60
1986	12.60	3.80	20.40	28.00	23.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.40	28.00
1987	54.00	68.40	40.60	4.60	0.00	0.00	17.00	4.00	3.50	1.60	19.80	5.50	68.40
1988	23.20	12.20	13.20	17.40	5.10	0.00	0.00	0.00	1.40	4.80	7.60	6.20	23.20
1989	16.60	28.80	18.60	18.80	6.80	4.60	0.00	0.00	6.40	20.40	22.40	0.00	28.80
1990	18.20	15.10	16.60	7.90	0.50	10.00	0.00	0.00	0.00	13.20	14.80	4.20	18.20
1991	4.60	22.60	41.40	22.40	15.20	0.00	0.00	0.00	1.50	7.20	24.80	12.80	41.40
1992	13.40	13.90	24.10	45.70	4.20	8.00	0.00	0.00	10.20	3.20	3.60	0.00	45.70
1993	16.00	58.00	35.20	32.40	3.60	0.00	0.00	3.20	12.20	14.00	9.20	8.80	58.00
1994	26.20	20.80	47.60	12.80	13.70	0.00	1.00	0.00	5.80	0.00	7.90	21.00	47.60
1995	20.6	20.4	S/D	21.4	2.6	1.6	4.60	0.0	0.0	6.1	10.8	10.0	21.40
1996	16.8	40.4	29.6	9.3	3.8	3.4	0.00	0.6	4.6	5.5	0.6	1.3	40.40
1997	2.1	23.0	20.8	18.4	5.8	5.6	0.00	0.0	10.4	6.6	18.4	50.0	50.00
1998	63.0	81.0	50.2	27.2	11.6	9.4	0.00	1.2	3.8	4.3	3.9	6.7	81.00
1999	15.4	37.4	37.2	13.7	11.8	9.6	6.80	0.0	11.2	4.1	5.4	10.6	37.40
2000	7.5	66.6	86.0	22.1	19.6	4.7	0.30	2.7	14.4	5.1	22.1	14.2	86.00
2001	18.3	31.1	40.4	34.5	6.2	3.2	0.00	0.0	3.9	6.1	10.9	21.4	40.40
2002	13.2	74.8	25.3	80.5	18.8	8.7	0.70	0.0	4.7	10.5	14.7	11.3	80.50
2003	25.4	16.2	16.6	15.9	7.6	2.0	0.00	0.4	0.8	0.8	4.1	38.9	38.90
2004	1.3	17.8	25.4	18.2	4.1	0.0	2.10	0.0	6.4	9.6	8.4	8.5	25.40

2005	9.7	S/D	10.0	13.2	0.0	0.0	0.00	0.0	1.3	5.0	7.8	5.9	13.20
2006	14.1	30.3	34.7	13.2	1.6	4.4	0.00	0.3	4.2	0.0	6.7	16.6	34.70
2007	26.8	10.6	30.4	17.3	S/D	0.0	0.00	3.9	0.0	13.8	5.1	8.2	30.40
2008	17.7	59.3	30.9	81.9	0.7	2.3	0.00	6.5	3.4	9.1	14.4	1.6	81.90
2009	33.8	25.7	30.3	15.8	14.2	1.9	1.90	0.0	2.8	18.2	14.4	8.4	33.80
2010	4.8	39.6	24.5	24.5	10.6	4.8	0.00	0.0	6.7	6.7	5.2	11.7	39.60
2011	20.0	7.1	14.6	34.3	2.9	0.6	0.30	0.0	5.9	1.1	4.7	11.3	34.30
2012	9.1	31.0	42.5	34.4	15.1	0.0	0.00	0.0	0.5	30.0	10.6	23.5	42.50
2013	9.8	31.7	34.2	4.7	14.3	0.0	0.00	0.0	0.0	17.5	0.0	16.6	34.20
2014	17.8	10.2	35.2	13.7	14.9	0.0	0	0.0	7.2	14.1	11.6	30.2	35.20
2015	13.0	18.4	58.6	18.8	13.7	0.0	2.5	0.0	0.3	4.5	8.9	25.9	58.60
2016	26.0	24.9	28.8	63.0	0.0	5.5	0	0.0	0.0	3.8	1.6	7.2	63.00
2017	18.6	78.1	88.6	10.9	5.5	12.4	0	3.4	1.2	22.3	4.6	13.2	88.60
2018	11.6	20.1	22.1	18.2	13.2	1.3	0	0.0	0.3	4.4	8.6	13.2	22.10
2019	6.7	76.0	35.5	19.7	6.2	0.0	1.2	0.0	4.2	6.2	20.4	14.9	76.00
2020	8.6	5.2	21.6	20.8	5.4	0.0	2.3	0.9	1.8	4.6	21.4	30.9	30.90
<b>MAX</b>	<b>63.00</b>	<b>81.00</b>	<b>88.60</b>	<b>81.90</b>	<b>23.00</b>	<b>12.40</b>	<b>17.00</b>	<b>11.00</b>	<b>14.40</b>	<b>30.00</b>	<b>24.80</b>	<b>50.00</b>	<b>88.60</b>



**ANEXO 2:  
RESULTADO DE LAS  
DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.**

**Tabla N.º 33: ESTACIÓN METEOROLÓGICA CHILETE**  
**Ajuste de una serie de datos a la distribución Normal**

- Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0.0446	0.0445	0.0238
2	7.2	0.0417	0.0555	0.0554	0.0139
3	9.3	0.0625	0.0852	0.085	0.0227
4	9.4	0.0833	0.0869	0.0867	0.0036
5	11.8	0.1042	0.1345	0.1342	0.0303
6	12.5	0.125	0.1512	0.1509	0.0262
7	12.7	0.1458	0.1562	0.156	0.0104
8	12.9	0.1667	0.1613	0.1611	0.0053
9	13.8	0.1875	0.1858	0.1855	0.0017
10	14	0.2083	0.1915	0.1913	0.0168
11	14.2	0.2292	0.1974	0.1971	0.0318
12	14.4	0.25	0.2033	0.2031	0.0467
13	14.7	0.2708	0.2124	0.2122	0.0584
14	15.3	0.2917	0.2313	0.2311	0.0603
15	15.8	0.3125	0.2478	0.2476	0.0647
16	17.6	0.3333	0.3118	0.3117	0.0215
17	18.2	0.3542	0.3347	0.3345	0.0195
18	18.4	0.375	0.3424	0.3423	0.0326
19	18.8	0.3958	0.3581	0.358	0.0377
20	19.6	0.4167	0.3903	0.3902	0.0264
21	20.5	0.4375	0.4273	0.4273	0.0102
22	20.7	0.4583	0.4357	0.4356	0.0227
23	21	0.4792	0.4482	0.4482	0.0309
24	21.6	0.5	0.4735	0.4734	0.0265
25	22.3	0.5208	0.5031	0.5031	0.0178
26	22.4	0.5417	0.5073	0.5073	0.0344
27	22.7	0.5625	0.52	0.52	0.0425
28	22.7	0.5833	0.52	0.52	0.0634
29	23.2	0.6042	0.5411	0.5411	0.0631
30	24.5	0.625	0.5952	0.5953	0.0298
31	25.1	0.6458	0.6196	0.6198	0.0262
32	25.2	0.6667	0.6237	0.6238	0.043
33	25.5	0.6875	0.6357	0.6358	0.0518
34	27.3	0.7083	0.7046	0.7048	0.0037
35	27.4	0.7292	0.7083	0.7085	0.0209
36	27.5	0.75	0.7119	0.7121	0.0381
37	27.7	0.7708	0.7191	0.7193	0.0517
38	28.1	0.7917	0.7332	0.7334	0.0584
39	28.5	0.8125	0.747	0.7472	0.0655
40	30.7	0.8333	0.8155	0.8157	0.0179
41	33.5	0.8542	0.884	0.8842	0.0298
42	36.5	0.875	0.9349	0.9351	0.0599
43	36.8	0.8958	0.9388	0.939	0.043
44	37.5	0.9167	0.9473	0.9475	0.0306
45	40.2	0.9375	0.9716	0.9718	0.0341
46	40.2	0.9583	0.9716	0.9718	0.0133
47	48.6	0.9792	0.9974	0.9974	0.0182

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0655, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución normal:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de localización ( $X_m$ )= 22.2277

Parámetro de escala ( $S$ )= 9.4319

**Con momentos lineales:**

Media lineal ( $X_l$ )= 22.2277

Desviación estándar lineal ( $S_l$ )= 9.4222

**Tabla N.º 34: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 2 parámetros**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0.0046	0.0047	0.0162
2	7.2	0.0417	0.0115	0.0117	0.0302
3	9.3	0.0625	0.0435	0.044	0.019
4	9.4	0.0833	0.0457	0.0462	0.0376
5	11.8	0.1042	0.1176	0.1183	0.0134
6	12.5	0.125	0.1445	0.1453	0.0195
7	12.7	0.1458	0.1526	0.1534	0.0068
8	12.9	0.1667	0.1609	0.1616	0.0058
9	13.8	0.1875	0.1998	0.2005	0.0123
10	14	0.2083	0.2088	0.2095	0.0004
11	14.2	0.2292	0.2179	0.2186	0.0113
12	14.4	0.25	0.227	0.2277	0.023
13	14.7	0.2708	0.241	0.2416	0.0299
14	15.3	0.2917	0.2692	0.2698	0.0224
15	15.8	0.3125	0.2931	0.2937	0.0194
16	17.6	0.3333	0.3795	0.3798	0.0461
17	18.2	0.3542	0.4078	0.4081	0.0537
18	18.4	0.375	0.4172	0.4175	0.0422
19	18.8	0.3958	0.4358	0.436	0.0399
20	19.6	0.4167	0.4721	0.4722	0.0554
21	20.5	0.4375	0.5115	0.5115	0.074
22	20.7	0.4583	0.52	0.52	0.0617
23	21	0.4792	0.5326	0.5325	0.0535
24	21.6	0.5	0.5572	0.5571	0.0572
25	22.3	0.5208	0.5848	0.5845	0.064
26	22.4	0.5417	0.5886	0.5884	0.047
27	22.7	0.5625	0.6	0.5997	0.0375
28	22.7	0.5833	0.6	0.5997	0.0166
29	23.2	0.6042	0.6184	0.618	0.0142
30	24.5	0.625	0.6632	0.6627	0.0382

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
31	25.1	0.6458	0.6824	0.6819	0.0366
32	25.2	0.6667	0.6856	0.685	0.0189
33	25.5	0.6875	0.6947	0.6942	0.0072
34	27.3	0.7083	0.7452	0.7446	0.0369
35	27.4	0.7292	0.7478	0.7471	0.0186
36	27.5	0.75	0.7503	0.7497	0.0003
37	27.7	0.7708	0.7554	0.7547	0.0155
38	28.1	0.7917	0.7652	0.7645	0.0265
39	28.5	0.8125	0.7746	0.7739	0.0379
40	30.7	0.8333	0.8207	0.8199	0.0127
41	33.5	0.8542	0.8665	0.8658	0.0123
42	36.5	0.875	0.903	0.9023	0.028
43	36.8	0.8958	0.9061	0.9054	0.0102
44	37.5	0.9167	0.9128	0.9122	0.0038
45	40.2	0.9375	0.9347	0.9341	0.0028
46	40.2	0.9583	0.9347	0.9341	0.0237
47	48.6	0.9792	0.9731	0.9728	0.006

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0740, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución logNormal:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de escala ( $\mu_y$ )= 3.0073

Parámetro de forma ( $S_y$ )= 0.4543

**Con momentos lineales:**

Parámetro de escala ( $\mu_l$ )= 3.0073

Parámetro de forma ( $S_l$ )= 0.4557

**Tabla N.º 35: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 3 parámetros**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	6.2	0.0208	-2.1594	0.0154	0.0054
2	7.2	0.0417	-1.9708	0.0244	0.0173
3	9.3	0.0625	-1.6019	0.0546	0.0079
4	9.4	0.0833	-1.5851	0.0565	0.0269
5	11.8	0.1042	-1.2033	0.1144	0.0103
6	12.5	0.125	-1.0986	0.136	0.011
7	12.7	0.1458	-1.0692	0.1425	0.0033
8	12.9	0.1667	-1.04	0.1492	0.0175
9	13.8	0.1875	-0.9112	0.1811	0.0064
10	14	0.2083	-0.8831	0.1886	0.0197

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
11	14.2	0.2292	-0.8552	0.1962	0.033
12	14.4	0.25	-0.8276	0.204	0.046
13	14.7	0.2708	-0.7864	0.2158	0.055
14	15.3	0.2917	-0.7054	0.2403	0.0514
15	15.8	0.3125	-0.6391	0.2614	0.0511
16	17.6	0.3333	-0.4093	0.3411	0.0078
17	18.2	0.3542	-0.3356	0.3686	0.0144
18	18.4	0.375	-0.3113	0.3778	0.0028
19	18.8	0.3958	-0.2632	0.3962	0.0003
20	19.6	0.4167	-0.1688	0.433	0.0163
21	20.5	0.4375	-0.0651	0.474	0.0365
22	20.7	0.4583	-0.0425	0.4831	0.0247
23	21	0.4792	-0.0087	0.4965	0.0174
24	21.6	0.5	0.058	0.5231	0.0231
25	22.3	0.5208	0.1343	0.5534	0.0326
26	22.4	0.5417	0.1451	0.5577	0.016
27	22.7	0.5625	0.1773	0.5704	0.0079
28	22.7	0.5833	0.1773	0.5704	0.013
29	23.2	0.6042	0.2304	0.5911	0.013
30	24.5	0.625	0.3652	0.6425	0.0175
31	25.1	0.6458	0.4259	0.6649	0.0191
32	25.2	0.6667	0.4359	0.6686	0.0019
33	25.5	0.6875	0.4658	0.6793	0.0082
34	27.3	0.7083	0.6408	0.7392	0.0308
35	27.4	0.7292	0.6503	0.7422	0.0131
36	27.5	0.75	0.6597	0.7453	0.0047
37	27.7	0.7708	0.6786	0.7513	0.0195
38	28.1	0.7917	0.7161	0.763	0.0286
39	28.5	0.8125	0.7532	0.7743	0.0382
40	30.7	0.8333	0.9514	0.8293	0.004
41	33.5	0.8542	1.1901	0.883	0.0288
42	36.5	0.875	1.4308	0.9238	0.0488
43	36.8	0.8958	1.454	0.927	0.0312
44	37.5	0.9167	1.5078	0.9342	0.0175
45	40.2	0.9375	1.7087	0.9562	0.0187
46	40.2	0.9583	1.7087	0.9562	0.0021
47	48.6	0.9792	2.2753	0.9886	0.0094

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0550, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución lognormal 3 parámetros:**

Parámetro de posición ( $x_0$ )= -14.2448

Parámetro de escala ( $\mu_y$ )= 3.5645

Parámetro de forma ( $S_y$ )= 0.2532

**Tabla N.º 36: Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 2 parámetros**

**- Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0.0104	0.0673	0.0105
2	7.2	0.0417	0.0192	0.0922	0.0224
3	9.3	0.0625	0.0515	0.1533	0.011
4	9.4	0.0833	0.0536	0.1565	0.0298
5	11.8	0.1042	0.1167	0.2363	0.0126
6	12.5	0.125	0.1399	0.2607	0.0149
7	12.7	0.1458	0.1469	0.2677	0.0011
8	12.9	0.1667	0.1541	0.2747	0.0126
9	13.8	0.1875	0.1879	0.3063	0.0004
10	14	0.2083	0.1958	0.3134	0.0126
11	14.2	0.2292	0.2038	0.3204	0.0254
12	14.4	0.25	0.2119	0.3275	0.0381
13	14.7	0.2708	0.2242	0.338	0.0466
14	15.3	0.2917	0.2495	0.359	0.0421
15	15.8	0.3125	0.2712	0.3765	0.0413
16	17.6	0.3333	0.3518	0.4379	0.0185
17	18.2	0.3542	0.3792	0.4578	0.025
18	18.4	0.375	0.3883	0.4644	0.0133
19	18.8	0.3958	0.4065	0.4774	0.0107
20	19.6	0.4167	0.4428	0.503	0.0261
21	20.5	0.4375	0.4829	0.5308	0.0454
22	20.7	0.4583	0.4917	0.5369	0.0333
23	21	0.4792	0.5048	0.5459	0.0256
24	21.6	0.5	0.5305	0.5636	0.0305
25	22.3	0.5208	0.5598	0.5837	0.039
26	22.4	0.5417	0.564	0.5865	0.0223
27	22.7	0.5625	0.5762	0.5949	0.0137
28	22.7	0.5833	0.5762	0.5949	0.0072
29	23.2	0.6042	0.5962	0.6086	0.008
30	24.5	0.625	0.6456	0.6427	0.0206
31	25.1	0.6458	0.6671	0.6577	0.0212
32	25.2	0.6667	0.6706	0.6601	0.0039
33	25.5	0.6875	0.6809	0.6674	0.0066
34	27.3	0.7083	0.7385	0.7086	0.0301
35	27.4	0.7292	0.7414	0.7108	0.0123
36	27.5	0.75	0.7444	0.7129	0.0056
37	27.7	0.7708	0.7502	0.7172	0.0206
38	28.1	0.7917	0.7615	0.7256	0.0302
39	28.5	0.8125	0.7724	0.7338	0.0401
40	30.7	0.8333	0.8258	0.7753	0.0075
41	33.5	0.8542	0.8787	0.8202	0.0245
42	36.5	0.875	0.9195	0.8594	0.0445
43	36.8	0.8958	0.9229	0.8629	0.027
44	37.5	0.9167	0.9302	0.8707	0.0135
45	40.2	0.9375	0.9529	0.8972	0.0154
46	40.2	0.9583	0.9529	0.8972	0.0054
47	48.6	0.9792	0.9874	0.9511	0.0082

**- Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0466, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- **Los 2 parámetros de la distribución Gamma:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de forma (gamma)= 5.4781

Parámetro de escala (beta)= 4.0576

**Con momentos lineales:**

Parámetro de forma (gammal)= 2.6533

Parámetro de escala (betal)= 8.3772

**Tabla N. 37: Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 3 parámetros**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0.0198	0.0169	0.001
2	7.2	0.0417	0.03	0.0272	0.0117
3	9.3	0.0625	0.0624	0.0608	0.0001
4	9.4	0.0833	0.0643	0.0628	0.019
5	11.8	0.1042	0.1227	0.1242	0.0185
6	12.5	0.125	0.1438	0.1463	0.0188
7	12.7	0.1458	0.1502	0.153	0.0043
8	12.9	0.1667	0.1567	0.1598	0.01
9	13.8	0.1875	0.1876	0.192	0.0001
10	14	0.2083	0.1948	0.1995	0.0135
11	14.2	0.2292	0.2021	0.2071	0.027
12	14.4	0.25	0.2096	0.2148	0.0404
13	14.7	0.2708	0.2209	0.2265	0.0499
14	15.3	0.2917	0.2444	0.2507	0.0473
15	15.8	0.3125	0.2645	0.2714	0.048
16	17.6	0.3333	0.3407	0.3489	0.0074
17	18.2	0.3542	0.367	0.3753	0.0128
18	18.4	0.375	0.3758	0.3842	0.0008
19	18.8	0.3958	0.3934	0.4019	0.0024
20	19.6	0.4167	0.4288	0.4372	0.0121
21	20.5	0.4375	0.4684	0.4765	0.0309
22	20.7	0.4583	0.4772	0.4852	0.0188
23	21	0.4792	0.4902	0.4981	0.0111
24	21.6	0.5	0.5161	0.5235	0.0161
25	22.3	0.5208	0.5457	0.5526	0.0249
26	22.4	0.5417	0.5499	0.5567	0.0082
27	22.7	0.5625	0.5623	0.5689	0.0002
28	22.7	0.5833	0.5623	0.5689	0.021
29	23.2	0.6042	0.5827	0.5889	0.0215
30	24.5	0.625	0.6336	0.6384	0.0086
31	25.1	0.6458	0.656	0.6601	0.0101
32	25.2	0.6667	0.6596	0.6637	0.0071
33	25.5	0.6875	0.6704	0.6741	0.0171
34	27.3	0.7083	0.7308	0.7326	0.0225
35	27.4	0.7292	0.734	0.7356	0.0048
36	27.5	0.75	0.7371	0.7386	0.0129
37	27.7	0.7708	0.7432	0.7445	0.0276

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
38	28.1	0.7917	0.7552	0.7561	0.0365
39	28.5	0.8125	0.7668	0.7673	0.0457
40	30.7	0.8333	0.8235	0.8221	0.0098
41	33.5	0.8542	0.8797	0.8767	0.0256
42	36.5	0.875	0.9228	0.9189	0.0478
43	36.8	0.8958	0.9262	0.9224	0.0304
44	37.5	0.9167	0.9338	0.9299	0.0172
45	40.2	0.9375	0.9571	0.9533	0.0196
46	40.2	0.9583	0.9571	0.9533	0.0012
47	48.6	0.9792	0.9902	0.9881	0.0111

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.04989, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- **Los 3 parámetros de la distribución Gamma:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de localización (Xo)= -7.1821

Parámetro de forma (gamma)= 9.7227

Parámetro de escala (beta)= 3.0249

**Con momentos lineales:**

Parámetro de localización (Xol)= -3.4583

Parámetro de forma (gammal)= 7.1775

Parámetro de escala (betal)= 3.5787

**Tabla N.º38: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Pearson tipo III**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0	0.0001	0.0207
2	7.2	0.0417	0	0.0016	0.04
3	9.3	0.0625	0	0.0245	0.038
4	9.4	0.0833	0	0.0266	0.0568
5	11.8	0.1042	0	0.1083	0.0041
6	12.5	0.125	0	0.1412	0.0162
7	12.7	0.1458	0	0.1511	0.0053
8	12.9	0.1667	0	0.1613	0.0054
9	13.8	0.1875	0	0.2086	0.0211
10	14	0.2083	0	0.2195	0.0111
11	14.2	0.2292	0	0.2304	0.0012
12	14.4	0.25	0	0.2413	0.0087
13	14.7	0.2708	0	0.2578	0.013
14	15.3	0.2917	0	0.2909	0.0008
15	15.8	0.3125	0	0.3183	0.0058



m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
16	17.6	0.3333	0	0.4138	0.0804
17	18.2	0.3542	0	0.4438	0.0897
18	18.4	0.375	0	0.4536	0.0786
19	18.8	0.3958	0	0.4728	0.077
20	19.6	0.4167	0	0.5096	0.093
21	20.5	0.4375	0	0.5485	0.111
22	20.7	0.4583	0	0.5568	0.0984
23	21	0.4792	0	0.5689	0.0897
24	21.6	0.5	0	0.5923	0.0923
25	22.3	0.5208	0	0.6181	0.0972
26	22.4	0.5417	0	0.6216	0.08
27	22.7	0.5625	0	0.6321	0.0696
28	22.7	0.5833	0	0.6321	0.0488
29	23.2	0.6042	0	0.6489	0.0447
30	24.5	0.625	0	0.6891	0.0641
31	25.1	0.6458	0	0.7061	0.0602
32	25.2	0.6667	0	0.7088	0.0421
33	25.5	0.6875	0	0.7168	0.0293
34	27.3	0.7083	0	0.7603	0.052
35	27.4	0.7292	0	0.7625	0.0334
36	27.5	0.75	0	0.7647	0.0147
37	27.7	0.7708	0	0.769	0.0018
38	28.1	0.7917	0	0.7773	0.0143
39	28.5	0.8125	0	0.7853	0.0272
40	30.7	0.8333	0	0.824	0.0093
41	33.5	0.8542	0	0.8625	0.0083
42	36.5	0.875	0	0.8935	0.0185
43	36.8	0.8958	0	0.8962	0.0003
44	37.5	0.9167	0	0.902	0.0146
45	40.2	0.9375	0	0.9214	0.0161
46	40.2	0.9583	0	0.9214	0.037
47	48.6	0.9792	0	0.9585	0.0207

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.11099, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%.

- **Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 4.8928

Parámetro de forma ( $\gamma$ )= 17.2288

Parámetro de escala ( $\beta$ )= -0.1094

**Con momentos lineales:**

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 1.3635

Parámetro de forma (gamma)= 12.7622

Parámetro de escala (beta)= 0.1288

**Tabla N.º 39: Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel**

- Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0.007	0.0107	0.0138
2	7.2	0.0417	0.0131	0.0186	0.0285
3	9.3	0.0625	0.0385	0.0483	0.024
4	9.4	0.0833	0.0403	0.0503	0.0431
5	11.8	0.1042	0.0985	0.1123	0.0057
6	12.5	0.125	0.1215	0.1359	0.0035
7	12.7	0.1458	0.1286	0.143	0.0172
8	12.9	0.1667	0.1359	0.1504	0.0308
9	13.8	0.1875	0.171	0.1855	0.0165
10	14	0.2083	0.1793	0.1937	0.029
11	14.2	0.2292	0.1878	0.2021	0.0414
12	14.4	0.25	0.1964	0.2105	0.0536
13	14.7	0.2708	0.2096	0.2235	0.0613
14	15.3	0.2917	0.2369	0.2502	0.0548
15	15.8	0.3125	0.2604	0.2731	0.0521
16	17.6	0.3333	0.3487	0.3582	0.0154
17	18.2	0.3542	0.3787	0.387	0.0246
18	18.4	0.375	0.3887	0.3966	0.0137
19	18.8	0.3958	0.4087	0.4157	0.0128
20	19.6	0.4167	0.4482	0.4534	0.0315
21	20.5	0.4375	0.4916	0.4949	0.0541
22	20.7	0.4583	0.501	0.504	0.0427
23	21	0.4792	0.5151	0.5174	0.0359
24	21.6	0.5	0.5425	0.5437	0.0425
25	22.3	0.5208	0.5735	0.5734	0.0527
26	22.4	0.5417	0.5778	0.5775	0.0362
27	22.7	0.5625	0.5907	0.5898	0.0282
28	22.7	0.5833	0.5907	0.5898	0.0073
29	23.2	0.6042	0.6114	0.6098	0.0073
30	24.5	0.625	0.6622	0.6587	0.0372
31	25.1	0.6458	0.6839	0.6797	0.0381
32	25.2	0.6667	0.6874	0.6831	0.0208
33	25.5	0.6875	0.6978	0.6932	0.0103
34	27.3	0.7083	0.7545	0.7484	0.0462
35	27.4	0.7292	0.7574	0.7512	0.0282
36	27.5	0.75	0.7602	0.754	0.0102
37	27.7	0.7708	0.7658	0.7595	0.005
38	28.1	0.7917	0.7767	0.7702	0.0149
39	28.5	0.8125	0.7872	0.7805	0.0253
40	30.7	0.8333	0.8374	0.8303	0.0041
41	33.5	0.8542	0.8858	0.8789	0.0317
42	36.5	0.875	0.9225	0.9164	0.0475
43	36.8	0.8958	0.9255	0.9195	0.0297
44	37.5	0.9167	0.932	0.9262	0.0154
45	40.2	0.9375	0.9524	0.9475	0.0149

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
46	40.2	0.9583	0.9524	0.9475	0.0059
47	48.6	0.9792	0.9846	0.9821	0.0054

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0613, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución Gumbel:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 17.9828

Parámetro de escala (alfa)= 7.354

**Con momentos lineales:**

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 17.8009

Parámetro de escala (alfal)= 7.6692

**Tabla N. 40: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Gumbel o distribución de Fréchet**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	6.2	0.0208	0	0	0.0208
2	7.2	0.0417	0	0.0001	0.0416
3	9.3	0.0625	0.0065	0.0104	0.056
4	9.4	0.0833	0.0075	0.0118	0.0758
5	11.8	0.1042	0.0763	0.0905	0.0279
6	12.5	0.125	0.1123	0.1278	0.0127
7	12.7	0.1458	0.1236	0.1393	0.0223
8	12.9	0.1667	0.1352	0.1511	0.0314
9	13.8	0.1875	0.1913	0.2069	0.0038
10	14	0.2083	0.2043	0.2197	0.004
11	14.2	0.2292	0.2175	0.2326	0.0117
12	14.4	0.25	0.2307	0.2455	0.0193
13	14.7	0.2708	0.2507	0.2648	0.0202
14	15.3	0.2917	0.2906	0.3034	0.0011
15	15.8	0.3125	0.3235	0.335	0.011
16	17.6	0.3333	0.4351	0.4415	0.1017
17	18.2	0.3542	0.469	0.4738	0.1149
18	18.4	0.375	0.4799	0.4842	0.1049
19	18.8	0.3958	0.5012	0.5044	0.1053
20	19.6	0.4167	0.5411	0.5424	0.1244
21	20.5	0.4375	0.5821	0.5816	0.1446
22	20.7	0.4583	0.5907	0.5898	0.1324
23	21	0.4792	0.6032	0.6018	0.1241
24	21.6	0.5	0.627	0.6246	0.127

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
25	22.3	0.5208	0.6527	0.6493	0.1319
26	22.4	0.5417	0.6562	0.6526	0.1146
27	22.7	0.5625	0.6665	0.6625	0.104
28	22.7	0.5833	0.6665	0.6625	0.0832
29	23.2	0.6042	0.6828	0.6783	0.0787
30	24.5	0.625	0.721	0.7152	0.096
31	25.1	0.6458	0.7368	0.7305	0.0909
32	25.2	0.6667	0.7393	0.733	0.0726
33	25.5	0.6875	0.7467	0.7402	0.0592
34	27.3	0.7083	0.7859	0.7785	0.0775
35	27.4	0.7292	0.7878	0.7805	0.0586
36	27.5	0.75	0.7897	0.7823	0.0397
37	27.7	0.7708	0.7935	0.7861	0.0227
38	28.1	0.7917	0.8008	0.7933	0.0092
39	28.5	0.8125	0.8078	0.8002	0.0047
40	30.7	0.8333	0.8411	0.8333	0.0078
41	33.5	0.8542	0.8735	0.8657	0.0194
42	36.5	0.875	0.8993	0.8919	0.0243
43	36.8	0.8958	0.9015	0.8941	0.0057
44	37.5	0.9167	0.9063	0.8991	0.0103
45	40.2	0.9375	0.9224	0.9156	0.0151
46	40.2	0.9583	0.9224	0.9156	0.036
47	48.6	0.9792	0.9538	0.9485	0.0254

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.1446, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución logGumbel:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 2.8029

Parámetro de escala (alfa)= 0.3542

**Con momentos lineales:**

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 2.7932

Parámetro de escala (alfal)= 0.3709

**Tabla N.º 41: ESTACIÓN METEOROLÓGICA CONTUMAZÁ**  
**Ajuste de una serie de datos a la distribución Normal**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	14.8	0.0323	0.0908	0.084	0.0586
2	16.6	0.0645	0.1064	0.0992	0.0419
3	18.2	0.0968	0.1218	0.1143	0.025
4	22.2	0.129	0.1669	0.1592	0.0379
5	23.2	0.1613	0.1797	0.172	0.0184
6	25.4	0.1935	0.2099	0.2024	0.0163
7	26.8	0.2258	0.2306	0.2234	0.0048
8	28	0.2581	0.2492	0.2423	0.0089
9	28	0.2903	0.2492	0.2423	0.0412
10	28.8	0.3226	0.262	0.2553	0.0606
11	33.8	0.3548	0.3491	0.3445	0.0057
12	34.2	0.3871	0.3565	0.3521	0.0306
13	34.3	0.4194	0.3584	0.354	0.061
14	34.7	0.4516	0.3659	0.3617	0.0857
15	37.4	0.4839	0.4176	0.415	0.0663
16	38.8	0.5161	0.445	0.4433	0.0711
17	38.9	0.5484	0.447	0.4453	0.1014
18	39.6	0.5806	0.4608	0.4596	0.1198
19	40.4	0.6129	0.4767	0.476	0.1362
20	41.4	0.6452	0.4966	0.4965	0.1485
21	42.5	0.6774	0.5185	0.5191	0.1589
22	45.7	0.7097	0.5816	0.5842	0.128
23	47.6	0.7419	0.6182	0.622	0.1237
24	50	0.7742	0.663	0.6679	0.1112
25	58	0.8065	0.7938	0.8013	0.0126
26	68.4	0.8387	0.9097	0.9165	0.071
27	80.5	0.871	0.974	0.9775	0.103
28	81	0.9032	0.9754	0.9789	0.0722
29	81.9	0.9355	0.9779	0.9811	0.0424
30	86	0.9677	0.9867	0.9889	0.0189

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.1589, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución normal:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de localización ( $X_m$ )= 41.57

Parámetro de escala (S)= 20.0414

**Con momentos lineales:**

Media lineal ( $X_l$ )= 41.57

Desviación estándar lineal ( $S_l$ )= 19.4133

**Tabla N,º 42: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 2 parámetros**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	14.8	0.0323	0.0237	0.0253	0.0086
2	16.6	0.0645	0.0411	0.0434	0.0234
3	18.2	0.0968	0.0617	0.0644	0.0351
4	22.2	0.129	0.1323	0.1357	0.0032
5	23.2	0.1613	0.1535	0.157	0.0078
6	25.4	0.1935	0.2039	0.2073	0.0104
7	26.8	0.2258	0.238	0.2411	0.0122
8	28	0.2581	0.2679	0.2708	0.0098
9	28	0.2903	0.2679	0.2708	0.0224
10	28.8	0.3226	0.2881	0.2908	0.0345
11	33.8	0.3548	0.4143	0.4155	0.0595
12	34.2	0.3871	0.4242	0.4252	0.0371
13	34.3	0.4194	0.4266	0.4276	0.0073
14	34.7	0.4516	0.4364	0.4373	0.0153
15	37.4	0.4839	0.5	0.5	0.0162
16	38.8	0.5161	0.5314	0.5309	0.0152
17	38.9	0.5484	0.5336	0.5331	0.0148
18	39.6	0.5806	0.5487	0.548	0.032
19	40.4	0.6129	0.5656	0.5647	0.0473
20	41.4	0.6452	0.5861	0.5849	0.0591
21	42.5	0.6774	0.6078	0.6063	0.0696
22	45.7	0.7097	0.666	0.6637	0.0437
23	47.6	0.7419	0.6971	0.6945	0.0449
24	50	0.7742	0.7328	0.7298	0.0414
25	58	0.8065	0.8261	0.8226	0.0196
26	68.4	0.8387	0.9017	0.8985	0.063
27	80.5	0.871	0.9495	0.947	0.0785
28	81	0.9032	0.9509	0.9484	0.0476
29	81.9	0.9355	0.9532	0.9508	0.0177
30	86	0.9677	0.9626	0.9604	0.0052

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0785, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución logNormal:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de escala ( $\mu_y$ )= 3.6216

Parámetro de forma ( $S_y$ )= 0.4675

**Con momentos lineales:**

Parámetro de escala ( $\mu_l$ )= 3.6216

Parámetro de forma (Syl)= 0.4742

**Tabla N.º 43: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 3 parámetros**

**- Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	14.8	0.0323	-1.8805	0.03	0.0022
2	16.6	0.0645	-1.6756	0.0469	0.0176
3	18.2	0.0968	-1.506	0.066	0.0307
4	22.2	0.129	-1.1247	0.1304	0.0013
5	23.2	0.1613	-1.0375	0.1498	0.0115
6	25.4	0.1935	-0.8553	0.1962	0.0027
7	26.8	0.2258	-0.7456	0.228	0.0022
8	28	0.2581	-0.6551	0.2562	0.0019
9	28	0.2903	-0.6551	0.2562	0.0341
10	28.8	0.3226	-0.5965	0.2754	0.0472
11	33.8	0.3548	-0.2572	0.3985	0.0437
12	34.2	0.3871	-0.2318	0.4083	0.0212
13	34.3	0.4194	-0.2255	0.4108	0.0086
14	34.7	0.4516	-0.2005	0.4205	0.0311
15	37.4	0.4839	-0.0375	0.485	0.0012
16	38.8	0.5161	0.0431	0.5172	0.0011
17	38.9	0.5484	0.0488	0.5195	0.0289
18	39.6	0.5806	0.0881	0.5351	0.0455
19	40.4	0.6129	0.1324	0.5527	0.0603
20	41.4	0.6452	0.1866	0.574	0.0711
21	42.5	0.6774	0.245	0.5968	0.0806
22	45.7	0.7097	0.4079	0.6583	0.0513
23	47.6	0.7419	0.5	0.6915	0.0505
24	50	0.7742	0.6119	0.7297	0.0445
25	58	0.8065	0.9537	0.8299	0.0234
26	68.4	0.8387	1.3401	0.9099	0.0712
27	80.5	0.871	1.7279	0.958	0.087
28	81	0.9032	1.7427	0.9593	0.0561
29	81.9	0.9355	1.7692	0.9616	0.0261
30	86	0.9677	1.8867	0.9704	0.0027

**- Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0870, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

**- Parámetros de la distribución lognormal 3 parámetros:**

Parámetro de posición (xo)= -7.2687

Parámetro de escala ( $\mu y$ )= 3.8136  
 Parámetro de forma ( $Sy$ )= 0.3826

**Tabla N.º 44: Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 2 parámetros**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.8	0.0323	0.0369	0.148	0.0046
2	16.6	0.0645	0.0547	0.1783	0.0098
3	18.2	0.0968	0.0741	0.2061	0.0227
4	22.2	0.129	0.1362	0.2773	0.0071
5	23.2	0.1613	0.1544	0.2952	0.0069
6	25.4	0.1935	0.1977	0.3343	0.0042
7	26.8	0.2258	0.2272	0.359	0.0014
8	28	0.2581	0.2534	0.3799	0.0047
9	28	0.2903	0.2534	0.3799	0.0369
10	28.8	0.3226	0.2712	0.3937	0.0513
11	33.8	0.3548	0.3865	0.4765	0.0317
12	34.2	0.3871	0.3958	0.4828	0.0087
13	34.3	0.4194	0.3982	0.4844	0.0212
14	34.7	0.4516	0.4074	0.4907	0.0442
15	37.4	0.4839	0.4693	0.5318	0.0145
16	38.8	0.5161	0.5006	0.5523	0.0155
17	38.9	0.5484	0.5028	0.5537	0.0456
18	39.6	0.5806	0.5182	0.5637	0.0625
19	40.4	0.6129	0.5354	0.5749	0.0775
20	41.4	0.6452	0.5566	0.5886	0.0885
21	42.5	0.6774	0.5794	0.6033	0.0981
22	45.7	0.7097	0.6417	0.6439	0.068
23	47.6	0.7419	0.6759	0.6664	0.0661
24	50	0.7742	0.7158	0.6932	0.0584
25	58	0.8065	0.823	0.7701	0.0165
26	68.4	0.8387	0.9107	0.8447	0.072
27	80.5	0.871	0.9628	0.9036	0.0918
28	81	0.9032	0.9641	0.9055	0.0609
29	81.9	0.9355	0.9665	0.9088	0.031
30	86	0.9677	0.9755	0.9228	0.0078

- **Ajuste con momentos ordinarios:**



Como el delta teórico 0.0981, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- **Los 2 parámetros de la distribución Gamma:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de forma (gamma)= 4.8884

Parámetro de escala (beta)= 8.5038

**Con momentos lineales:**

Parámetro de forma (gammal)= 2.138

Parámetro de escala (betal)= 19.443

**Tabla N.º 45: Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 3 parámetros**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.8	0.0323	0.0448	0.0105	0.0126
2	16.6	0.0645	0.0656	0.0327	0.0011
3	18.2	0.0968	0.0875	0.0597	0.0093
4	22.2	0.129	0.1547	0.1461	0.0256
5	23.2	0.1613	0.1738	0.1703	0.0125
6	25.4	0.1935	0.2184	0.2252	0.0248
7	26.8	0.2258	0.2481	0.2607	0.0223
8	28	0.2581	0.2743	0.2911	0.0162
9	28	0.2903	0.2743	0.2911	0.0161
10	28.8	0.3226	0.2919	0.3113	0.0306
11	33.8	0.3548	0.4038	0.4328	0.0489
12	34.2	0.3871	0.4126	0.442	0.0255
13	34.3	0.4194	0.4148	0.4443	0.0045
14	34.7	0.4516	0.4237	0.4535	0.0279
15	37.4	0.4839	0.4823	0.5127	0.0016
16	38.8	0.5161	0.5117	0.5416	0.0044
17	38.9	0.5484	0.5138	0.5437	0.0346
18	39.6	0.5806	0.5282	0.5576	0.0525
19	40.4	0.6129	0.5444	0.5732	0.0685
20	41.4	0.6452	0.5642	0.5921	0.081
21	42.5	0.6774	0.5854	0.6122	0.092
22	45.7	0.7097	0.6435	0.6662	0.0661
23	47.6	0.7419	0.6754	0.6953	0.0666
24	50	0.7742	0.7127	0.7289	0.0615
25	58	0.8065	0.814	0.819	0.0075
26	68.4	0.8387	0.8998	0.8956	0.0611
27	80.5	0.871	0.954	0.9463	0.0831
28	81	0.9032	0.9555	0.9478	0.0523

29	81.9	0.9355	0.9581	0.9504	0.0227
30	86	0.9677	0.9683	0.9606	0.0006

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.09202, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

**Los 3 parámetros de la distribución Gamma:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de localización ( $X_0$ )= 2.0584

Parámetro de forma (gamma)= 3.8868

Parámetro de escala (beta)= 10.1656

**Con momentos lineales:**

Parámetro de localización ( $X_{0l}$ )= 12.7144

Parámetro de forma (gamma<sub>l</sub>)= 1.9455

Parámetro de escala (beta<sub>l</sub>)= 14.8321

**Tabla N.º 46: Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.8	0.0323	0.0444	0.0471	0.0122
2	16.6	0.0645	0.0623	0.0654	0.0022
3	18.2	0.0968	0.0817	0.0851	0.0151
4	22.2	0.129	0.1438	0.1477	0.0148
5	23.2	0.1613	0.1622	0.166	0.0009
6	25.4	0.1935	0.2059	0.2097	0.0124
7	26.8	0.2258	0.2358	0.2394	0.01
8	28	0.2581	0.2624	0.2657	0.0043
9	28	0.2903	0.2624	0.2657	0.028
10	28.8	0.3226	0.2805	0.2837	0.0421
11	33.8	0.3548	0.3973	0.3993	0.0424
12	34.2	0.3871	0.4066	0.4086	0.0196
13	34.3	0.4194	0.409	0.4109	0.0104
14	34.7	0.4516	0.4183	0.4201	0.0333
15	37.4	0.4839	0.4804	0.4814	0.0035
16	38.8	0.5161	0.5115	0.5122	0.0046
17	38.9	0.5484	0.5137	0.5144	0.0347
18	39.6	0.5806	0.5289	0.5294	0.0517
19	40.4	0.6129	0.546	0.5463	0.0669
20	41.4	0.6452	0.5669	0.5669	0.0783

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
21	42.5	0.6774	0.5892	0.589	0.0882
22	45.7	0.7097	0.6498	0.649	0.0599
23	47.6	0.7419	0.6827	0.6816	0.0592
24	50	0.7742	0.7208	0.7194	0.0534
25	58	0.8065	0.8219	0.82	0.0154
26	68.4	0.8387	0.9041	0.9023	0.0654
27	80.5	0.871	0.9546	0.9533	0.0836
28	81	0.9032	0.956	0.9548	0.0527
29	81.9	0.9355	0.9584	0.9572	0.0229
30	86	0.9677	0.9678	0.9668	0.0001

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.0882, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución Gumbel:**

Con momentos ordinarios: Parámetro de posición ( $\mu$ )= 32.5503

Parámetro de escala (alfa)= 15.6262.

Con momentos lineales: Parámetro de posición ( $\mu$ )= 32.4491

Parámetro de escala (alfal)= 15.8015

**Tabla N.º 47: Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Gumbel o de Fréchet**

- **Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:**

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	14.8	0.0323	0.0008	0.002	0.0315
2	16.6	0.0645	0.0054	0.01	0.0591
3	18.2	0.0968	0.0174	0.0266	0.0794
4	22.2	0.129	0.0955	0.1144	0.0335
5	23.2	0.1613	0.1248	0.1445	0.0365
6	25.4	0.1935	0.1973	0.2166	0.0038
7	26.8	0.2258	0.2464	0.2642	0.0206
8	28	0.2581	0.2887	0.3047	0.0307
9	28	0.2903	0.2887	0.3047	0.0016
10	28.8	0.3226	0.3167	0.3313	0.0059
11	33.8	0.3548	0.4766	0.482	0.1218
12	34.2	0.3871	0.4879	0.4927	0.1008
13	34.3	0.4194	0.4907	0.4954	0.0714
14	34.7	0.4516	0.5018	0.5058	0.0502
15	37.4	0.4839	0.5704	0.5704	0.0865
16	38.8	0.5161	0.602	0.6002	0.0858
17	38.9	0.5484	0.6041	0.6023	0.0557

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
18	39.6	0.5806	0.6188	0.6162	0.0382
19	40.4	0.6129	0.6349	0.6315	0.022
20	41.4	0.6452	0.6539	0.6496	0.0087
21	42.5	0.6774	0.6735	0.6682	0.004
22	45.7	0.7097	0.7233	0.716	0.0136
23	47.6	0.7419	0.7485	0.7404	0.0066
24	50	0.7742	0.7764	0.7675	0.0022
25	58	0.8065	0.845	0.8352	0.0385
26	68.4	0.8387	0.8984	0.8891	0.0597
27	80.5	0.871	0.9338	0.9258	0.0628
28	81	0.9032	0.9348	0.927	0.0316
29	81.9	0.9355	0.9367	0.929	0.0012
30	86	0.9677	0.9444	0.9371	0.0233

- **Ajuste con momentos ordinarios:**

Como el delta teórico 0.1218, es menor que el delta tabular 0.2483. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%.

- **Parámetros de la distribución logGumbel:**

**Con momentos ordinarios:**

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 3.4113

Parámetro de escala (alfa)= 0.3645

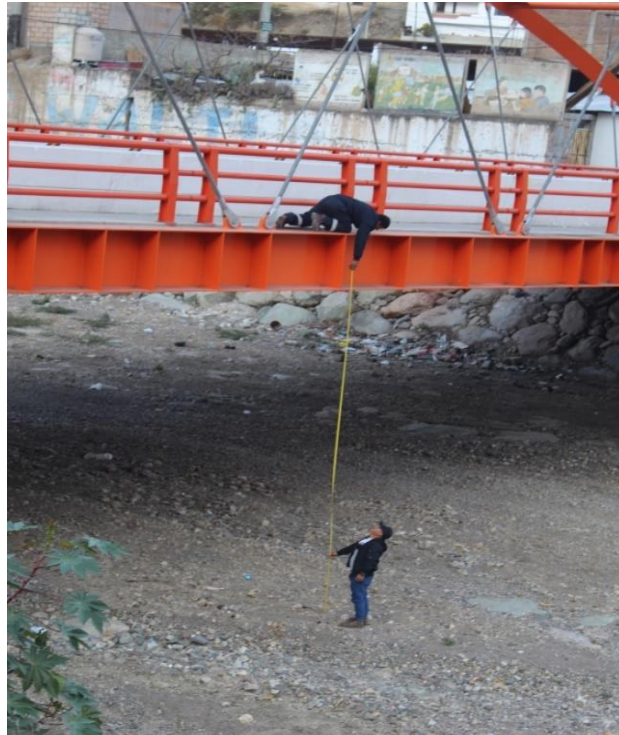
**Con momentos lineales:**

Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 3.3988

Parámetro de escala (alfal)= 0.386

**ANEXOS N.º03: Tomas Fotográficas.**

**Figura N.º 55: medida de la altura del Puente.**



**Figura N.º 56: Base del Puente.**



**Figura N.º 57:** Puente Chilete Antes de llegar a la zona urbana.



**Figura N.º 58:** Cauce de la Quebrada aguas abajo del Puente Chilete.



**Figura N.º 59:** Cauce de la Quebrada aguas abajo del Puente Chilete – Con presencia de Sedimentos.



**Figura N.º 60:** Cauce de la Quebrada aguas abajo del Puente Chilete.



**Figura N.º 61:** Estructura de Puente Chilete



**Figura N.º 62:** Limpieza de Sedimentos transportados por máximas avenidas.

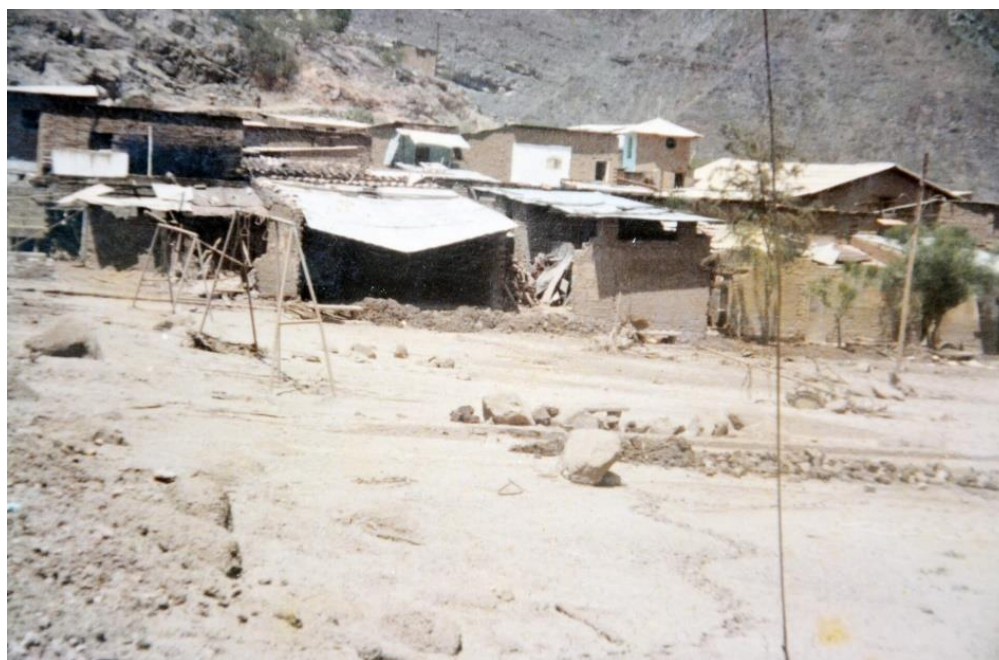




**Figura N°63:** Zona Baja de la Ciudad de Chilete luego del Huaico del 10 de enero del 2022.



**Figura N°64:** Zona la unión con Rio Jequetepeque luego del Huaico del 10 de enero del 2022.



**Figura N° 65:** av. 10 de enero luego del Huaico del 10 de enero del 2022.



**Figura N.º 66 :** Limpieza del Cauce de la Quebrada Huertas luego de la Inundación.



**Figura N° 67:** Pobladores realizando limpieza después de la inundación.



**Figura N.º68 :** Puente antigua y los sedimentos después de la inundación. Casas destruidas.



**Figura N.º69** : Rocas acareados por el deslizamiento y edificaciones de adobe caídos. Puente antigua y los sedimentos después de la inundación. Casas destruidas.



figura N.º70: verificación de pérdidas materiales. Edificaciones de adobe.



**ANEXOS N.º04: Recolección de la información.**

Figura N.º 71: Documento de solicitud de información a Municipalidad de Chilete.



**Municipalidad Distrital de Chilete**

CONTUMAZA-CAJAMARCA

JR. IGNACIO PRADO N° 128 TELEFAX: 076-554113

Solicito Información de la  
Quebrada Muertas para:  
Trabajo de Investigación:

SUMILLA

SEÑOR: Alex Joel Altamirano Miranda.

ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHILETE



MUNICIPALIDAD DISTRITAL  
CHILETE

Exp. N° 842 Fol. 03

Atención: Carlos Esteban Vortiz Urbina Fecha: 17-10-22 Hora: 4:46 pm  
Gerente General. Rec. Por: ZV

YO, Dilas Gonzales, Emer de la Cruz de 32 años de edad, nacionalidad Peruana  
Ocupación Tesista, domicilio Jr. El Imperio N° 166 de Cajamarca  
Celular: 935820756 Identificado con D.N.I.N° 46612841 a Ud. con el debido respeto me  
presento y expongo:

Que debiendo culminar con el estudio denominado: "Identificación  
de las Areas inundables por la Quebrada Muertas en la  
Zona Urbana de la localidad de Chilete, Cajamarca 2021".

Solicito información:

- Volúmenes de Sedimentos Removidos.
- Fotografías donde se aprecie avenidas extraordinarias.
- Plano perimetral de la Quebrada con sedimentos (si existe).
- Estudio de granulometría de la Quebrada Muertas.
- Información sobre algún estudio que se realizó con anterioridad  
y sus expedientes respectivos.

Fecha: 17 / 10 / 2022

[Firma]  
FIRMA DEL INTERESADO

Vista la solicitud que antecede: \_\_\_\_\_

PROVEHIDO: \_\_\_\_\_

Figura N.º 72: Información de precipitaciones máximas enviada por SENAMHI de la estación Contumazá.

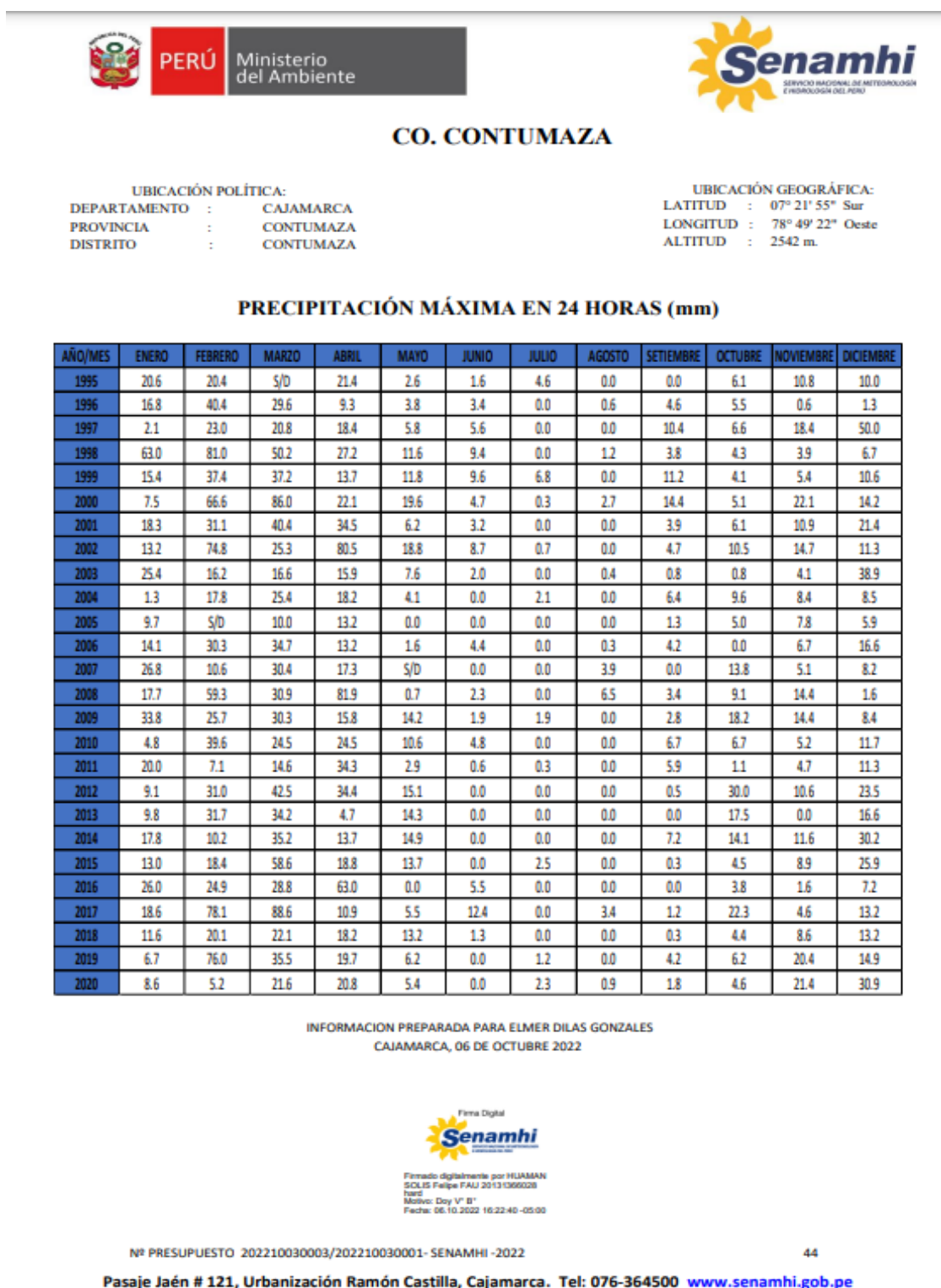




Figura N.º 73: Información de precipitaciones máximas enviada por SENAMHI de la estación Chilete.



### PLU. CHILETE

UBICACIÓN POLÍTICA:  
 DEPARTAMENTO : CAJAMARCA  
 PROVINCIA : CONTUMAZA  
 DISTRITO : CHILETE

UBICACIÓN GEOGRÁFICA:  
 LATITUD : 07° 13' 11" Sur  
 LONGITUD : 78° 50' 17" Oeste  
 ALTITUD : 848 m.

#### PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑO/MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1995	21.5	27.4	18.9	8.7	5.4	0.0	0.5	0.0	0.0	1.7	1.7	9.9
1996	9.5	6.8	18.8	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	2.3	0.0	3.0
1997	0.0	10.1	10.9	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	13.8	4.4	12.7	30.7
1998	20.7	30.1	40.2	15.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1999	17.7	48.6	5.3	9.9	5.3	5.1	0.0	0.0	3.4	0.0	3.2	6.3
2000	0.0	9.7	12.5	4.1	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3
2001	6.3	10.3	18.4	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	5.2	0.0	4.2	3.4
2002	2.1	7.2	14.7	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4	6.4
2003	4.3	6.4	6.3	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.4
2004	0.0	6.2	4.2	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	3.2
2005	8.9	8.5	22.7	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	2.4	2.7	5.4
2006	10.2	24.1	27.3	22.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.5	8.2
2007	7.2	9.3	25.5	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.5	5.2	3.2
2008	9.8	26.6	27.5	12.5	1.4	0.0	0.0	0.0	4.7	4.4	11.4	0.0
2009	36.8	21.5	17.8	4.5	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3	2.5	0.0
2010	0.0	40.2	8.4	9.4	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	7.0	0.0
2011	1.4	15.5	9.3	17.8	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	16.4
2012	11.3	24.5	21.2	5/0	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	9.4	6.5	2.3
2013	9.3	7.5	20.7	0.0	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	0.0	11.5
2014	2.8	9.7	10.3	5.4	1.2	0.0	0.0	0.0	1.6	3.2	0.0	6.3
2015	8.1	11.7	10.3	19.8	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3	5.4	8.6
2016	12.1	7.6	15.5	7.4	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7
2017	8.8	16.7	24.5	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.4	2.1	3.9
2018	6.2	15.7	17.2	14.3	3.5	0.3	0.0	0.0	1.2	4.5	1.8	7.7
2019	2.2	35.7	30.2	44.2	9.0	0.0	0.0	0.0	1.1	2.3	6.2	15.7
2020	1.3	2.7	7.8	32.5	0.0	0.0	7.5	0.0	2.3	0.0	0.0	6.9

INFORMACION PREPARADA PARA ELMER DILAS GONZALES  
 CAJAMARCA, 06 DE OCTUBRE 2022



Firmado digitalmente por HELMANN  
 SOLIS Felipe FAU 20151366028  
 Perú  
 Motivo: Day V° B°  
 Fecha: 06.10.2022 16:23:18 -05:00

**ANEXO 05.  
PLANOS.**

Figura N.º 51: Plano de la Delimitación de la cuenca de la Quebrada Huertas

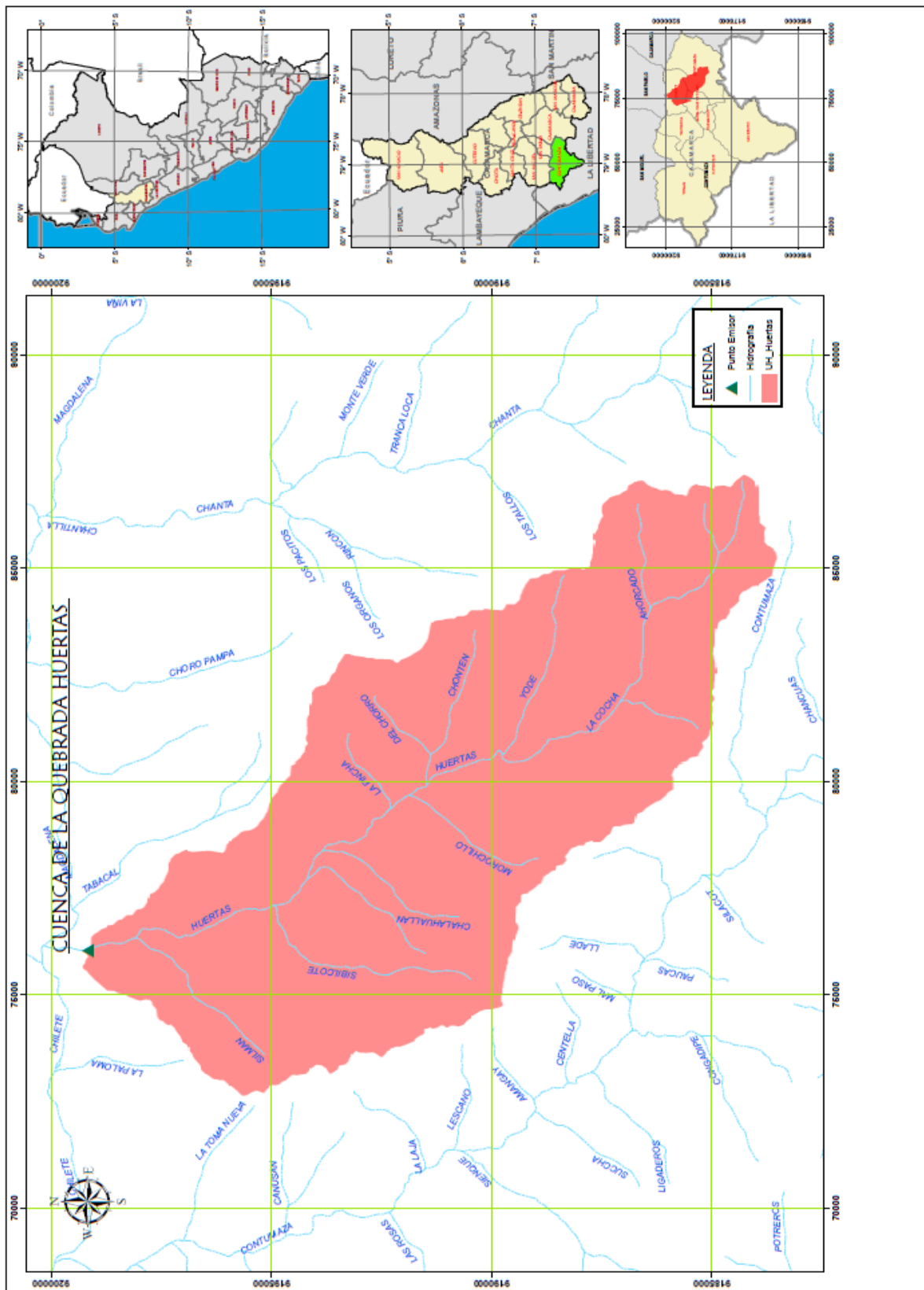
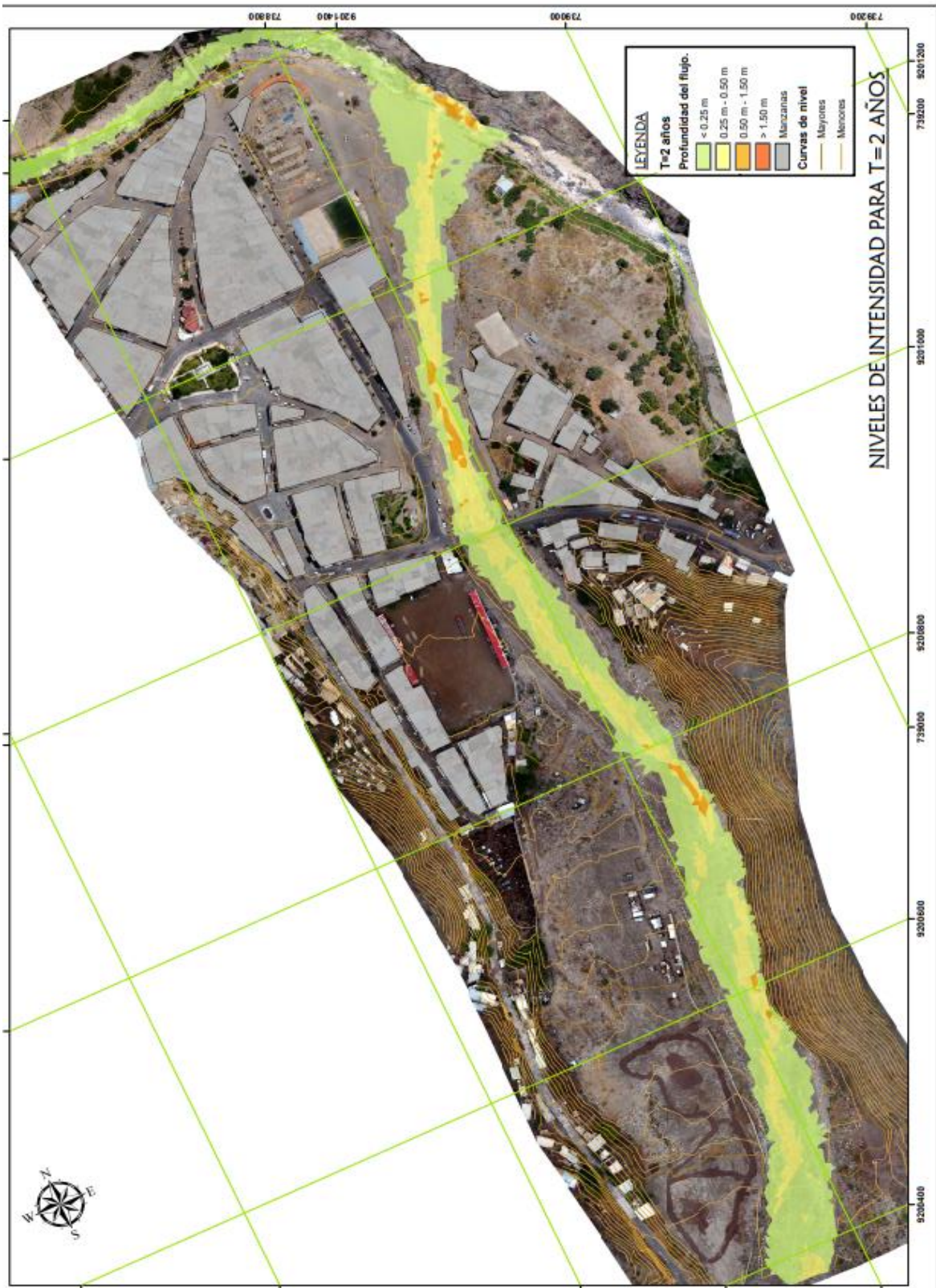


Figura N.º 52: Plano del Modelamiento de la inundación: INTENSIDAD PARA 02 AÑOS DE RETORNO.



**Figura N.º 53: Plano del Modelamiento de la inundación: INTENSIDAD PARA 25 AÑOS DE RETORNO**

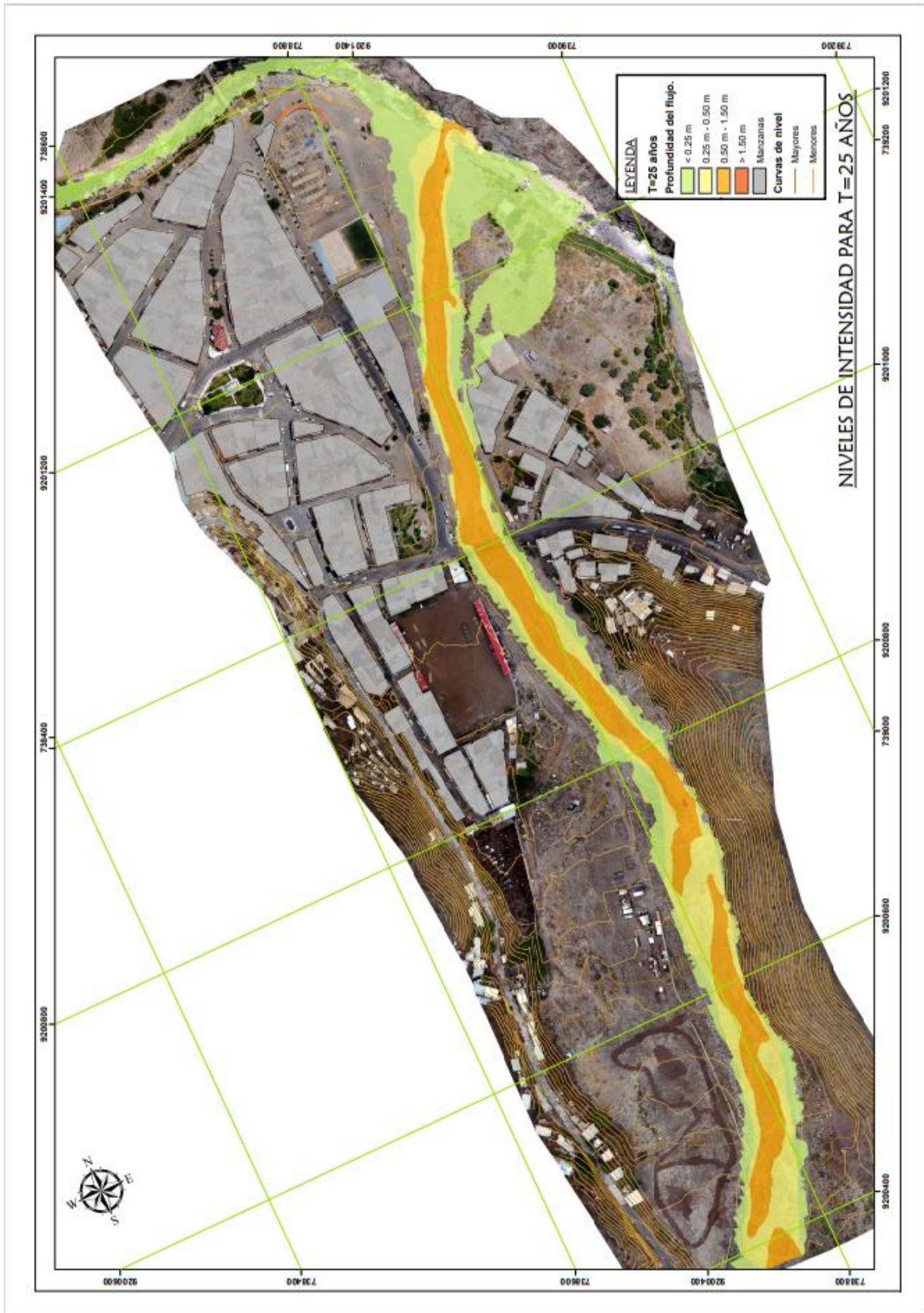


Figura N.º 54: Plano del Modelamiento de la inundación: INTENSIDAD PARA 50 AÑOS DE RETORNO.

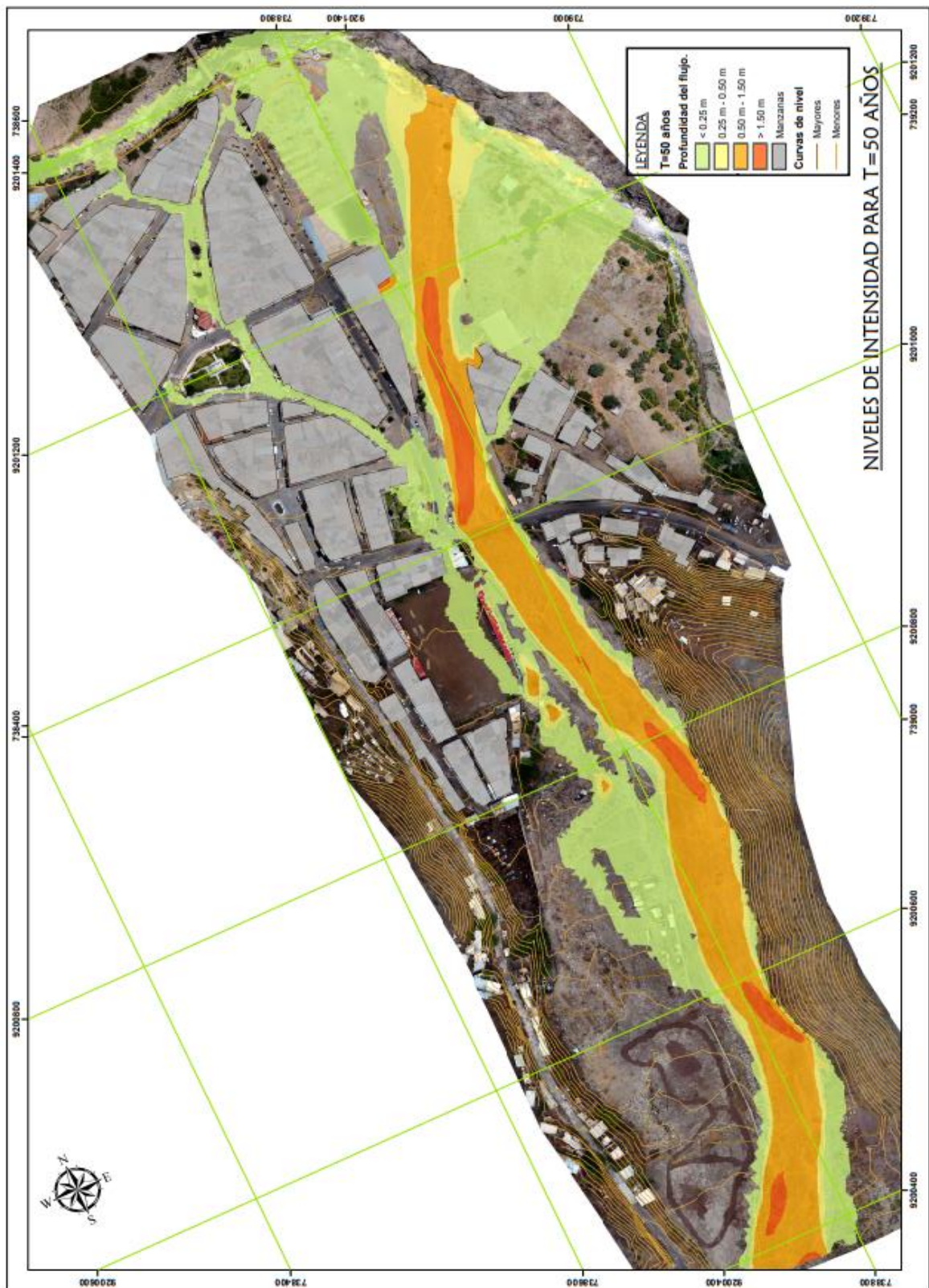
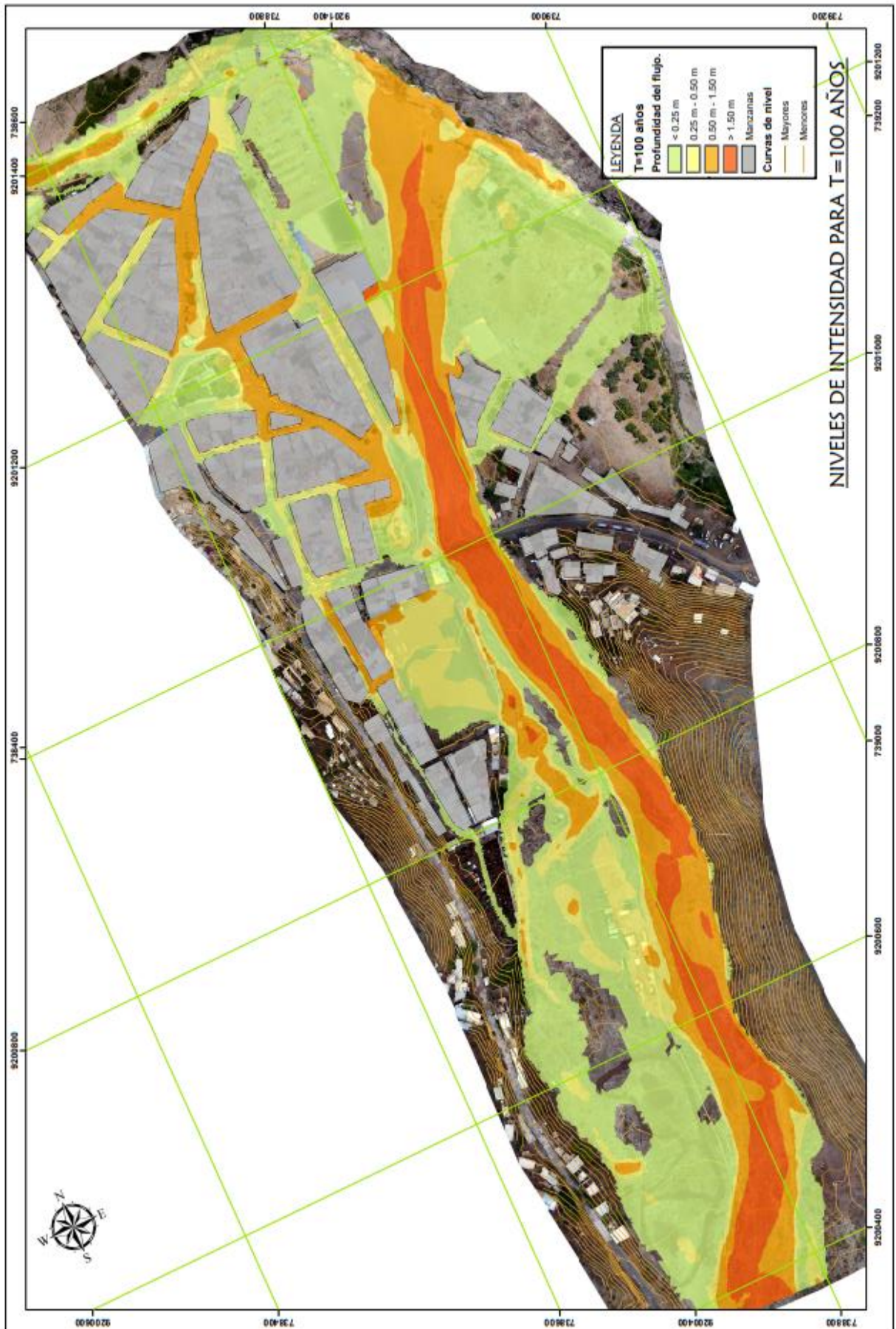


Figura N.º 55: Plano del Modelamiento de la inundación: INTENSIDAD PARA 100 AÑOS DE RETORNO.



## PLANOS