



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA
EVALUAR ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
RÍO GRANDE DEL CENTRO POBLADO DE BALSAPATA,
MELGAR – PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. LUDMIR STIP CABRERA GUTIERREZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PUNO – PERÚ

2023



NOMBRE DEL TRABAJO

MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EVALUAR ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL RÍO GRANDE DEL CENTRO POBLADO DE BALSAPATA, MELGAR - PUNO

AUTOR

LUDMIR STIP CABRERA GUTIERREZ

RECuento DE PALABRAS

21162 Words

RECuento DE CARACTERES

115242 Characters

RECuento DE PÁGINAS

133 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

15.7MB

FECHA DE ENTREGA

Sep 7, 2023 10:19 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Sep 7, 2023 10:21 AM GMT-5

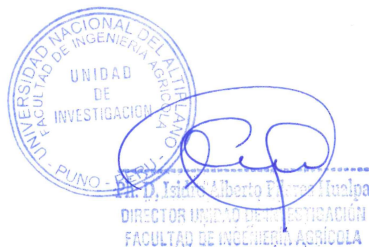
● **17% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 15% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 13% Base de datos de trabajos entregados
- 5% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 18 palabras)



Dr. Edilberto Huaquisto Ramos
CIP 55474

Resumen



DEDICATORIA

A mis padres Isidro Cabrera Laurente y Estela Gutiérrez Romero, por estar presente en cada paso que voy dando en mi vida profesional y estar siempre brindándome su apoyo incondicional para ser una persona de bien en la sociedad y seguir luchando por mis objetivos.

A mi esposa Johana por apoyarme en este proceso, brindándome siempre motivación para salir adelante.

A mis hermanas Karen y Mariela por su apoyo y compañía que me brindaron en todo este proceso, para poder lograr uno de mis objetivos.

A los Docentes de la Facultad de Ingeniería Agrícola, quienes día a día me brindaron el apoyo necesario para cumplir mi objetivo trazado, por impulsar este trabajo de investigación.

LUDMIR STIP CABRERA GUTIERREZ



AGRADECIMIENTOS

Dar gracias a Dios y a la vida por dame la dicha de compartir con mis padres y hermanas esta etapa de mi vida, agradecer por apoyarme en todo momento deseándome y exigiéndome para tener más fuerzas y poder cumplir mis metas.

A la Universidad Nacional del Altiplano mi alma mater, en especial a mi querida Facultad de Ingeniería Agrícola, que me albergó en sus aulas, durante todo el proceso de mi formación profesional.

Al Dr. Edilberto Huaquisto Ramos, por haber aceptado ser parte de esta investigación como mi asesor y poder compartir sus conocimientos, tiempo y atención durante el asesoramiento de este trabajo de investigación.

A mis amigos, Joel y Raúl por su apoyo desinteresado en todo momento en la ejecución de esta investigación.

Finalmente agradezco a la comunidad Balsapata Orurillo por haberme apoyado a realizar este trabajo de investigación.

LUDMIR STIP CABRERA GUTIERREZ



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	
RESUMEN	17
ABSTRACT.....	18
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	20
1.3 HIPÓTESIS.....	20
1.3.1 Hipótesis general.....	20
1.3.2 Hipótesis específicas	20
1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	21
1.5 OBJETIVOS	22
1.5.1 Objetivo general.....	22
1.5.2 Objetivos específicos	22
CAPÍTULO II	
REVISIÓN DE LITERATURA	
2.1. MARCO CONCEPTUAL.....	23
2.1.1. Antecedentes a nivel Internacional	23
2.1.2. Antecedentes a nivel Nacional.....	23
2.1.3. Antecedentes a nivel Regional.....	25



2.2. MARCO TEÓRICO	26
2.2.1. Hidrología	26
2.2.2. Ciclo hidrológico	26
2.2.3. Cuenca hidrológica	27
2.2.4. Características físicas de una cuenca hidrográfica.....	27
2.2.4.1. Área o superficie de una cuenca	27
2.2.4.2. Longitud de máximo recorrido	27
2.2.4.3. Tiempo de concentración	27
2.2.4.4. Curva hipsométrica	28
2.2.4.5. Curva de frecuencia de altitudes	28
2.2.4.6. Pendiente de la cuenca	29
2.2.4.7. Pendiente del cauce principal	29
2.2.4.8. Coeficiente de escorrentía.....	29
2.2.5. Sistemas de información geográfica (SIG)	30
2.2.6. Estudio de máximas avenidas	31
2.2.7. Análisis estadístico de datos dudosos	31
2.2.8. Análisis de Frecuencia	33
2.2.9. Distribución de probabilidad.....	33
2.2.9.1. Distribución Normal	34
2.2.9.2. Distribución Log Normal 2 Parámetros	34
2.2.9.3. Distribución Log Normal 3 Parámetros.....	35
2.2.9.4. Distribución Gamma 2 Parámetros	35
2.2.9.5. Distribución Gamma 3 Parámetros.....	36
2.2.9.6. Distribución Log Pearson Tipo III.....	37
2.2.9.7. Distribución Gumbel.....	37



2.2.9.8. Distribución Log Gumbel	38
2.2.10. Pruebas de bondad de ajuste	38
2.2.10.1. Prueba Chi-Cuadrado.....	39
2.2.10.2. Prueba Kolmogorov – Smirnov	40
2.2.11. Periodo de retorno.....	40
2.2.12. Periodo de retorno para el control de inundaciones.....	43
2.2.13. Tormenta de diseño.....	43
2.2.14. Curvas intensidad duración frecuencia	44
2.2.15. Parámetros de escorrentía	46
2.2.15.1. Tiempo de concentración.....	46
2.2.15.2. Método de Kirpich	47
2.2.15.3. Método de Hataway	47
2.2.15.4. Método de retardo SCS.....	48
2.2.16. Parámetros de tránsito de flujo	48
2.2.16.1. Método de Muskingum.....	48
2.2.17. Hietograma de diseño	50
2.2.17.1. Método del bloque alterno	50
2.2.18. Precipitación efectiva.....	51
2.2.19. Escorrentía o escurrimiento	51
2.2.20. Infiltración y percolación	52
2.2.21. Abstracciones.....	52
2.2.21.1. Método del número de curva	53
2.2.22. Hidrograma de avenida.....	56
2.2.22.1. Hidrograma unitario.....	56
2.2.22.2. Hidrograma unitario triangular del S.C.S.	57



2.2.22.3. Hidrogramas unitarios adimensionales	58
2.2.23. Modelo hidrológico HEC-HMS	58
2.2.24. Modelación hidráulica.	59
2.2.25. Modelo Iber	59
2.2.26. Mapas de peligrosidad ACA	60

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO	61
3.1.1. Localización	61
3.1.2. Características físicas	62
3.1.2.1. Clima	62
3.1.2.2. Cobertura vegetal	62
3.1.2.3. Capacidad de uso de suelo	63
3.1.2.4. Hidrología	63
3.1.2.5. Curva Número (CN)	64
3.2. MATERIALES	66
3.2.1. Información cartográfica	66
3.2.2. Información meteorológica	66
3.2.3. Información topográfica	66
3.2.3.1. Materiales de escritorio	67
3.2.3.2. Programas de computo	67
3.2.3.3. Materiales de campo	67
3.3. METODOLOGIA	68
3.4. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO	69
3.4.1. Delimitación de la cuenca en estudio	69



3.4.2. Distribución de precipitación.....	70
3.4.2.1. Polígonos de Thiessen	70
3.4.3. Caracterización geomorfológica de la cuenca.	71
3.4.3.1. Área de la cuenca.....	72
3.4.3.2. Perímetro de la cuenca.....	72
3.4.3.3. Cálculo de la curva hipsométrica.....	72
3.4.3.4. Cálculo del Índice de Gravelius (K)	74
3.4.3.5. Perfil longitudinal del río.....	75
3.4.3.6. Cálculo de la pendiente de la cuenca	76
3.4.4. Análisis de la precipitación máxima 24 horas	77
3.4.4.1. Análisis de datos dudosos (Outlier)	77
3.4.4.2. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov Smirnov	82
3.4.4.3. Determinación de las curvas IDF, según el método de Dick Peschke....	85
3.4.4.4. Hietogramas de diseño – método del bloque alterno.....	86
3.5. MODELAMIENTO CON HEC HMS.....	87
3.5.1. Esquema de funcionamiento del modelo HEC HMS	87
3.5.2. Modelo de cuenca (basin model manager)	88
3.5.3. Administrador de series temporales.....	89
3.5.4. Modelo meteorológico	90
3.5.5. Modelo de control.....	90
3.5.6. Ejecución y obtención de resultados.....	91
3.6. MODELAMIENTO HIDROLOGICO.....	92
3.6.1. Delimitación de la zona de estudio-Civil 3D.....	92
3.6.2. Obtención de imagen satelital.....	93
3.6.3. Creación de mapa base de zonas para coberturas.	94



3.6.4. Asignación de rugosidades	94
3.6.5. Asignación de las condiciones de contorno	95
3.6.6. Creación de malla no estructurada	95
3.6.7. Datos del problema	96

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. RESULTADOS	97
4.1.1. Modelamiento hidrológico aplicando el software HEC HMS para generar caudales picos en las máximas avenidas	98
4.1.2. El Modelamiento hidráulico bidimensional (2D) con el software (IBER)	104
4.2. DISCUSIONES	113
V. CONCLUSIONES.....	117
VI. RECOMENDACIONES	118
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	119
ANEXOS.....	121

Área : Ingeniería y tecnología

Línea : Recursos hídricos

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 13 de setiembre del 2023



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Coeficientes de escorrentía para el Método Racional.....	30
Tabla 2. Valores de Kn para prueba de datos dudosos	33
Tabla 3. Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov	40
Tabla 4. Valores de período de retorno “T” años	42
Tabla 5. Riesgo admisible de obras de drenaje.....	43
Tabla 6. Valores de rugosidad "n"	47
Tabla 7. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola y urbana.....	55
Tabla 8. Clasificación hidrológica de los suelos.....	56
Tabla 9. Estaciones que se encuentran dentro de la cuenca.....	66
Tabla 10. Área de la cuenca.	72
Tabla 11. Perímetro de la cuenca.	72
Tabla 12. Áreas acumuladas y parciales de la curva hipsométrica	73
Tabla 13. Datos topográficos en tramos del cauce principal para la determinación de la pendiente.....	75
Tabla 14. Clasificación según la pendiente y su gradiente de inclinación.....	76
Tabla 15. Clasificación según la pendiente y su gradiente de inclinación.....	77
Tabla 16. Análisis de valores atípicos – estación Antauta.....	78
Tabla 17. Precipitación máxima y mínima de la estación Antauta.....	79
Tabla 18. Análisis de valores atípicos estación Nuñoa.....	79
Tabla 19. Precipitación máxima y mínima de la estación Nuñoa.....	79
Tabla 20. Análisis de valores atípicos estación Orurillo.....	80
Tabla 21. Precipitación máxima y mínima de la estación Orurillo.....	80



Tabla 22. Análisis de valores atípicos de la estación progreso	81
Tabla 23. Análisis de valores atípicos estación Santa Rosa.....	81
Tabla 24. Precipitación máxima y mínima de la estación Santa Rosa.....	82
Tabla 25. Cuadro resumen de distribuciones teóricas que se ajustan mejor a la serie de datos de las estaciones y la precipitación máxima para distintos periodos de retorno.....	97
Tabla 26. Resumen del Caudal máximo evaluado con el HEC HMS.....	98
Tabla 27. Resumen de áreas inundables, rango de profundidades y rango de velocidades por TR	105
Tabla 28. Resumen de precipitaciones máximas areales obtenidos por investigaciones.	113
Tabla 29. Resumen de caudales máximos obtenidos por investigaciones.	115



ÍNDICE DE FIGURA

	Pág.
Figura 1. Riesgo de excedencia durante la vida útil.	42
Figura 2. Ejemplo Curvas Intensidad Duración Frecuencia para lluvia máxima	45
Figura 3. Esquema de tránsito del volumen de agua en una crecida	49
Figura 4. Ejemplo Hietograma de Diseño.....	51
Figura 5. Hidrograma unitario triangular del S.C.S.....	57
Figura 6. Hidrograma unitario adimensional	58
Figura 7. Mapa de la zona de estudio	61
Figura 8. Mapa de cobertura vegetal de la cuenca río Grande.....	63
Figura 9. Mapa Hidrográfico de la cuenca del Río Grande	64
Figura 10. Mapa de número de curva de la cuenca Río Grande	65
Figura 11. Mapa topográfico de la zona de estudio en el Río Grande.....	67
Figura 12. Esquema metodológico	68
Figura 13. Delimitación de cuenca Río Grande	70
Figura 14. Mapa de polígonos de Thiessen de cuenca Río Grande	71
Figura 15. Áreas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica ...	73
Figura 16. Curva Hipsométrica de la Cuenca Grande	74
Figura 17. Pendiente del Río Principal.	76
Figura 18. Resumen histórico de la estación Antauta.....	79
Figura 19. Resumen histórico de la estación Nuñoa.....	80
Figura 20. Resumen histórico de la estación Orurillo.....	80
Figura 21. Resumen histórico de la estación progreso	81
Figura 22. Resumen histórico de la estación Santa Rosa.....	82



Figura 23. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Antauta.....	83
Figura 24. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Santa Rosa.	83
Figura 25. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Progreso.....	84
Figura 26. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Orurillo.	84
Figura 27. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Nuñoa.....	85
Figura 28. Periodo de retorno para distintos años y Curva de Intensidad Duración y Frecuencia Estación Nuñoa.	86
Figura 29. Hietograma de precipitación de tormenta de 24 horas Estación Nuñoa.....	86
Figura 30. Esquema de Funcionamiento del Modelo Hidrológico.....	87
Figura 31. Definición de área, según lo delimitado automáticamente.....	88
Figura 32. Definición del modelo de pérdida por el CN.....	89
Figura 33. Tiempo de Retardo para el método de transformación según el SCS	89
Figura 34. Introducción de datos y características del hietograma.....	90
Figura 35. Hidrograma generado a la salida de la subcuenca 1, el hietograma.....	92
Figura 36. Delimitación de la zona de estudio en Civil 3D.....	93
Figura 37. Obtención de imagen satelital en SAS.PLANET.....	93
Figura 38. Importación de geometría a IBER.....	94
Figura 39. Asignación de rugosidades en IBER.....	95
Figura 40. Asignación de caudales en IBER.....	95
Figura 41. Creación de malla no estructurada	96



Figura 42. Creación de malla no estructurada	96
Figura 43. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 25 años	98
Figura 44. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 25 años	99
Figura 45. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 50 años	99
Figura 46. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 50 años. .	100
Figura 47. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 100 años ..	100
Figura 48. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 100 años	101
Figura 49. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 200 años ..	101
Figura 50. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 200 años.	102
Figura 51. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 500 años ..	102
Figura 52. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 500 años	103
Figura 53. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 1000 años.	103
Figura 54. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 1000 años.	104
Figura 55. Se muestra zonas inundadas y tirantes hidráulicos para los TR de 100,200, 500 y 1000 años.....	106
Figura 56. Se muestra los mapas de variación de velocidad para TR de 25, 50, 100 y 200 años.....	108
Figura 57. Se muestra los mapas de variación de velocidad para TR de 500 y 1000 años.	109
Figura 58. Se muestra los mapas de riesgos y grado de peligrosidad, para TR de 25 y 50 año.	111
Figura 59. Se muestra los mapas de riesgos de acuerdo al grado de peligrosidad, para TR de 100, 200, 500 y 1000 años.....	112



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

SIG:	Sistemas de Información Geográfica.
DEM:	Digital Elevation Modeling.
HEC:	Hydrologic Engineer Center.
HMS:	Hydrologic Modeling System
TR:	Tiempo de Retorno.
TIN:	Triangulate Irregular Networ
SCS:	Servicio de concentración de suelos de los Estados Unidos.
NC:	Número de Curva.
IDF:	Intensidad duración y frecuencia
MTC:	Ministerio Transportes y Comunicaciones.



RESUMEN

Los riesgos por inundación en el distrito de Orurillo es una preocupación para la población, ya que cada año se repiten eventos de máximas avenidas, generando daños en áreas agrícolas y áreas urbanas, provocando pérdidas económicas, Por ello el presente trabajo tiene como objetivo evaluar zonas vulnerables a inundaciones en el río Grande, distrito de Orurillo – provincia de Melgar – Puno, desde el tramo 9+800 al 11+800 del río en sentido aguas abajo desde la bocatoma Quishuarani entre los sectores de Jahuaquena Caluyo Rosaspata Isla, Buenos Aires, en el centro poblado Balsapata. Para la elaboración del trabajo se realizó la recopilación y procesamiento de la información pluviométrica y cartográfica, iniciando con el estudio estadístico de datos de precipitaciones máximas anuales en 24 horas, obtenidos en cada una de las estaciones de la cuenca del río Grande, se realizó el modelamiento hidrológico aplicando las distribuciones estadísticas del Software HEC-HMS, a través del modelo Número de Curvas (SCS) e Hidrograma Unitario Sintético (SCS). Planteando el análisis para periodos de retorno de 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, mediante un proceso sistematizado de precipitación escorrentía que nos permitió obtener caudales máximos de 294.2 m³/s, 377.3 m³/s, 482.4 m³/s, 615 m³/s, 844 m³/s y 1068.4 en m³/s, que fueron utilizados para simular la escorrentía superficial, a través del modelamiento hidráulico bidimensional (2D) con el Software Iber, considerando el análisis del intervalo de tiempo de simulación, el mallado y los coeficientes de rugosidad del suelo. Con los resultados de la simulación hidráulica se identificó áreas vulnerables a inundación para los distintos periodos analizados, con fines de dar solución problemas que ocurren periódicamente.

Palabras clave: Inundación, máximas avenidas, modelo hidráulico, modelo hidrológico, vulnerabilidad.



ABSTRACT

The risks due to flooding in the district of Orurillo is a concern for the population, since every year events of maximum avenues are repeated, generating damage in agricultural areas and urban areas, causing economic losses. Therefore, the objective of this work is to evaluate areas vulnerable to flooding in the Rio Grande, district of Orurillo - province of Melgar - Puno, from section 9+800 to 11+800 of the river in a downstream direction from the Quishuarani intake between the sectors of Jahuaquena Caluyo Rosaspata Island, Buenos Aires, in the Balsapata town center. For the elaboration of the work, the compilation and processing of the pluviometric and cartographic information was carried out, beginning with the statistical study of maximum annual rainfall data in 24 hours, obtained in each of the stations of the Rio Grande basin, the hydrological modeling applying the statistical distributions of the HEC-HMS Software, through the Number of Curves (SCS) and Synthetic Unit Hydrograph (SCS) model. Proposing the analysis for return periods of 25, 50, 100, 200, 500 and 1000 years, through a systematized runoff precipitation process that allowed us to obtain maximum flows of 294.2 m³/s, 377.3 m³/s, 482.4 m³/s, 615 m³/s, 844 m³/s and 1068.4 in m³/s, which were used to simulate surface runoff, through two-dimensional (2D) hydraulic modeling with the Iber Software, considering the analysis of the simulation time interval, the meshing and the roughness coefficients of the soil. With the results of the hydraulic simulation, areas vulnerable to flooding were identified for the different periods analyzed, in order to solve problems that occur periodically.

Keywords: Flood, vulnerability, Maximum Avenues, Hydrological Model, Hydraulic Model.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El centro poblado de Balsapata y las comunidades aledañas tienden a ser vulnerables a riesgos por inundaciones, ocasionados por las crecidas del río Grande a causa de las intensas precipitaciones fluviales, el cual viene provocando desbordamientos del río Grande y así afectando áreas agrícolas cultivables y zonas urbanas, a razón de ello se genera pérdidas en la producción de los cultivos y la ganadería afectando la economía de la población rural de los centros poblados.

El presente estudio, se realizó con el fin de evaluar zonas inundables en el centro poblado de Balsapata, a través de un análisis de modelos hidráulicos que evalúan la bidimensionalidad de flujo en un tramo del río Grande, para así prevenir desastres producidos por tormentas de alta intensidad, mediante una metodología basada en la aplicación de distintas herramientas computacionales tales como HEC HMS, Iber y SIG, estas herramientas contribuyen en el análisis de riesgos para la prevención de desastres ante inundaciones.

Según el reporte de INDECI sobre inundaciones ocurridas en enero y febrero del año 2020 en el distrito de Orurillo, a consecuencia de las fuertes lluvias que ocasiono el desbordamiento del río Grande, en las comunidades de, Santa Cruz, Vizcachani y Balsapata. Por otra parte, en el informe de la Autoridad Nacional de Agua ANA (2019), sobre identificación de puntos críticos con riesgos a inundaciones en ríos y quebradas para la región Puno, se tiene al centro poblado de Balsapata como zona vulnerable a inundaciones sobre el margen derecho.



1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Emplear medidas de prevención con fines de dar solución a problemas que ocurren periódicamente frente a máximas avenidas, de ahí generar propuestas que disminuyan los riesgos ante inundaciones a causa de las crecidas del río Grande, Para lo cual se ha formulado la siguiente interrogante. ¿De qué manera se podrá prevenir los desbordamientos e inundaciones a causa de máximas avenidas, en el centro poblado de Balsapata en el río Grande?

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis general

- Mediante la modelación hidrológica e hidráulica, se podrá determinar zonas vulnerables a inundaciones en el centro poblado de Balsapata, a causa del desbordamiento del río Grande.

1.3.2 Hipótesis específicas

- Con el modelamiento hidrológico se podrá determina los caudales máximos para los distintos periodos de retorno analizados, considerando un riesgo de predicción admisible a la zona de estudio.
- La simulación hidráulica nos permitirá analizar el pronóstico de la propagación dinámica distributiva del caudal producto de las inundaciones en la zona de estudio.
- Los mapas de peligrosidad contribuirán en el análisis y prevención ante inundaciones.



1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Es de suma importancia conocer y evaluar las posibles zonas afectadas por inundación ante el incremento del caudal del río Grande, que vienen afectando principalmente a la población rural y a sus actividades potenciales como ganadería y la agricultura, generando pérdidas económicas; es por ello el motivo de esta investigación que tiene como objetivo evaluar zonas vulnerables a riesgos por inundación en el centro poblado de Balsapata.

Para lo cual se realizó estudios como modelamientos hidrológicos e hidráulicos que nos permitió conocer el comportamiento que tendrá el cauce cuando se produzcan eventos extremos, los resultados de esta investigación contribuirán en la toma decisiones con relación a nuevas estrategias de prevención y fortaleciendo ante eventos de máximas avenidas y así mitigar los riesgos por inundación, evitando pérdidas de áreas de cultivos y daños materiales en zonas urbanas afectando a familias que se encuentran en los bordes del río, a razón de ello se justifica del presente proyecto de investigación

Por otra parte, generar una conciencia con fines de realizar un trabajo en conjunto en la gestión de riesgos ante inundaciones para garantizar la seguridad en la población rural ante eventos extremos, así mejorar el desarrollo social y productivo en el distrito de Orurillo con la finalidad de disminuir el índice de la pobreza y mejorar la calidad de vida de la población rural.



1.5 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo general

- Realizar la evaluación de zonas vulnerables a inundaciones en el río Grande del centro poblado de Balsapata provincia de Melgar – Puno, mediante modelación hidrológica y simulación hidráulica 2D.

1.5.2 Objetivos específicos

- Realizar el modelamiento hidrológico aplicando el software HEC-HMS, para generar caudales picos en las máximas avenidas.
- Realizar el modelo hidráulico bidimensional (2D) con el software (IBER), en el Rio Grande.
- Realizar mapas de peligrosidad para la identificación de zonas vulnerables a inundaciones.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. MARCO CONCEPTUAL

2.1.1. Antecedentes a nivel Internacional

Basso (2017). Modelación de inundaciones generadas por crecidas del río Blanco en la localidad de Chaitén, post eventos del 2008. Región de los Lagos, Chile; trabajo con registros de precipitaciones obtenidas de la Dirección Meteorológica de Chile (DMC), se generaron familias de curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF). De estas familias de curvas se trabajó con tormentas de diseño con 30 y 100 años de periodo de retorno. Los resultados obtenidos mostraron que a partir de las simulaciones generadas los caudales que afectarían de mayor forma el área urbana de Chaitén, tanto la zona norte como sur, deben ser como mínimo entre el rango de 650 m³/s y 700 m³/s. Además, en varios escenarios existe la posibilidad de un ensanchamiento del canal en el último tramo del río Blanco.

2.1.2. Antecedentes a nivel Nacional

Cacciuttolo, Chalco y Cullanco (2020). Se determinó zonas vulnerables a inundaciones a través de un modelamiento hidrológico e hidráulico, se trabajó con una muestra de 6.5 km de tramo del río Rímac desde Puente Huachipa hasta La Atarjea, elaborando el modelo hidrológico a través de HEC-HMS obteniendo resultando de caudales máximos de 285.92, 364.08, 426.48, 511.56, 671.22 y 757.34 m³/s para periodos de retorno 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años



respectivamente, los mismos que fueron calibrados. Seguidamente, se realizó el modelo hidráulico de los flujos mediante HEC-RAS, obteniéndose áreas de inundación de 37.3, 40.0, 43.1, 44.6, 48.9 y 51.5 hectáreas. Finalmente, se determinó las zonas vulnerables a inundaciones, las cuales son: Asociación Huáscar, Asociación Puente Huachipa y Autopista Ramiro Priale.

Tinoco (2019). En un tramo del río Santa se determinó los niveles de agua y las áreas de inundación a través de los programas HecRAS y HecGeoRAS, cuyos resultados oscilaron entre 371,49 m² para el caudal base y 1927,08m² para un periodo de retorno de 200 años. Además, se determinaron que 91 viviendas y 18 módulos de mercado presentan vulnerabilidad muy alta, 91 viviendas y 20 módulos de mercado vulnerabilidad alta, 94 viviendas vulnerabilidad media y 91 viviendas vulnerabilidad baja. La superposición de las áreas de inundación y el mapa de vulnerabilidad determinó el riesgo, encontrándose que el 8,2 % de viviendas y el 47,4 % de módulos de mercado están en riesgo muy alto, el 41,4 % de viviendas, el 52,6 % de módulos de mercado y el 100 % de infraestructura deportiva están en riesgo alto, mientras que el 25,6 % de viviendas se encuentran en riesgo medio y el 24,8 % de viviendas en riesgo bajo.

León (2018). Se identificó las áreas inundables en la quebrada Calispuquio – tramo ciudad de Cajamarca – Ciudad Universitaria UNC, el tramo de estudio fue de 3.2 Km. de longitud en un área total de 0.78 Km². totalmente urbana. Se clasificó al tramo de la quebrada en estudio como: perenne, de lecho cohesivo, meándrico, con áreas de inundación, maduro y con 2 grados de libertad. Luego, se usó la información cartográfica para delimitar la microcuenca tomando como punto emisor la confluencia de la quebrada con el río San Lucas y determinar sus propiedades. Se consideró un riesgo de 10% válido para 5, 10, 20, 25 y 50 años,



con el cual, se calculó los caudales de máxima avenida para 50, 100, 200, 300 y 500 años de período de retorno, mediante procesos estadísticos en intensidades máximas. Finalmente, en IBER, se obtuvo un área de inundación total de 10.8 hectáreas, con un tirante máximo de 2.1 m considerado de riesgo muy alta.

2.1.3. Antecedentes a nivel Regional

Mamani (2014). Para la determinación de los caudales máximos de la cuenca del río Ayaviri se utilizó el modelo hidrológico HEC-HMS, determinándose los hidrogramas de caudales máximos para cada periodo de retorno. Se integró el software de análisis hidráulico HEC-RAS y la extensión del ArcGIS HEC-GeoRAS generando como resultado mapas de inundación espacialmente georreferenciado, para perfiles de flujo de 5, 50 y 100 años donde se puede evaluar el impacto de posibles inundaciones en la ciudad de Ayaviri. Los resultados se han determinada para diferentes periodos de retorno como son $Tr = 5$ Años con un caudal de 126.40 m³/s, $Tr = 50$ Años con un caudal de 424.20 m³/seg., y el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años es de 495.80 m³/s., el mismo que permitió visualizar 253.03 has de áreas inundadas en ambas márgenes del río Ayaviri, con un tirante de agua hasta 1.18 m y la velocidad promedio del flujo es de 2.72 m/s.

Tarapa (2014). determino las precipitaciones máximas anuales en 24 horas, para la generación de caudales máximos en la cuenca del río Nuñoa de la provincia de melgar y de la región de Puno, con la finalidad de proteger la zona inundable. Se determinaron precipitaciones máximas instantáneas para los distintos periodos de retorno las cuales se ingresaron al modelo hidrológico HEC-HMS obteniendo caudales máximos, para diferentes periodos de retorno 25, 50, 100 y 200 años, los



cuales fueron: 290.7, 331.3, 348.3 y 383.0 m³/s, el modelo aplicado para el río de Nuñoa, influyó determinadamente en la realización del análisis para la identificación de las zonas de riesgo de inundación, concluyendo así que la zona del pueblo de Nuñoa presenta vulnerabilidad del río, con unas áreas de inundación de 10 a 20 hectáreas, para los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años respectivamente.

2.2. MARCO TEÓRICO

2.2.1. Hidrología

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

2.2.2. Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico se define como la secuencia de fenómenos por medio de los cuales el agua pasa de la superficie terrestre, en la fase de vapor, a la atmósfera y regresa en sus fases líquida y sólida, la transferencia de agua desde la superficie de la tierra hacia la atmósfera, en forma de vapor de agua, se debe a la evaporación directa, a la transpiración por las plantas y animales y por sublimación paso directo del agua sólida a vapor de agua (Fattorelli y Fernández, 2011).



2.2.3. 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, 2002).

Una cuenca hidrográfica es un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple (Monsalve, 1999).

2.2.4. Características físicas de una cuenca hidrográfica

2.2.4.1. Área o superficie de una cuenca

El área de una cuenca hidrográfica se define como el total de la superficie proyectada sobre un plano horizontal, que contribuye con el flujo superficial a un segmento de cauce de orden dado, incluyendo todos los tributarios de orden (Lodoño, 2001).

2.2.4.2. Longitud de máximo recorrido

Es la longitud de la línea, medida sobre el cauce principal, entre el punto de afluencia y un punto sobre la divisoria de aguas de máxima distancia (Villón, 2004).

2.2.4.3. Tiempo de concentración

Se denomina tiempo de concentración, 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, 2002).



El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña, todas aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración (Villón, 2002).

Para determinar este parámetro se utiliza la fórmula de Kirpich.

$$tc = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (1)$$

Donde:

tc = tiempo de concentración, en minutos.

L = longitud máxima del recorrido, en metros.

H = diferencia de altura entre los puntos extremos del cauce principal, en metros.

2.2.4.4. Curva hipsométrica

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud, para construir la curva hipsométrica se utiliza un mapa con curvas de nivel (Villón, 2002).

2.2.4.5. Curva de frecuencia de altitudes

Es la representación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes, es un complemento de la curva hipsométrica, con las curvas anteriores se puede determinar las siguientes altitudes y características (Villón, 2002).



2.2.4.6. Pendiente de la cuenca

La pendiente de una 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, 2002).

2.2.4.7. 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, 2002).

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, 2002).

2.2.4.8. Coeficiente de escorrentía

La escorrentía, es decir el agua que llega al cauce de evacuación, representan una fracción de la precipitación total, a esa fracción se le denomina coeficiente de escorrentía que no tiene dimensiones que se represente con la letra C. el valor C depende de factores topográfico, edafológicos, cobertura vegetal, etc. (Villón, 2002).

Si la cuenca está compuesta de distintas superficies y características, el valor de C se obtiene como una media ponderada.

$$C = \frac{C_1A_1+C_2A_2+\dots+C_nA_n}{A_1A_2+\dots+A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_iA_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2)$$

Donde:

C = coeficiente de escorrentía ponderado

C_i = coeficiente de escorrentía para el área A_i

A_i = área parcial i

n = número de áreas parciales

Tabla 1. Coeficientes de escorrentía para el Método Racional

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, Vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, Grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, Densa Vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2008).

2.2.5. Sistemas de información geográfica (SIG)

Un SIG es un sistema compuesto por cinco piezas fundamentales: datos, tecnología, análisis, visualización y factor organizativo. Cada una de ellas cumple un papel determinado dentro del sistema SIG, el cual se caracteriza fundamentalmente por su naturaleza integradora (Olaya, 2014).



Los SIG representan así una visión “cartográfica” del mundo apoyada en un espacio absoluto dotado de un sistema cartesiano de coordenadas obtenido a partir de un sistema de proyección, la fortaleza que supone el apoyo de la enorme tradición cartográfica implica también inconvenientes como el carácter estático y plano de los mapas y la incapacidad para reflejar el nivel de incertidumbre asociado a estos datos o la necesidad de unificar sistemas de proyección si los de las capas de información original son diferentes (Sarría, 2006).

Los sistemas de información geográfica (SIG) y la hidrología son dos campos de trabajo que comparten muchos intereses, por esa razón, cada vez más investigadores se ayudan de los SIG para la construcción de modelos hidrológicos, especialmente cuando es necesaria la representación espacial de redes de drenaje (Morad & Triviño Perez, 2001).

2.2.6. Estudio de máximas avenidas

Una avenida 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 (Vargas, 2023).

2.2.7. Análisis estadístico de datos dudosos

Es necesario el análisis de datos dudosos antes de aplicar cualquier tratamiento estadístico de los datos, el método de Water Resources Council recomienda la realización de ajuste de datos dudosos.

Para detectar los datos dudosos, se calculan umbrales superiores e inferiores para cada serie de precipitaciones máximas de las estaciones analizadas,

de acuerdo a las siguientes ecuaciones de frecuencia (Zeballos Garcia & Guillen Vidal, 2018).

Los datos dudosos (outliers) son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante, la retención o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas, los procedimientos para tratar los datos dudosos requieren un criterio que involucra consideraciones matemáticas e hidrológicas (Ven Te Chow et al, 1994).

Las siguientes ecuaciones determinan datos dudosos altos y bajos:

$$Y_H = Y + K_n * S_y \dots \text{datos dudosos altos}$$

$$Y_L = Y - K_n * S_y \dots \text{datos dudosos bajos}$$

Donde:

Y_H : Umbral de datos dudosos altos (logaritmo de los valores de la muestra).

Y_L : Umbral de datos dudosos bajos (logaritmo de los valores de la muestra).

y : Media aritmética (logaritmo de los valores de la muestra).

S_y : Desviación estándar (logaritmo de los valores de la muestra).

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - Y)^2}{n-1}} \quad (3)$$

K_n : Coeficiente que depende del tamaño de la muestra, estos valores se pueden apreciar en la siguiente tabla 2

Tabla 2. Valores de Kn para prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	Kn	Tamaño de muestra n	Kn	Tamaño de muestra n	Kn	Tamaño de muestra n	Kn
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: Tomado de US Water Council (1981).

2.2.8. Análisis de Frecuencia

El análisis de frecuencia tiene por objeto analizar registros históricos de variables hidrológicas con el fin de estimar las probabilidades de que vuelvan a ocurrir, los datos utilizados para el análisis deben ser evaluados en términos de los objetivos, de la duración de los registros disponibles y de la completitud de estos, deberán satisfacer también ciertos criterios estadísticos, como los de aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad (OMM, 2011).

2.2.9. Distribución de probabilidad

Las distribuciones de probabilidad se utilizan en muy diversos estudios hidrológicos, particularmente en estudios de caudales altos y bajos extremos, crecidas, volúmenes de embalse, cantidades de precipitación de lluvia y modelos de series temporales, son muchas las distribuciones de probabilidad propuestas para modelizar fenómenos hidrológicos extremos. Sin embargo, pese a las profusas investigaciones dedicadas a este tema, ninguno de los modelos parece ser

más adecuado para todas las aplicaciones prácticas. Por ello, el usuario deberá seleccionar entre los modelos disponibles atendiendo al problema que desea resolver y a la naturaleza de los datos con que cuenta (OMM, 2011).

2.2.9.1. Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (4)$$

Donde:

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

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

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

2.2.9.2. Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_1) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\alpha}^{x_i} e^{-\frac{(x-X)^2}{2S^2}} dx \quad (5)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución. Si la variable x de la ecuación (4) 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, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$Y = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \quad (6)$$

Donde Y es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - Y)^2}{n-1}} \quad (7)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = a / S^3 \text{ y}$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - Y)^3 \quad (8)$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.

(Monsalve, 1999).

2.2.9.3. Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2 \frac{(\ln(x-x_0)-u_y/s_y)^2}{S_y^2}} \quad (9)$$

Para $x > X_0$

Donde:

X_0 : parámetro de posición

U_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

2.2.9.4. Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:



$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (10)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

2.2.9.5. Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (11)$$

Válido para:

$$X_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

X_0 : origen de la variable x , parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

2.2.9.6. Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^{\gamma T(\gamma)}} \quad (12)$$

Válido para:

$$X_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < X_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

X_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

2.2.9.7. 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:

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (13)$$

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

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$



Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = X + K\sigma_x \quad (14)$$

Donde:

x: Valor con una probabilidad dada.

x: Media de la serie.

k: Factor de frecuencia.

2.2.9.8. Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

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

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (15)$$

2.2.10. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida (MTC, 2008).

Aparicio (1992) sostiene que la prueba de ajuste, tienen por objeto medir la incertidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población, es decir, calificar el hecho de suponer que una variable aleatoria se distribuya según cierta función, la metodología de las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas son de ajuste gráfico y ajuste estadístico los cuales se conocen como: Chi-Cuadrado y Kolmogorov Smirnov.

2.2.10.1. Prueba Chi-Cuadrado

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase, luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i \quad (16)$$

Donde:

θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ϵ_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo. ϵ_i se calcula como:

$$\epsilon_i = n [F(s_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Asimismo; $F(s_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos. Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$$

El valor de $\chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 . Cabe recalcar que la prueba del χ^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

2.2.10.2. Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste, esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \max |F_0(x_m) - F(x_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado tabla 2. Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula, esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de χ^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - m/(n + 1) \quad (17)$$

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

Tabla 3. Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov

Tamaño de muestra	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.10$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: (Aparicio, 1992).

2.2.11. Periodo de retorno

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada “ t ” años, en hidrología es



habitual el uso del valor inverso de la probabilidad, o período de retorno o recurrencia T (MTC, 2008).

$$T = \frac{1}{P} \quad (18)$$

Donde T es un valor entero y P es la probabilidad de ocurrencia, si los eventos anuales son independientes, lo cual permite calcular el grado de falla de la probabilidad de vida útil en n años, el riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (19)$$

Proyectando la vida útil de una obra en “n” años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno “T”, fijando el riesgo de falla admisible “R”, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (ver Figura 1).

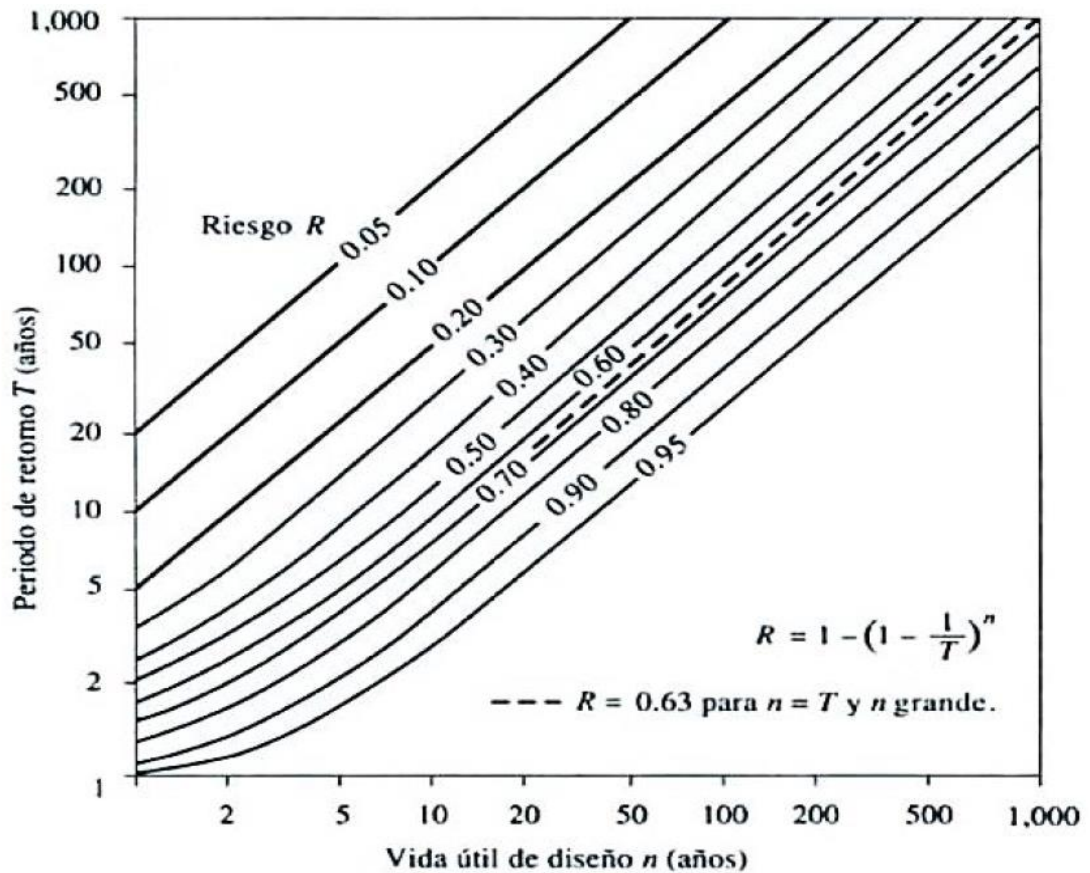


Figura 1. Riesgo de excedencia durante la vida útil.

Fuente: Tomado de (Ven Te Chow et al, 1994).

Tabla 4. Valores de período de retorno “T” años

Riesgos admisibles	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	25	50	100	200	
0.01	100	199	299	498	1990	24388	4975	9950	19900	
0.02	50	99	149	248	990	1238	2475	4950	9900	
0.05	20	39	59	98	390	488	975	1950	3900	
0.1	10	19	29	48	190	238	475	950	1899	
0.2	5	10	14	23	90	113	225	449	879	
0.25	4	7	11	18	70	87	174	348	695	
0.5	2	3	5	8	29	37	73	154	289	
0.75	1.3	2	2.7	4.1	15	18	37	73	144	
0.99	1	1.11	1.27	1.66	5	5.9	11	22	44	

Fuente: Tomado de (Te Chow et al, 1994).

Según el manual de Carreteras, hidrología, hidráulica y drenaje» del M.T.C se recomienda utilizar los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla 5. Riesgo admisible de obras de drenaje.

Tipo de obra	Riesgos admisibles (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Sub drenes	40
Defensas ribereñas	25

Fuente: Tomado de (MTC, 2012).

2.2.12. Periodo de retorno para el control de inundaciones

El análisis del periodo de retorno en inundaciones se da de acuerdo a criterios establecidos por la normativa nacional, internacional y experiencias propias del lugar de estudio, en base a la información disponible que se tiene.

El periodo de retorno de la tormenta se define en función de la importancia del estudio. Para el estudio de áreas de inundación se toman los periodos de retorno de 10, 50 y 200 años (INDECI, 2011).

Es el tiempo en número de años donde el promedio del caudal pico o precipitación máxima será igualado o excedido una vez cada “t” años.

2.2.13. Tormenta de diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico, usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales, una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta (MTC, 2008).

2.2.14. Curvas intensidad duración frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h), puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia, comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como (MTC, 2008):

$$i = \frac{P}{Td} \quad (20)$$

Donde: P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas, la frecuencia se expresa en función del período de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño, las curvas intensidad duración frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno (MTC, 2008).

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el ejemplo (Ver Figura 2).

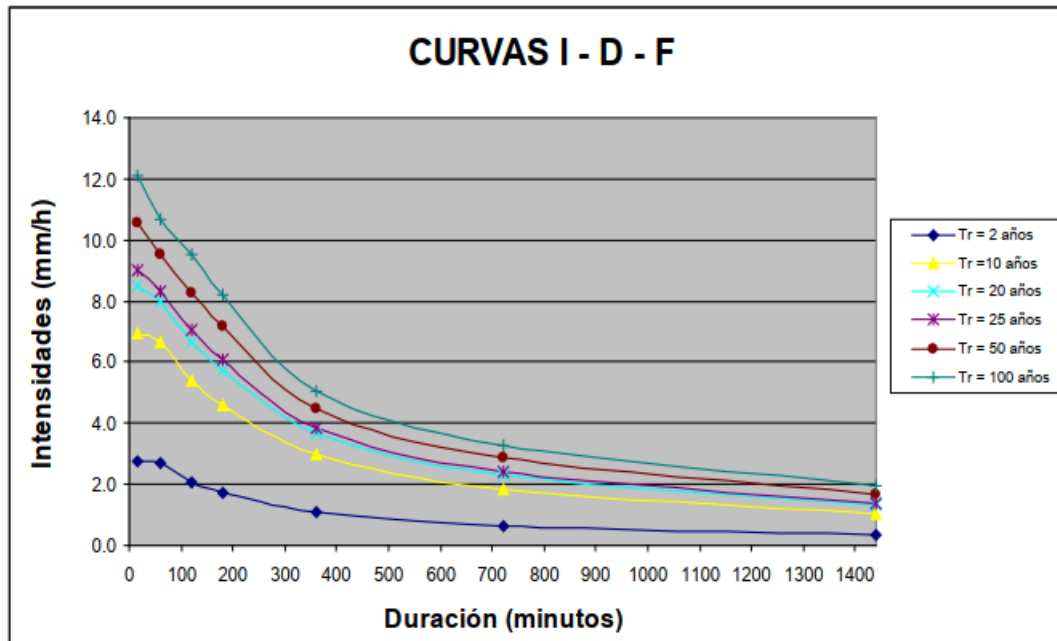


Figura 2. Ejemplo Curvas Intensidad Duración Frecuencia para lluvia máxima

Fuente: (MTC, 2008).

Las curvas de intensidad, duración y frecuencia también pueden ser expresados mediante ecuaciones para poder evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica, así mismo, se presenta el modelo general.

$$I = \frac{a}{(D+b)^m} \quad (21)$$

Donde: I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno, asimismo para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal (MTC,2008).

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas (MTC, 2008).



La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (22)$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

Las curvas de intensidad duración frecuencia, se calculan, por medio de la siguiente relación:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \quad (23)$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min).

2.2.15. Parámetros de escorrentía

2.2.15.1. Tiempo de concentración

Se denomina tiempo de concentración, 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 esta (estación de aforo), este tiempo es en función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca, todas aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendiente, vegetación y otras de menor grado, hacen variar el tiempo de concentración (Villón, 2002).

2.2.15.2. Método de Kirpich

Según Kirpich la fórmula para el cálculo del tiempo de concentración es:

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385} \quad (25)$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración, minutos.

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

S = pendiente promedio de la cuenca, m/m

2.2.15.3. Método de Hataway

$$T_c = \frac{0.606(L*n)^{0.467}}{s^{0.234}} \quad (26)$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración (horas)

L: Longitud del cauce principal (km)

n: Factor de rugosidad

s: Pendiente (m/m)

Los valores de "n", se determinan en base a los valores de la Tabla 6.

Tabla 6. Valores de rugosidad "n"

TIPO DE SUPERFICIE	VALOR DE N
Suelo liso impermeable	0.02
Suelo desnudo	0.10
Pastos pobres, cultivo en hileras o suelo desnudo	0.20
Pastizales	0.40
Bosques de frondosas	0.60
Bosques de coníferas, o de frondosas con una capa densa de residuos orgánicos o de césped	0.80

Fuente: Tomado de Pilgmn y Cordery (1975).



2.2.15.4. Método de retardo SCS

Según el U.S Soil Conservation Service, recomienda trabajar con la siguiente fórmula para cuencas pequeñas menores a 10 km².

$$tc = \frac{0.0136 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}} \quad (27)$$

L = longitud hidráulica de la cuenca mayor trayectoria de flujo.

CN = Número de curva SCS

S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.

2.2.16. Parámetros de tránsito de flujo

2.2.16.1. Método de Muskingum

El método Muskingum es un método de tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables, este método modela el almacenamiento volumétrico creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma, durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña, durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa, adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático (Ven Te Chow et al, 1994).

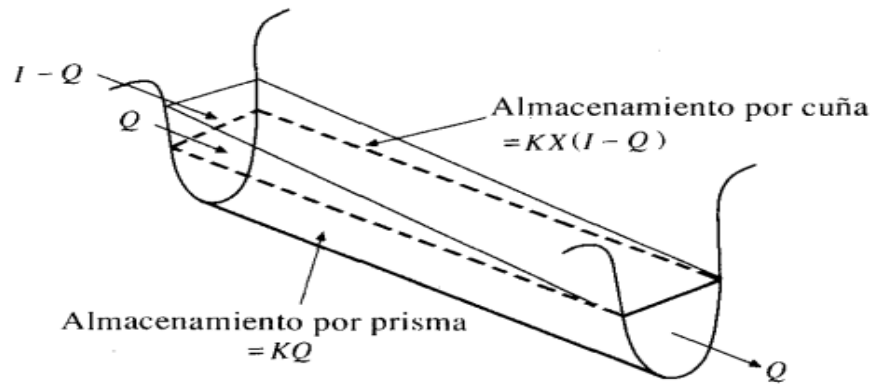


Figura 3. Esquema de tránsito del volumen de agua en una crecida

Fuente: Tomado de Ven Te Chow et al. (1994)

$$S_{prisma} = K \cdot O$$

$$S_{cuña} = b \cdot (I - O)$$

Dónde:

S = Almacenamiento en el tramo considerado de un cauce

I = Caudal de entrada en un tramo

O = Caudal de salida del tramo

K = Constante referente al almacenamiento en prisma

b = Constante referente al almacenamiento en cuña

$$S = S_{prisma} + S_{cuña} = K \cdot O + b \cdot (I - O) = bI + (K - b) O$$

$$k \left(\frac{b}{k} I + \frac{(k-b)}{k} \cdot O \right) = k \left(\frac{b}{k} I + \left(1 - \frac{b}{k} \right) \cdot O \right) \quad (28)$$

Si b/K entonces:

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

Donde K se le puede dar un valor inicial antes de la calibración:

$$K = \frac{L}{V} \quad (29)$$

Dónde:

L : Longitud del cauce

V : Velocidad media



X se encuentra entre 0.0 y 0.3 con un valor medio cercano a 0.2; asimismo, no se necesita una gran precisión en la determinación de X debido a que los resultados del método son relativamente insensibles al valor de este parámetro, el parámetro K es el tiempo de tránsito de una onda de creciente a través del tramo de canal, para el tránsito hidrológico, los valores de K y X se suponen especificados y constantes para todo el rango de flujo (Ven Te Chow, 1994).

2.2.17. Hietograma de diseño

El Hietograma es un gráfico de forma escalonada como un histograma que representa la variación de la intensidad expresada en mm/hr de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas (Villón, 2002).

2.2.17.1. Método del bloque alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia, el hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$ (MTC, 2012).

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración, tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt , estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden

descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (MTC, 2012).

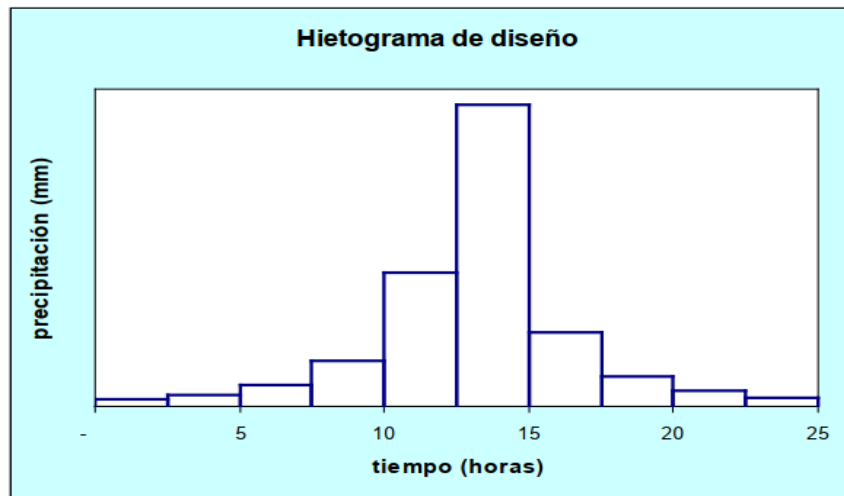


Figura 4. Ejemplo Hietograma de Diseño

Fuente: (MTC, 2012).

2.2.18. Precipitación efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo, después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial (MTC, 2008).

2.2.19. Escorrentía o escurrimiento

Se define la escorrentía como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre, y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (Villon, 2002).

Es la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta, debido a la alta variabilidad de intensidad de precipitación, este valor es difícil de determinar utilizando la

información observada, un coeficiente de escorrentía también puede definirse como la relación entre la escorrentía y la precipitación sobre un periodo de tiempo dado, estos coeficientes se aplican comúnmente a precipitaciones y escorrentías de una tormenta, pero también pueden utilizarse para información de caudales mensuales o anuales si $\sum_{m=1}^M R_m$ es la precipitación total y r_d la correspondiente profundidad de escorrentía, entonces el coeficiente de escorrentía puede definirse como (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

$$C = \frac{r_d}{\sum_{m=1}^M R_m}$$

2.2.20. Infiltración y percolación

La infiltración se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares (Aparicio, 1992).

La percolación se da con el movimiento del agua a través de un material permeable, como el suelo que se ha saturado con agua, estos dos fenómenos están interrelacionados ya que el primero solo puede ocurrir cuando ocurre el segundo a través del movimiento del agua sobre el material permeable.

2.2.21. Abstracciones

Las Abstracciones incluyen la intercepción de precipitación por la vegetación del terreno, el almacenamiento en depresiones en la superficie del suelo a medida que el agua se acumula en hundimientos en la superficie, y la infiltración del agua en el suelo, las abstracciones por intercepción y almacenamiento en depresiones se estiman con base a la naturaleza de la



vegetación y de la superficie del terreno o se suponen despreciables en una tormenta grande (Ven Te Chow et al, 1994).

2.2.21.1. Método del número de curva

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, este método se aplica tanto a cuencas pequeñas como a cuencas medianas, el parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano, su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso de cálculo de aportaciones líquidas (Villón, 2002).

El método se basa en la siguiente relación:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{Pe} \quad (30)$$

Donde:

F = Infiltración real acumulada

S = Infiltración potencial máxima

Q = Escorrentía total acumulada

Pe = Escorrentía potencial o exceso de precipitación

El Soil Conservation Service en 1972 desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación 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 adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S, existe una cierta cantidad de precipitación, la (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo



cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es P-Ia (Ven Te Chow et al, 1994).

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra, se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Tabla 7. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola y urbana.

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada:	Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales	Condiciones pobres	68	79	86	89
	Condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de ríos	Condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques	Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
	Cubierta buena	25	55	70	77
óptimas condiciones: Áreas abiertas, césped, parque, campos de golf, cementerios, etc.	Cubierta de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
	Condiciones aceptables cubierta de pastos en el 50 al 75%	49	69	79	84
áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial					
Tamaño promedio de lote	Porcentaje promedio impermeable				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentos, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y Carreteras	Pavimentos con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
	Grava	76	85	89	91
	Tierra	72	82	87	89

Fuente: (Ven Te Chow et al, 1994).

Una descripción detallada para definir el tipo de suelo se muestra en la Tabla 8, los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra, se definen cuatro grupos de suelo (MTC, 2011).

Tabla 8. Clasificación hidrológica de los suelos

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

Fuente: (Ven Te Chow et al, 1994).

2.2.22. Hidrograma de avenida

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de las variaciones del caudal con respecto al tiempo, arregladas en orden cronológico en un lugar dado de la corriente (Villón, 2002).

2.2.22.1. Hidrograma unitario

Se define como el hidrograma de escurrimiento debido a una precipitación con altura en exceso (hp_e) unitaria (un mm, un cm, una plug, etc.) repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un periodo específico de tiempo de duración en excesos, el hidrograma unitario, es un

hidrograma típico de la cuenca como las características fisiográficas de la cuenca (área, forma, pendiente, etc. Son relativamente constantes, cabe esperar una considerable similitud en la forma de los hidrogramas, correspondientes a las precipitaciones de características similares duración, intensidad, distribución, cantidad de escurrimiento, etc. (Villón, 2002).

2.2.22.2. Hidrograma unitario triangular del S.C.S.

Mockus desarrollo un hidrograma sintético de forma triangular del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base T_b y el tiempo pico T_p se relaciona mediante la siguiente expresión.

$$T_b = 2.67 T_p$$

Asu ves el T_p se expresa como:

$$T_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Donde d_e es la duración en excesos y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración.

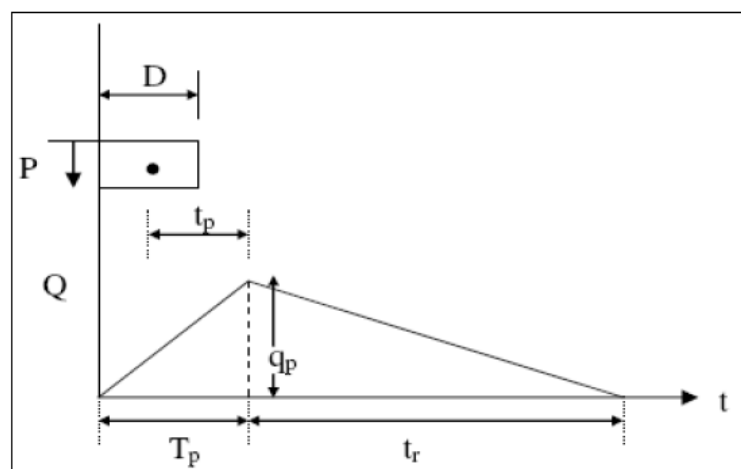


Figura 5. Hidrograma unitario triangular del S.C.S.

Fuente: (Aparicio, 1992)

2.2.22.3. Hidrogramas unitarios adimensionales

En la mayoría de casos es suficiente con el hidrograma unitario triangular para propósitos prácticos, sin embargo, si la extensión de la curva de recesión del hidrograma afecta el diseño, puede utilizarse un hidrograma curvilíneo para obtener un hidrograma unitario para una cuenca en particular, basta multiplicar las coordenadas por el gasto del pico y las abscisas por el tiempo de pico de la ecuación (Aparicio, 1992).

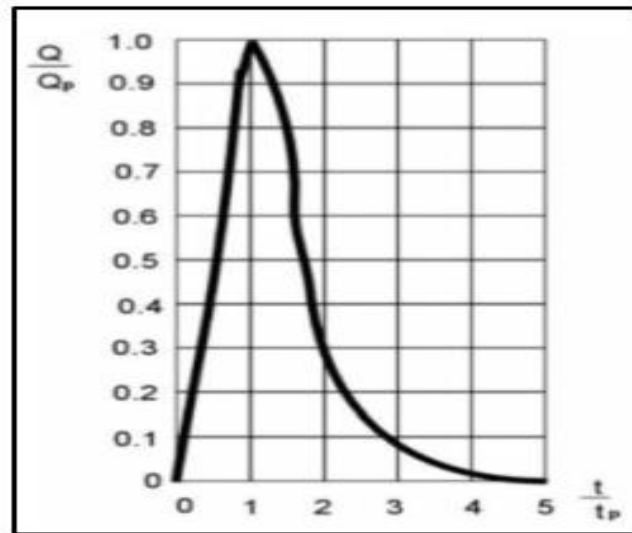


Figura 6. Hidrograma unitario adimensional

Fuente: (Aparicio, 1992)

2.2.23. Modelo hidrológico HEC-HMS

El programa Hydrologic Model System (HEC-HMS) fue creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del centro de investigación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU, para imitar cómo el sistema de cuencas hidrográficas procesa la precipitación y la escorrentía, para imitar cómo el sistema de la cuenca procesa la precipitación y la escorrentía.

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de una



precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos, cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca, un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o un embalse, el resultado del proceso de modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sirios elegidos de la cuenca del río (Villón, 2002).

2.2.24. Modelación hidráulica.

El modelamiento hidráulico se describe como una descripción matemática de todas las respuestas que pueda presentar una cuenca ante la ocurrencia de una secuencia de eventos de precipitación hidrogramas en localidades sin estaciones limnigráficas.

Los modelos hidráulicos son herramientas esenciales para investigar cómo funcionan las redes, para planificar y diseñar mejoras en los sistemas de infraestructura hídrica y para predecir los procesos de eventos extremos, los modelos hidráulicos e hidrológicos bien contruidos y calibrados pueden demostrar claramente las consecuencias del impacto del cambio climático en la distribución y calidad de los recursos hídricos, por encima y por debajo de las superficies terrestres.

2.2.25. Modelo Iber

El modelo Iber es de uso gratuito que contiene módulos hidrodinámicos, turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos, basado en soluciones de ecuaciones apropiadas utilizando el enfoque de volumen finito e incluye técnicas



más avanzadas basadas en la solución del problema 2D, la ecuación de Saint Venant.

IBER es un modelo matemático bidimensional para la simulación de flujos en ríos, promovido por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua, y desarrollado en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA, perteneciente a la Universidad de Coruña), el Grupo FLUMEN (de la Universidad Politécnica de Catalunya y de la Universidad de Barcelona) y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE, vinculado a la Universidad Politécnica de Catalunya). El rango de aplicación de IBER abarca 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 estuarios.

2.2.26. Mapas de peligrosidad ACA

La metodología española ACA identifica zonas de peligrosidad alta que se representa con el color rojo y son áreas con alta peligrosidad para la integridad de las personas por la profundidad de la lámina de agua que son mayores a 1 m y por la velocidad de la corriente mayor a 1 m/s, y las zonas de peligrosidad moderada se representa con el color verde, que corresponde a áreas susceptible a inundaciones, pero con calados y velocidades que no son peligro para la vida humana, considerando que el tirante a agua es menor a 1 m y la velocidad es menor 1 m/s y finalmente las zonas de peligrosidad baja que se representa con el color azul y son áreas de baja probabilidad de inundación, considerando que frecuencia, calados y velocidades son muy bajos y no causan daños a la población.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO

3.1.1. Localización

Está ubicado en el Perú en la región de Puno, provincia de Melgar, distrito de Orurillo. Se encuentra a una altitud de 3938 msnm, en las coordenadas geográficas Latitud: $14^{\circ} 42' 51''$, Longitud: $70^{\circ} 30' 33''$, con un área de 379.05 km^2 , teniendo una población de 10805 habitantes, con una densidad poblacional de 27.2 hab/km^2 .

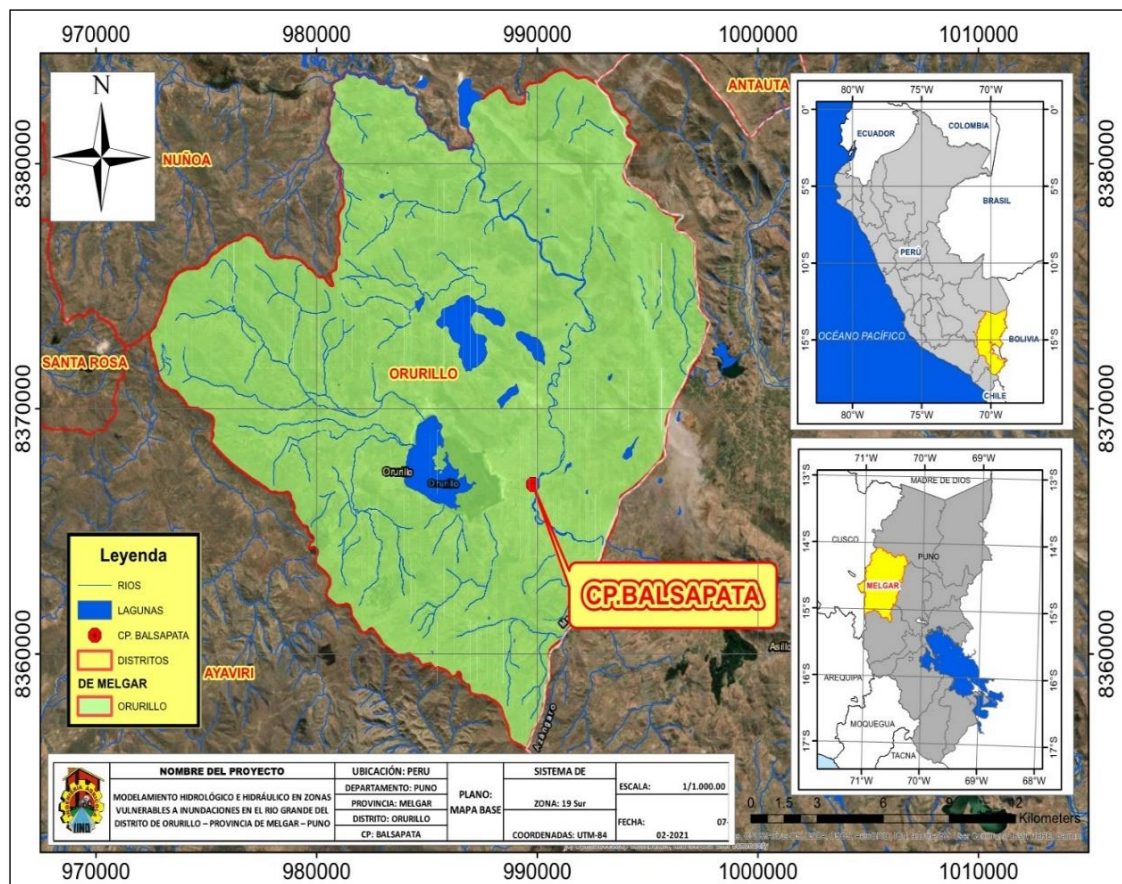


Figura 7. Mapa de la zona de estudio



El área del proyecto está ubicada en el departamento de Puno, provincia de Melgar – distrito Orurillo, centro poblado de Balsapata. Se detalla los siguientes datos del proyecto.

Ubicación de la zona de estudio:

- Coordenada este inicial: 344229
- Coordenada norte inicial: 8371890
- Coordenada este final: 343730
- Coordenada norte final: 8370021
- Altitud: 3897 msnm.

Límites del distrito de Orurillo limita:

- Por el norte: distrito de Nuñoa.
- Por el sur: distrito de Asillo.
- Por el este: distrito de Antauta.
- Por el oeste: provincia de Melgar y distrito de Santa Rosa.

3.1.2. Características físicas

3.1.2.1. Clima

La cuenca en estudio presenta un clima muy frío, llegando a temperaturas muy bajas en el invierno que se da por los meses de junio y julio, seguidos por fuertes vientos en el mes de agosto, en el transcurso del año, la temperatura esta por lo general entre $-6\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $17\text{ }^{\circ}\text{C}$ y raras veces disminuye menos de $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$ o incrementa a más de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

3.1.2.2. Cobertura vegetal

En la parte baja de la cuenca se tiene Pajonal y césped de puna, cultivos agropecuarios y bofedales. En la cuenca media se tiene cultivos agropecuarios, bofedales, lagunas y en mayor cantidad se tiene pajonal y césped de puna, en la

cuenca alta se tiene tierras altoandinas sin vegetación, herbazal de tundra, lagunas y pajonal y césped de puna.

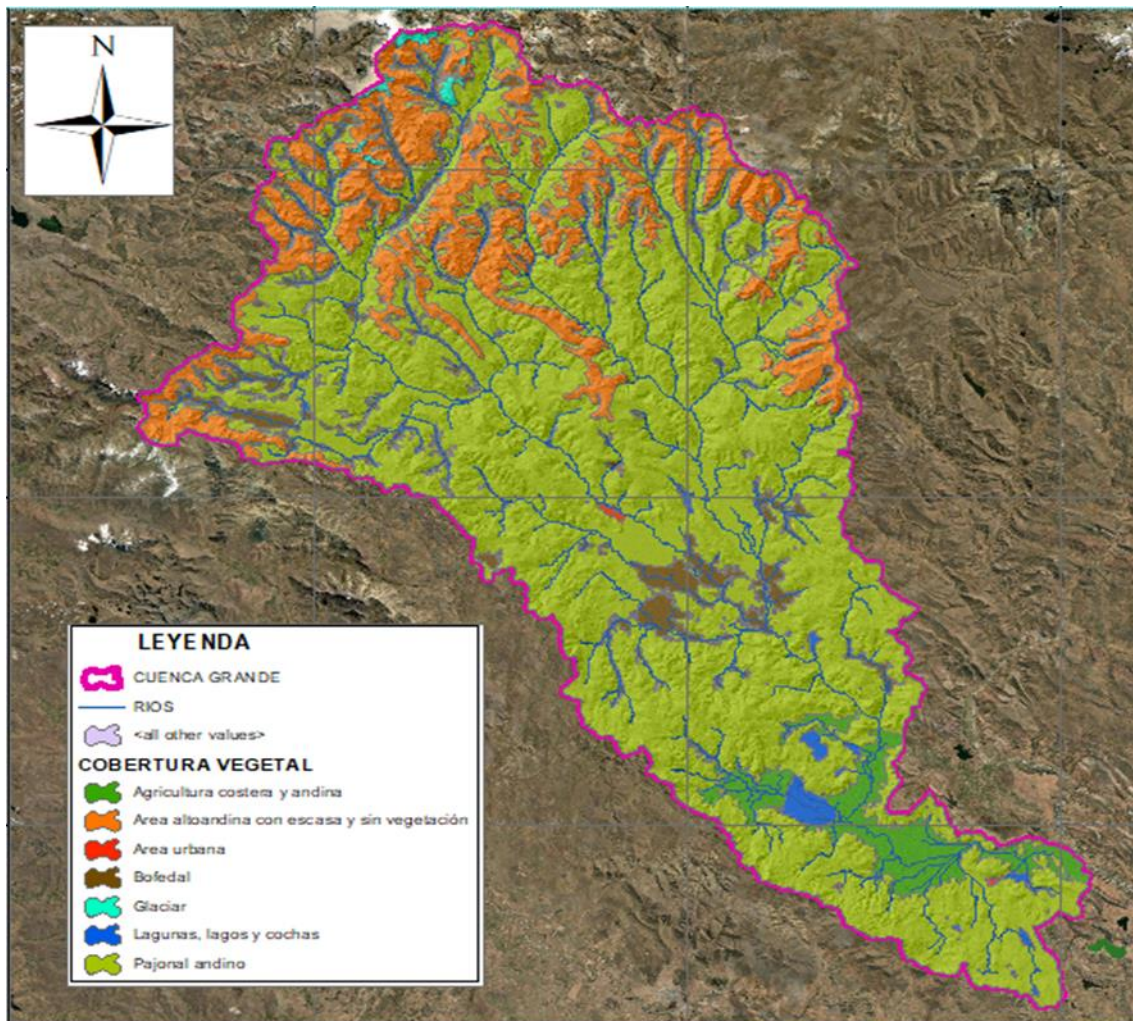


Figura 8. Mapa de cobertura vegetal de la cuenca río Grande

3.1.2.3. Capacidad de uso de suelo

La parte baja de la cuenca se cuenta con lagunas y pastos de calidad agrológica media, la parte media y alta se cuenta con cultivos en limpio, pastos y nevados.

3.1.2.4. Hidrología

El río Grande que discurre con dirección noroeste-sureste, nace en las alturas de Nuñoa (extremo norte de la cuenca), en el sector de los nevados Quelma

y Jampatune, donde inicialmente recibe el nombre de río Quenamari y luego de su confluencia con el río Ñachuyo, toma el nombre de río Nuñoa que al unirse con el río Jorahuiña en el sector de Buenavista, se le conoce como río Grande. En la Figura 9 se tiene la red de drenaje y al cauce o río principal de la cuenca Río Grande.

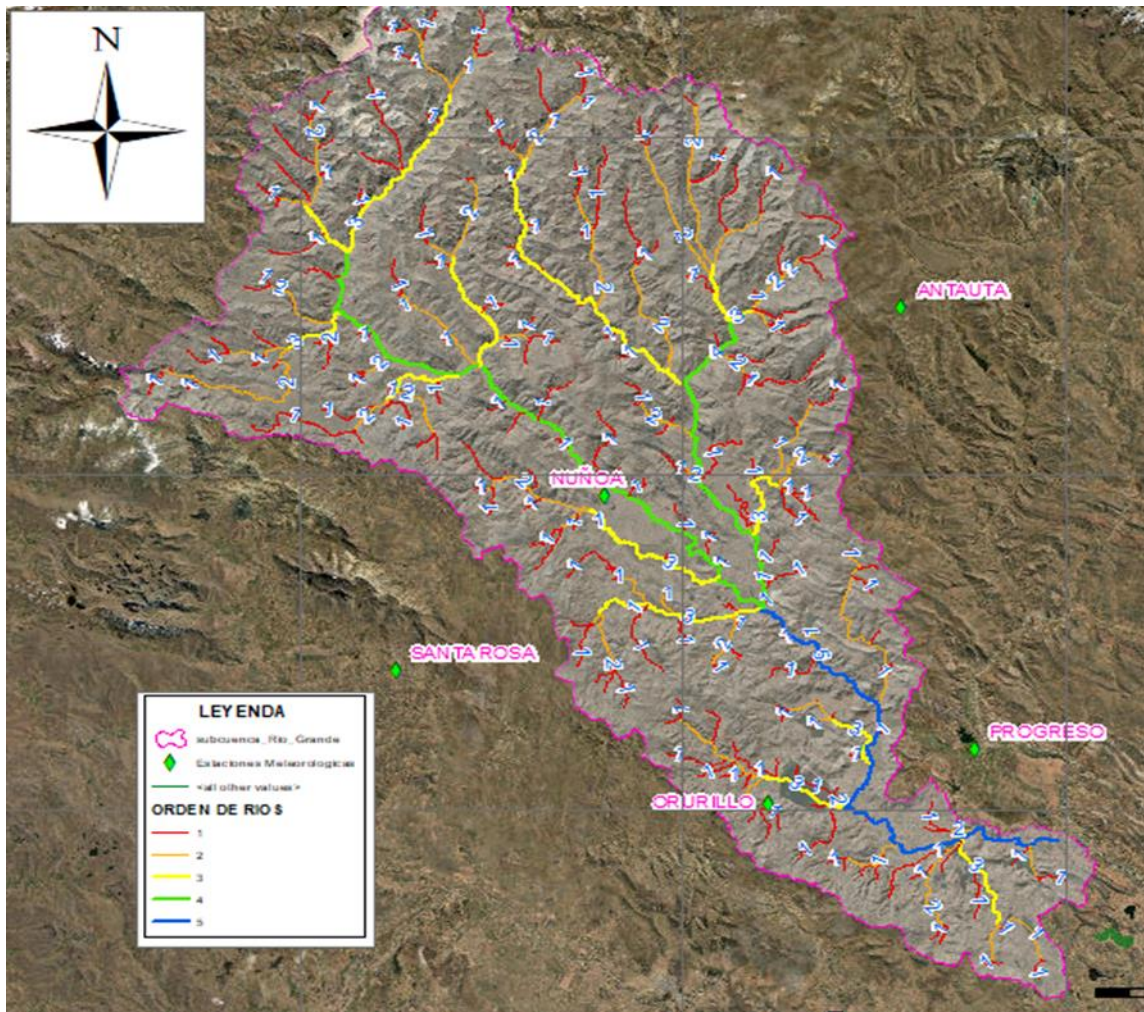


Figura 9. Mapa Hidrográfico de la cuenca del Río Grande

3.1.2.5. Curva Número (CN)

Se recolecto de información temática de cobertura vegetal del Ministerio del Ambiente, mapa temático de suelo de la FAO y UNESCO y el modelo digital de elevación MDE del Geoservidor USGS, para este proceso se utilizó la

extensión HEC-geoHMS para ArcGIS 10.5, de acuerdo al tipo de cobertura y tipo de suelo se asignó un código de reclasificación para cada uno, en base de valores de los grupos hidrológicos que se muestra en la tabla 3 seguidamente se procede a realizar una unión entre la cobertura vegetal y tipo de suelo con la herramienta unión, generando un nuevo mapa en formato vectorial, utilizando la herramienta HEC-geoHMS, desde el menú Utility cargar Generate CN GRID, en la ventana que aparece se carga el MDE corregido, la información vectorial producto de la unión (mapa de cobertura vegetal y suelos), y la tabla 4 (valores de los grupos hidrológicos), que es lo requiere esta herramienta para generar el mapa de Número de Curva, realizado el geoprocesamiento se obtuvo como resultado el Mapa de Número de Curva, ver Figura 10, se muestran las distribuciones espaciales de los valores de Número de Curva para condiciones Normales.

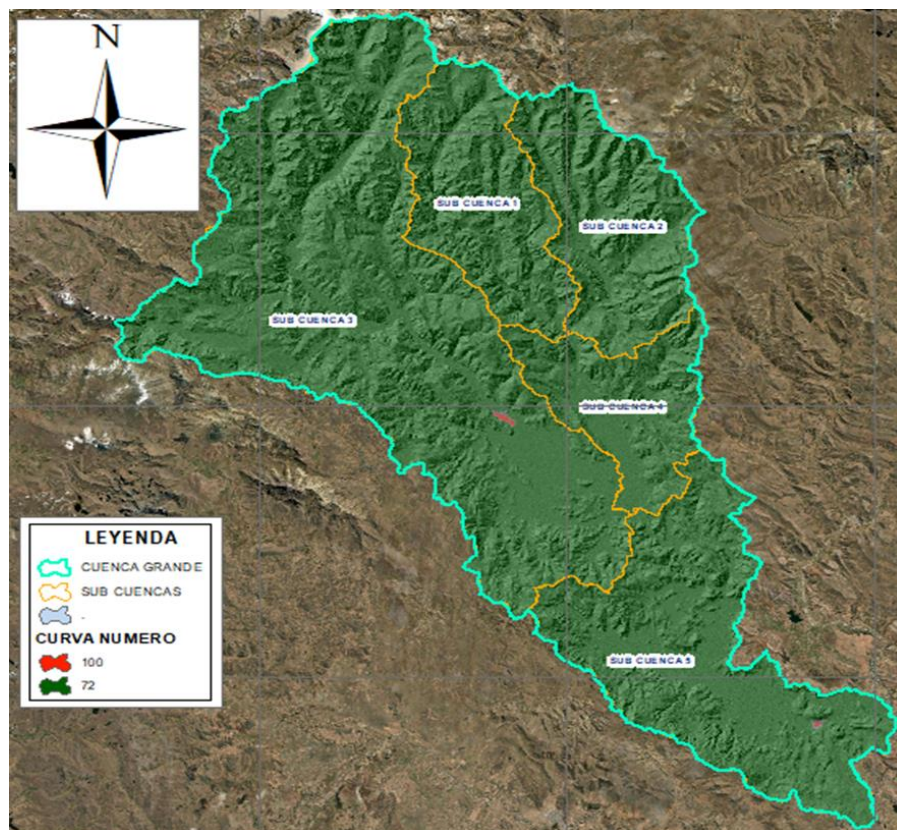


Figura 10. Mapa de número de curva de la cuenca Río Grande

3.2. MATERIALES

3.2.1. Información cartográfica

La información cartográfica se obtuvo de los Geoservidores web del Ministerio de Educación (MINEDU), Ministerio del Ambiente (MINAM), Instituto Geográfico Nacional (IGN). Mapas de Cartas Nacionales 1:100,000.

3.2.2. Información meteorológica

La información pluviométrica se obtuvo de las estaciones meteorológicas que son dirigidas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), de cinco estaciones que se encuentran dentro de la cuenca como son: estación Orurillo, Nuñoa, Santa Rosa, Progreso y Antauta.

Tabla 9. Estaciones que se encuentran dentro de la cuenca

Estación	Coordenada x este	Coordenada y norte	Altitud (m.s.n.m)
Nuñoa	323968.95	8398190.72	4135
Orurillo	336729.98	837061851	3920
Santa Rosa	307575.79	8382530.66	3966
Antauta	347222.4	8414940.52	4150
Progreso	352976.45	8375605.75	3970

3.2.3. Información topográfica

La información topográfica ha sido obtenida de un levantamiento topográfico del relieve superficial del terreno cubierto por el agua (batimetría), que se realizó en el río Grande desde el tramo 9+800 al 11+800 del río en sentido aguas abajo desde la bocatoma Quishuarani entre los sectores de Jahuaquena Caluyo Rosaspata Isla, Buenos Aires, en el centro poblado Balsapata.



Figura 11. Mapa topográfico de la zona de estudio en el Río Grande

3.2.3.1. Materiales de escritorio

- Computadora portátil.
- Uso de Software

3.2.3.2. Programas de computo

- Hidro Esta 2.
- Hydrognomon 4
- ArcGIS 10.5.
- HEC HMS 4.9
- IBER
- AutoCAD Civil 3D 2022.
- Microsoft Word, Excel.

3.2.3.3. Materiales de campo

- Estación total.
- GPS.
- Cámara fotográfica.
- Radio.

3.3. METODOLOGIA

La metodología utilizada para dar cumplimiento a los objetivos propuestos, se divide en tres procesos

- Procesamiento estadístico de la información pluviométrica recabada de las estaciones meteorológicas.
- Modelación hidrológica utilizando el Software HEC-HMS.
- Modelación hidráulica utilizando el software IBER obteniendo los calados de velocidad y profundidades.

En la Figura 12 se tiene el esquema metodológico del proyecto de investigación.

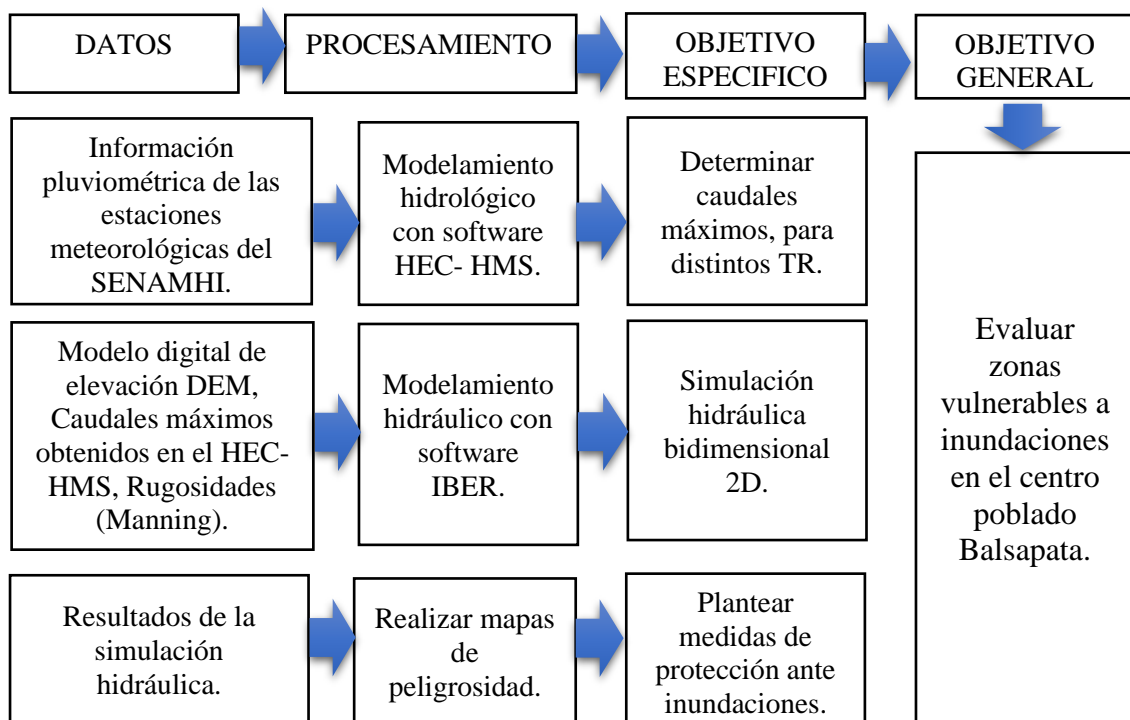


Figura 12. Esquema metodológico



3.4. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.

La metodología y procedimiento empleado para la estimación las descargas máximas, se resume a continuación:

3.4.1. Delimitación de la cuenca en estudio

La delimitación de la cuenca hidrográfica en estudio, se delimito a partir de un modelo digital de elevación (DEM) ALOS PALSAR de 12.5 metros de resolución, a continuación, se tiene los pasos a seguir para obtener el modelo de la cuenca Río Grande delimitada.

Proceso en Arc Hidro Tools

- Llenar huecos del DEM (Fill the sinks).
- Dirección del flujo (Flow Direction).
- Acumulación del flujo (Flow Accumulation).
- Definición de corrientes (Stream Definition).
- Segmentación de corrientes (Stream Segmentation).
- Delineación del Grid de sub cuencas (Catchment Grid Delineation).
- Procesamiento polígono de las sub cuencas (Catchment Polygon Processing).
- Procesamiento de líneas de drenaje (Drainage Line Processing).
- Procesamiento de sub cuencas adjuntas (Adjoint Catchment Processing).
- Delineación de punto de salida (Point delineation).
- Generación del área de proyecto (Generation of the project area).

En la Figura 13 se tiene la delimitación de la cuenca hidrográfica Río Grande, desarrollado con la herramienta Arc Hidro Tools del ArcGIS.

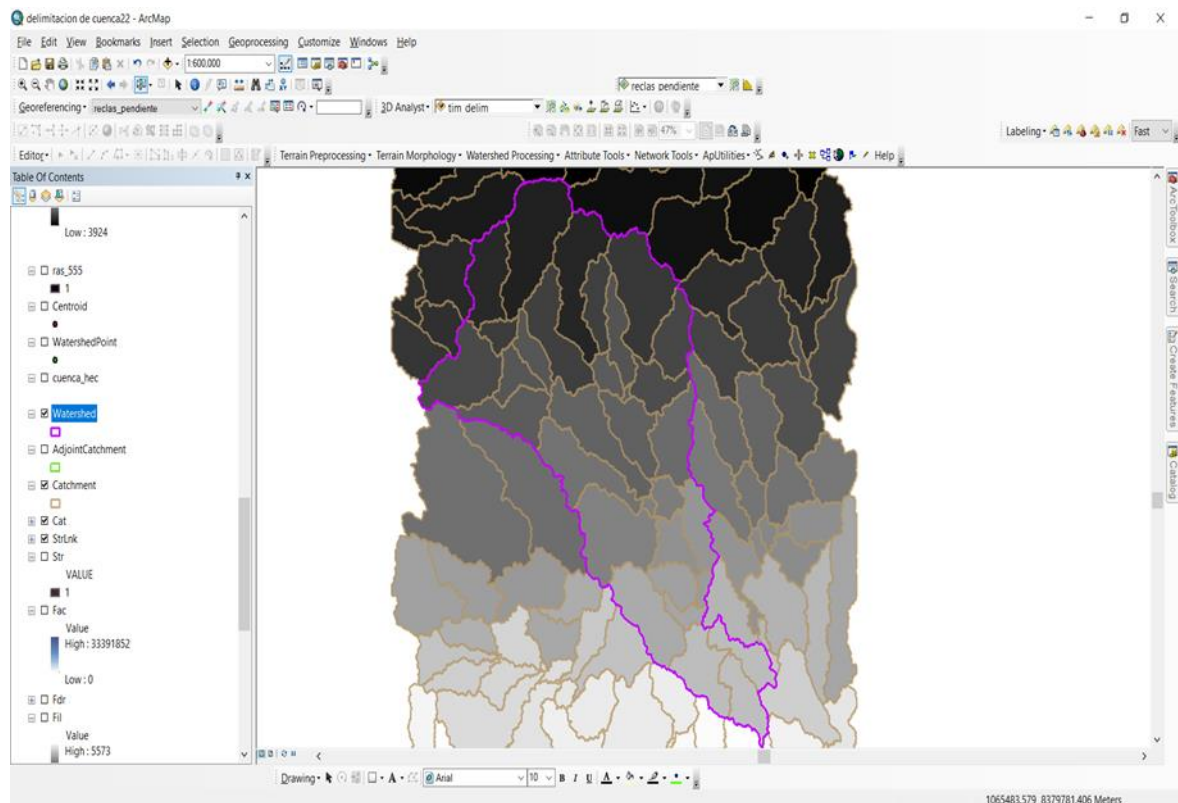


Figura 13. Delimitación de cuenca Río Grande

3.4.2. Distribución de precipitación

3.4.2.1. Polígonos de Thiessen

El método de los polígonos de Thiessen nos ayuda a delimitar el área de influencia de la precipitación en la cuenca, a partir de un shape de puntos que represente a las estaciones meteorológicas, teniendo en cuenta que el tamaño y la configuración de los polígonos depende de la distribución de las estaciones.

Este método de los polígonos de Thiessen nos ayuda a determinar la precipitación media a real de la cuenca Grande, este cálculo se desarrolló a través de la caja de herramientas de Arcgis (Toolbox) con la herramienta Create Thiessen Polygons.

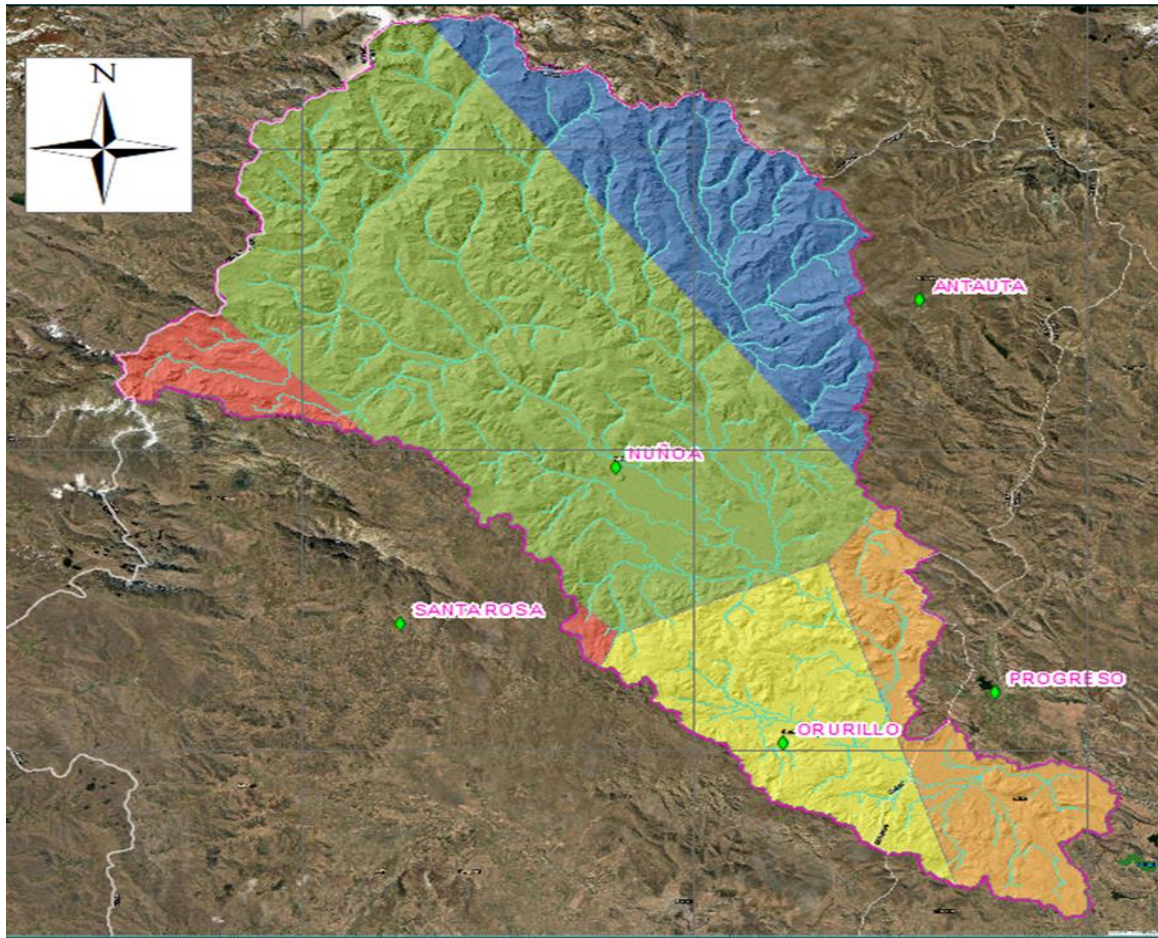


Figura 14. Mapa de polígonos de Thiessen de cuenca Río Grande

3.4.3. Caracterización geomorfológica de la cuenca.

La geomorfología está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de una cuenca a través de la escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural.

Los principales parámetros del relieve son la pendiente media del cauce, la pendiente media de la cuenca, la curva hipsométrica, el histograma de frecuencias altimétricas y la altura media, que es la relación entre el gradiente altitudinal del cauce y su longitud. Las siguientes características físicas se tomaron en cuenta en el estudio:

3.4.3.1. Área de la cuenca

El área de cuenca es el área proyectada sobre un plano horizontal, que contribuye con el flujo superficial que es captada dentro de los límites de la cuenca siguiendo la línea de divortium acuarium para el estudio el área de la cuenca del Río Grande está determinada con el apoyo de los Sistema de Información geográfica SIG.

Tabla 10. Área de la cuenca.

PARÁMETROS	CUENCA RIO GRANDE
Área en km ²	2,771.00

3.4.3.2. Perímetro de la cuenca.

El perímetro de la cuenca es un parámetro que se define mediante la longitud de la línea de división de aguas.

Tabla 11. Perímetro de la cuenca.

PARÁMETROS	CUENCA RIO GRANDE
Perímetro en km	472

3.4.3.3. Cálculo de la curva hipsométrica

Las distribuciones de zonas alta, media y bajas son visible en el cálculo de la curva hipsométrica mediante la representación gráfica de la variación de elevaciones de una cuenca, el proceso para determinar la curva hipsométrica fue Clasificar el ráster de alturas (MDE) con la herramienta Reclassify, con igual número de intervalos.

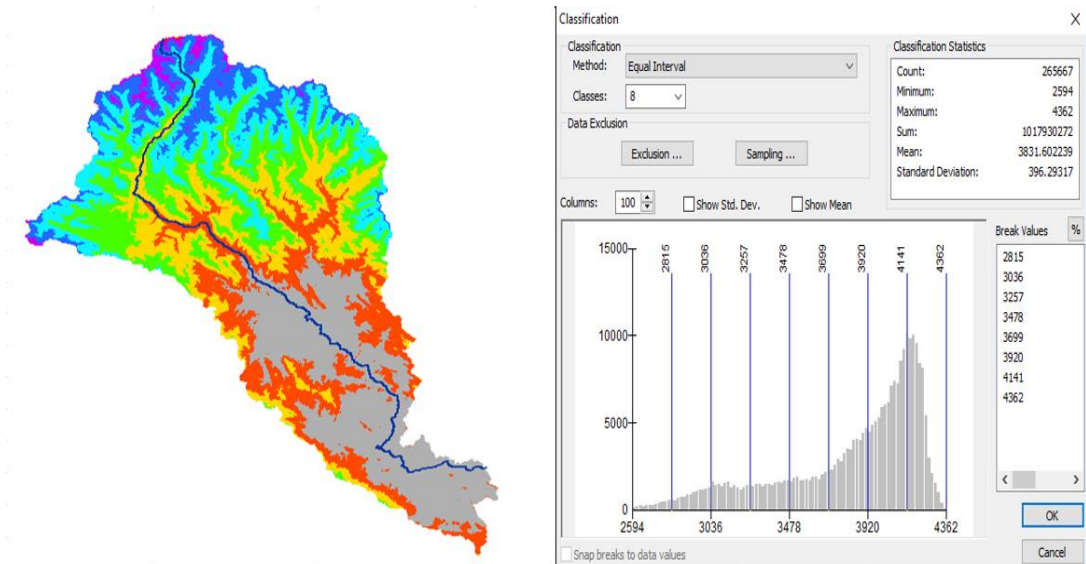


Figura 15. Áreas parciales y acumuladas para elaboración de Curva Hipsométrica

Para determinar el área entre curvas aplicamos la herramienta zonal Statistics as Table. Donde se obtiene datos de elevación y áreas entre curvas, posteriormente Estos resultados los llevamos a Excel y realizar los gráficos respectivos.

Tabla 12. Áreas acumuladas y parciales de la curva hipsométrica

Altitud m.s.n.m	Áreas parciales km ² (%)		Áreas acumuladas			
			por debajo km ² (%)		por encima km ² (%)	
punto más bajo						
3,924.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,768.48	100.00
4,130.00	694.43	25.08	694.43	25.08	2,074.05	74.92
4,336.00	459.04	16.58	1,153.48	41.66	1,615.00	74.92
4,541.00	444.30	16.05	1,597.77	57.71	1,170.70	58.34
4,747.00	481.77	17.40	2,079.54	75.11	688.94	42.89
4,953.00	420.00	15.17	2,499.54	90.29	268.94	9.71
5,158.00	225.17	8.13	2,724.71	98.42	43.77	1.58
5,364.00	42.28	1.53	2,766.99	99.95	1.49	0.05
5,569.00	1.49	0.05	2,768.48	100.00	0.00	0.00
punto más alto	2,768.48	100.00				

Con los campos “altura Promedio” y “Área acumulada entre curvas %” podemos realizar la curva hipsométrica de la cuenca.

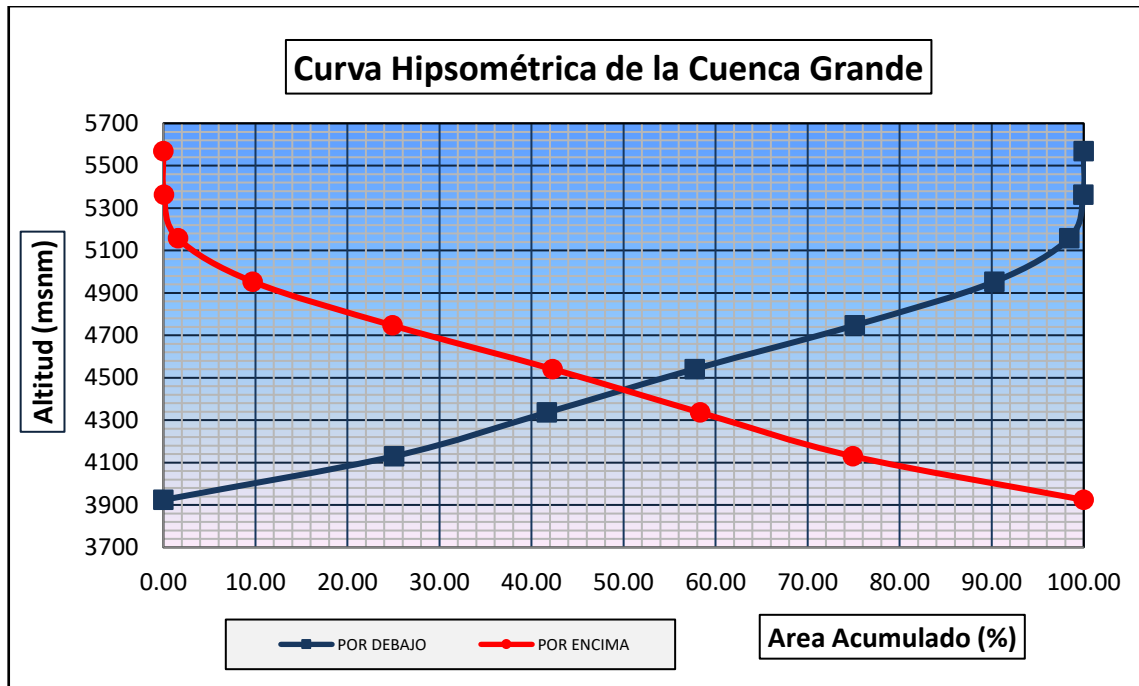


Figura 16. Curva Hipsométrica de la Cuenca Grande

Cálculo de Altitud Mediana = 4450 msnm (Intersección de las curvas hipsométricas)

3.4.3.4. Cálculo del Índice de Gravelius (K)

Este parámetro describe la geometría de la cuenca y está directamente relacionado con el período de concentración del sistema hidrológico, cuando el Índice de Gravelius K está dentro de los rangos de 1.00 a 1.25, la cuenca tendrá una forma circular y de lo contrario tendrá una forma alargada.

$$K_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca 472.00 km

A = Área de la cuenca 2768.00 km²

Entonces:

$$K_c = 2.5308$$

Como en índice de K_c es mayor a 1.25 la cuenca Grande tiene una forma alargada

3.4.3.5. Perfil longitudinal del río

Para calcular la pendiente de nuestro cause principal se trabajó según la ecuación de Taylor Schwartz, este método considera que un río está formado por n tramos cada uno con pendientes uniformes.

Tabla 13. Datos topográficos en tramos del cauce principal para la determinación de la pendiente.

N° Segmento	Progresiva	Long. (m)	Long. Acum. (m)	Cota	Desnivel	S	1/(S)^0.5
0	0+000	0.00	0.00	5,569.00			
1	21+000	2,100.00	2,100.00	4,490.00	1,079.00	0.2403	2.0399
2	42+000	2,100.00	4,200.00	4,325.00	165.00	0.0382	5.1198
3	63+000	2,100.00	6,300.00	4,140.00	185.00	0.0447	4.7306
4	84+000	2,100.00	8,400.00	4,000.00	140.00	0.0350	5.3452
5	105+000	2,100.00	10,500.00	3,960.00	40.00	0.0101	9.9499
6	126+000	2,100.00	12,600.00	3,925.00	35.00	0.0089	10.5898
7	137+000	1,100.00	13,700.00	3,910.00	15.00	0.0038	16.1452
8	148+000	1,100.00	14,800.00	3,900.00	10.00	0.0026	19.7484
							$\Sigma = 73.6688$

$$S = \left(\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right)^2$$

Donde:

n = Número de tramos iguales

$S_1, S_2, S_3, \dots, S_n$ = Pendiente de cada tramo

S = Pendiente del cauce principal

Pendiente del río (%) $S = 1.18 \%$

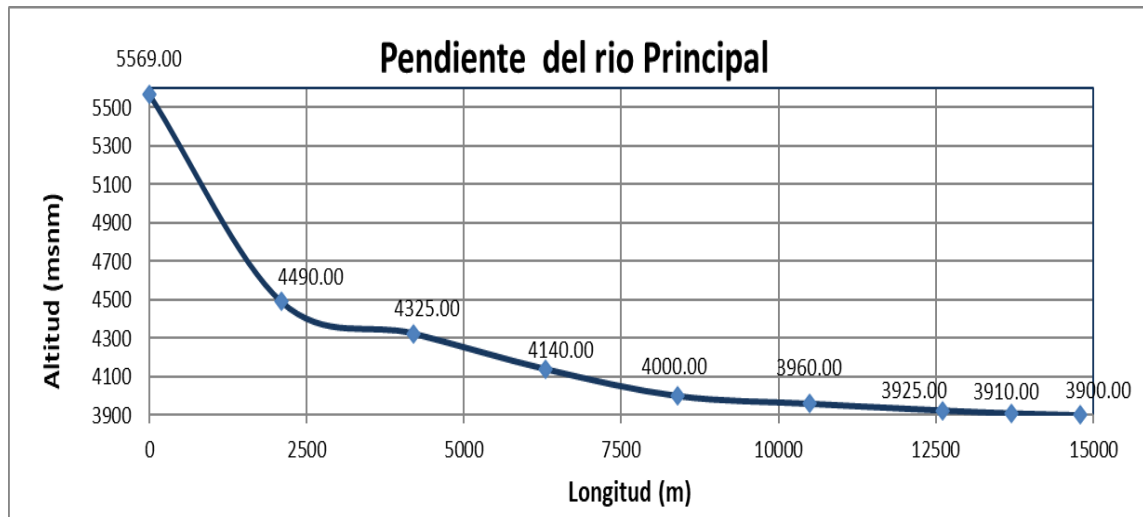


Figura 17. Pendiente del Río Principal.

3.4.3.6. Cálculo de la pendiente de la cuenca

Esta pendiente media controla la velocidad con que se dará la escorrentía superficial en dicha cuenca.

Tabla 14. Clasificación según la pendiente y su gradiente de inclinación

N.º	rango pendiente		promedio	número de ocurrencia	promedio x ocurrencia
	inferior	superior			
1	0	5	2.5	12060756	30151890
2	5	12	8.5	5459578	46406413
3	12	18	15.0	178265	2673975
4	18	24	21.0	15982	335622
5	24	32	28.0	4099	114772
6	32	44	38.0	956	36328
7	44	100	72.0	245	17640
			Σ	17719881	79736640

$$S_{media} = \frac{\sum_{i=1}^k \text{Nun. Ocurrencia}_i * S_{media}_i}{\sum_{i=1}^k \text{Nun. Ocurrencias}_i}$$

Pendiente media de la Cuenca Grande = 4.5%

Tabla 15. Clasificación según la pendiente y su gradiente de inclinación.

Código	Clase	Gradiente de inclinación (°)
01	Nivel	0 – 2
02	Suavemente inclinado	2.1 – 5
03	Inclinado	5.1 – 10
04	Moderadamente inclinado	10.1 – 15
05	Fuertemente inclinado	15.1 – 30
06	Escarpado	31.1 – 60
07	Muy escarpado	> 60

Fuente: FAO (2009).

Según la clasificación de pendiente, la cuenca Grande es una cuenca suavemente inclinada ya que el porcentaje de pendiente es menor al 5%.

3.4.4. Análisis de la precipitación máxima 24 horas

Para realizar el análisis de máximas avenidas se cuenta con el registro de datos históricos de precipitación máxima 24 horas en cada una de las estaciones pluviométricas en el estudio, en la tabla 17 se muestra los datos registrados de precipitación máxima 24 horas de las estaciones pluviométricas que se encuentran dentro de la cuenca y aledaños a la cuenca.

3.4.4.1. Análisis de datos dudosos (Outlier)

Son datos con valores atípicos que se encuentran en los registros de información pluviométrica, que se alejan significativamente de la tendencia de los datos restante.

Si la asimetría de la estación es mayor que +0.4, se realiza primero la prueba para detectar datos dudosos altos en caso que sea menor a -0.4, se consideran primero la prueba de datos dudosos bajos y cuando se tiene la asimetría de la estación esta entre -0.4 y +0.4, deben aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos.

La siguiente ecuación determina valores atípicos altos:

$$x_H = \bar{X} + k_N \cdot S$$

La siguiente ecuación determina valores atípicos bajos:

$$x_H = \bar{X} - k_N \cdot S$$

Donde:

x_H = Alto umbral atípico en unidades de registro.

\bar{X} = Logaritmo medio de los picos sistemáticos

S = la desviación estándar de X 's

k_N = Valor K del Apéndice 4 para el tamaño de la muestra N

Para la identificación de valores atípicos (Outlier), se trabajó con la base de datos de precipitaciones máximas 24horas anuales tomada de los registros históricos de las estaciones Antauta, Progreso, Orurillo, Nuñoa y Santa Rosa, a continuación, se muestra los resultados de la evaluación de los umbrales de datos dudosos altos y bajos.

Tabla 16. Análisis de valores atípicos – estación Antauta

Parámetros estadísticos	p24hr	log(p24hr)
Número de datos (N)	13	13
Sumatoria	310.4	17.639
Valor Máximo	41	1.613
Valor Mínimo	14.3	1.155
Media:	23.88	1.357
Varianza:	64.54	0.019
Desviación Estándar:	8.03	0.139
Coficiente Variación:	0.34	0.103
Coficiente de Sesgo:	0.95	0.3569
Se Considera:	Aplicar pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos	

Tabla 17. Precipitación máxima y mínima de la estación Antauta

Precipitación máxima aceptaba	PH= 45.69 mm
Precipitación mínima aceptaba	PH= 11.32 mm

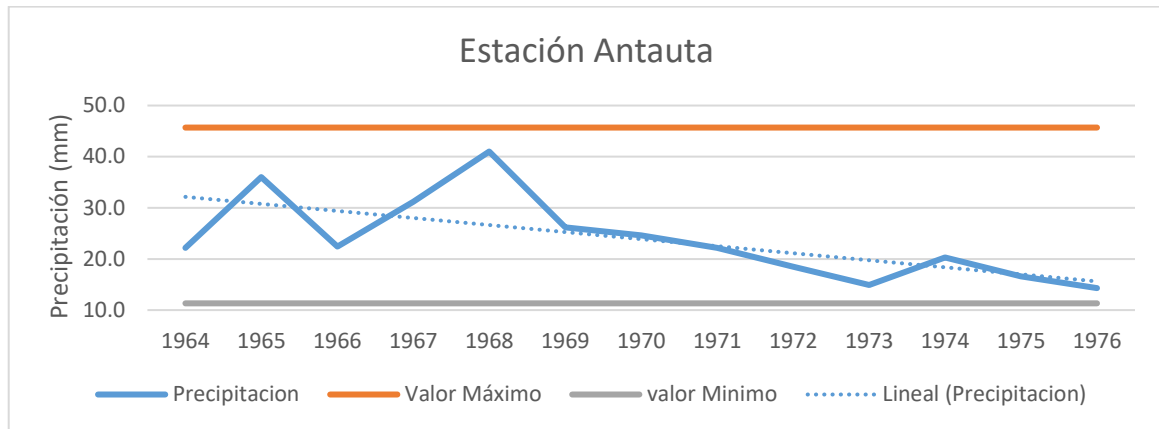


Figura 18. Resumen histórico de la estación Antauta

Tabla 18. Análisis de valores atípicos estación Nuñoa

Parámetros estadísticos	p24hr	log(p24hr)
Número de datos (N)	30	30
Sumatoria	676.5	39.869
Valor Máximo	39	1.591
Valor Mínimo	11.4	1.057
Media:	22.55	1.329
Varianza:	57.63	0.022
Desviación Estándar:	7.59	0.149
Coefficiente Variación:	0.34	0.112
Coefficiente de Sesgo:	0.42	-0.0526
Se Considera:	Aplicar pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos	

Tabla 19. Precipitación máxima y mínima de la estación Nuñoa

Precipitación máxima aceptaba	PH= 51.21 mm
Precipitación mínima aceptaba	PH= 8.87 mm

Fuente: Elaboración propia.

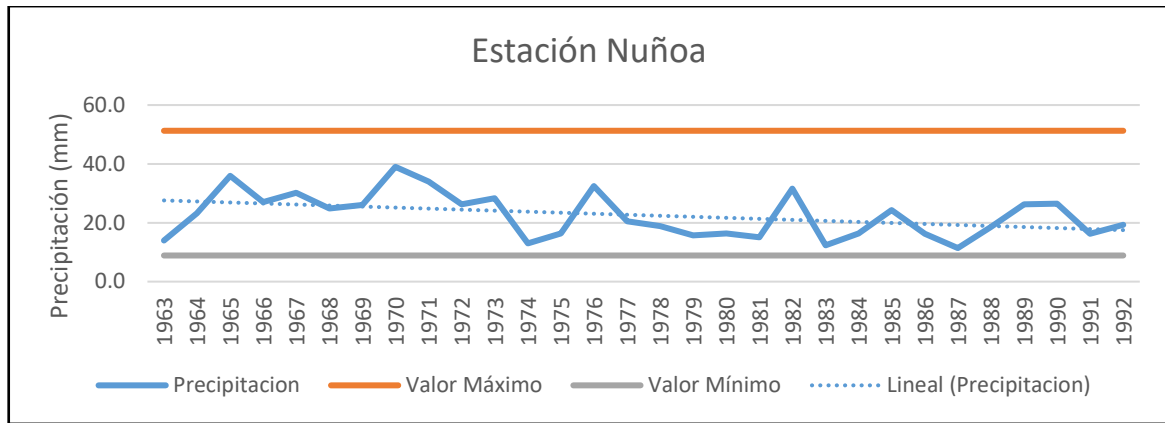


Figura 19. Resumen histórico de la estación Nuñoa

Tabla 20. Análisis de valores atípicos estación Orurillo

parámetros estadísticos	p24hr	log(p24hr)
Número de datos (N)	27	27
Sumatoria	819	39.531
Valor Máximo	54	1.732
Valor Mínimo	15	1.176
Media:	30.33	1.464
Varianza:	79.85	0.016
Desviación Estándar:	8.94	0.127
Coefficiente Variación:	0.29	0.087
Coefficiente de Sesgo:	0.75	-0.0936
Se Considera:	Aplicar pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos	

Tabla 21. Precipitación máxima y mínima de la estación Orurillo

Precipitación máxima aceptaba	PH= 60.95 mm
Precipitación mínima aceptaba	PH= 13.91 mm

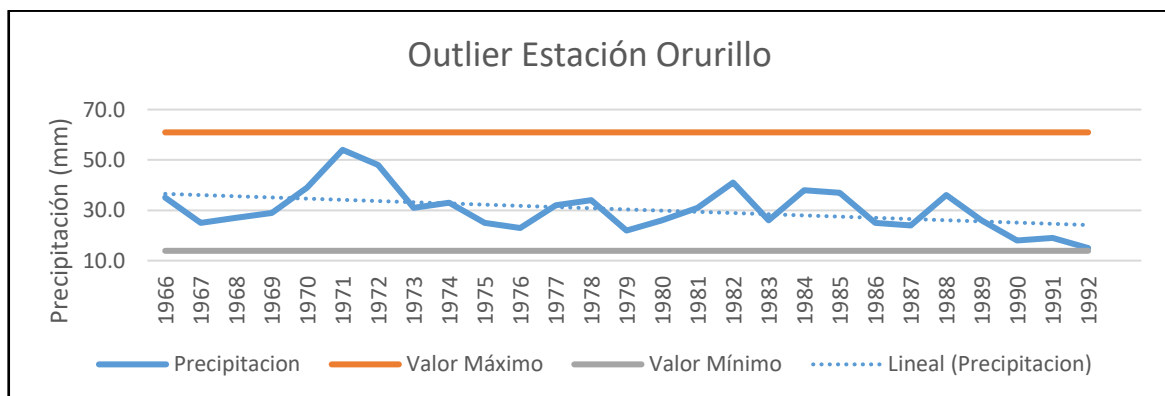


Figura 20. Resumen histórico de la estación Orurillo

Tabla 22. Análisis de valores atípicos de la estación progreso

Parámetros estadísticos	p24hr	log(p24hr)
Número de datos (N)	55	55
Sumatoria	1618.9	80.114
Valor Máximo	46.6	1.668
Valor Mínimo	17.4	1.241
Media:	29.43	1.457
Varianza:	49.81	0.011
Desviación Estándar:	7.06	0.104
Coefficiente Variación:	0.24	0.072
Coefficiente de Sesgo:	0.45	-0.0668
Se Considera:	Aplicar pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos	

Fuente: Elaboración propia



Figura 21. Resumen histórico de la estación progreso

Tabla 23. Análisis de valores atípicos estación Santa Rosa

Parámetros estadísticos	p24hr	log(p24hr)
Número de datos (N)	51	51
Sumatoria	1667.9	76.627
Valor Máximo	60.5	1.782
Valor Mínimo	20.2	1.305
Media:	32.7	1.502
Varianza:	63.85	0.011
Desviación Estándar:	7.99	0.103
Coefficiente Variación:	0.24	0.068
Coefficiente de Sesgo:	0.87	0.1837
Se Considera:	Aplicar pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Precipitación máxima y mínima de la estación Santa Rosa

Precipitación máxima aceptaba	PH= 61.03 mm
Precipitación mínima aceptaba	PH= 16.58 mm

Fuente: Elaboración propia

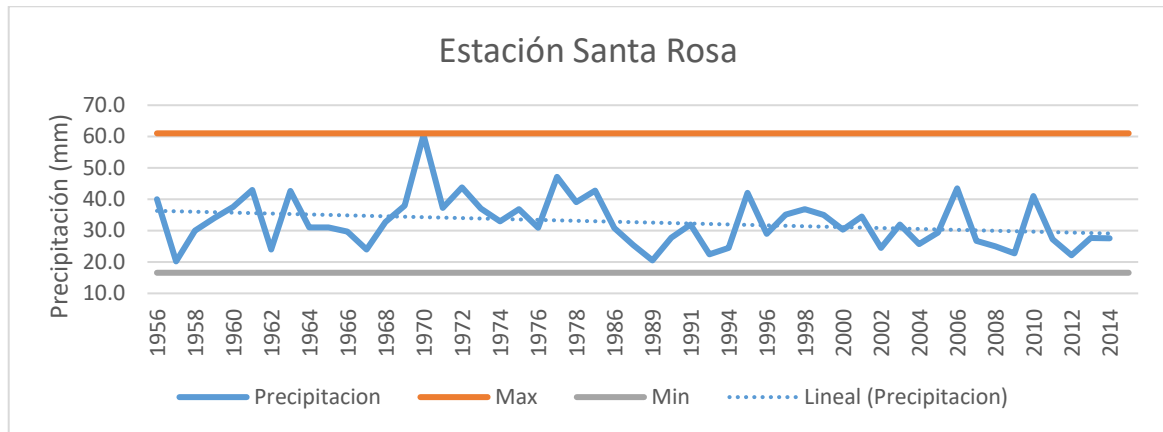


Figura 22. Resumen histórico de la estación Santa Rosa

3.4.4.2. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov Smirnov

Para realizar la prueba de bondad de ajuste se aplicó la metodología de Kolmogorov-Smirnov, Chi cuadrado y el método gráfico, con la finalidad de obtener la distribución teórica que se pueda ajustar más a la serie de datos. Se trabajó a partir de la introducción de datos de precipitación máxima 24 horas anual al software Hydrognomon, con la finalidad de elegir la distribución que se ajuste más a los datos de precipitación, considerando que la distribución que tenga el delta tabular mínimo será la distribución que mejor se ajuste. Por último, se hace la proyección de las precipitaciones para los periodos de retorno de 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años. En la Figura 23 se observa los resultados de la estación Antauta donde la distribución Log Pearson III es la distribución que más se ajusta a la serie de datos.

File Edit View Options Forecasts P&C Intervals Parameters MLE Tests					
Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots		Parameter values - Forecasts	
Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9971%	0.06655
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9038%	0.08302
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	87.1486%	0.14436
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.8896%	0.08389
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.0537%	0.10122
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.9410%	0.08013

Figura 23. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Antauta.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 24 se observa los resultados de la estación Santa Rosa, donde la distribución Log Normal es la distribución que más se ajusta a la serie de datos.

File Edit View Options Forecasts P&C Intervals Parameters MLE Tests					
Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots		Parameter values - Forecasts	
Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.7098%	0.05614
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.0352%	0.08443
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.2843%	0.06006
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.4683%	0.06415
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	94.0136%	0.07443
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.8491%	0.05375

Figura 24. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Santa Rosa.

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 25 se observa los resultados de la estación Progreso, donde la distribución Log Pearson III es la distribución que más se ajusta a la serie de datos.

File Edit View Options Forecasts P&C Intervals Parameters MLE Tests					
Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots		Parameter values - Forecasts	
Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.5225%	0.07242
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.3920%	0.07261
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	93.2628%	0.07280
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	79.8887%	0.08704
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	77.9549%	0.08872
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	42.2730%	0.11849

Figura 25. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Progreso.

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 26 se observa los resultados de la estación Orurillo, donde la distribución Gumbel es la distribución que más se ajusta a la serie de datos.

File Edit View Options Forecasts P&C Intervals Parameters MLE Tests					
Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots		Parameter values - Forecasts	
Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.8485%	0.07707
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.5786%	0.07871
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.2657%	0.08035
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.2077%	0.08063
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	96.2232%	0.08788
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	80.4175%	0.11471

Figura 26. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Orurillo.

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 27 se observa los resultados de la estación Nuñoa, donde la distribución Log Pearson III es la distribución que más se ajusta a la serie de datos.

File Edit View Options Forecasts P&C Intervals Parameters MLE Tests						
Distribution functions plots		Histogram - Density functions plots			Parameter values - Forecasts	
Kolmogorov-Smirnov test for: All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax	
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	59.0558%	0.13362	
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	55.0577%	0.13804	
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	53.2525%	0.14007	
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	48.6918%	0.14532	
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	48.1954%	0.14590	
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	44.6578%	0.15016	

Figura 27. Resultados de Hydrognomon, prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov, estación Nuñoa.

Fuente: Elaboración propia

3.4.4.3. Determinación de las curvas IDF, según el método de Dick Peschke.

Las curvas de intensidad duración y frecuencia se relacionan con la intensidad de la lluvia, su duración y la frecuencia con la que se presentan, o sea su probabilidad de ocurrencia.

El método Dick-Peschke ayuda en la determinar las curvas IDF, a través de los siguientes pasos:

- Determinación de las láminas de precipitación en mm para diferentes duraciones (entre 5 min a 1440 min).
- En base a las láminas de precipitación calculadas en el paso anterior, se transforman a intensidades máximas en mm/h.
- Con los datos de intensidad para cada duración por cada periodo de retorno, se realiza un análisis de regresión lineal múltiple para determinar los factores que describen la ecuación IDF.

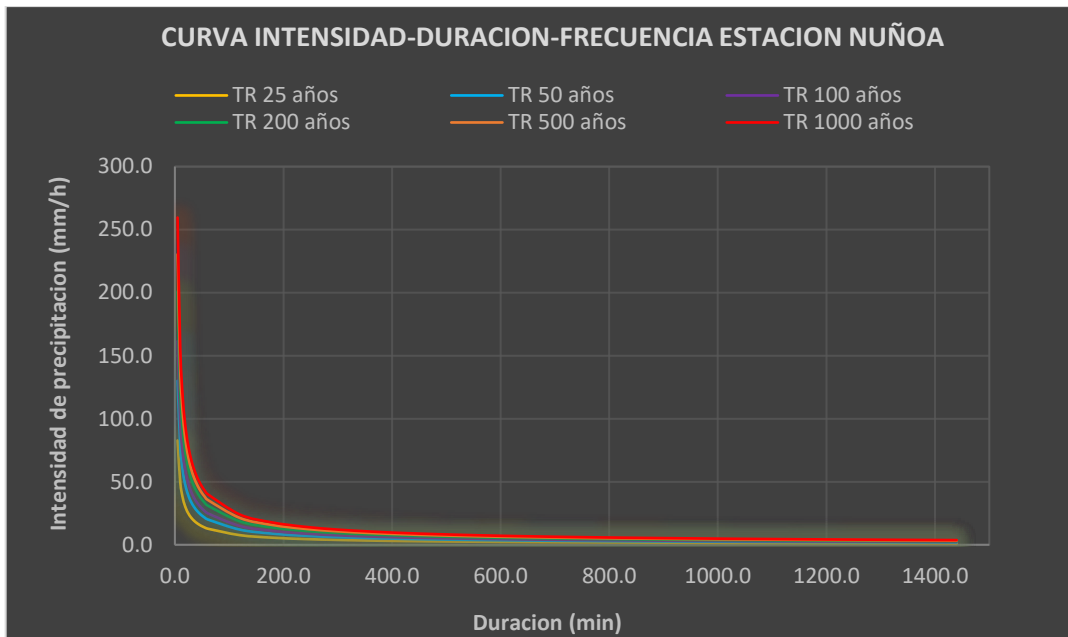


Figura 28. Periodo de retorno para distintos años y Curva de Intensidad Duración y Frecuencia Estación Nuñoa.

Fuente: Elaboración propia.

3.4.4.4. Hietogramas de diseño – método del bloque alterno.

Para determinación de los hietogramas de diseño se realizó con el método del bloque alterno que son calculadas mediante las curvas IDF, la misma que especifica la profundidad de la precipitación que ocurre en intervalos de tiempo sucesivos.

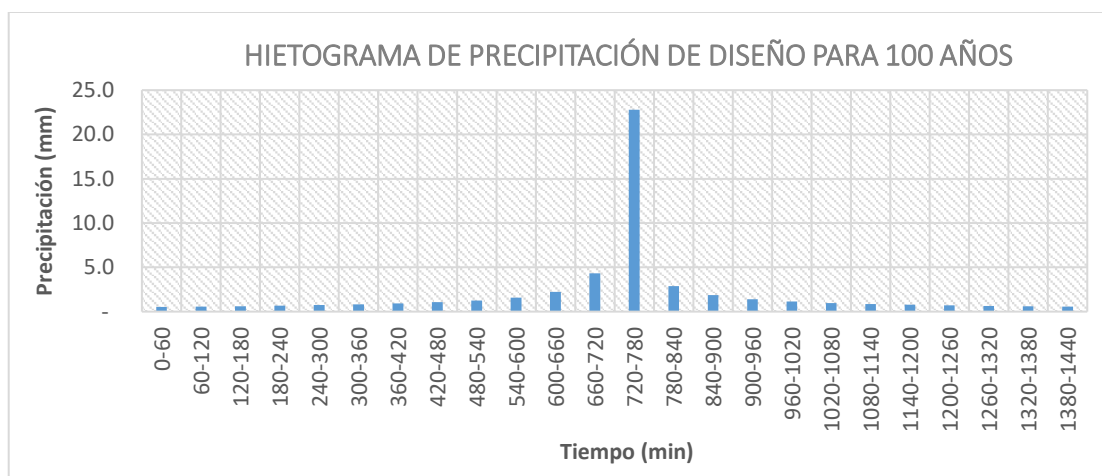


Figura 29. Hietograma de precipitación de tormenta de 24 horas Estación Nuñoa.

Fuente: Elaboración propia.

3.5. MODELAMIENTO CON HEC HMS

El software HEC HMS es una herramienta que nos permite calcular el hidrograma producido en la cuenca, esto a través de los datos ya calculados de los parámetros de la cuenca y datos de precipitaciones de las estaciones meteorológicas.

3.5.1. Esquema de funcionamiento del modelo HEC HMS

La modelación permitió calcular los caudales máximos para diferentes periodos de retorno de 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años. de las estaciones consideradas de la cuenca Grande. Para la creación del modelo en el HEC-HMS realizaremos los siguientes pasos:

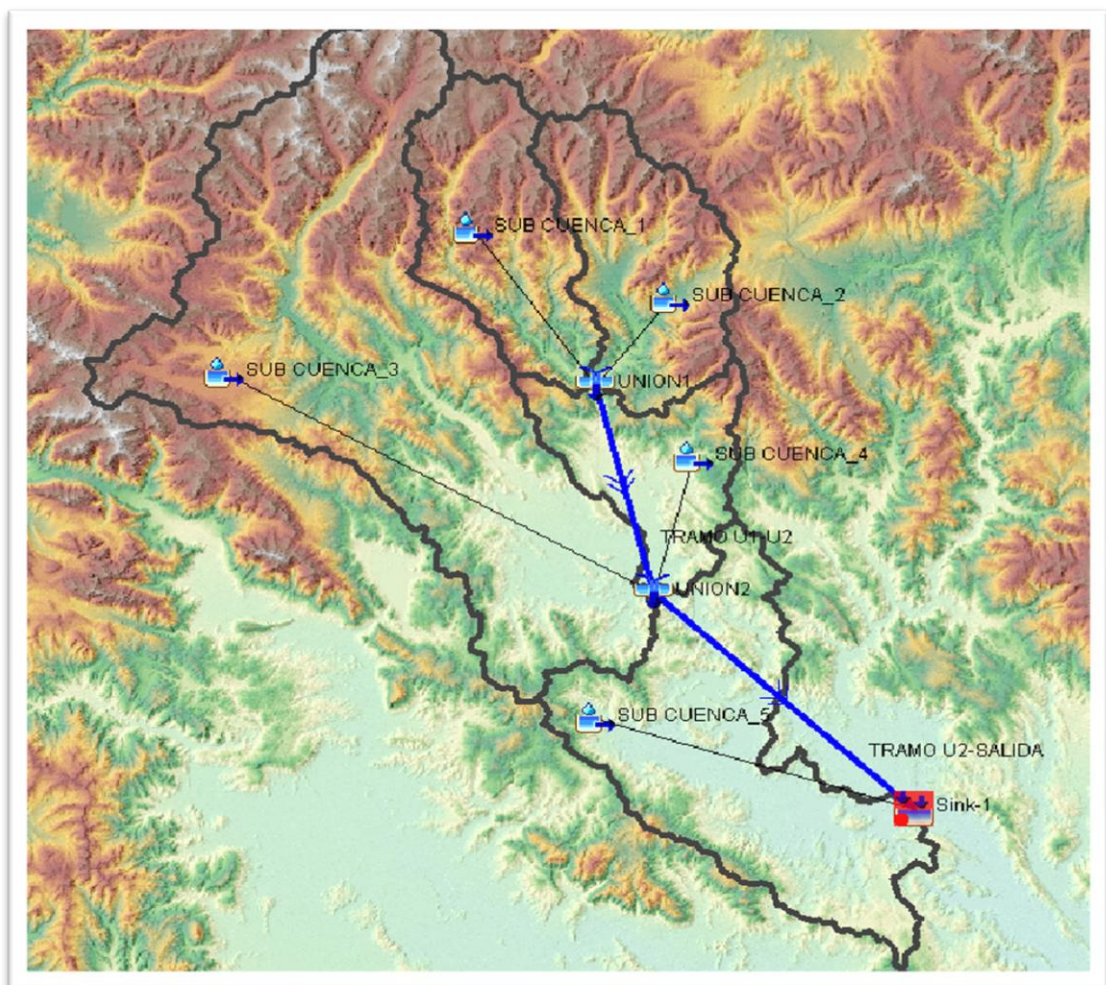


Figura 30. Esquema de Funcionamiento del Modelo Hidrológico.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Modelo de cuenca (basin model manager)

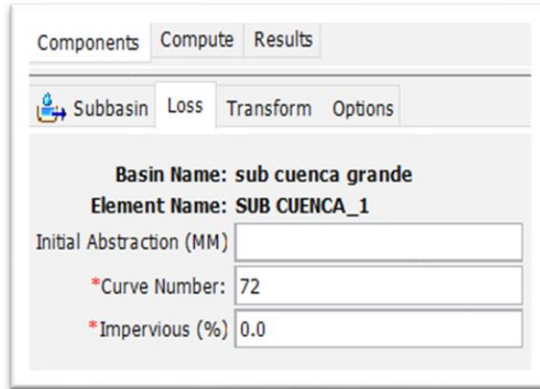
Se genero el modelo de cuenca “Subbasins” con sus respectivas áreas calculadas, también se trabajó con los parámetros SCS hidrograma unitario para el modelo de transformación. En la siguiente figura 5. Se observa los datos del modelo de cuenca.

The screenshot shows the 'Basin Model Manager' software interface. The 'Components' tab is active, and the 'Subbasin' sub-tab is selected. The configuration details are as follows:

Parameter	Value
Basin Name:	sub cuenca grande
Element Name:	SUB CUENCA_1
Description:	
Downstream:	UNION1
* Area (KM2):	319.81
Latitude Degrees:	-14.25921
Longitude Degrees:	-70.65158
Discretization Method:	--None--
Canopy Method:	--None--
Surface Method:	--None--
Loss Method:	SCS Curve Number
Transform Method:	SCS Unit Hydrograph
Baseflow Method:	--None--

Figura 31. Definición de área, según lo delimitado automáticamente

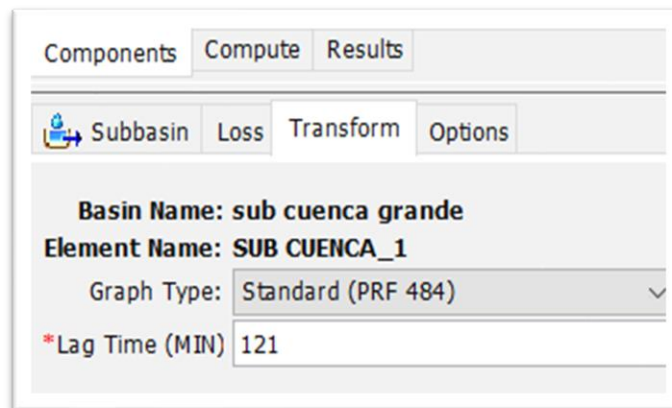
Posteriormente se definió el modelo de pérdida, mediante el método del número de curva NC, que es el umbral de escorrentía que es representado por un numero hidrológico de 0 a 100 según la capacidad de genera escorrentía superficial. Para el estudio se trabajó con un NC de 72 ya anterior mente calculado.



Components		Compute	Results
Subbasin		Loss	Transform Options
Basin Name: sub cuenca grande			
Element Name: SUB CUENCA_1			
Initial Abstraction (MM)	<input type="text"/>		
*Curve Number:	<input type="text" value="72"/>		
*Impervious (%)	<input type="text" value="0.0"/>		

Figura 32. Definición del modelo de pérdida por el CN

Como se está trabajando con el hidrograma unitario se designó un pedido de retardó de 121 minutos.



Components		Compute	Results
Subbasin		Loss	Transform Options
Basin Name: sub cuenca grande			
Element Name: SUB CUENCA_1			
Graph Type:	<input type="text" value="Standard (PRF 484)"/>		
*Lag Time (MIN)	<input type="text" value="121"/>		

Figura 33. Tiempo de Retardo para el método de transformación según el SCS

3.5.3. Administrador de series temporales.

En los intervalos de tiempo se trabajó cada hora de acuerdo al hietograma ingresado en el modelo.

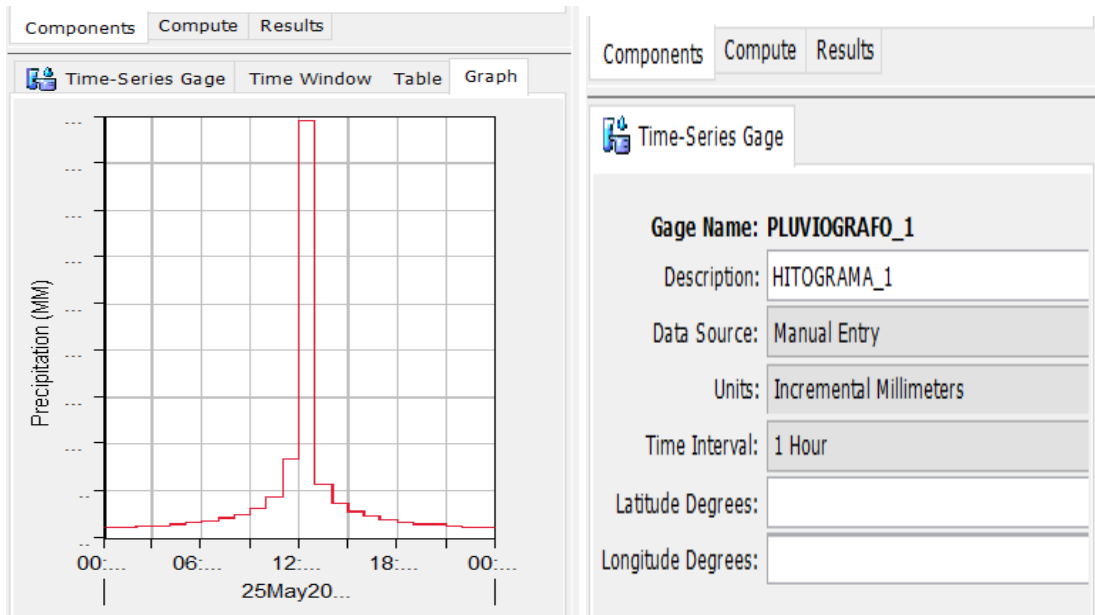


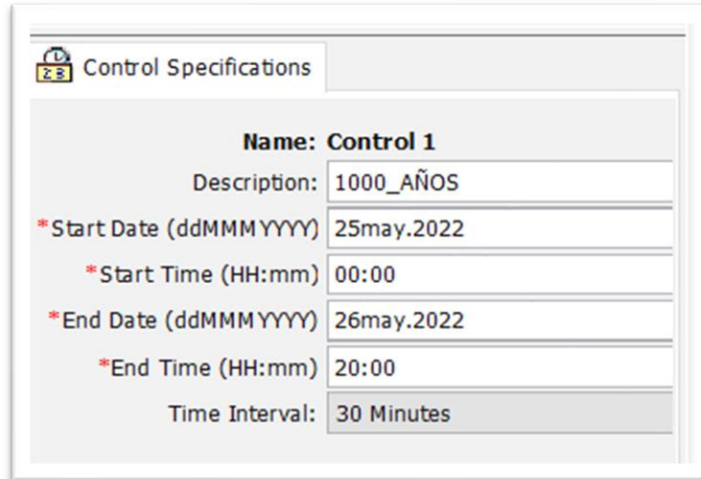
Figura 34. Introducción de datos y características del hietograma

3.5.4. Modelo meteorológico

Introducimos las características del hidrograma, como unidad del sistema métrico y que la precipitación esta dado por un hietograma.

3.5.5. Modelo de control

Introducimos las características de salida del hidrograma con el cual se especifica información de relación tiempo para efectuar la simulación. El intervalo de tiempo se dará cada 30 minutos, en el modelo se considerará como fecha de inicio a las 00:00 horas del día 25 de mayo hasta las 00:00 del día 26 de mayo.



Control Specifications	
Name:	Control 1
Description:	1000_AÑOS
* Start Date (ddMMMYYYY)	25may.2022
* Start Time (HH:mm)	00:00
* End Date (ddMMMYYYY)	26may.2022
* End Time (HH:mm)	20:00
Time Interval:	30 Minutes

Figura 52: Especificaciones de Control

3.5.6. Ejecución y obtención de resultados

Elegimos la primera opción (View Results) y en ella podemos elegir los resultados numéricos obtenidos, en este proyecto se utilizó la misma cuenca con diferente precipitación sabiendo que el modelo de cuenca incluye el procedimiento de separar la precipitación neta.

En la figura n°35. Se observa la representación gráfica del hietograma de precipitación, donde se puede dar a conocer la precipitación de un lugar a través del tiempo de la tormenta, la lectura del hietograma se especifica la infiltración de color rojo y la escorrentía que se produce de color azul en el tiempo lugar a través del tiempo de la tormenta.

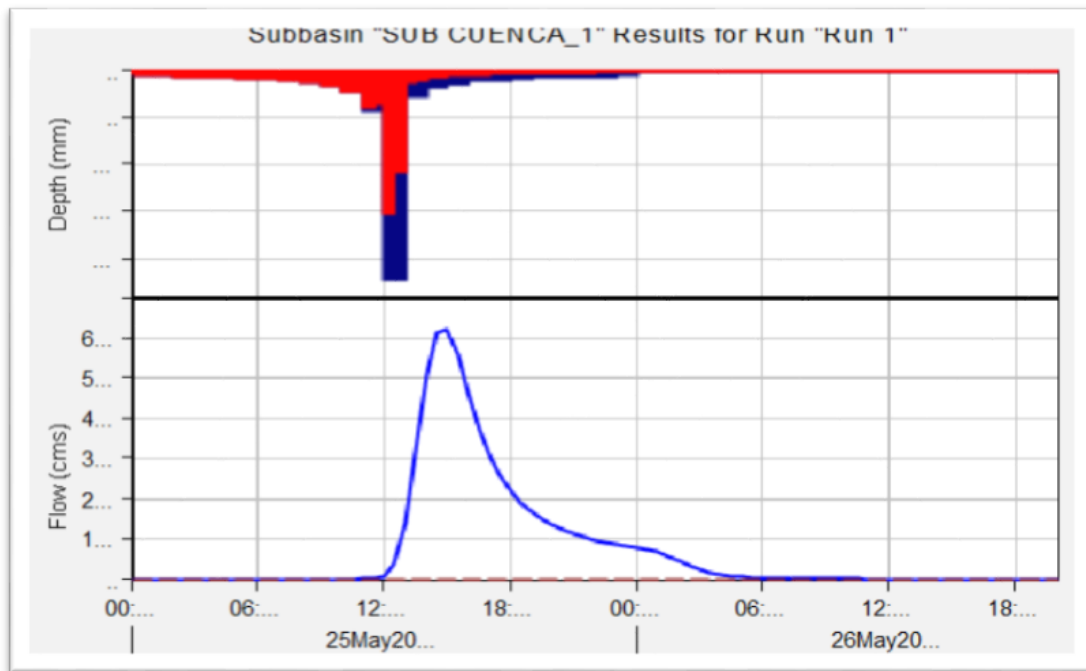


Figura 35. Hidrograma generado a la salida de la subcuenca 1, el hietograma

3.6. MODELAMIENTO HIDROLOGICO

El modelo se simulo con la introducción de los caudales máximos que fueron obtenidos del modelo hidrológico en el HEC HMS, que se realizó para los distintos periodos de retorno, también se utilizó datos topográficos de batimetría en la zona de estudio y por último los datos de rugosidad de los suelos.

3.6.1. Delimitación de la zona de estudio-Civil 3D

Para la delimitación de la zona de estudio se trabajó con el software Civil 3D, donde se importaron los puntos georreferenciados del levantamiento topográfico para obtener la superficie del terreno en la cual se tienen en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, teniendo en cuenta que existen un puente y un acueducto en el tramo de rio en estudio.

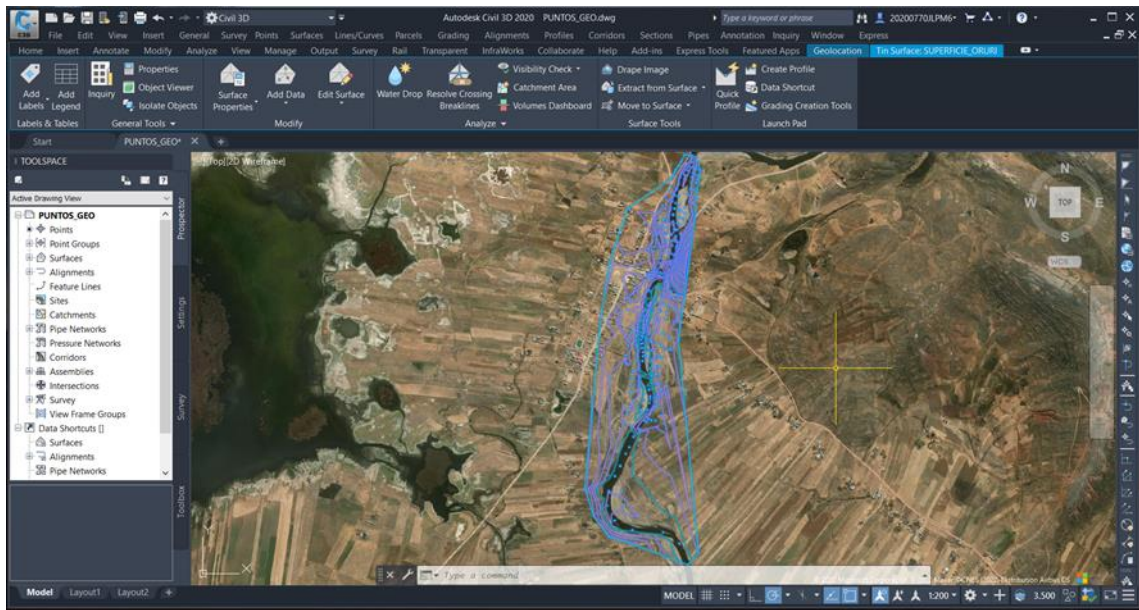


Figura 36. Delimitación de la zona de estudio en Civil 3D

3.6.2. Obtención de imagen satelital

Se descargó una ortofoto georreferenciada con el programa SAS Planet, con el fin de ayudarnos a identificar los tipos de cobertura que se tiene el área de estudio y poder asignar los valores de rugosidad que les corresponda.

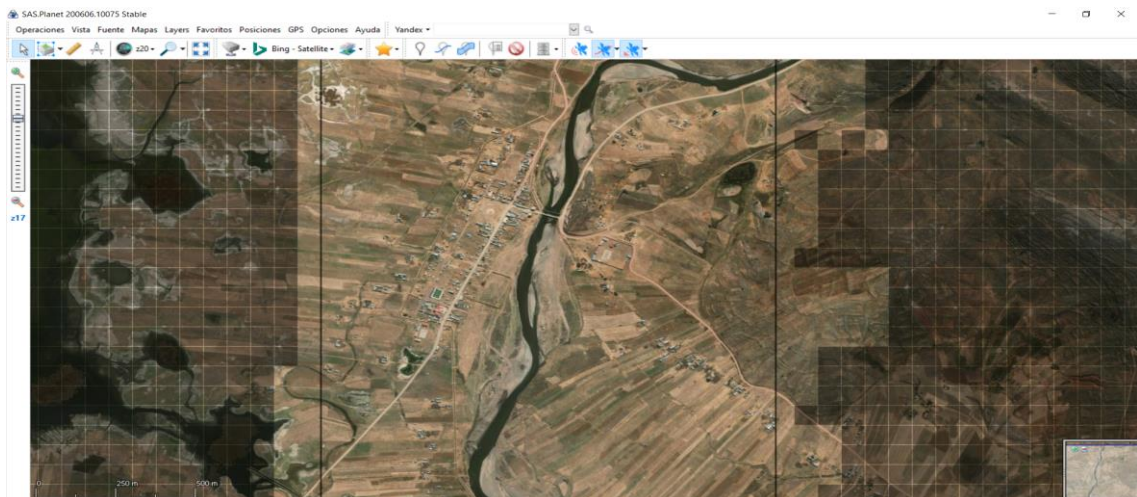


Figura 37. Obtención de imagen satelital en SAS.PLANET

3.6.3. Creación de mapa base de zonas para coberturas.

Para la importación e identificación del mapa base de zonas de coberturas al IBER, creamos un sheep de tipo polígono, delimitando los tipos de cobertura que existen, en la zona de estudio se identificaron zonas urbanas, agrícolas, carreteras, ríos, gravas, suelo desnudo y vegetación densa, todo este proceso se desarrolló en el software ArcGIS.

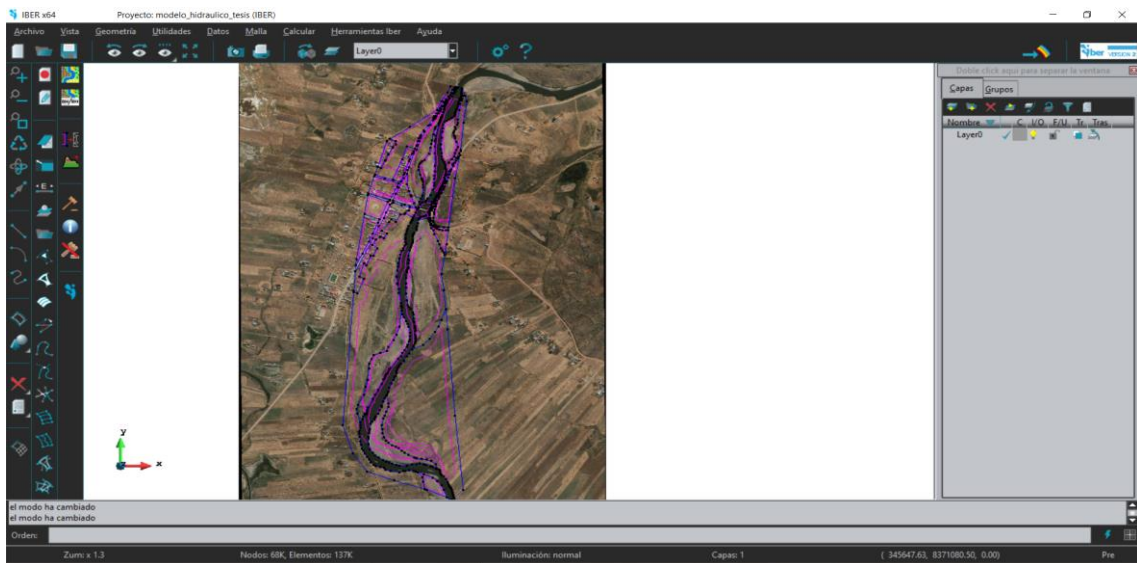


Figura 38. Importación de geometría a IBER

3.6.4. Asignación de rugosidades

Se asignó las rugosidades por defecto del programa IBER, como también se crearon nuevas rugosidades como carretera y cultivos.

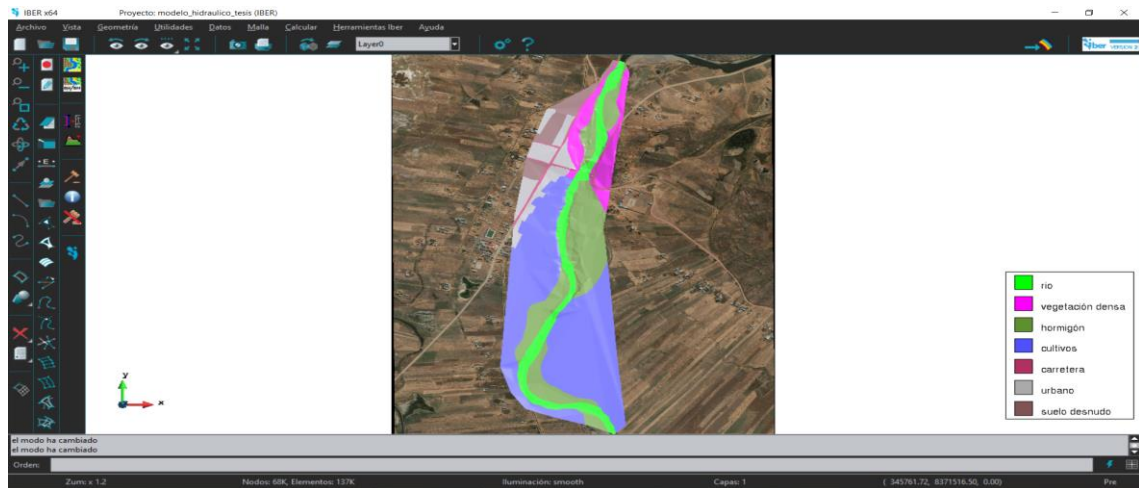


Figura 39. Asignación de rugosidades en IBER

3.6.5. Asignación de las condiciones de contorno

Una vez ya ubicado las zonas de entrada y salida del cauce del río se asignaron las condiciones de contorno del modelo, para datos de entrada se introdujo los caudales máximos calculados en el software HEC HMS, para distintos periodos de retorno y finalmente se asignaron las salidas.

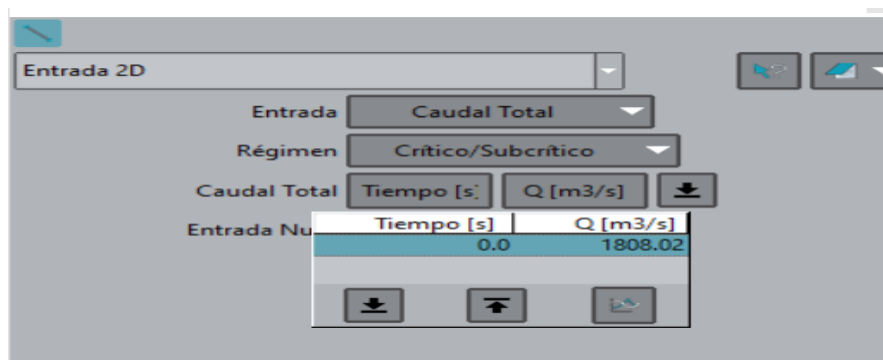


Figura 40. Asignación de caudales en IBER

3.6.6. Creación de malla no estructurada

Se generaron las mallas no estructuradas en todas las superficies del modelo, asignando una malla de 1 metro al cauce del río y al resto una malla de 3 metros, para tener más precisión.

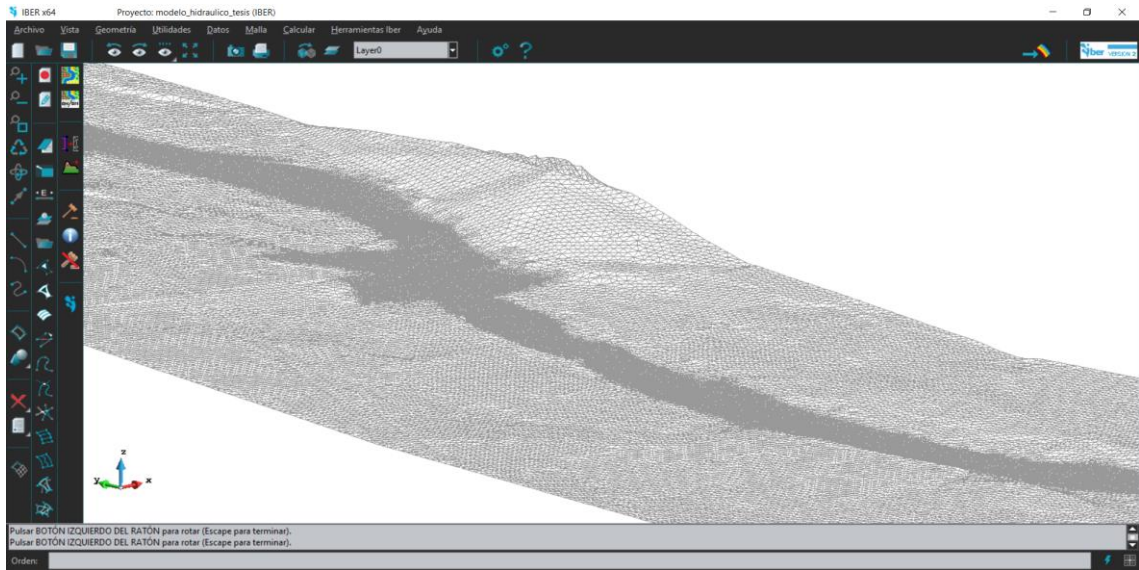


Figura 41. Creación de malla no estructurada

3.6.7. Datos del problema

Teniendo todo ya configurado en nuestro modelo se realiza el llenado de datos del problema, dándole un tiempo máximo de simulación de 3000 segundos y los intervalos de resultado cada 60 segundo finalmente se hace correr el modelo para ver los resultados en el pos proceso.

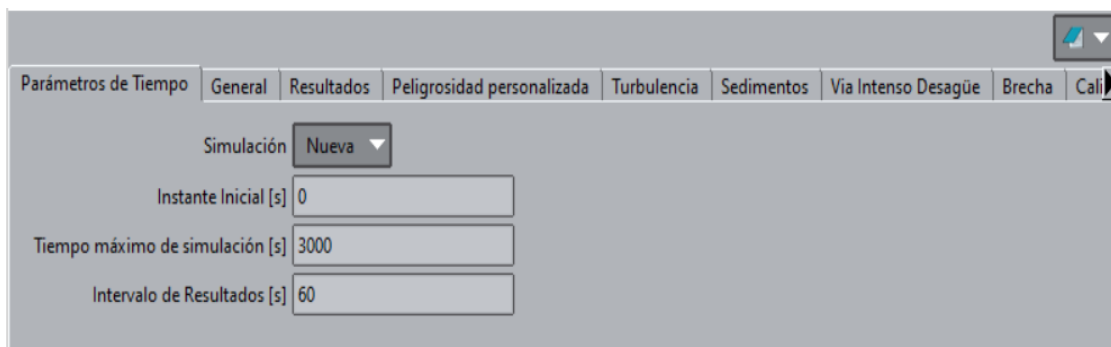


Figura 42. Creación de malla no estructurada

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. RESULTADOS

Los resultados obtenidos en la presente investigación se hicieron de acuerdo a los objetivos específicos planteados, así mismo, se detallarán en las imágenes respectivamente previa interpretación de lo obtenido.

Tabla 25. Cuadro resumen de distribuciones teóricas que se ajustan mejor a la serie de datos de las estaciones y la precipitación máxima para distintos periodos de retorno.

Estación	Distribución	Pmax (mm) TR 25 Años	Pmax (mm) TR 50 Años	Pmax (mm) TR 100 Años	Pmax (mm) TR 200 Años	Pmax (mm) TR 500 Años	Pmax (mm) TR 1000 Años
Antauta	Log Pearson III	46.774	52.710	58.881	65.336	74.375	81.641
Progreso	Log Pearson III	49.264	52.988	56.578	60.076	64.606	67.986
Santa Rosa	Log Normal	54.723	58.866	62.860	66.752	71.793	75.554
Nuñoa	Log Pearson III	43.869	48.661	53.418	58.177	64.517	69.372
Orurillo	Gumbel	54.992	60.462	65.961	71.440	78.668	84.132

Según las pruebas de bondad y ajuste se ha determinado la magnitud de la precipitación en las estaciones de Antauta, Progreso, Nuñoa, Santa Rosa y Orurillo, obteniendo la precipitación máxima en un periodo de 24 horas para cada uno de los diferentes periodos de retorno analizados, de acuerdo a la prueba de bondad de ajustes por Kolmogorov-Smirnov, Chi Cuadrado y el Método Grafico, obteniendo resultados en las estaciones Antauta, Progreso y Nuñoa, la distribución que más se ajusta es Log Pearson III, en la estación Santa Rosa la que más se ajusta es Log Normal y finalmente en la estación Orurillo la distribución que más se ajusta es la de Gumbel.

4.1.1. Modelamiento hidrológico aplicando el software HEC HMS para generar caudales picos en las máximas avenidas

La modelación hidrológica permitió calcular los caudales máximos generados para cada periodo de retorno, los cuales se muestran en un resumen de los resultados obtenidos en la tabla 27.

Tabla 26. Resumen del Caudal máximo evaluado con el HEC HMS

Tiempo de Retorno	Caudal máximo (m ³ /s)	Área de drenaje	Volumen (mm)
25	294.2	2,771.59	4.32
50	377.3	2,771.59	5.48
100	482.4	2,771.59	6.92
200	615.0	2,771.59	8.71
500	844.0	2,771.59	11.74
1000	1068.4	2,771.59	14.66

Para un periodo de retorno de 25 años, se calculó un caudal máximo de 294.2 m³/s.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: CUENCA GRANDE 25 AÑOS Simulation Run: Run 1

Start of Run: 25may.2022, 10:00 Basin Model: sub cuenca grande
End of Run: 26may.2022, 18:00 Meteorologic Model: MODEL_MET_1
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sink-1	2771.59	294.2	25may.2022, 18:00	4.32

Figura 43. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 25 años

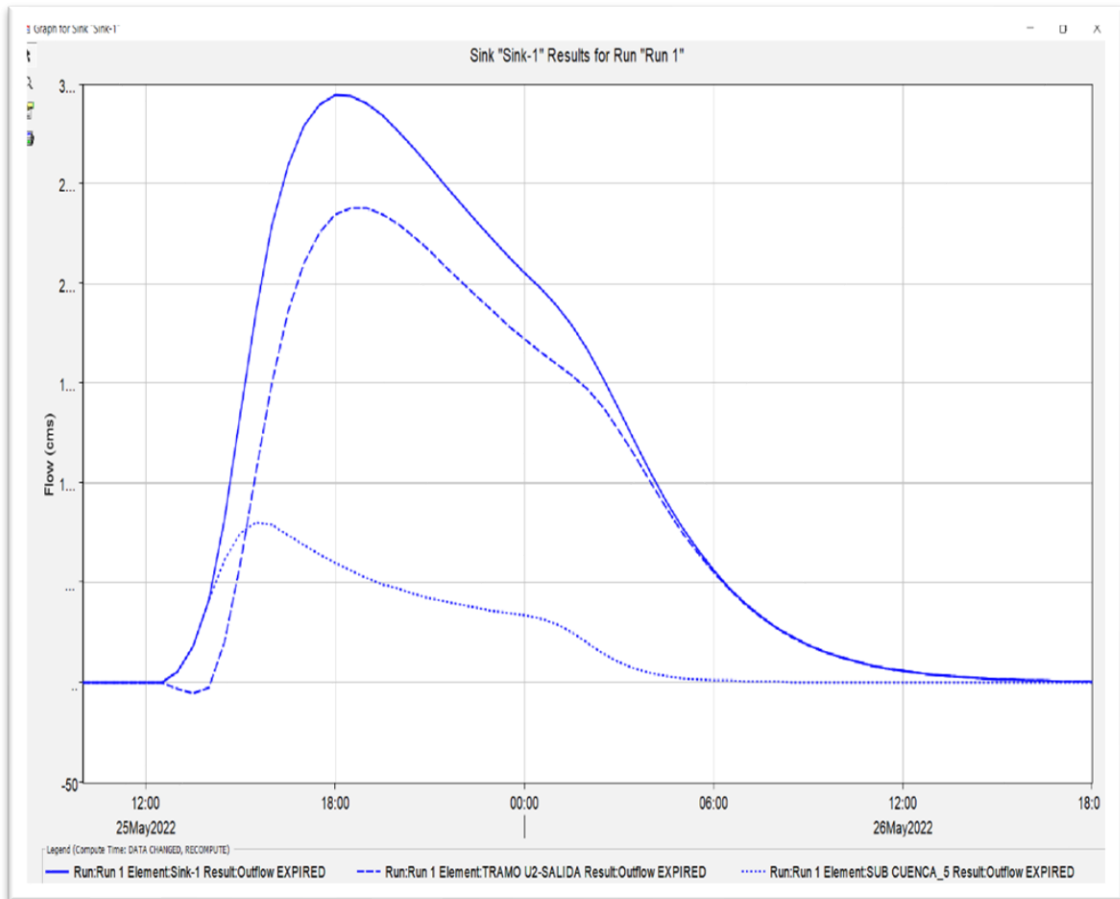


Figura 44. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 25 años

Para un periodo de retorno de 50 años, se calculó un caudal máximo de 377.3 m³/s.



Figura 45. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 50 años

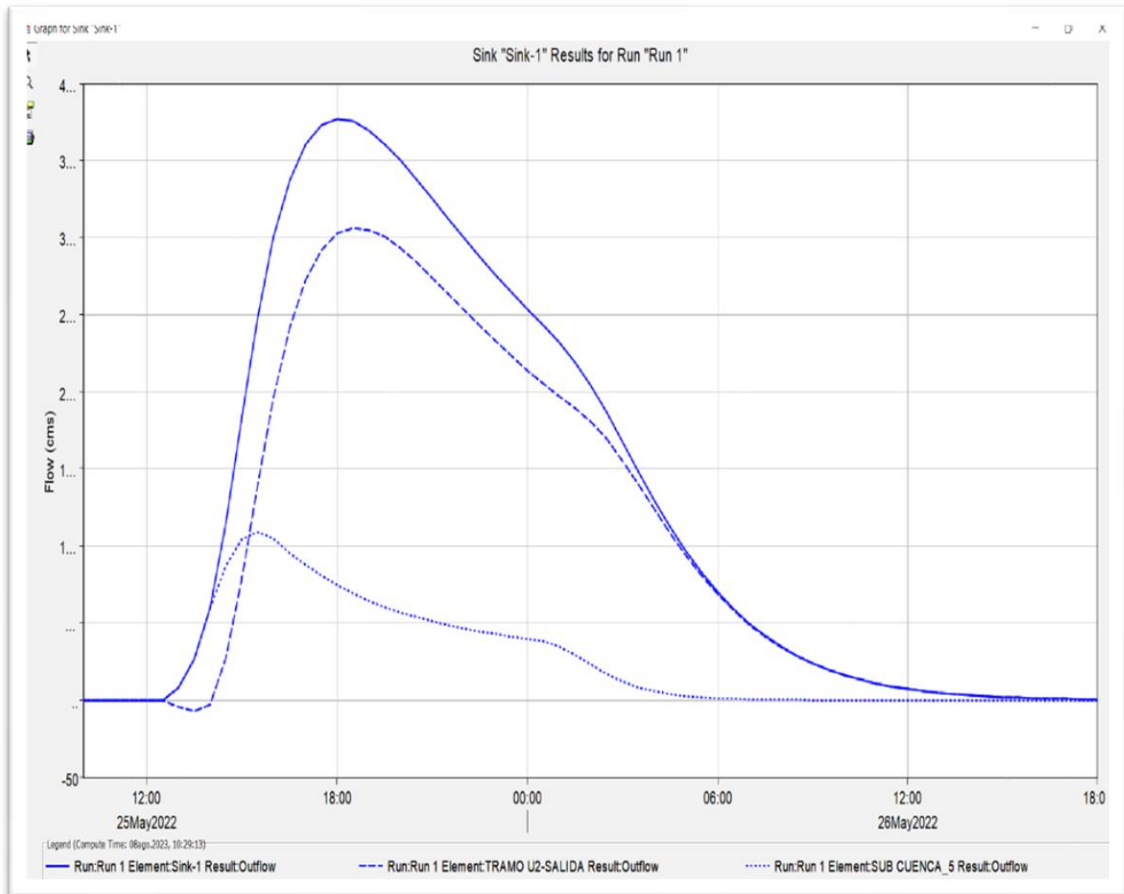


Figura 46. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 50 años.

Para un periodo de retorno de 100 años, se calculó un caudal máximo de 482.4 m³/s.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: CUENCA GRANDE PR100AÑOS Simulation Run: Run 1

Start of Run: 25may.2022, 10:00 Basin Model: sub cuenca grande
 End of Run: 26may.2022, 18:00 Meteorologic Model: MODEL_MET_1
 Compute Time: 08ago.2023, 10:40:19 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sink-1	2771.59	482.4	25may.2022, 18:00	6.92

Figura 47. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 100 años

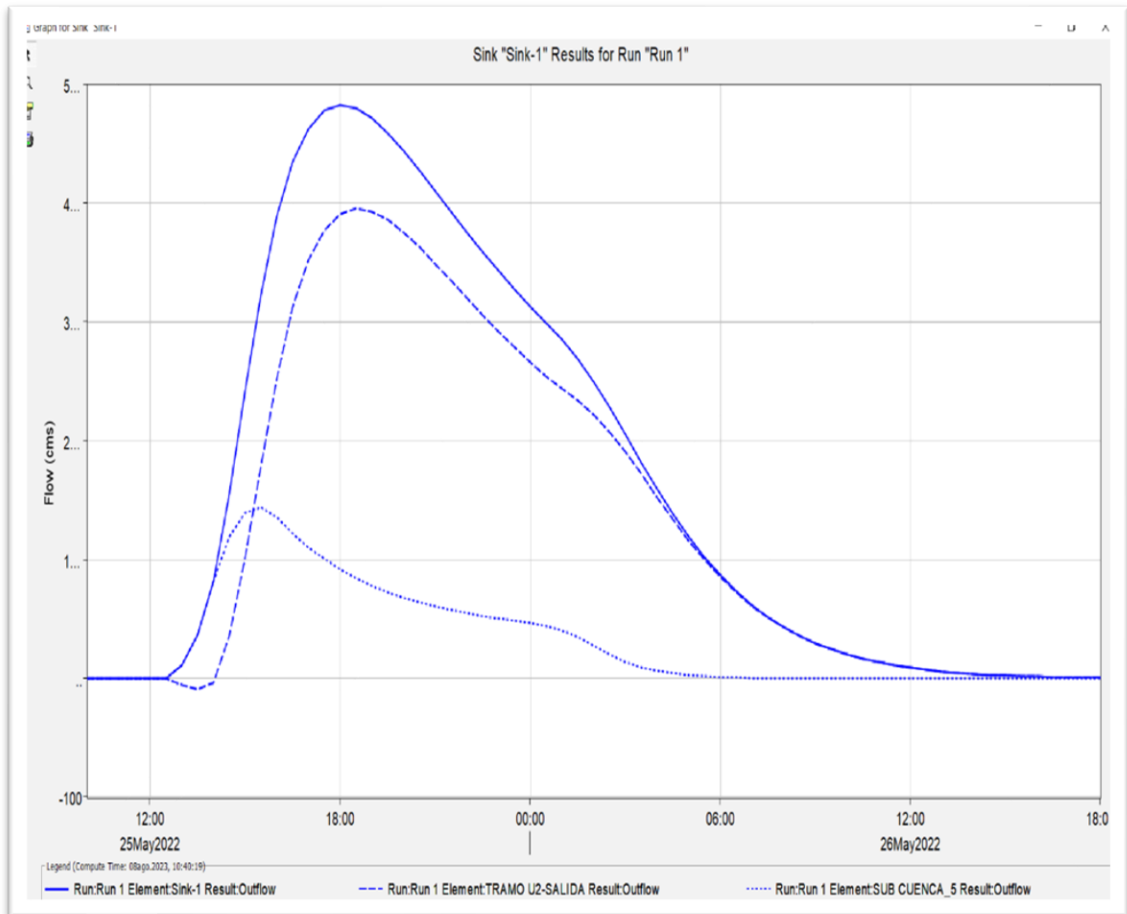


Figura 48. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 100 años

Para un periodo de retorno de 200 años, se calculó un caudal máximo de 615.0 m³/s.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: CUENCA GRANDE PR 200 AÑOS Simulation Run: Run 1

Start of Run: 25may.2022, 10:00 Basin Model: sub cuenca grande
 End of Run: 26may.2022, 18:00 Meteorologic Model: MODEL_MET_1
 Compute Time: 08ago.2023, 11:00:04 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sink-1	2771.59	615.0	25may.2022, 18:00	8.71

Figura 49. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 200 años

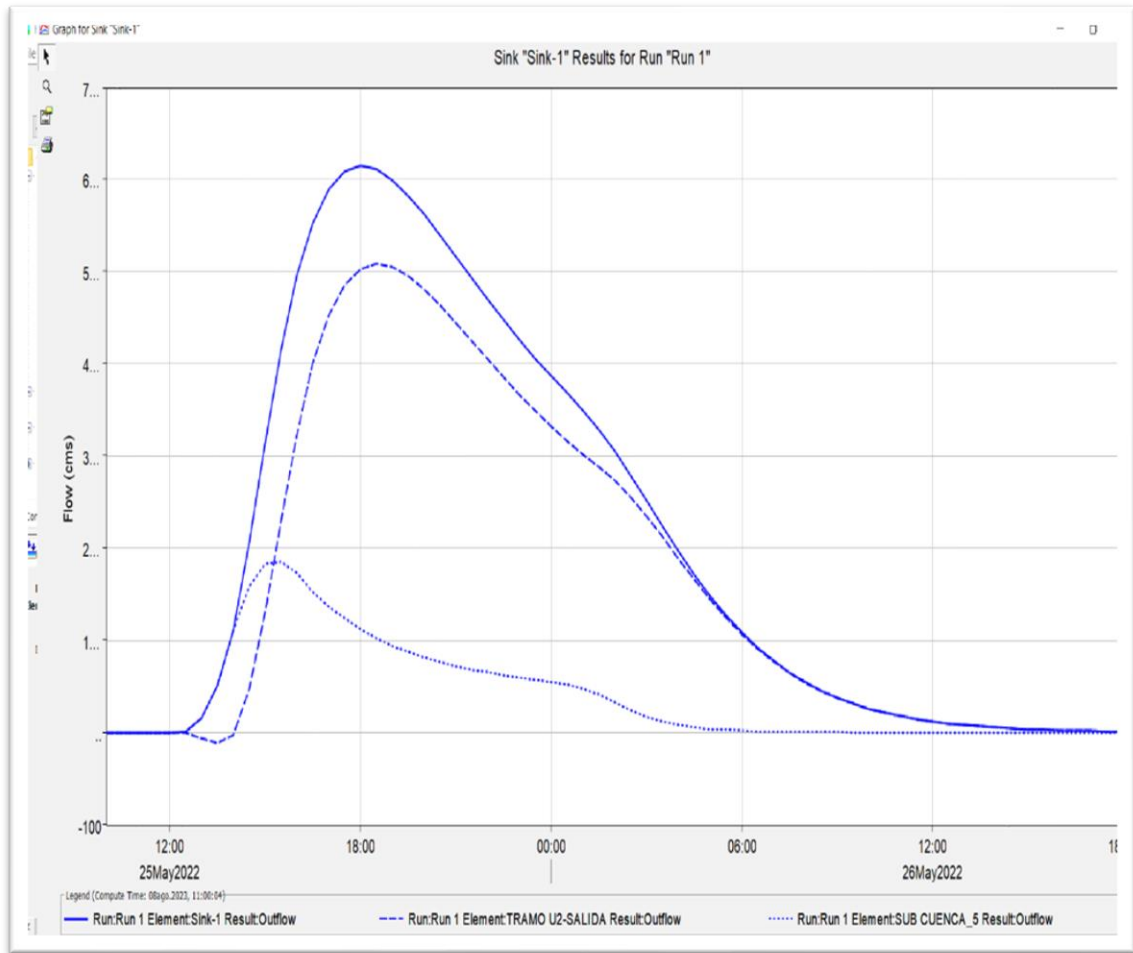


Figura 50. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 200 años.

Para un periodo de retorno de 500 años, se calculó un caudal máximo de 844.0 m³/s.

Project: CUENCA GRANDE PR 500 AÑOS Simulation Run: Run 1

Start of Run: 25may.2022, 10:00 Basin Model: sub cuenca grande
 End of Run: 26may.2022, 18:00 Meteorologic Model: MODEL_MET_1
 Compute Time: 08ago.2023, 11:09:07 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sink-1	2771.59	844.0	25may.2022, 18:00	11.74

Figura 51. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 500 años

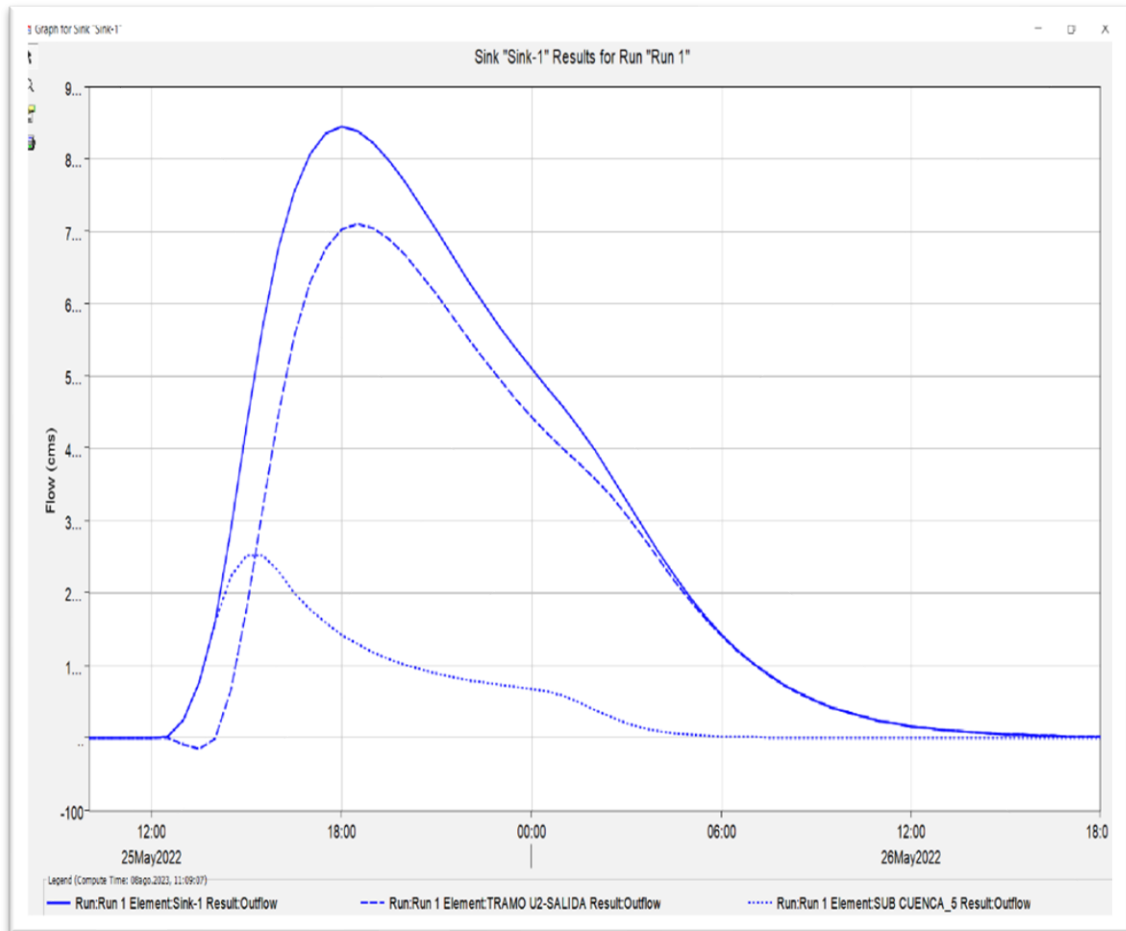


Figura 52. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 500 años

Para periodo de retorno de 1000 años, se calculó un caudal máximo de 1068.4 m³/s.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: CUENCA GRANDE_1000 Simulation Run: Run 1

Start of Run: 25may.2022, 10:00 Basin Model: sub cuenca grande
End of Run: 26may.2022, 18:00 Meteorologic Model: MODEL_MET_1
Compute Time: 08ago.2023, 11:13:03 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sink-1	2771.59	1068.4	25may.2022, 18:00	14.66

Figura 53. Cuadro resumen de resultados para un periodo de retorno de 1000 años.

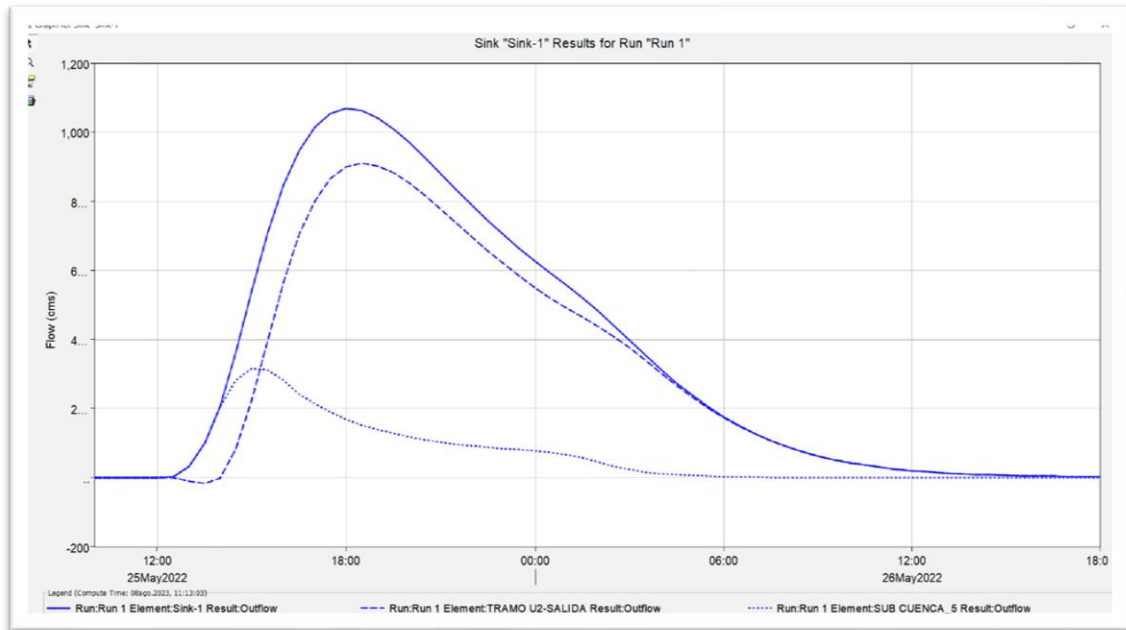


Figura 54. Hidrograma de salida simulado para un periodo de retorno de 1000 años.

4.1.2. El Modelamiento hidráulico bidimensional (2D) con el software (IBER)

Con los datos obtenidos del modelo hidrológico, se procedió a realizar la simulación hidráulica bidimensional en 2D con el software IBER, para cada tiempo de retorno propuesto en la investigación de 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, es así que el modelamiento hidráulico ayudo en la identificación de zonas vulnerables a riesgos de inundaciones, producto de las máximas avenidas producidas en el Rio Grande en el centro poblado de Balsapata, obteniendo resultados como la variación del tirante hidráulico, velocidad de flujo y los mapas de máximos que nos permiten ver resultados de las áreas de inundación generados en cada instante de tiempo de la simulación, tomando los valores máximos y poder cuantificar las áreas afectadas por desbordamientos del Rio Grande.

La información obtenida se expresa en un rango de colores que expresa las variaciones del tirante y velocidad del caudal, donde se puede observar que las áreas afectadas son áreas agrícolas y urbanas; la cuantificación de áreas de

inundación se consideró como desborde del río, a todos los espacios que ocupa el agua en áreas adyacentes al río, considerando los límites regulares del cauce que presenta el río en las imágenes satelitales del Google Maps.

Tabla 27. Resumen de áreas inundables, rango de profundidades y rango de velocidades por TR

Periodo de Retorno	Área de Inundación (ha)	Rango de Profundidad (m)	Rango de Velocidad (m/s)
25	23.21	0.10 – 3.33	1.1 – 6.86
50	30.00	0.10 – 3.80	1.3 – 9.76
100	36.50	0.10 – 4.46	1.4 – 10.57
200	39.02	0.10 – 5.10	1.5 – 11.42
500	41.95	0.10 – 6.20	1.5 – 12.74
1000	44.35	0.10 – 7.19	1.7 – 13.75

En las siguientes Figuras 56 y 57 se muestra la representación de áreas inundables para los TR de 25, 50, 100 y 200 años, mismas que muestran las profundidades mínimas y máximas obtenidas en este estudio.

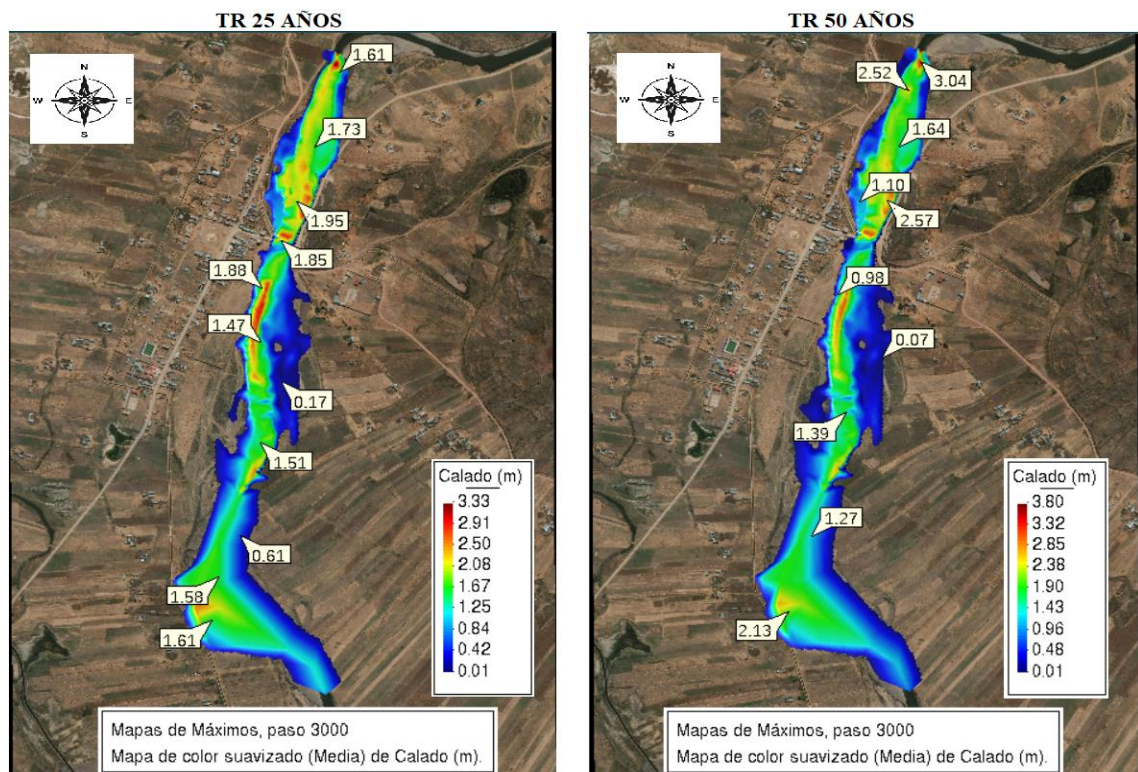


Figura 56. Se muestra zonas inundadas y tirantes hidráulicos para los TR de 25 y 100 años.

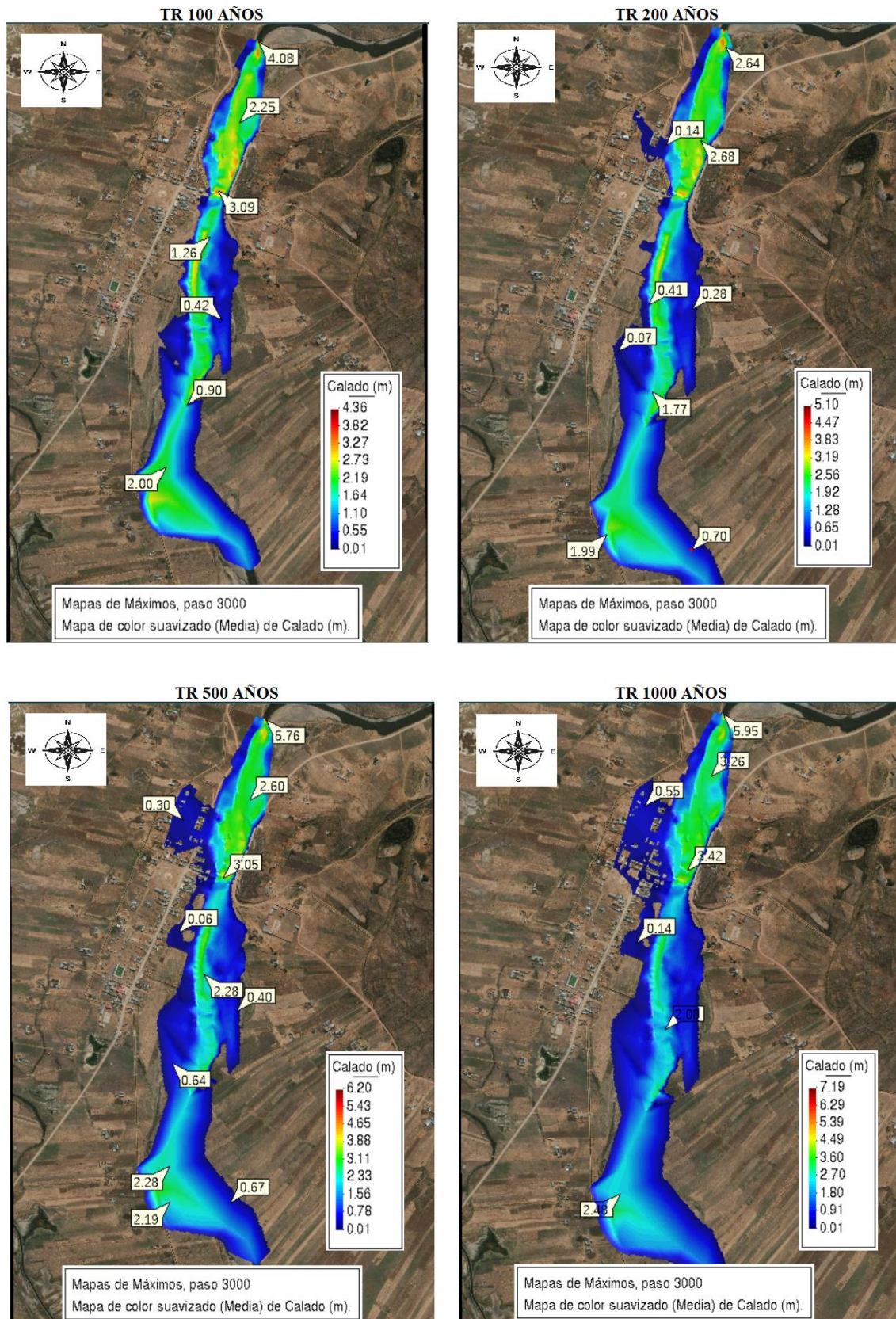


Figura 55. Se muestra zonas inundadas y tirantes hidráulicos para los TR de 100,200, 500 y 1000 años.



Los resultados de máximas avenidas que se registran para los distintos TR, muestran que existen áreas inundadas que se da en el margen derecho e izquierdo del cauce; cómo se puede visualizar en el margen derecho del Río Grande, se encuentra el centro poblado de Balsapata, para el TR de 200, 500, y 1000 años, existen inundaciones de predios debido a que las viviendas están muy cercanas al cauce del río, llegando a tener un alcance máximo de altura de agua de 5.1 m, 6.2 m y 7.1 m perpendicular al eje del río.

Por otro lado, debido a que no existen muros de protección en el centro poblado Balsapata se puede observar que el agua cubre en su totalidad el lecho inundable. no obstante, en los resultados para el TR de 200, 500 y 1000 años se tiene zonas vulnerables a desastres por inundaciones, al tratarse de zonas urbanas y agrícolas el daño es mayor ya que existe daños materiales e incluso podría darse pérdidas de vida.

a). Análisis de los mapas de velocidades

Los mapas de velocidad ayudan a evaluar los esfuerzos de corte, socavación del terreno natural y ver la geodinámica de socavación en los pilares de puentes, además, con ayuda de las líneas de flujo que nos permite visualizar los vectores de dirección de la velocidad y su trayectoria. Este tipo de análisis únicamente es posible realizarlo sobre un modelo bidimensional 2D.

Los resultados obtenidos de velocidades determinan que en zonas de planicie las velocidades son muy bajas y en zonas con altura topográfica, específicamente en el puente Balsapata se obtiene velocidades mayores. Las velocidades, de igual manera que los tirantes se han discretizado en intervalos de colores donde el color celeste son áreas donde se tiene valores de velocidad menor a 1m/s por lo cual no muestran peligro y los de color rojo presentan velocidades

mayores a 5m/s siendo zonas de alta peligrosidad, en las siguientes figuras 58 y 59, se muestra los mapas de velocidades.

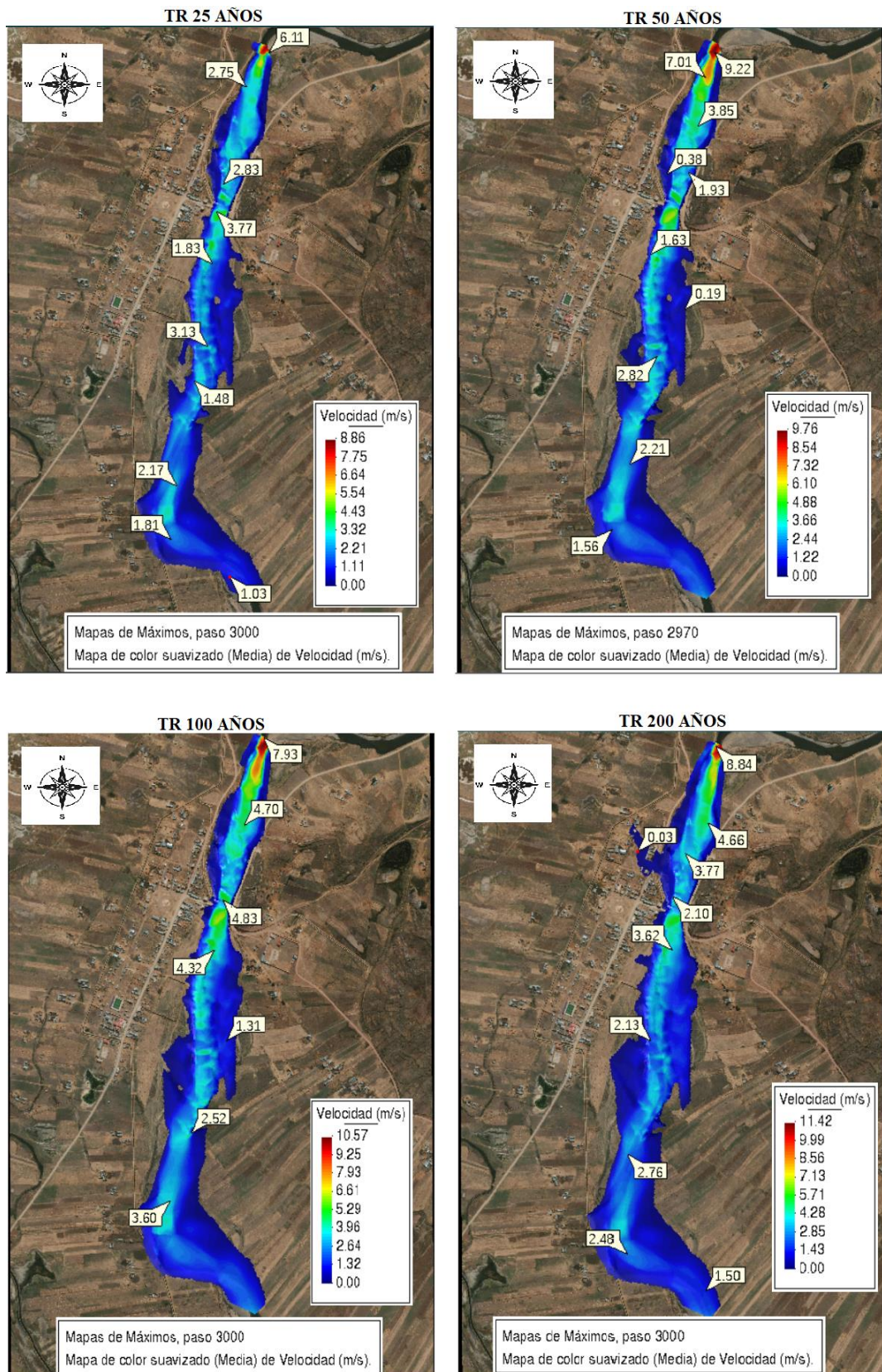


Figura 56. Se muestra los mapas de variación de velocidad para TR de 25, 50, 100 y 200 años.

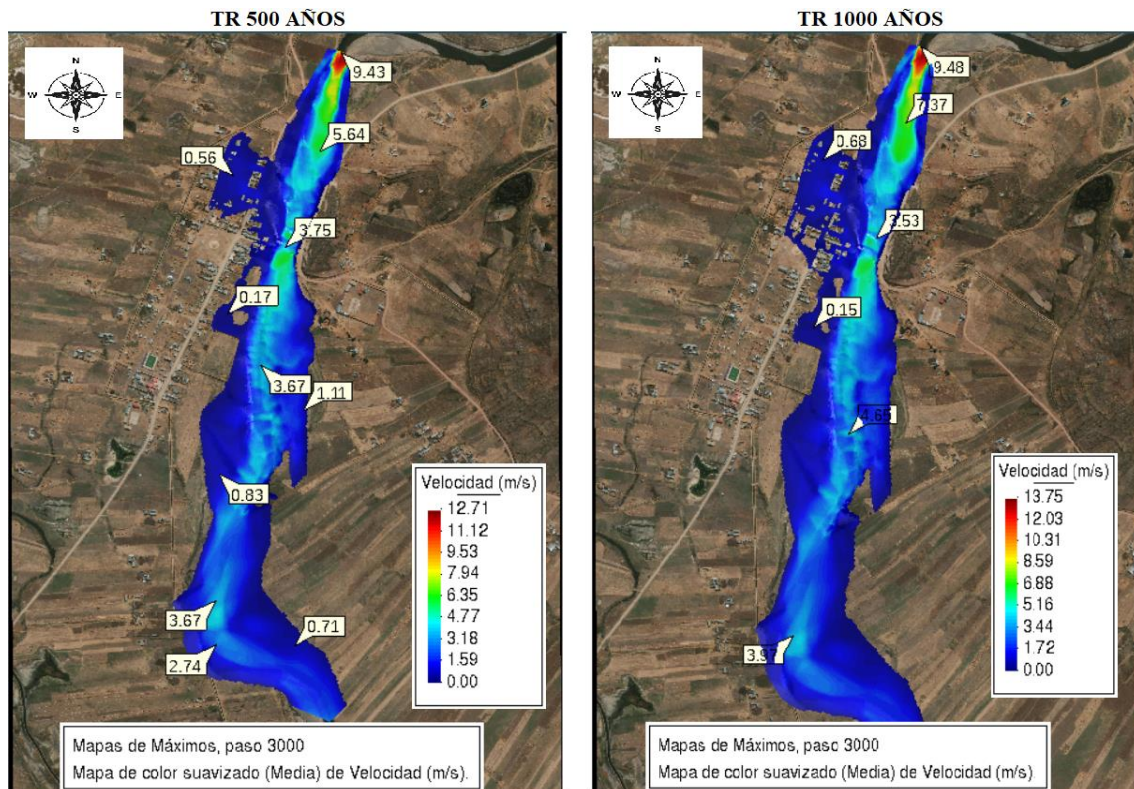


Figura 57. Se muestra los mapas de variación de velocidad para TR de 500 y 1000 años.

En los mapas elaborados se presenta la variación de las velocidades del caudal, datos que son resultados del modelamiento hidrológico, que se realizó para TR de 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, con rangos de variación de velocidad de 1.1 – 8.86 m/s, 1.3 – 9.76 m/s, 1.4 – 10.57 m/s, 1.5 – 11.42 m/s, 1.5 – 12.71 m/s y 1.7 – 13.75 m/s. tal como lo muestra las figuras 58 y 59, donde se observa que las velocidades se intensifican a lo largo del eje del río obteniendo velocidades muy altas, que hacen que los riesgos a inundaciones y socavación de terrenos de áreas agrícolas sean altas.

b). Análisis de mapas de peligrosidad.

El criterio utilizado en esta investigación y en la que el modelo Iber se basa para graficar los mapas de peligrosidad se basa en la metodología española ACA



a través de la evaluación y gestión de los riesgos de inundaciones, donde clasifica en zonas con alta, moderada y baja peligrosidad.

Los mapas de peligrosidad generados comprenden la delimitación gráfica de la superficie de las áreas inundadas analizadas con TR de 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, los resultados obtenidos se han discretizado por intervalos de colores de acuerdo al grado de vulnerabilidad, el color azul indica que el tirante y la velocidad son muy bajas y se considera zona no peligrosa; el color verde indica que el grado de peligrosidad es moderada y el tirante de agua está por debajo de 1 metro y finalmente el color rojo es peligrosidad alta con tirantes mayores a un 1 metros.

Para los TR de 25 y 50 años, en áreas urbanas se tiene el grado de vulnerabilidad sin riesgo a inundación ya que se tiene resultados bajos en cuanto a los tirantes y las velocidades, y para los TR de 100, 200, 500 y 1000 en áreas urbanas existe peligrosidad moderada y peligrosidad alta. Sin embargo, en zonas de planicie se tiene áreas agrícolas que son inundadas que están situadas en el margen izquierdo del río aguas abajo del puente Balsapata, siendo áreas inundables con peligrosidad moderada.

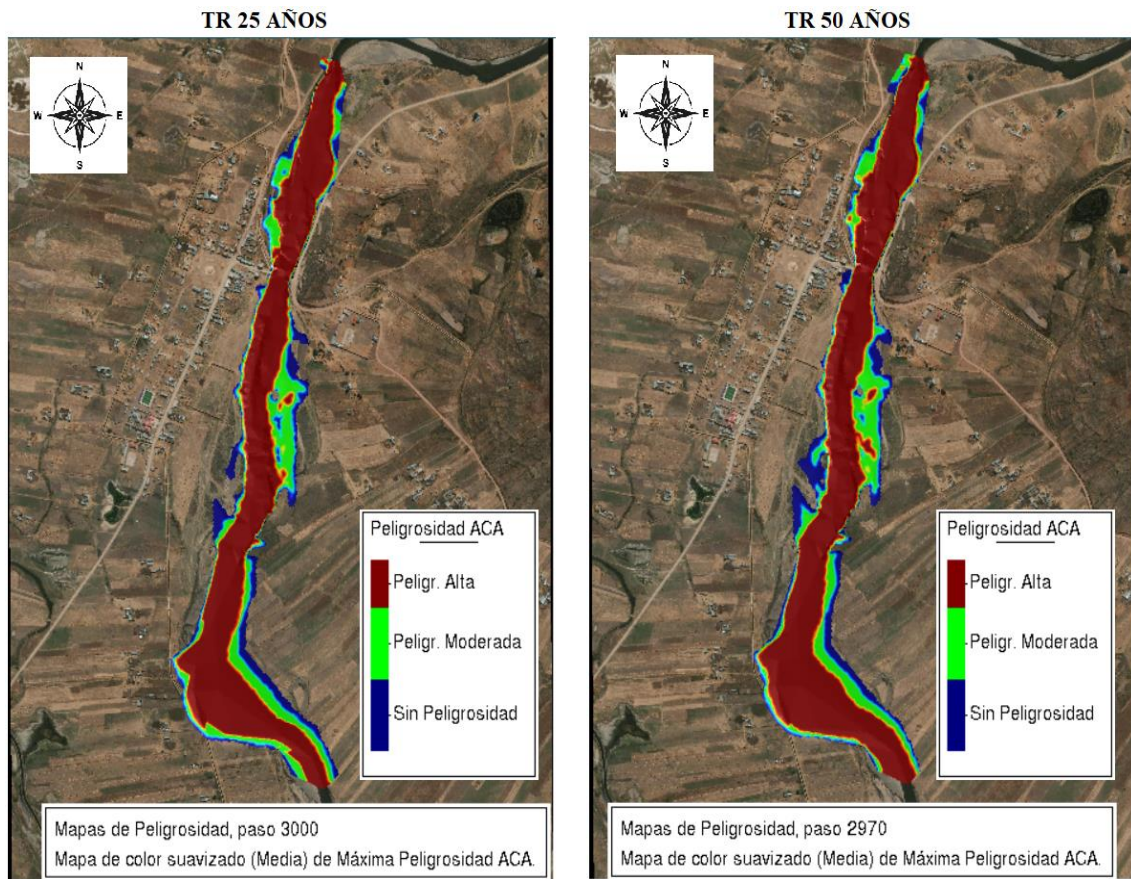


Figura 58. Se muestra los mapas de riesgos y grado de peligrosidad, para TR de 25 y 50 año.

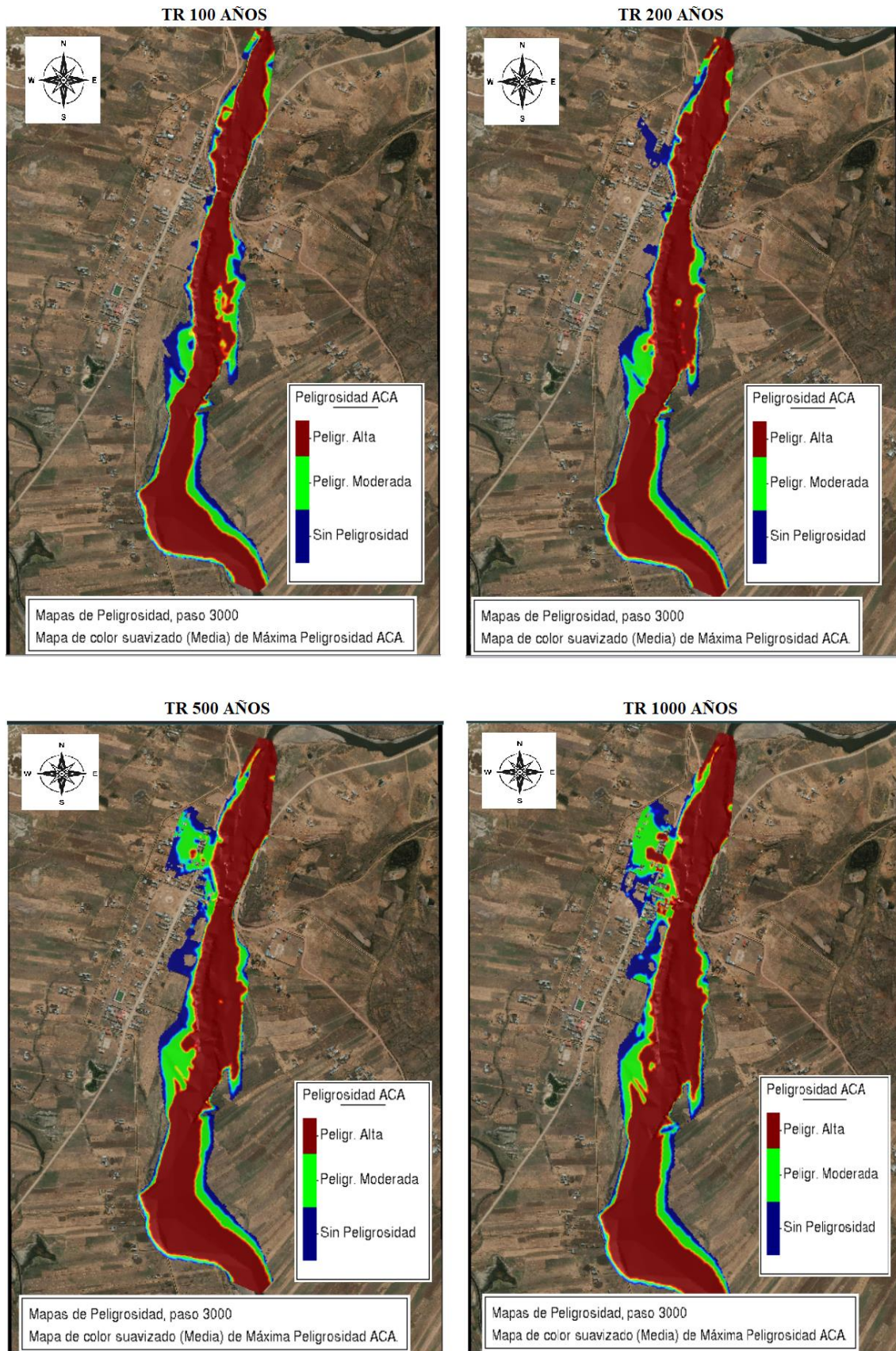


Figura 59. Se muestra los mapas de riesgos de acuerdo al grado de peligrosidad, para TR de 100, 200, 500 y 1000 años.

4.2. DISCUSIONES

En el presente estudio se determinó los volúmenes de precipitación areal de la cuenca Grande, para períodos de retorno de 50 y 100 años, obteniendo altura de láminas de lluvia de 45.9 mm y 50.5 mm. En investigaciones como Tapara (2018), obtuvo láminas de precipitación en la cuenca Nuñoa, así como Mamani (2014), también obtuvo láminas de precipitación para las cuencas de Santa Rosa, Llallimayo y Ayaviri para períodos de retorno de 50 y 100. Por otra parte, la ANA (2016), obtuvieron láminas de precipitación en la cuenca Cabanillas. En la tabla 28 se detalla el análisis comparativo de láminas de precipitación para períodos de retorno de 50 y 100 años.

Tabla 28. Resumen de precipitaciones máximas areales obtenidos por investigaciones.

PRECIPITACION MAXIMA AREAL EN CUENCAS						
ESTUDIOS REALIZADOS	DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	Unidad Hidrográfica	AREA Km ²	Unidad	TR 50 años	TR 100 años
“ANA”	Delimitación de faja marginal en el río Cabanillas (2016).	Cabanillas	2871.0	(mm)	61.0	64.4
		Llallimayo	1349.2	(mm)	47.7	51.1
“MAMANI”	Modelamiento de máximas avenidas Ayaviri (2014).	Santa Rosa	906.1	(mm)	57.1	61.7
		Ayaviri	824.4	(mm)	49.5	53.4
“TAPARA”	Evaluación de máximas avenidas Nuñoa (2018).	Nuñoa	2763.0	(mm)	45.0	46.0
Resultados del presente estudio	Evaluación de máximas avenidas Orurillo (2023)	Grande	2771.0	(mm)	45.9	50.5

Estos resultados obtenidos en las diferentes investigaciones detalladas en la tabla 28 hacen ver que los cálculos realizados en el presente estudio con respecto a la obtención



del volumen de precipitación areal de la cuenca Grande son aproximadas con respecto a otras unidades hidrográficas mencionadas.

A partir de los resultados obtenidos de precipitación máxima se aplicando el software HEC-HMS, para generar caudales picos en un área de $2,771.59 \text{ km}^2$, obteniendo resultados para TR de; 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años y el caudal máximo obtenido por cara periodo de retorno es de; 294.2 – 377.3 – 482.4 – 615.0 – 844.0 - 1068.4 m^3/s respectivamente, también se obtuvo una variación del volumen expresada de la siguiente manera; 4.32 – 5.48 – 6.92 – 8.71 – 11.74 – 14.66 mm.

En trabajos de investigación de estudios hidrológicos e hidráulicos de máximas avenidas realizados en la cuenca Ramis, Ayaviri y Nuñoa, que fueron analizadas para periodos de retorno de 50 y 100 años, según Mamani (2014), desarrollo el análisis de máximas avenidas en la ciudad de Ayaviri, obteniendo caudales máximos de 424.2 m^3/s y 495.8 m^3/s . Así mismo, Tapara (2018), evaluó las máximas avenidas del río Nuñoa obteniendo caudales de 331.3 m^3/s y 348.3 m^3/s . otro estudio es de Huisa (2014), que desarrolló el efecto de los embalses para el control de máximas avenidas en la cuenca de Ramis, obteniendo caudales máximos de 1142.2 m^3/s y 1580.4 m^3/s . Por otra parte, el Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca PELT, realizado en el año 2012, a través del proyecto manejo de inundaciones de la cuenca del río Ramis obteniendo caudales máximos de 455.4 m^3/s y 558.5 m^3/s , otro estudio fue realizado por la Autoridad Nacional del Agua ANA (2008), con el proyecto actualización del balance hídrico de la cuenca del río Ramis en el año 2008, obteniendo caudales máximos de 562 m^3/s y 575 m^3/s .

Los resultados obtenidos por diferentes autores sobre los caudales máximos generados en las investigaciones antes mencionadas evalúan el periodo de retorno para destinos años, sin embargo, los resultados que se tiene en la presente investigación se encuentran en el rango de los caudales que se obtuvieron en otros estudios, cabe indicar

que esta investigación realizada analiza y evalúa los resultados que son proyectados para un periodo de 1000 años, para observar mejor la comparación se puede ver mejor en la tabla 29, así mismo, se tiene que tener en cuenta que los parámetro fisiográficos e hidrográficos de las unidades hidrográficas analizadas y comparadas son diferentes.

La unidad hidrográfica Ramis es demasiado extensa que abarca cuencas como Santa Rosa, LLallimayo, Azangaro, Crucero, San José y Nuñoa, considerando que las cuencas Ayaviri, Nuñoa y Rio Grande son también parte de unidas hidrográfica Ramis. Los caudales generados por la ANA y PELT se determina en el punto hidrométrico de salida de la cuenca, en la siguiente tabla 29, se refiere al análisis comparativo de los flujos generados por las distintas instituciones y trabajos de investigación realizadas cerca al área de estudio del proyecto de investigación.

Tabla 29. Resumen de caudales máximos obtenidos por investigaciones.

CAUDALES MÁXIMOS CALCULADOS					
ESTUDIOS REALIZADOS	DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	TR para 25 años	TR para 50 años	TR para 100 años	TR para 200 años
“ANA”	Proyecto balance hídrico de la cuenca del rio Ramis (2008).	543	562	576	585
“PELT”	Proyecto inundaciones cuenca del rio Ramis (2012).	-	455.4	558.5	-
“MAMANI”	Modelamiento de máximas avenidas Ayaviri (2014).	-	424.2	495.8	-
“HUISA”	Efecto de embalse en el control de máximas avenidas rio Ramis (2014)	771.9	1142.2	1580.4	2046.1
“TAPARA”	Evaluación de máximas avenidas Nuñoa (2018).	290.7	331.3	348.3	383.0
Resultados del presente estudio	Evaluación de máximas avenidas Orurillo (2023)	294.2	377.3	482.4	615.0



En los resultados obtenidos del modelo hidráulico en la presente investigación el área de inundación en el centro poblado de Balsapata del Rio Grande se estimó con la obtención de los mapas de máximos que nos da como resultado las áreas inundadas para los distintos TR obteniendo 23.21 Has, 30.00 Has; 35.0 Has; 39.02 Has; 41.95 Has y 44.35 Has, para TR de 25; 50; 100; 200; 500 y 1000 años respectivamente. Sin embargo, los trabajos de investigación realizados por los diferentes autores sobre el modelamiento hidráulico de máximas avenidas según.

En otro estudio realizado por el ANA (2008), sobre el modelamiento hidráulico preliminar del rio Ramis en todo su tramo, para un periodo de retorno de 100 años, lo que, se produce desborde del rio Grande en los tramos 56+000, 54+000 y 25+500, en la mayoría de progresivas que ocurren desbordes problema que también afecta áreas agrícolas y urbanas, la cuenca Ramis es extensa y el área de estudio de esta investigación es parte de la cuenca Ramis y se ve que en trabajos de investigación existen zonas vulnerables a inundaciones esto según el informe de la Autoridad Nacional de Agua ANA, sobre puntos críticos a desbordamientos del Rio Grande.

Los niveles de riesgo que se obtuvo en la investigación son 65% de alta peligrosidad indicada por el color rojo y de mediana peligrosidad en un 23% indicado por el color verde. también se tiene una baja peligrosidad en un 13% indicad en un azul estos resultados se pueden observar en la figura 61, detallado para distintos periodos de retorno indicando el grado de riesgos que se puede presentar en el centro poblado de Balspata. los colores están determinados por la correlación entre la frecuencia de periodo de retorno y la intensidad de las inundaciones que se puede tener.



V. CONCLUSIONES

El modelamiento hidrológico realizado a través del software HEC-HMS, ayudo en el análisis y calculo para la obtención de caudales máximos de manera satisfactoria, obteniendo hidrogramas de diseño, para tiempos de retorno de 25, 50, 100, 200, 500, y 1000 años, con caudales de 294.2 m³/s, 377.3 m³/s, 482.4 m³/s, 615.0 m³/s, 844.0 m³/s y 1068.4 m³/s.

Los resultados del modelamiento hidráulico en 2D en el software IBER, nos permitió obtener resultados de los tirantes, velocidades y esfuerzos cortantes del cauce del rio, y cuantificar las áreas afectadas por desbordamiento del rio Grande, de acuerdo a los mapas obtenidos de máximos se estableció que en el margen derecho existen áreas urbanas en el centro poblado de Balsapata, que son susceptibles a amenazas por inundación, también se tiene áreas agrícolas en ambos márgenes, en su mayoría ocupan el lecho inundable en ambas márgenes del rio Grande.

Se logro identificar zonas vulnerables a inundaciones en el centro poblado de Balsapata del Distrito de Orurillo, a través de los mapas de peligrosidad generados para distintos tiempos de retorno, en el cual se tiene la identificación de zonas de peligrosidad alta, peligrosidad moderada y zonas sin peligrosidad, esto según la metodología española ACA, recogida del Real Decreto 9/2008 “Reglamento del Dominio Público Hidráulico”.

Según los mapas de riesgos que se obtuvo en la investigación se tiene un 65% de alta peligrosidad, un 23% de peligrosidad mediana y baja peligrosidad en un 12%.



VI. RECOMENDACIONES

En cuanto al modelamiento hidrológico, las principales limitaciones que se tuvo es la insuficiencia de los datos de entrada de precipitación debió a que no se tienen muchas estaciones meteorológicas activas, para lo cual se propone tomar registros de datos productos satelitales de datos meteorológica previo a una validación de con la datos observada que se pueda tener.

Se recomienda que los resultados obtenidos de la investigación sean una referencia para emplear medidas de prevención frente a máximas avenidas, de ahí generar propuestas que disminuyan los riesgos ante inundaciones ya que en la zona de estudio no se cuenta con estudios de máximas avenidas.

Para la elección de un modelo hidráulico ya sea Iber o Hec Ras se recomienda analizar el tiempo disponible y el tipo de problema a resolver y determinar cuál utilizar ya que uno no es mejor que el otro.

Se recomienda ampliar el área topográfica de la zona de estudio ya que los mapas topográficos de batimetría que se tienen son del eje del río 50 metros a cada lado. Con la ampliación se podrá obtener resultados más precisos del modelamiento hidráulico.

Se debe realizar capacitaciones de medidas de evacuación ante, riesgos por inundaciones por parte de instituciones encargadas como municipalidades, gobiernos locales y regionales con la finalidad de mejorar la capacidad de los pobladores ante eventos extremos originados en el distrito de Orurillo.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de Hidrologia de Superficie*. (G. Noriega, Ed.)
México: LIMUSA.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. w. (1994). *Hidrologia Aplicada* (Primera ed.). (M. Suárez R., Ed.) Bogota, Colombia: Nomos S. A. Printed in Colombia.
- Fattorelli, S., & Fernandez, P. (2011). *Diseño Hidrologico* (Segunda ed.).
Fundamentos de Hidrologia de Superficie. (1992).
- Huisa, A. (2014). *Efecto de embalse en el control de maximas avenias en la ceunca rio Ramis*. Universidad Nacional del Altiplano Puno.
- INDECI. (2011). *Manual de Estimacion del Riego ante Inundaciones Fluviales*. Lima.
- Lodoño Arango, C. (2001). *Cuencas Hidrografica*. Ibagué, Colombia.
- M.T.C Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones. (2012). *Manual de Hidrologia, Hidraulica y Drenaje*. Lima.
- Mamani, H. (2014). *Modelamiento de maximas avenidas en la ciudad de Ayaviri*.
Universidad Nacional del Altiplano Puno.
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería* (Segunda ed.). (Alfaomega, Ed.)
México.
- Morad, M., & Triviño Perez, A. (2001). *Sistemas de Informacion Geografica y Modelizaciones Hidrologicas: Una Aplicacion y Dificultades de su Aplicacion*.
Boletin de Asociacion de Geograficos Españoles.
- MTC Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones. (2008). *MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE*. Lima.
- Olaya, V. (2014). *Sistemas de Información Geográfica*.

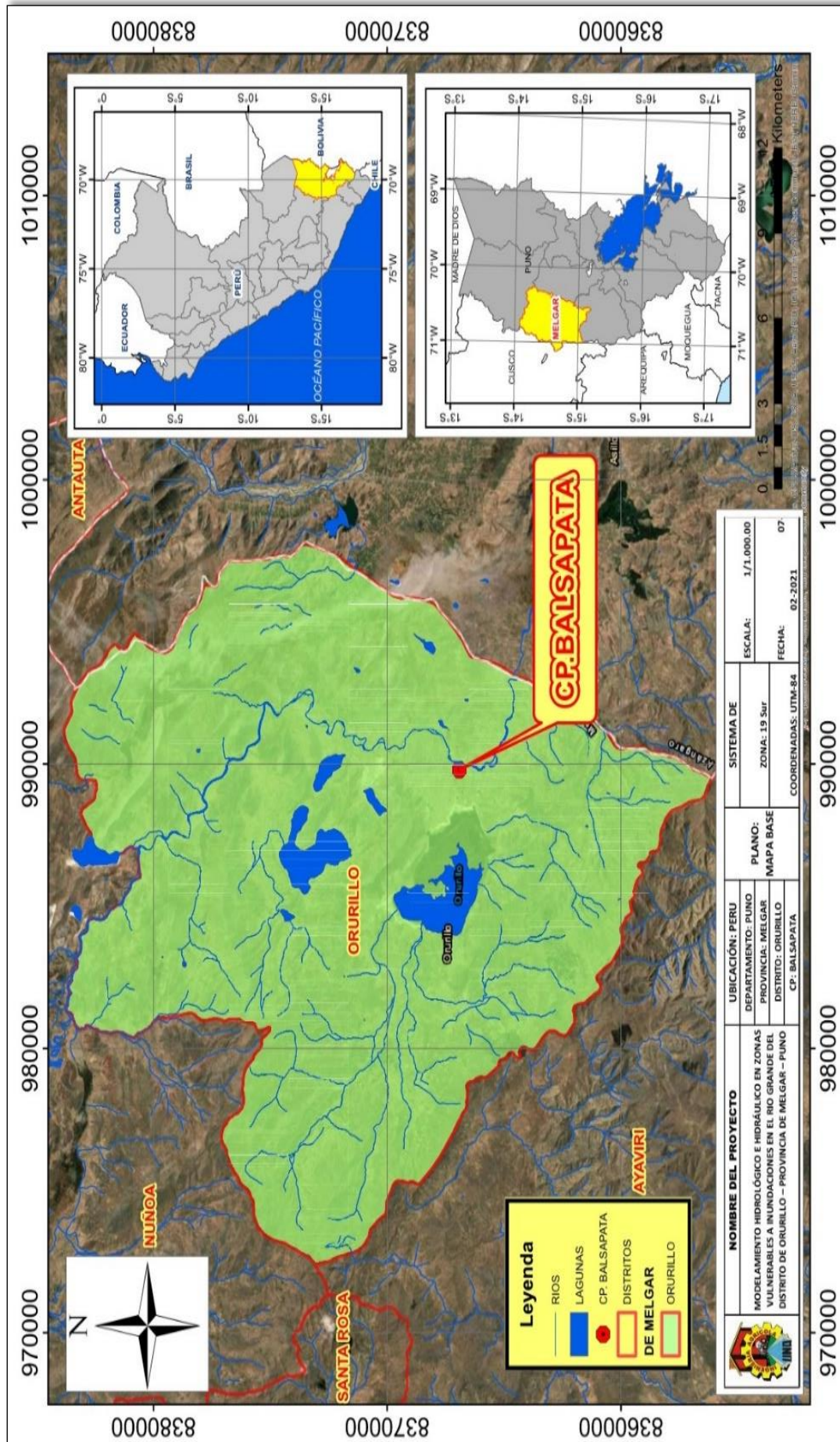


- OMM. (2011). *Guía de Prácticas Hidrológicas. Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas* (Sexta ed., Vol. II). Ginebra, Suiza.
Obtenido de https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=10038
- Sarría, F. A. (2006). *Sistemas de Información Geográfica*.
- Tapara, H. (2018). *Evaluacion de maximas avenidas del rio Nuñoa con fines de proteccion a la ciudad*. Universidad Nacional Del Altiplano, Puno.
- Tinoco, T. (2019). *Modelamiento del riesgo de inundación por la ocurrencia de descargas máximas del rio Santa, sector Challhua, Huaraz-Ancash*. Universidad Nacional Santiago Antunes de Mayolo., Ancash.
- Vargas Coca, G. (15 de enero de 2023). *14 Analisis de Maximas Avenidas*. Obtenido de <https://es.scribd.com/presentation/276144455/14-Analisis-de-Maximas-Avenidas>
- Vergara Sánchez, M. A. (1993). *Técnicas de Modelación Hidráulica*. Mexico: Alfaomega. E. Garcia.
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Costa Rica.
- Zeballos Garcia, C., & Guillen Vidal, B. (2018). *Elaboracion del estudio definitivo para el mejoramiento y amplificaion del puente pichari*. Obtenido de http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2019/LP_0009_2019/ExpedienteTecnico/Tomo%205_VII%20MD%20HIDRO.pdf

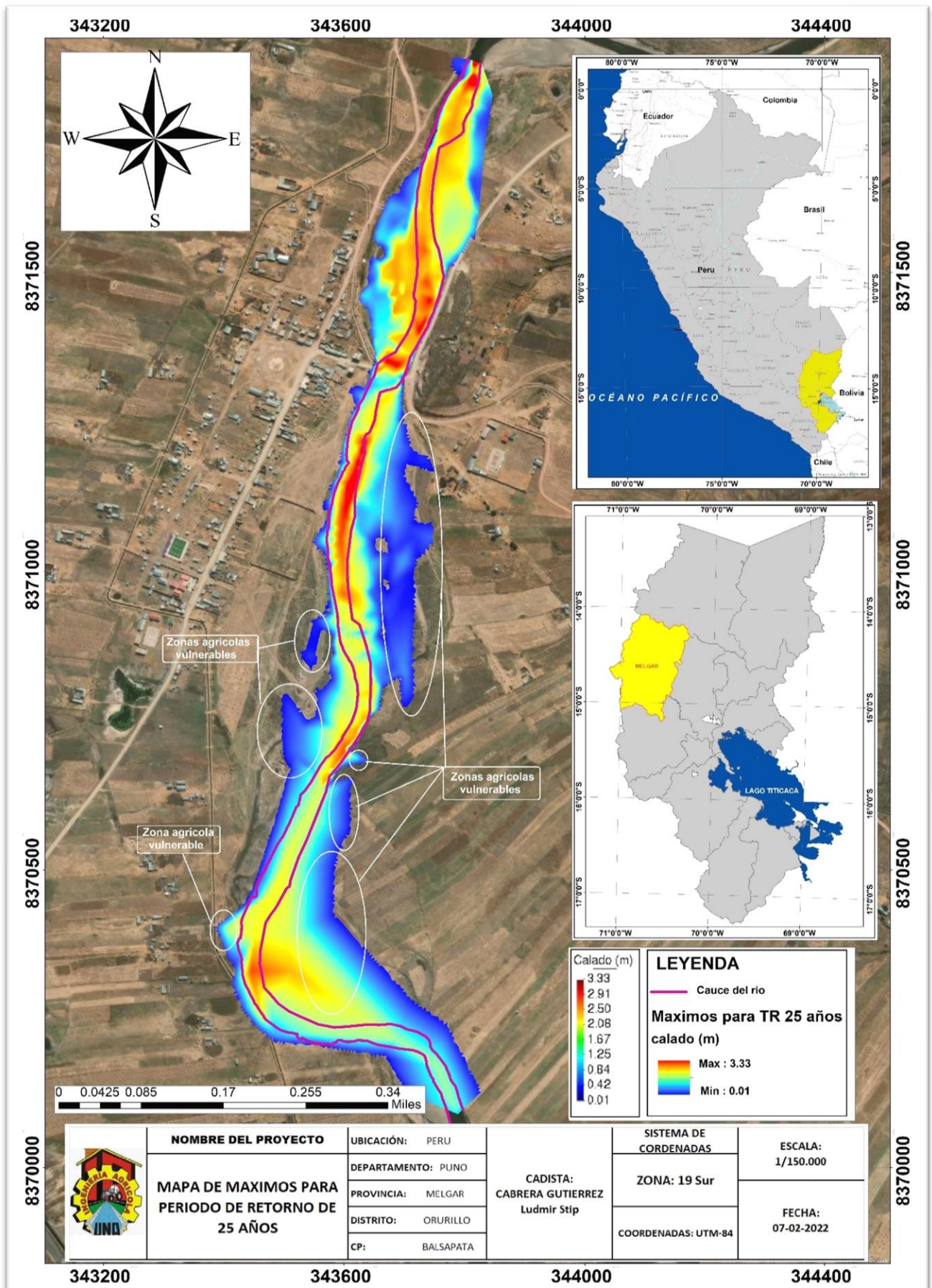


ANEXOS

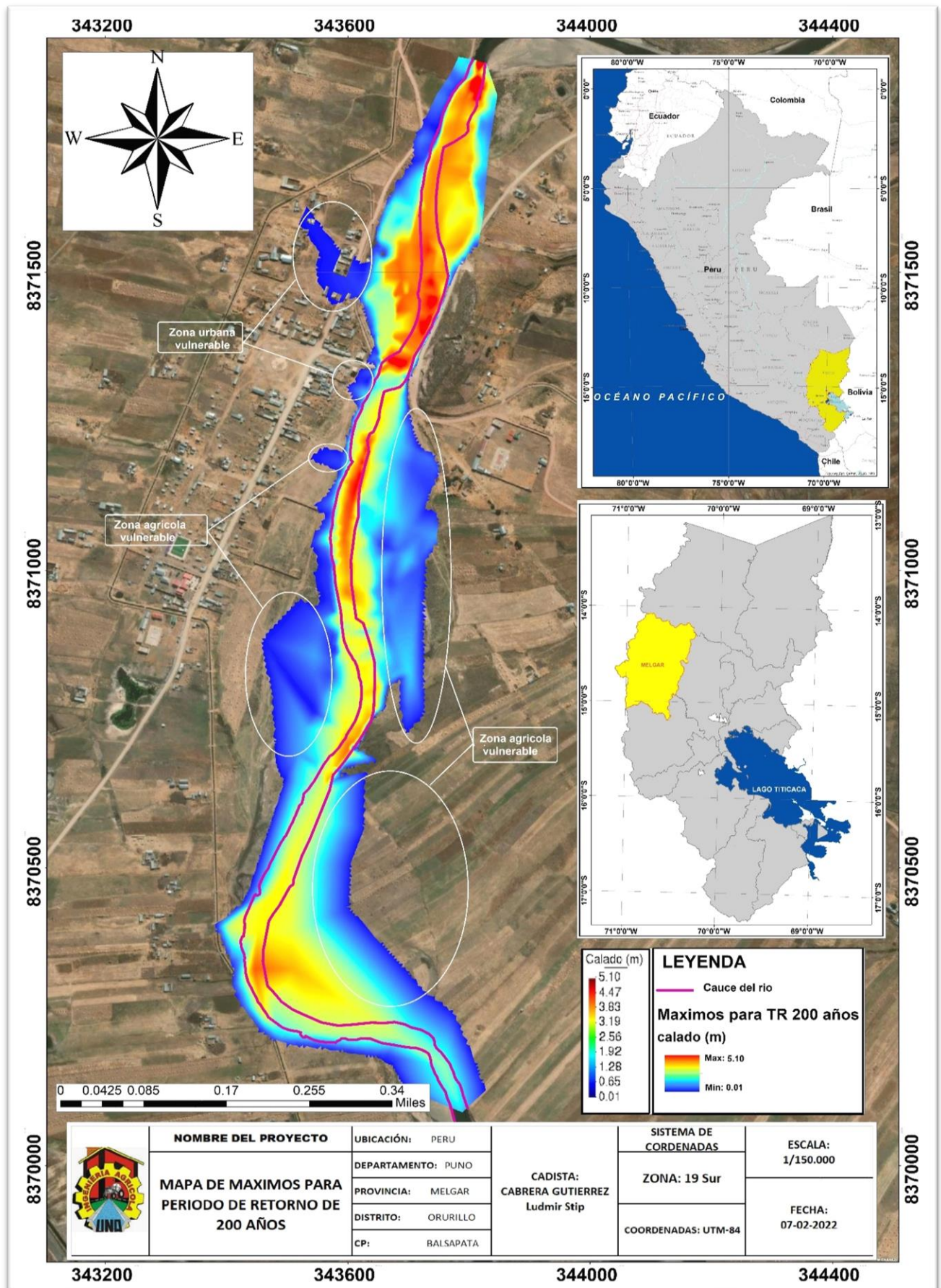
ANEXO N° 1: Mapa de ubicación de la zona de estudio.



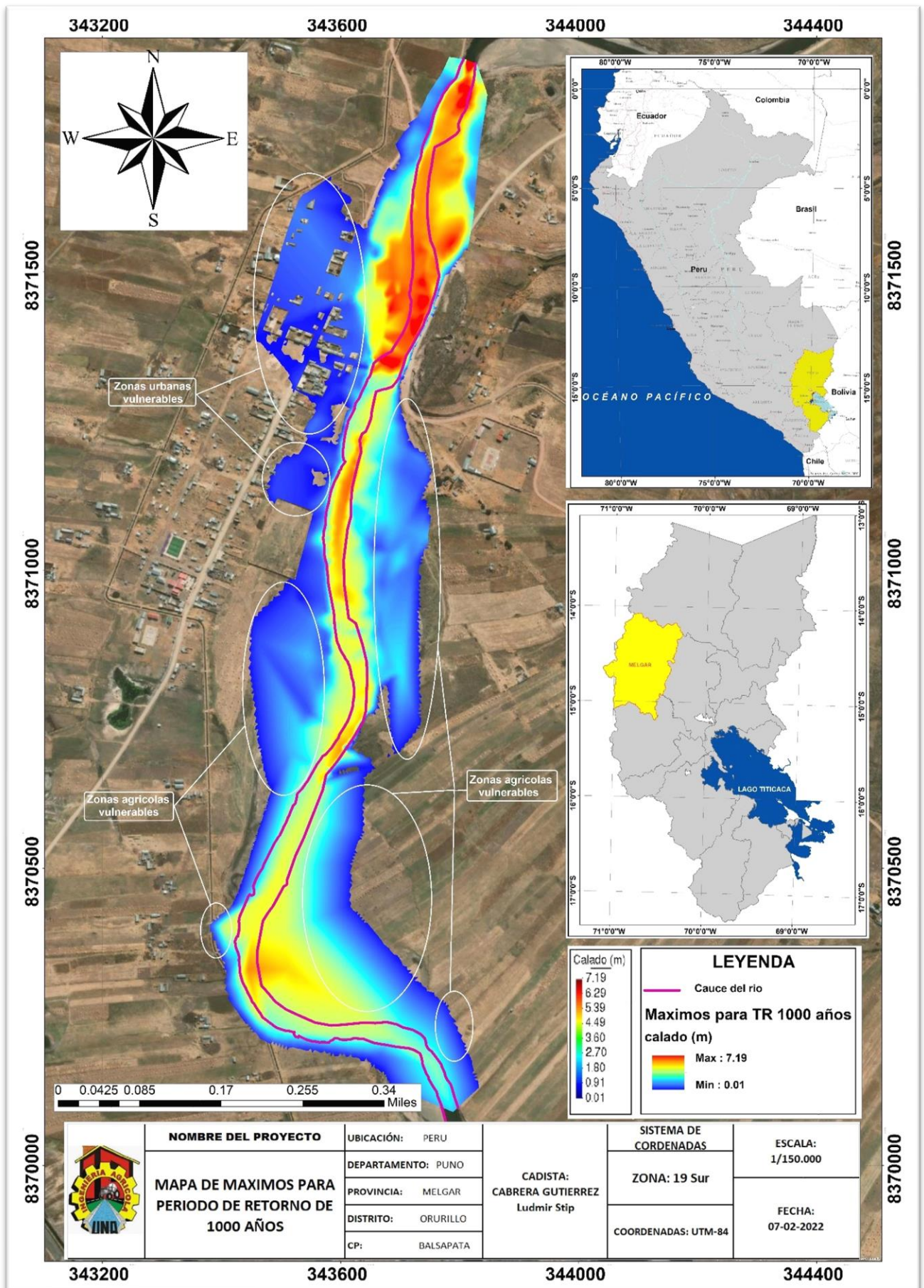
ANEXO N° 2: Mapa de maximos para 25 años de periodo de retorno.



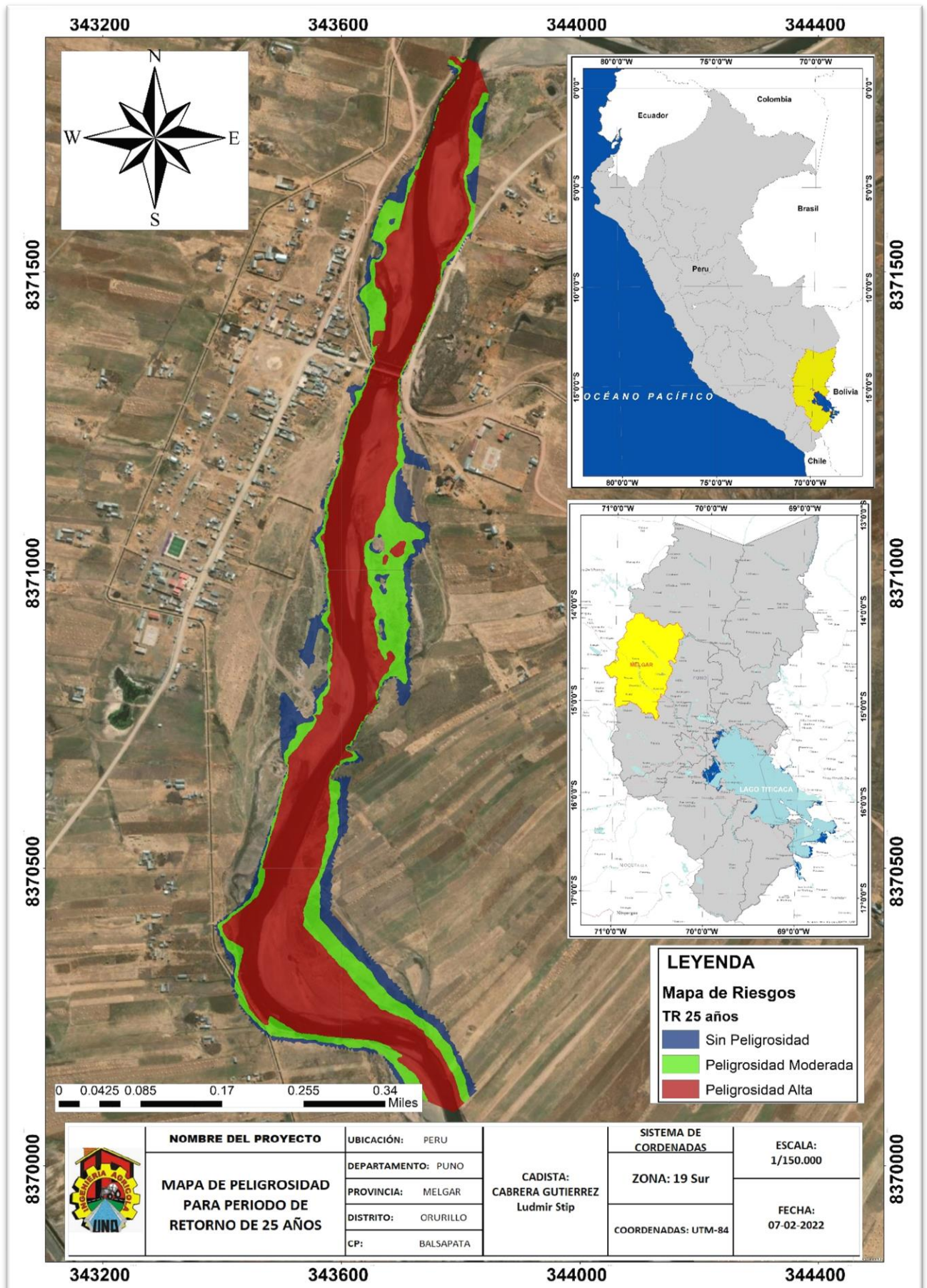
ANEXO N° 3: Mapa de maximos para 200 años de periodo de retorno.



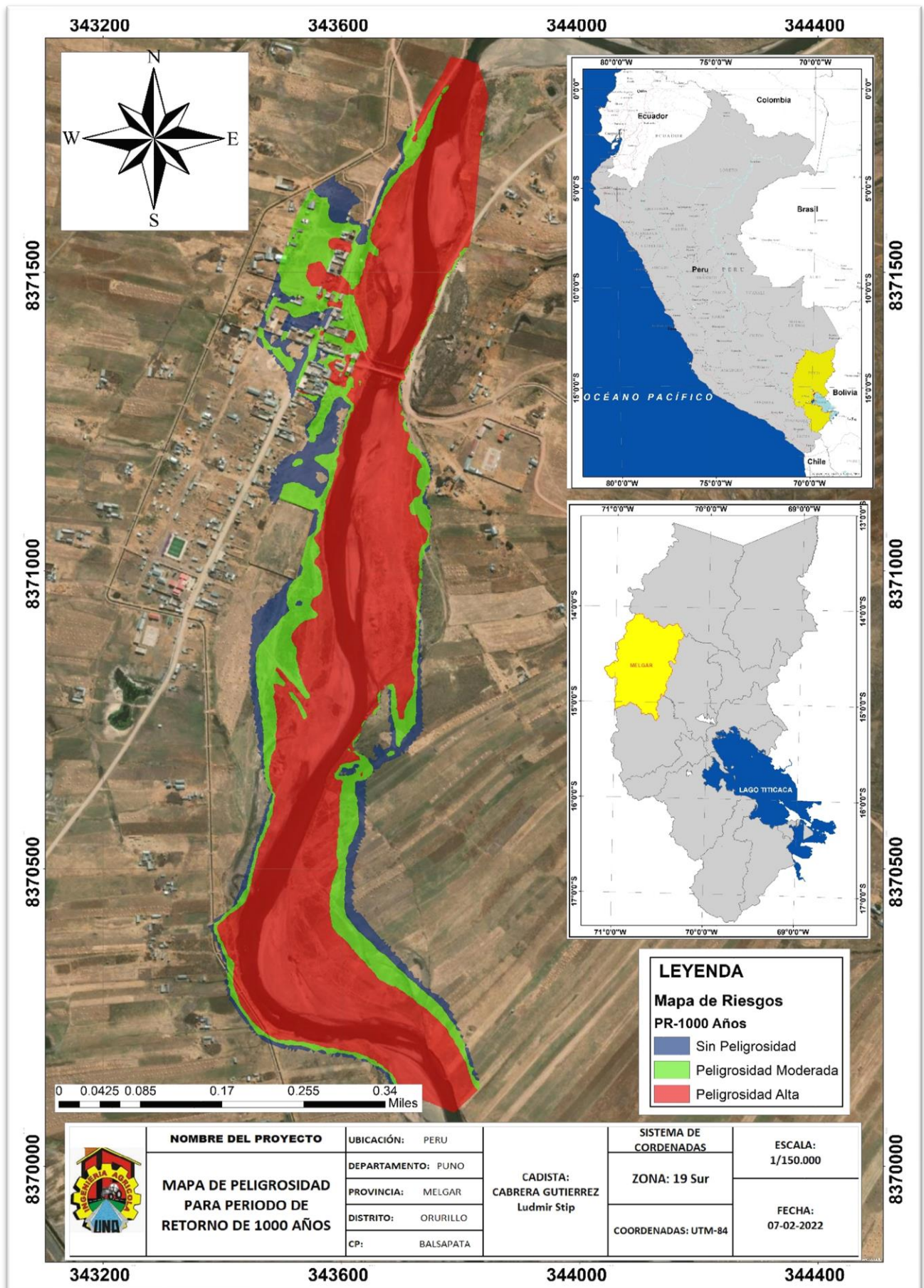
ANEXO N° 4: Mapa de maximos para 1000 años de periodo de retorno



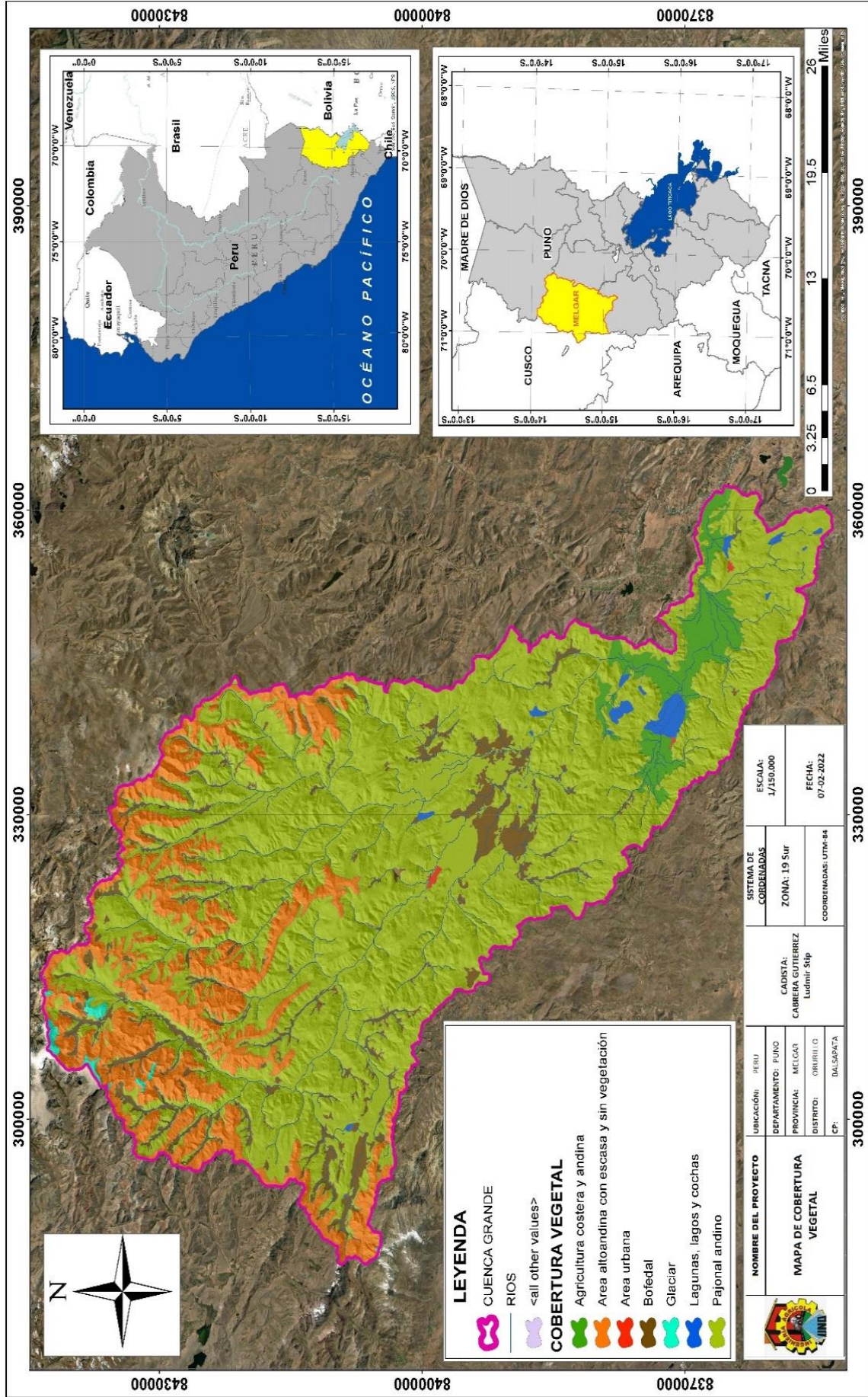
ANEXO N° 5: Mapa de peligrosidad para periodo de retorno de 25 años.



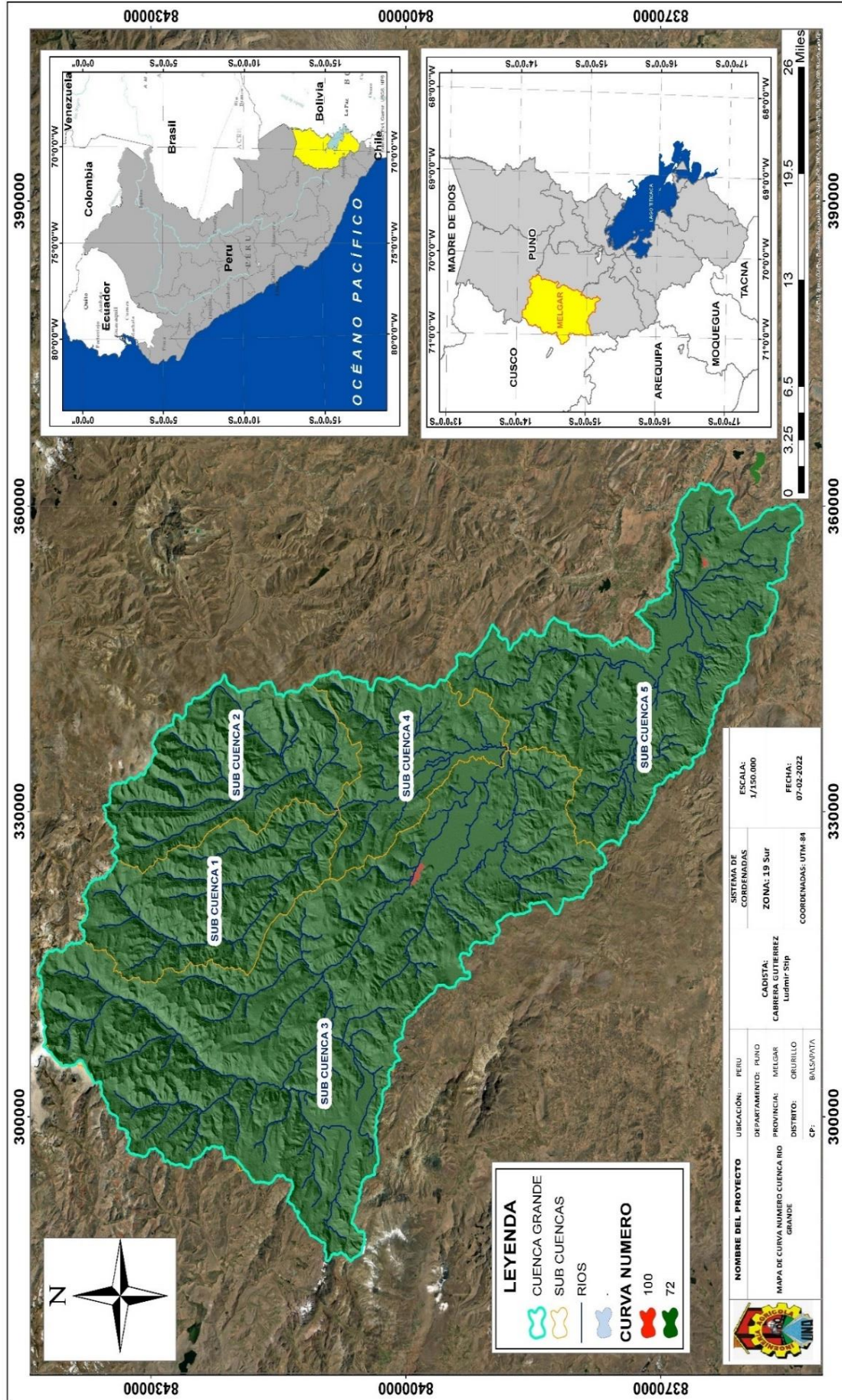
ANEXO N° 6: Mapa de peligrosidad para periodo de retorno de 1000 años.



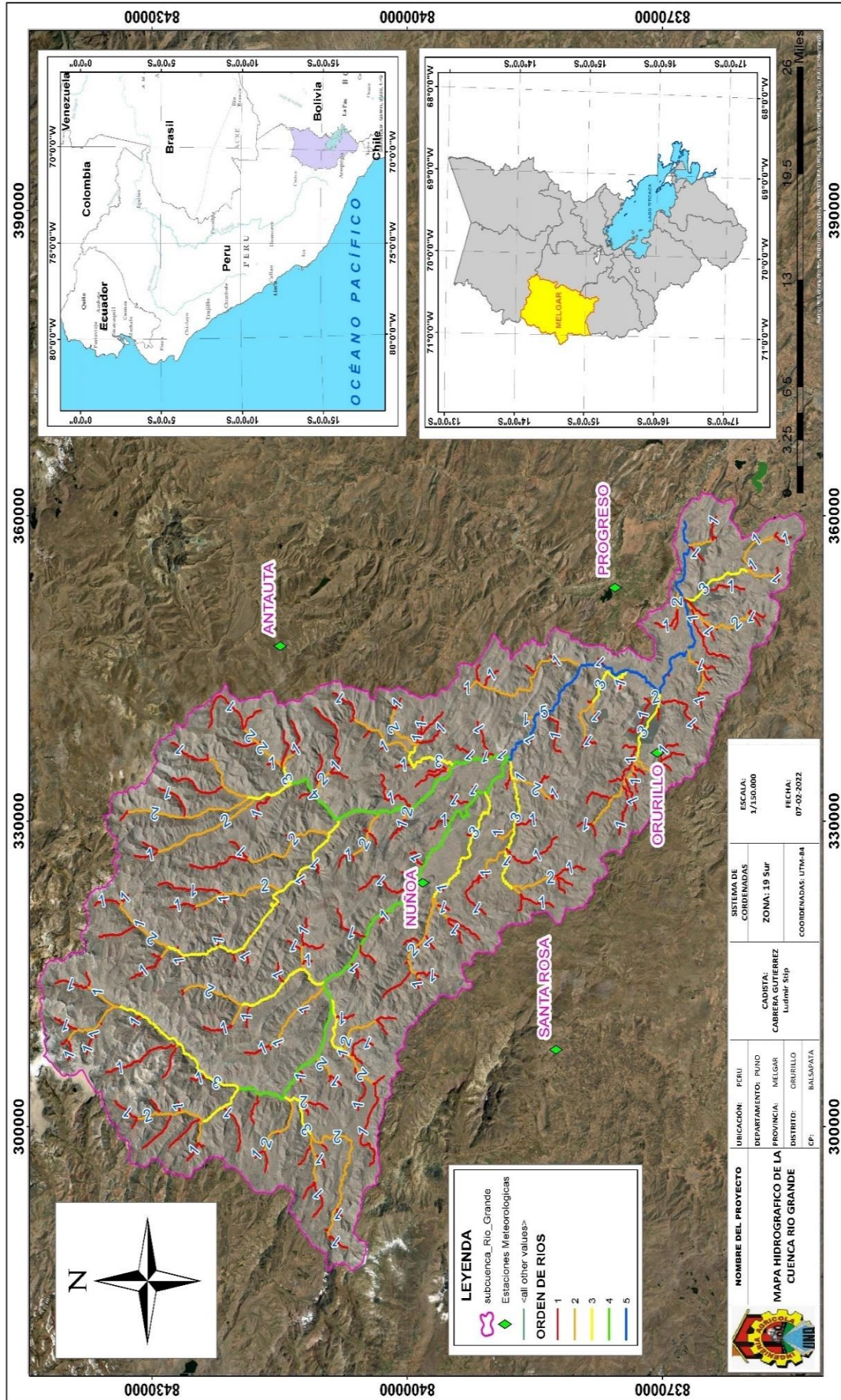
ANEXO N° 7: Mapa de Cobertura vegetal de la cuenca Rio Grande.



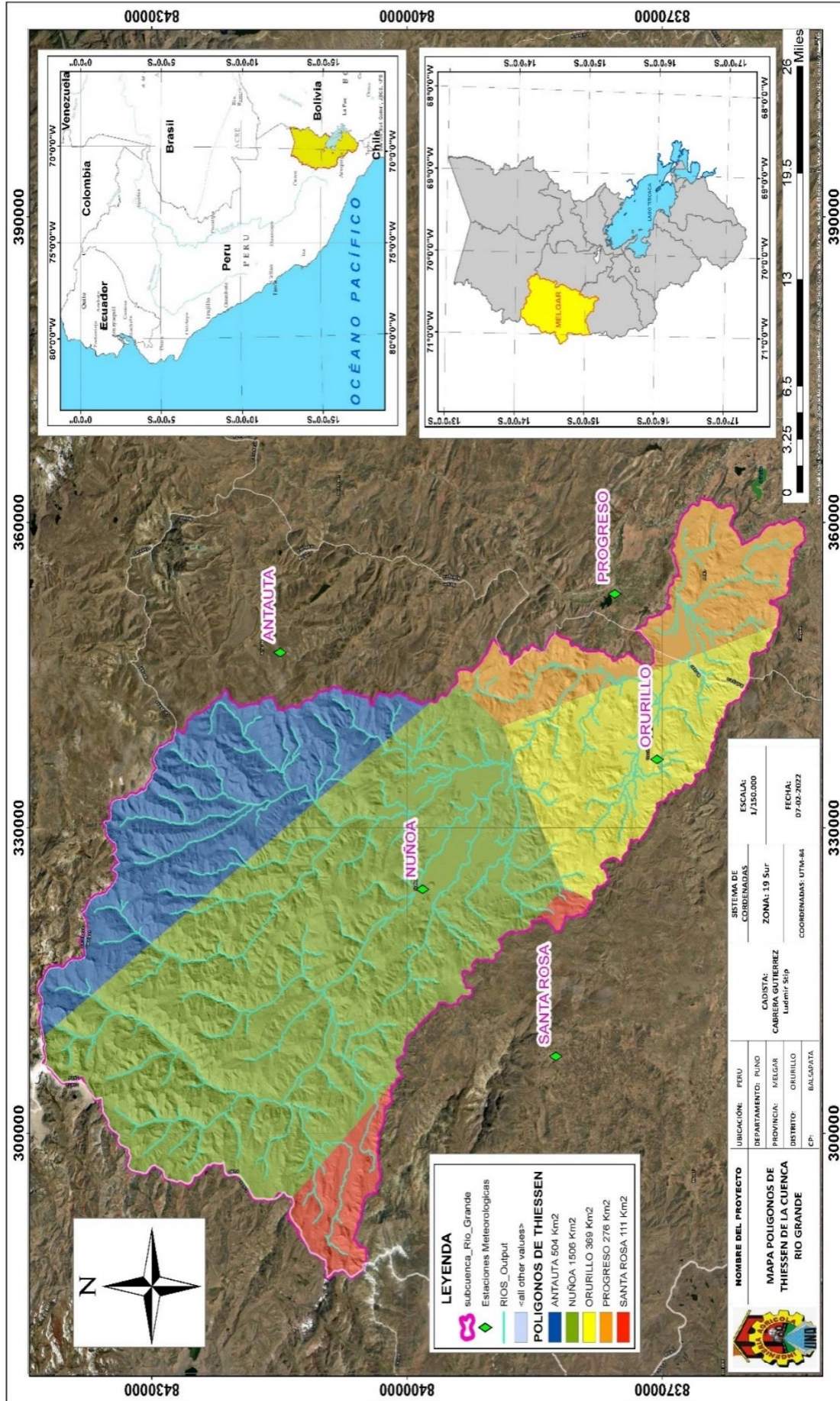
ANEXO N° 8: Mapa curva de números de la cuenca Rio Grande



ANEXO N° 9: Mapa hidrográfico de la cuenca Grande



ANEXO N° 10: Mapa polígonos de Thiesen de la cuenca del Rio Grande





AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo Ludmir Stip Cabrera Gutierrez identificado con DNI 47233340 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

Ingeniería Agrícola

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"Modelamiento Hidrológico e Hidráulico para evaluar zonas vulnerables a inundaciones en el Rio Grande del centro poblado de Balsapata, Melgar - Puno"

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estén necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 06 de Septiembre del 2023

FIRMA (obligatoria)



Huella



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo Ludmir Stip Cabrera Gutierrez,
identificado con DNI 47233340 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

Ingeniería Agrícola

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

" Modelamiento Hidrológico e Hidráulico para evaluar
zonas vulnerables a inundaciones en el Rio Grande
del centro poblado de Balsapata, Helgar Puno "

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 06 de Setiembre del 2023

FIRMA (obligatoria)



Huella