

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“ESTIMACIÓN DE LOS NIVELES CRÍTICOS DE INUNDACIÓN EN
EL TRAMO DEL RÍO RÍMAC COMPRENDIDO ENTRE LA
ESTACIÓN CHOSICA – PUENTE BALTA”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

ROMER ASENCIOS ASTORAYME

LIMA – PERÚ

2020

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“ESTIMACIÓN DE LOS NIVELES CRÍTICOS DE INUNDACIÓN EN EL
TRAMO DEL RÍO RÍMAC COMPRENDIDO ENTRE LA ESTACIÓN
CHOSICA – PUENTE BALTA”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE:
INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. ROMER ASENCIOS ASTORAYME

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. GUILLERMO CLEMENTE AGUILAR GIRALDO
Presidente

Dr. JESÚS ABEL MEJÍA MARCACUZCO
Asesor

Mg. Sc. GONZALO RAMCÉS FANO MIRANDA
Miembro

Mg. Sc. JUVENAL VIVIANO GARCÍA ARMAS
Miembro

LIMA – PERÚ

2020

ÍNDICE

I.	PRESENTACIÓN	1
II.	INTRODUCCIÓN	3
III.	OBJETIVOS	5
3.1.	Objetivo principal.....	5
3.2.	Objetivos específicos.....	5
IV.	DESARROLLO DEL TRABAJO	6
4.1.	Aspectos generales	6
4.2.	Descripción de la consultoría	7
4.3.	Revisión de literatura	8
4.3.1.	Conceptos básicos del flujo de fluidos	8
4.3.2.	Las ecuaciones de Saint Venant.....	12
4.3.3.	Características de los ríos de montaña	18
4.3.4.	Resistencia al flujo	19
4.3.5.	Inundaciones	23
4.3.6.	Factores que intervienen en el análisis del fenómeno de inundación	29
4.4.	Materiales y métodos	34
4.4.1.	Área de estudio	34
4.4.2.	Caracterización geomorfológicas de la cuenca.....	35
4.4.3.	Caracterización morfológica-fluvial del tramo de estudio	37
4.4.4.	Información hidrometeorológica	40
4.4.5.	Información temática	46
4.4.6.	Metodología	50
4.5.	Resultados y discusión	61
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
5.1.	Conclusiones	85
5.2.	Recomendaciones.....	85
VI.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Rímac con desembocadura en la estación Chosica.....	34
Tabla 2: Información de las estaciones pluviométricas utilizadas en el desarrollo de la consultoría	42
Tabla 3: Tabla de contingencia para la evaluación del modelo hidráulico	59
Tabla 4: Estadísticos de comparación de la máxima extensión de la inundación modelada y observada (NDWI) para el tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación.....	71
Tabla 5: Estadísticos de comparación de la máxima extensión de la inundación modelada y observada (NDWI) para el tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	72
Tabla 6: Grado de peligro de inundación en función de la profundidad del flujo y la velocidad	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Representación de las tres principales vistas de un volumen de control del canal principal.....	15
Figura 2: Mapa de ubicación y MED de la cuenca del río Rímac hasta la estación Chosica	35
Figura 3: Curva hipsométrica de la cuenca del río Rímac con desembocadura en la estación Chosica	36
Figura 4: Mapa de ubicación del tramo de estudio para la simulación hidráulica (Estación Chosica-Puente Balta)	39
Figura 5: a) Curva granulométrica de los sedimentos superficiales (sub superficiales) representados por la línea de color azul (marrón); b) Histograma de frecuencia relativa de la magnitud de la pendiente de fondo correspondiente a cada una de las 1874 secciones transversales consideradas en el estudio	40
Figura 6: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Chosica representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm	43

Figura 7: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Sheque Inferior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm	43
Figura 8: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Sheque Superior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm	44
Figura 9: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Tamboraque Inferior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm	44
Figura 10: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Tamboraque Superior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm	45
Figura 11: Serie de tiempo de caudales medios diarios (m^3s^{-1}) en la estación Chosica	45
Figura 12: Clasificación de la cobertura vegetal para la cuenca el río Rímac.....	46
Figura 13: Distribución espacial del porcentaje de arcilla para la cuenca del río Rímac....	47
Figura 14: Distribución espacial del porcentaje de limo para la cuenca del río Rímac	47
Figura 15: Distribución espacial del porcentaje de arena para la cuenca del río Rímac	48
Figura 16: Distribución espacial de la clase textural para la cuenca del río Rímac	48
Figura 17: Factor de cobertura vegetal para la cuenca del río Rímac	49
Figura 18: Factor de erodabilidad para la cuenca del río Rímac	49
Figura 19: Factor de prácticas de conservación para la cuenca del río Rímac	50
Figura 20: Esquema metodológico	51
Figura 21: Sección transversal típica del canal principal visto de aguas arriba	53
Figura 22: Índice normalizado diferenciado de cuerpos de agua (NDWI) para el tramo de estudio	60

Figura 23: Sección transversal XS = 37439,6 m correspondiente a la primera sección de aguas arriba.....	62
Figura 24: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP del tramo de estudio (Estación Chosica-Puente Balta). Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	63
Figura 25: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 1 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	64
Figura 26: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 2 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	65
Figura 27: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 3 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	66
Figura 28: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 4 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	67
Figura 29: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 5 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	68
Figura 30: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 6 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	69
Figura 31: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 7 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación	70
Figura 32: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para el tramo de estudio (Estación Chosica – Puente Balta). Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	74
Figura 33: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 1 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	75

Figura 34: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 2 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	76
Figura 35: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 3 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	77
Figura 36: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 4 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	78
Figura 37: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo de estudio (Estación Chosica – Puente Balta). Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	79
Figura 38: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 1. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	80
Figura 39: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 2. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	81
Figura 40: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 3. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	82
Figura 41: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 4. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación	83

I. PRESENTACIÓN

El trabajo desarrollado en la presente monografía para la Titulación por Trabajo de Suficiencia Profesional a cargo de la Facultad de Ingeniería Agrícola (FIA) de la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM) ha sido elaborado en cumplimiento del contrato de consultoría en asistencia técnica en hidrología para la Dirección de Hidrología del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), en el marco del Programa Presupuestal Reducción de la Vulnerabilidad y Atención de Emergencias por Desastres (PREVAED), el cual fue ejecutado en un periodo de ciento ochenta (180) días entre abril y octubre de 2018.

En ese contexto, el objetivo de la prestación de servicio profesional fue determinar los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta en el Cercado de Lima, con el fin de cumplir con lo estipulado en los Términos de Referencia y Plan de Trabajo. Para ello, el SENAMHI se encargó de proveer información sobre la base de datos de aforos y niveles de la estación Chosica, así como información topográfica y de sedimentos del tramo de estudio.

Las funciones desarrolladas en el periodo de ejecución del servicio consistieron en la revisión bibliográfica de artículos científicos relacionados con metodologías para la estimación del peligro por inundaciones, la elaboración de una propuesta metodológica para la determinación del peligro por inundaciones para el tramo de estudio comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta, llevar a cabo el trabajo de sistematización y procesamiento de la información hidrológica, topográfica y de sedimentos con que cuenta el SENAMHI y, por último, la estimación de los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta. El trabajo fue reportado mediante seis (06) productos entregables cada treinta (30) días calendarios desde emitida la orden de servicio hasta cumplir el plazo establecido. Asimismo, en el transcurso de la consultoría se mantuvieron reuniones con los especialistas de la Dirección de Hidrología para discutir y evaluar los alcances.

De acuerdo con el Perfil y Competencias del Egresado del Programa de Ingeniería Agrícola de la UNALM aprobado mediante la Resolución FIA N° 231-19, donde se establecen las Competencias Genéricas y Específicas respectivas, se expone que, a través del trabajo

desarrollado en la presente monografía y demás labores llevadas a cabo durante el ejercicio profesional activo desde la obtención del grado de bachiller a la fecha, se ha logrado cubrir aspectos del campo de desarrollo del egresado de la carrera de Ingeniería Agrícola mediante el carácter académico constante y la experiencia práctica en organismos estatales y privados de acuerdo con la formación humana y los conocimientos científicos y tecnológicos adquiridos en la etapa universitaria.

El tema de investigación desarrollado en la consultoría con el SENAMHI se vincula de manera directa con el campo de los recursos hídricos y la gestión del riesgo de desastres de origen hidrometeorológico, afín a las capacidades del profesional en Ingeniería Agrícola, donde se pone en práctica el conocimiento de instrumentos de planificación, el diseño e implementación de herramientas computacionales para estudiar la dinámica del flujo de fluidos, los procesos del ciclo del agua y su representación a nivel de cuenca, el manejo y gestión de cuencas hidrográficas, los sistemas de alerta y pronósticos para la prevención, mitigación y gestión de riesgos y desastres, entre otros. De esta manera, los resultados del trabajo ejecutado favorecen el cumplimiento del rol que tiene el SENAMHI en materia de monitoreo y predicción meteorológica en todas las escalas de tiempo, en apoyo a las estrategias de reducir los efectos perjudiciales de los fenómenos hidrometeorológicos.

Los aspectos propios ejercidos en la consultoría y demás centros de trabajo a la fecha, de acuerdo con la formación universitaria obtenida, consisten principalmente en la puesta en práctica de los conocimientos adquiridos en el campo de la ingeniería de recursos hídricos, desarrollo de infraestructura productiva y social, manejo y gestión de cuencas hidrográficas, medio ambiente y otros, así como de las herramientas computacionales existentes e idiomas para acceder y asimilar información científica global. Para el caso del servicio realizado para el SENAMHI, se ha abordado temas como modelamiento hidrológico e hidráulico, estudio de sedimentos, preprocesamiento de información hidrometeorológica y topográfica, uso de información de sensoramiento remoto y sistemas de información geográfica, lenguajes de programación, herramientas de gestión del riesgo de desastres, etc. Ello con el fin de contribuir con un ente estatal encargado de generar y proveer conocimiento científico en beneficio de la sociedad peruana.

II. INTRODUCCIÓN

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) es un organismo público ejecutor actualmente adscrito al Ministerio del Ambiente (MINAM). Inició sus actividades como un Organismo Público Descentralizado del Sector Defensa creado por D.L. N° 17532 del 25 de marzo de 1969, regulada por la Ley N° 24031 del 14 de diciembre de 1984, su modificatoria aprobada por la Ley N° 27188 del 25 de octubre de 1999, y su Reglamento de Ley establecido mediante el D.S. N° 005-85-AE del 26 de julio de 1985.

El SENAMHI tiene como propósito generar y proveer información y conocimiento meteorológico, hidrológico y climático de manera confiable, oportuna y accesible en beneficio de la sociedad peruana. Con la finalidad de difundir información confiable y de calidad, el SENAMHI opera, controla, organiza y mantiene la Red Nacional de más de 900 Estaciones Meteorológicas e Hidrológicas de conformidad con las normas técnicas de la Organización Meteorológica Mundial (OMM).

La Dirección de Hidrología es responsable de conducir, normar, formular, proponer y ejecutar planes, programas, proyectos, estudios e investigaciones en el área de hidrología, así como de realizar el monitoreo y la predicción hidrológica en las diferentes escalas de tiempo. Además, realiza estudios del impacto del clima en los recursos hídricos y tiene entre algunas de sus funciones, las siguientes:

- Formular y proponer a la Alta Dirección normas, planes, programas, proyectos en el campo de la hidrología, en coordinación con los órganos competentes del SENAMHI.
- Dirigir y supervisar el monitoreo, vigilancia y evaluación hidrológica a nivel de unidades hidrográficas a partir de la Información de la Red Nacional de Estaciones.
- Coordinar y monitorear las actividades de las Direcciones Zonales, en el ámbito de su competencia.

Asimismo, el SENAMHI de acuerdo a sus funciones establecidas, cumple una labor técnica científica en apoyo a la Gestión del Riesgo de Desastres, brindando información sobre el comportamiento hidrometeorológico que se registra en el país con la finalidad que las autoridades en los tres niveles de gobierno y ciudadanía en general puedan adoptar medidas de prevención oportuna.

En ese sentido, los resultados de la estimación de los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta como herramienta de gestión desarrollada por la Dirección de Hidrología, en el marco del Programa Presupuestal Reducción de la Vulnerabilidad y Atención de Emergencias por Desastres (PREVAED), va a contribuir con el cumplimiento de los objetivos que se plantea el SENAMHI en el ámbito de sus actividades de monitoreo y pronósticos hidrometeorológicos para la alerta del peligro por inundaciones en forma permanente; ello para proteger la vida y la propiedad, y favorecer al desarrollo económico y social del país.

III. OBJETIVOS

3.1. Objetivo principal

Estimar los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta.

3.2. Objetivos específicos

- Realizar el trabajo de preprocesamiento de la información topográfica proporcionada por el SENAMHI para la implementación del modelo hidráulico 1D-2D Lisflood-FP.
- Implementar el modelo hidráulico Lisflood-FP para el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta.
- Definir los escenarios de simulación y determinar los niveles críticos de inundación en el tramo de estudio.

IV. DESARROLLO DEL TRABAJO

4.1. Aspectos generales

El servicio de consultoría en asistencia técnica en hidrología pactado con el SENAMHI fue realizado para la Dirección de Hidrología de acuerdo con lo estipulado en los Términos de Referencia y Plan de Trabajo, el cual consistió en la “Estimación de los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Blata” a ser ejecutado en un plazo de ciento ochenta (180) días calendario entre abril y octubre de 2018 por medio de seis (06) productos entregables cada treinta (30) días calendario, el mismo que fue asumido completamente por el especialista a cargo. Por ende, en este caso la contribución en la solución y/o desarrollo de la investigación responde a una necesidad por parte del SENAMHI para elaborar una herramienta de gestión del riesgo de desastres, en el marco del Programa Presupuestal Reducción de la Vulnerabilidad y Atención de Emergencias por Desastres (PREVAED), el cual fue resuelta al ejecutar todos los productos entregables en el periodo establecido y con la conformidad final del servicio emitida. El desarrollo del estudio en el presente Trabajo de Suficiencia Profesional pone en manifiesto la solución a la problemática planteada en la orden de servicio.

De acuerdo con la formación adquirida por parte del Programa de Ingeniería Agrícola de la UNALM durante la etapa universitaria y el Perfil y Competencias del Egresado correspondiente, se ha logrado poner en práctica los conocimientos científicos y herramientas tecnológicas durante el ejercicio profesional a la fecha, abordando y afianzando temas relacionados con el campo de desarrollo de la Ingeniería Agrícola. Para el presente estudio, se ha contribuido con la institución poniendo en práctica los conocimientos adquiridos en el campo de la ingeniería de recursos hídricos, manejo y gestión de cuencas hidrográficas, gestión del riesgo de desastres, entre otros, así como el uso de las herramientas computacionales e idiomas para acceder y procesar información científica global. De manera específica, se ha abordado temas como modelamiento hidrológico e hidráulico, estudio de sedimentos, preprocesamiento de información hidrometeorológica y topográfica, uso de información de sensoramiento remoto y sistemas de información geográfica, lenguajes de programación,

herramientas de gestión del riesgo de desastres, etc. El resultado ha contribuido con el SENAMHI en su rol de generar y proveer conocimiento científico en beneficio del país.

El producto resultante de la estimación de los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta como herramienta de gestión es de suma importancia para que el SENAMHI, en el marco del Programa Presupuestal Reducción de la Vulnerabilidad y Atención de Emergencias por Desastres (PREVAED), pueda cumplir sus objetivos en el ámbito de sus actividades de monitoreo, pronósticos y alertas hidrometeorológicas en forma permanente ante el peligro por inundaciones de manera confiable y oportuna. Todo ello en apoyo a las estrategias de reducir los efectos perjudiciales de los fenómenos hidrometeorológicos y así proteger la vida y la propiedad, y contribuir al desarrollo económico y social del Perú.

4.2. Descripción de la consultoría

La consultoría desarrollada en el marco de prestación de servicios profesionales al SENAMHI y que, a su vez, se presenta como parte del trabajo monográfico para la obtención del título profesional de Ingeniero Agrícola comprende la “Estimación de los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica - puente Balta”, cuya importancia radica en el cumplimiento de los objetivos que tiene la institución dentro de sus actividades de monitoreo y pronóstico hidrológico para la gestión de riesgos de desastres.

El trabajo que se presenta a continuación fue elaborado de acuerdo con los requerimientos del SENAMHI, establecidos en los Términos de Referencia y Plan de Trabajo para llevar a cabo la consultoría. Asimismo, se tuvo reuniones previas a la ejecución de los productos entregables donde se acordó que el SENAMHI proveería la siguiente información necesaria:

- La base de datos de aforos y niveles de la estación Chosica.
- La base de datos de precipitación de las estaciones ubicadas en la cuenca del río Rímac y zonas de influencia y/o producto PISCO.
- La información topográfica y de sedimentos del tramo de estudio.
- El catálogo de imágenes de alta resolución de PerúSAT correspondiente a la zona de estudio y el periodo comprendido entre los meses de diciembre de 2016 y mayo de 2017.

4.3. Revisión de literatura

4.3.1. Conceptos básicos del flujo de fluidos

a. El principio de conservación

Las leyes de conservación pueden ser derivadas considerando una cantidad de materia o masa de control (MC) y su correspondiente propiedad extensiva, tal como la masa, cantidad de movimiento y energía. Este enfoque es usado para estudiar la dinámica de cuerpos sólidos.

Sin embargo, en el estudio del flujo de fluidos, las leyes de conservación pueden ser derivadas considerando una región espacial denominada volumen de control (VC).

Este método de análisis es denominado en la literatura como el enfoque de volumen de control (Ferziger y Peric 2012, Oro 2012). Las leyes de conservación para una propiedad extensiva relacionan la tasa de cambio de la cantidad de tal propiedad en una masa de control específica y los efectos externos aplicados al mismo.

Para la masa, la ecuación de conservación puede ser escrita en forma de la Ecuación 1.

$$\frac{dm}{dt} = 0 \quad (1)$$

Por otro lado, para la cantidad de movimiento la ecuación de conservación puede ser representada por la Ecuación 2:

$$\frac{dmv}{dt} = \sum f \quad (2)$$

Donde t representa el tiempo, m la masa, v la velocidad, y f las fuerzas actuantes sobre la masa de control.

Las leyes de conservación en un volumen de control utilizan las variables intensivas en lugar de las extensivas. Estas corresponden las propiedades que son independientes de la cantidad de masa considerada. Por ejemplo, la densidad (masa por unidad de volumen) y la velocidad (cantidad de movimiento por unidad de masa).

Para la conservación de la masa, la forma integral se consigue si $\phi = 1$ (ϕ es la propiedad intensiva del fluido)(ver Ecuación 3):

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \rho d\Omega + \int_S \rho \mathbf{v} \cdot \mathbf{n} dS = 0 \quad (3)$$

Donde Ω_{VC} representa el VC, S_{VC} la superficie que encierra el VC, \mathbf{n} el vector unitario ortogonal a la S_{VC} dirigido hacia afuera, \mathbf{v} la velocidad del fluido.

Aplicando el teorema de la divergencia de Gauss al termino convectivo, se puede transformar la integral de superficie en una de volumen. Si permitimos que el volumen de control se convierta en una cantidad infinitesimal, se podrá determinar la ecuación de continuidad, según se puede observar la Ecuación 4:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{v}) = 0 \quad (4)$$

Esta ecuación podrá ser representada en coordenadas cartesianas utilizando la convención de índices de Einstein, tal como se puede observar en la Ecuación 5:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho u_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho u_z)}{\partial z} = 0 \quad (5)$$

Donde x_i ($i = 1, 2, 3$) o (x, y, z) representa las coordenadas cartesianas y u_i o (u_x, u_y, u_z) las componentes del vector velocidad \mathbf{v} .

La ecuación de conservación de la cantidad de movimiento también puede ser derivada a través del teorema de transporte de Reynolds, obteniendo de esta manera la Ecuación 6 para un volumen de control fijo en el espacio:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \rho \mathbf{v} d\Omega + \int_S \rho \mathbf{v} \mathbf{v} \cdot \mathbf{n} dS = \sum \mathbf{f} \quad (6)$$

La parte derecha de la ecuación anterior corresponde a las fuerzas que actúan sobre el VC (en términos de sus propiedades intensivas). Estas constituyen dos grupos principales:

- Fuerzas superficiales (presión, tensión normal y cortante, tensión superficial, etc.)
- Fuerzas de cuerpo (gravedad, fuerzas centrífugas y de Coriolis, fuerzas electromagnéticas, etc.)

Las fuerzas de cuerpo debido a la presión y los esfuerzos cortantes corresponden, desde el punto de vista molecular, al flujo de la cantidad de movimiento microscópico a través de la

superficie del VC. Asumiendo que el fluido es del tipo Newtoniano, las fuerzas de cuerpo pueden ser representadas utilizando el tensón de esfuerzos T que se puede observar en la Ecuación 7:

$$T = -\left(p + \frac{2}{3}\mu\nabla\cdot v\right)I + 2\mu D \quad (7)$$

Donde μ corresponde a la viscosidad dinámica, I es el tensor identidad, p es la presión hidrostática y D es el tensor de deformación.

Considerando las fuerzas de cuerpo (por unidad de masa) siendo representadas por b, la forma integral de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento se convierte en (ver Ecuación 8):

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \rho v d\Omega + \int_S \rho v v \cdot n dS = \int_S T \cdot n dS + \int_{\Omega} \rho b d\Omega \quad (8)$$

Si aplicamos el teorema de la divergencia de Gauss a los términos convectivo y difusivo de la Ecuación 8, se obtiene:

$$\frac{\partial \rho v}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho v v) = \nabla \cdot T + \rho b \quad (9)$$

Desarrollando la ecuación en coordenadas cartesianas, se obtiene la siguiente relación para la conservación de la cantidad de movimiento:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = \rho g_i + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] - \frac{\partial}{\partial x_i} \left(p + \frac{2}{3} \mu \nabla \cdot v \right) \quad (10)$$

Las Ecuaciones 5 y 10 representan las ecuaciones de movimiento general para un fluido newtoniano y se denominan ecuaciones de Navier-Stokes.

b. Flujo incompresible

La ecuación de continuidad para un flujo incompresible está dada por la Ecuación 11, teniendo en cuenta que la densidad no varía en el tiempo ni en el espacio:

$$\nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad (11)$$

Si se desarrolla el segundo término de la parte derecha de la Ecuación 10, se tiene para la componente x ($i = x$) lo siguiente (ver Ecuación 12):

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \left[\mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] = \mu \nabla^2 u_x \quad (12)$$

Si realizamos un procedimiento análogo para los otros ejes coordenados y los reemplazamos en la Ecuación 10, obtendremos ecuaciones escalares, las cuales pueden ser consolidadas en forma vectorial según la siguiente relación (ver Ecuación 13):

$$\rho \left(\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla \mathbf{v} \right) = -\nabla p + \rho \mathbf{g}_i + \mu \nabla^2 \mathbf{v} \quad (13)$$

c. Flujo turbulento

El flujo turbulento se caracteriza por un movimiento aleatorio de las partículas fluidas con comportamiento incierto de las variables del flujo como la velocidad, los esfuerzos de corte, etc. Este tipo de flujo se representa o modela utilizando el valor medio (\bar{A}) de la variable A más una fluctuación (A'). Para la velocidad quedaría expresado por la Ecuación 14:

$$V = \bar{V} + V' \quad (14)$$

Donde

$$\bar{V} = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} V(x, y, z, t) dt \quad (15)$$

T es un tiempo grande en comparación con las pequeñas fluctuaciones turbulentas y pequeño en comparación con las inestabilidades globales del flujo. Aplicando la definición de promedio o media a la componente fluctuante (\bar{V}') se obtiene la Ecuación 16:

$$\bar{V}' = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} (V - \bar{V}) dt = 0 \quad (16)$$

Es decir, la media de las fluctuaciones es igual a cero.

Se puede demostrar que la existencia de fluctuaciones en la velocidad genera esfuerzos en el fluido y estos afectan la velocidad media del flujo. Estos esfuerzos se denominan esfuerzos aparentes o de Reynolds. Considerando todas las direcciones se obtiene un tensor de esfuerzos denominado tensor de esfuerzos aparente. Se puede interpretar como que el esfuerzo total en un flujo turbulento se compone de un valor medio, asociado a la viscosidad del fluido, más una fluctuación, asociada a la turbulencia existente en el flujo, es decir:

$$\tau = \bar{\tau} + \tau' \quad (17)$$

Utilizando la Ecuación 17, las ecuaciones de Navier-Stokes resulta entonces:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{\tau}_{ji} + \tau'_{ji}) \quad (18)$$

Cabe resaltar que la existencia de fluctuaciones introduce nuevas incógnitas y por lo tanto se requiere de nuevas ecuaciones para cerrar y solucionar numéricamente el sistema ecuaciones. Existen diversos modelos, llamados modelos de cierre, que proporcionan estas ecuaciones adicionales.

4.3.2. Las ecuaciones de Saint Venant

Según Chow (1959), las ecuaciones de Saint Venant modelan el flujo de un fluido en canales (usualmente el agua). Sin embargo, el flujo de agua a través de canales abiertos es un proceso distribuido ya que el caudal, la velocidad y la profundidad varían espacialmente a lo largo del canal.

Desde un punto de vista teórico, el verdadero proceso de flujo en el río varía en las tres coordenadas espaciales, así como en el tiempo. Si se utiliza un sistema de tres dimensiones, las ecuaciones resultantes (modificaciones de las ecuaciones de Navier-Stokes para flujo en canales) serían muy complejas, y requerirían de una considerable cantidad de datos de campo, que también son variables en el espacio. Sin embargo, para efectos prácticos, las variaciones espaciales en la dirección lateral y transversal se pueden despreciar, y el flujo en un sistema fluvial puede ser aproximado como un proceso unidimensional a lo largo de la dirección longitudinal (es decir, en la dirección del flujo).

Las ecuaciones de Navier-Stokes se pueden simplificar para el flujo unidimensional. Sin embargo, es más intuitivo si estas ecuaciones se derivan de un volumen elemental de fluido a lo largo de un canal. Las ecuaciones de Saint Venant pueden ser derivadas aplicando la conservación de la masa, la conservación de momentum (en la dirección del flujo) y la segunda ley de Newton a un volumen de control disponible en el canal.

Los supuestos hechos en la derivación de las ecuaciones de Saint-Venant para el flujo de agua en canales abiertos se describen a continuación:

- El flujo es unidimensional, la profundidad del agua y la velocidad del flujo varían sólo en la dirección del flujo. Por lo tanto, la velocidad de flujo es constante y la superficie del agua es horizontal a través de cualquier sección perpendicular a la dirección del flujo.
- El flujo se supone que varía gradualmente a lo largo del canal de modo que la distribución de la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse.
- El lecho del canal es estable, de tal manera que se considera que no hay ningún cambio de elevaciones en la cama o fondo del canal en el tiempo.
- Las ecuaciones de Manning, Chezy o Darcy-Weisbach se utilizan en la estimación de la resistencia al flujo.
- El fluido es incompresible y de densidad constante.

La ecuación de conservación de la masa puede ser derivada utilizando el teorema de transporte de Reynolds para un VC fijo. Dado que la masa total del sistema es siempre constante, el lado izquierdo de la ecuación se convierte en cero. Esto implica que la tasa de cambio de la masa en el VC es igual a la diferencia entre flujo acumulado de entrada y salida de la superficie de control en el VC. Como se puede observar en la Figura 1, el flujo de entrada al volumen de control es la suma del flujo Q a la entrada del volumen de control en el extremo aguas arriba del canal y el flujo de entrada lateral q que entra en el volumen de control como un flujo distribuido a lo largo del canal. En este caso, el flujo lateral, que tiene dimensiones de flujo por unidad de longitud de canal. Con lo cual se puede obtener la Ecuación 19.

$$\rho(Q + qdx) - \rho \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right) = \frac{\partial(\rho A dx)}{\partial t} \quad (19)$$

Aplicando el supuesto de densidad constante y reordenando se obtiene la forma de conservativa de la ecuación de continuidad, que es válida para cualquier sección transversal irregular (ver Ecuación 20):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (20)$$

Para derivar la forma conservativa de la ecuación de conservación de cantidad de movimiento, se utiliza el teorema de transporte de Reynolds para un VC fijo y se considera que la propiedad intensiva es la velocidad del fluido. Esta ecuación muestra que la suma de las fuerzas aplicadas en el sistema es igual a la tasa de cambio del tiempo de la cantidad de movimiento almacenado dentro del volumen de control más el flujo neto de momentum a través de la superficie de control del VC.

Para el flujo en un canal abierto, hay cinco fuerzas diferentes que actúan sobre el volumen de control (ver Ecuación 21):

$$\sum F = F_g + F_p + F_f + F_e + F_w \quad (21)$$

Donde F_g es la fuerza de gravedad a lo largo del canal debido al peso del agua, F_p es la fuerza de presión, F_f es la fuerza de fricción a lo largo del fondo del canal y los bancos, F_e es la fuerza de contracción-expansión debido a los cambios bruscos en la sección transversal del canal, F_w es la fuerza de corte del viento.

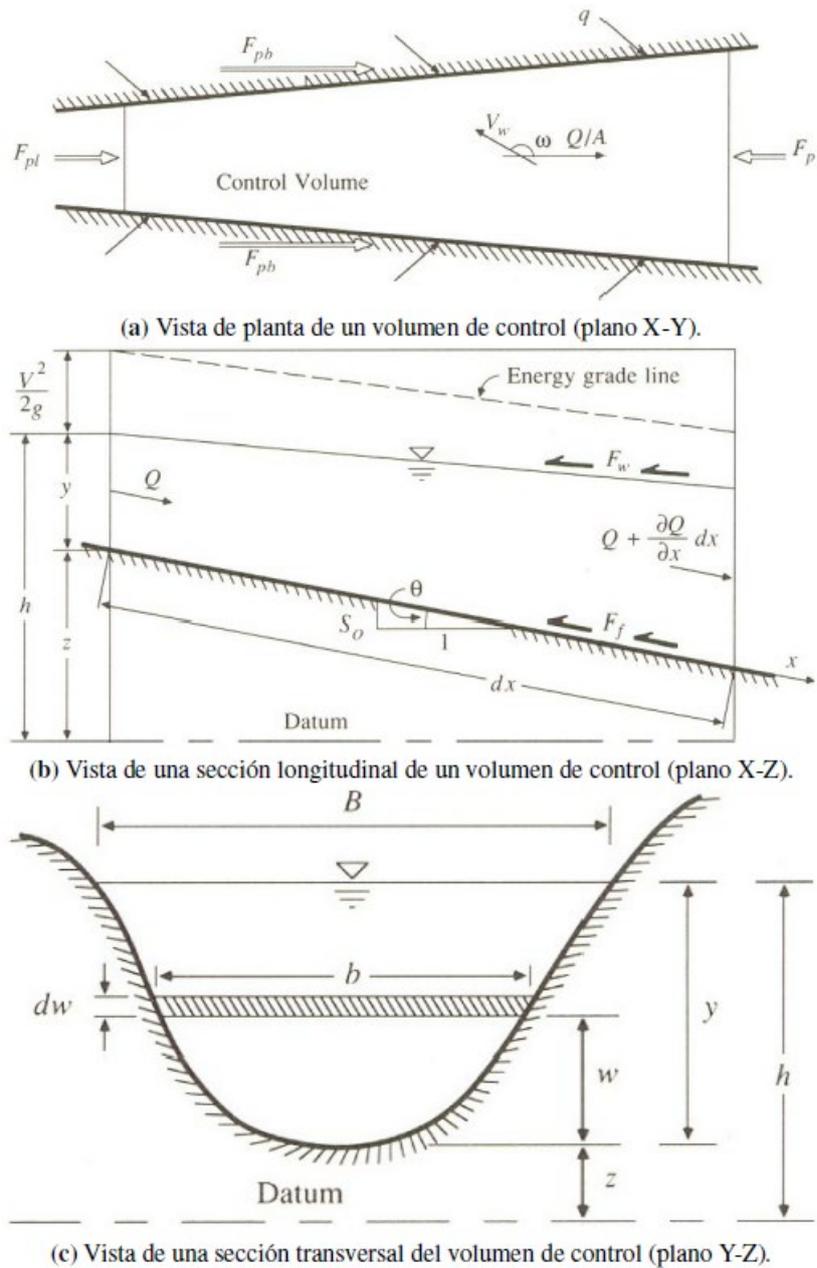


Figura 1: Representación de las tres principales vistas de un volumen de control del canal principal

La suma de las cinco fuerzas definen la fuerza total sobre el volumen de control (ver Ecuación 21):

$$\sum F = \rho g A S_0 dx - \rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx - \rho g A S_f dx - \rho g A S_e dx - \rho W_f B dx \quad (22)$$

Donde S_0 es la pendiente del fondo del canal, S_f es la pendiente de fricción que se deriva de la ecuación de flujo uniforme y que podría ser representada a través de la relación de Manning, S_e es la pendiente de pérdida debida a la turbulencia y que representa la pérdida de energía debido a una contracción o expansión brusca, W_f es el factor de corte.

La ecuación de conservación de la cantidad de movimiento puede ser derivada utilizando el teorema de transporte de Reynolds (ver Ecuación 6). En la referida ecuación los dos términos de la mano izquierda representan la tasa de cambio del almacenamiento en el VC y el flujo neto a través de la superficie del VC. El flujo neto de momentum es la suma de la cantidad de movimiento saliente y entrante del VC. La masa de ingreso corresponde a la suma del caudal de ingreso y el aporte lateral, que está definido como $\rho(Q+qdx)$. El flujo de salida de momentum del VC es una función del flujo de salida de masa, que puede ser definido utilizando el desarrollo de la serie de Taylor de flujo de masa. Entonces, el flujo neto de salida a través de la superficie de control puede estar representado mediante la Ecuación 23:

$$\int_{SVC} v\rho(v.n)dA = -\rho\left(\beta v_x q - \frac{\partial(\beta v Q)}{\partial x}\right)dx \quad (23)$$

Donde v_x es la velocidad media de flujo de entrada lateral en la dirección del flujo del canal principal. El coeficiente de corrección de momentum, β , da cuenta de la distribución no uniforme de la velocidad en una sección transversal del canal.

La tasa de cambio en el tiempo de la cantidad de movimiento almacenada en el VC se puede escribir en función de una longitud elemental del canal dx del VC. El momentum asociado con este volumen elemental puede ser escrito como $\rho v A dx$ o $\rho Q dx$ y la tasa de cambio en el tiempo de la cantidad de movimiento puede estar representada mediante la Ecuación 24:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} v\rho d\forall = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} dx \quad (24)$$

En estas condiciones, la ecuación de momentum puede ser representada por la Ecuación 25:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\frac{\beta Q^2}{A}\right)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e\right) - \beta q v_x + W_f B = 0 \quad (25)$$

Las Ecuaciones 20 y 25 representan la forma conservativa de las ecuaciones de Saint-Venant. Estas ecuaciones gobiernan de flujo inestable unidimensional en canales abiertos y fueron desarrollados originalmente por el científico francés Barre de Saint-Venant en 1872.

a. La ecuación de onda difusiva

Si asumimos que no ocurren aportes laterales, asimismo que las fuerzas de contracción-expansión y de corte del viento son despreciadas, y los términos de aceleración local y

convectiva de la Ecuación 25 son considerados nulos, entonces las Ecuaciones 20 y 25 (continuidad y cantidad de movimiento) pueden ser consolidadas en una ecuación con una sola variable Q , ésta es conocida como la ecuación de onda difusiva (Cunge et al., 1980; Fan and Li, 2006; Ponce, 1986):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} - D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (26)$$

Donde c corresponde a la celeridad de onda cinemática (ms^{-1}) y D al coeficiente de difusividad hidráulica (m^2s^{-1}), las cuales son definidas a través de las Ecuaciones 27 y 28:

$$c = \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} \quad (27)$$

$$D = \frac{Q}{2BS_0} \quad (28)$$

La Ecuación 26 tiene la capacidad de representar las condiciones de remanso.

b. La pendiente de fricción

La pendiente de fricción S_f tiene como finalidad modelar los efectos debidos a la fricción del contorno (Chow, 1959). Las formulaciones relacionadas corresponden a leyes empíricas que fueron originalmente propuestas para su uso en el flujo en canales en estado estable. La pendiente de fricción es usualmente escrita tal como se muestra en la Ecuación 29:

$$S_f = \frac{Q|Q|}{K^2} \quad (29)$$

Donde K es considerada como la capacidad de transporte hidráulica del canal y puede ser estimada utilizando la Ecuación 30:

$$K = \frac{CA^{\frac{3}{2}}}{P^{\frac{1}{2}}} \quad (30)$$

Donde P es el perímetro mojado o longitud instantánea del perímetro del canal en contacto con el flujo en una sección transversal, C es el coeficiente de Chezy que determina la rugosidad en el canal. El coeficiente de Chezy puede ser determinado en función de las características morfológicas fluviales y relaciones empíricas la resistencia al flujo superficial (Ecuación 31):

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = \left(\frac{8}{f}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{v}{\sqrt{\frac{gAS_0}{P}}} = f(y, d_x, etc) \quad (31)$$

Donde f corresponde al coeficiente de fricción de Darcy-Wisbach.

4.3.3. Características de los ríos de montaña

Según López (2005), las principales características morfológico-fluviales de los ríos de montaña son las siguientes:

- Pendiente longitudinal S_0 mayor a 0,1 por ciento.
- Calibre de los sedimentos, representados por el diámetro medio d_{50} , mayor a 2 mm.
- Granulometría extendida (no se puede representar la muestra con el diámetro medio porque la distribución de granos no es uniforme).
- Fenómeno de acorazamiento del lecho (erosión selectiva de finos, sedimentación de gruesos y transporte generalizado afectando a un cierto espesor del lecho).
- Relevancia del geodinamismo de vertiente (la ladera y el cauce se encuentran muy próximos – ausencia de llanura de inundación).
- Influencia del transporte sólido (en general el transporte de fondo es mucho mayor al de suspensión).
- Clases morfológicas (Cascada, escalón-poza, lecho plano, poza-rápida).

Asimismo, las principales características hidráulicas de los ríos de montaña corresponden a:

- Carga sólida (flujo de baja concentración - relación entre caudal sólido y líquido menor a cinco por ciento).
- Grado de uniformidad de flujo (tramos de ríos con cierto patrón de regularidad morfológica e hidráulica - escala general uniforme).
- Baja sumersión relativa del flujo y/d^{84} .

- Régimen de turbulencia del flujo (Re) – Régimen turbulento $Re > 2000$ e hidráulicamente rugoso $Re^* > 70$.
- Régimen del flujo o número de Froude (Fr) – alrededor o ligeramente inferior a 1.

Es importante resaltar que probablemente las características morfológico-fluviales e hidráulicas del tramo de río en estudio coincidan con las antes mencionadas, motivo por el cual se considera dicha referencia bibliográfica en el desarrollo de la investigación.

4.3.4. Resistencia al flujo

Según Morvan et al. (2008), la resistencia total al flujo está compuesta de tres distintos elementos:

- Resistencia superficial: rugosidad debida a la textura superficial, rugosidad del grano.
- Resistencia de forma: rugosidad debida a la geometría superficial, formas de fondo.
- Resistencia de perfil: rugosidad debida al perfil general del canal, curvaturas.

La resistencia superficial y de forma esencialmente se considera que se producen en superficies planas, mientras que la de perfil se produce como resultado de la curvatura de la superficie.

a. Resistencia superficial

La resistencia al flujo es una expresión usada en hidráulica para describir la interacción dinámica entre el flujo y el contorno en el cual fluye. El problema de la resistencia al flujo se centra en la estimación de la velocidad media en términos de todas las propiedades del canal y características del flujo, las cuales actúan como resistencia o pérdida de energía (Bathurst, 2002).

La resistencia al flujo puede ser representada por el factor de fricción f de Darcy-Weisbach (para el flujo en tuberías), de tal modo que:

$$f = h_L \frac{d}{L} \frac{2g}{v^2} \quad (32)$$

Donde h_L representa la pérdida de energía, L corresponde a la longitud de la tubería, d es el diámetro de la tubería, v es la velocidad media del flujo y g la aceleración de la gravedad. La

fórmula fue originalmente desarrollada para el flujo en tuberías, pero puede ser aplicada para el flujo en canales abiertos. La Ecuación 32 puede ser transformada de la siguiente manera:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{1}{n} \frac{R^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{8g}} \quad (33)$$

Donde R corresponde al radio hidráulico. El factor de fricción f de Darcy-Weisbach fue experimentalmente investigado para el flujo en tuberías (Nikuradse, 1950). Los experimentos fueron realizados sobre tuberías lisas y rugosas internamente recubiertas con granos de arena de granulometría uniforme. Los resultados fueron presentados en forma gráfica en los bien conocidos diagramas de Moody. Brandal y Von Karman (citados por Dawdy and Wang (2014)) establecieron la siguiente fórmula de resistencia para el flujo turbulento en tuberías completamente rugosas (ver Ecuación 34):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k_s}{3.7d} \right) \quad (34)$$

El factor de fricción determinado a través del diagrama de Moody puede ser aplicado al flujo turbulento en canales abiertos con sedimentos uniformes de fondo, siempre que los canales no contengan formas de fondo, vegetación en los bancos y considerando que los efectos de la superficie libre son despreciables. La aplicación puede ser hecha sustituyendo el diámetro de la tubería d con el radio hidráulico R (es decir, $d = 4R$) y tomando un diámetro característico de la granulometría como k_s , tal que la Ecuación 34 quedaría como:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.34 - 2 \log \left(\frac{k_s}{R} \right) \quad (35)$$

b. Relaciones empíricas

Los sedimentos de fondo en canales naturales normalmente contienen tamaños no uniformes. Este tipo de contorno produce una alta resistencia al flujo, incluso mayor a la que se obtiene utilizando el diagrama de Moody, debido a la formación de turbulencia detrás de las partículas de gran tamaño (Dawdy and Wang, 2014). Para tomar en cuenta este efecto, los diámetros de partícula mayores al diámetro medio son a menudo usados en lugar de k_s en fórmulas de resistencia como las propuestas por diversos investigadores. Frecuentemente son usadas fórmulas de resistencia para canales naturales como las que se describen líneas abajo.

Leopold and Wolman (1957) desarrollaron una fórmula empírica para el factor de fricción que se muestra a continuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.0 - 2 \log\left(\frac{d_{84}}{R}\right) \quad (36)$$

Donde d_{84} es el tamaño de la partícula, referida al diámetro intermedio que iguala o excede el 84 por ciento de los sedimentos de fondo.

Limerinos (1970) usó datos de campo de 11 lugares en corrientes de California para establecer la siguiente fórmula para estimar n de Manning:

$$n = \frac{0.0926R^{\frac{1}{6}}}{1.16 + 2 \log\left(\frac{R}{d_{84}}\right)} \quad (37)$$

Donde R y d_{84} están en pies. Los materiales de fondo en los lugares aforados estuvieron en el rango de gravas a bolonería. Los lugares estuvieron relativamente libres de efectos de remanso asociados con formas de fondo irregulares y vegetación en los bancos. Las Ecuaciones 36 y 37 pueden ser combinadas para formar la siguiente relación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.16 - 2 \log\left(\frac{d_{84}}{R}\right) \quad (38)$$

Hey et al. (1982) usaron data colectada de 21 lugares de canales con cama de grava en Inglaterra para establecer la siguiente fórmula:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log\left(\frac{aR}{3.5d_{84}}\right) \quad (39)$$

Donde a es un coeficiente. La forma de la relación antes mostrada refleja el argumento de Hey et al. (1982), el cual implica que la altura representativa del elemento de rugosidad es 3,5 veces d_{84} . La fórmula puede ser reordenada de la siguiente forma:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1.10 + 2.03 \log(a) - 2.03 \log\left(\frac{d_{84}}{R}\right) \quad (40)$$

Hey et al. (1982) sugieren que el coeficiente a varía con la geometría de la sección transversal del canal en el rango de 11,1 para canales abiertos muy anchos hasta 13,4 para tuberías

circulares. Entonces, la fórmula mostrada líneas arriba puede reordenarse para canales anchos con $a = 11,1$ como sigue:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.02 - 2.03 \log\left(\frac{d_{84}}{R}\right) \quad (41)$$

Bray (1979) usó data colectada de 67 lugares de ríos con cama de grava en Alberta – Canadá para establecer la siguiente fórmula:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.26 - 2.16 \log\left(\frac{d_{90}}{d}\right) \quad (42)$$

Donde d es la profundidad media del flujo y d_{90} es el tamaño de partícula que iguala o excede el 90 por ciento del material del fondo del río.

Griffiths (1981) usó data colectada de ríos con cama de grava en Nueva Zelanda para establecer la siguiente relación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0.76 - 1.98 \log\left(\frac{d_{50}}{d}\right) \quad (43)$$

Donde d_{50} es el tamaño de partícula que iguala o excede el 50 por ciento de los sedimentos muestreados.

Bathurst (1985) usó data colectada de 16 lugares correspondientes a ríos en Inglaterra para establecer una relación del factor de fricción. La relación es la siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.41 - 1.98 \log\left(\frac{d_{84}}{d}\right) \quad (44)$$

Dawdy and Wang (2014) usaron la data colectada de diversos autores para proponer la siguiente relación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.80 + 1.89 \log(F) - 2.03 \log\left(\frac{d_{84}}{R}\right) \quad (45)$$

Válida cuando $(d_{84}/R) < 1$. Además, el número de Froude está definido por $F = V(gd)^{-0.5}$.

4.3.5. Inundaciones

Las inundaciones son un proceso natural y pueden ocurrir en cualquier momento en una amplia variedad de ubicaciones. Se constituye cuando el agua cubre temporalmente la superficie de la tierra y presenta un riesgo solo cuando las personas, sus propiedades y/o activos ambientales están presentes en el área que se inunda. Comprender el riesgo de inundación es un paso esencial para gestionar sus impactos y tomar decisiones informadas para poder mitigarlos (OPW 2009).

a. Tipos de inundación

CENEPRED (2014) establece dos clases de inundaciones en función de su duración y origen.

Según su duración, podemos encontrar a las inundaciones dinámicas o rápidas, las cuales producen los mayores daños a la población e infraestructura debido al corto tiempo que dispone la población para actuar; asimismo, se tienen las inundaciones estáticas o lentas, en donde se considera el flujo del fluido en la llanura de inundación.

Según su origen, las inundaciones se pueden caracterizar como pluviales y fluviales. Las pluviales se producen por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que este fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial. Este tipo de inundación se genera tras un régimen de lluvias intensas persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio período de tiempo sobre un suelo poco permeable; en tanto que las fluviales están causadas por el desbordamiento de los ríos y arroyos. Es atribuida al aumento brusco del volumen de agua más allá de lo que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse, durante lo que se denomina crecida (consecuencia del exceso de lluvias); finalmente, encontramos las inundaciones causadas por operaciones incorrectas de obras de infraestructura hidráulica o rotura de presas.

b. Causas de las inundaciones

OPW (2009) establece lo siguiente:

Las inundaciones costeras, las cuales son causadas por el aumento del nivel del mar con respecto de lo normal, como resultado de una tormenta que genera la escorrentía superficial

sobre la tierra. Este tipo de inundación es influenciado por los siguientes tres factores, que a menudo trabajan en combinación:

- Nivel de marea alta.
- Las mareas de tormenta causadas por la baja presión barométrica exacerbada por los fuertes vientos.
- Acción de las olas que depende de la velocidad y dirección del viento, la topografía local y la exposición.

Las inundaciones continentales, las cuales son causadas por precipitaciones prolongadas y/o intensas. Éstas pueden incluir varios tipos diferentes:

- Las inundaciones provenientes de la escorrentía superficial ocurre cuando la cantidad de lluvia excede la capacidad de infiltración del suelo para absorberla. Este exceso de agua fluye por tierra, encharcándose en hondonadas naturales y áreas bajas o detrás de obstrucciones. Esto ocurre como una respuesta rápida a las lluvias intensas y, finalmente, entra en un sistema de drenaje por tubería o natural.
- Las inundaciones fluviales ocurren cuando se excede la capacidad de un curso de agua o cuando el canal está bloqueado o restringido, y el exceso de agua se derrama desde el canal hacia áreas bajas adyacentes (la llanura de inundación). Esto puede ocurrir rápidamente en ríos cortos y empinados o después de un tiempo y a cierta distancia de donde cayó la lluvia en los ríos con un gradiente más suave.
- Las inundaciones provenientes de sistemas artificiales de drenaje resultan cuando el flujo ingresa a un sistema, como un sistema urbano de drenaje de aguas pluviales, excede su capacidad de descarga y el sistema queda bloqueado y/o no puede descargarse debido a un nivel alto de agua en el curso de agua receptor. Esto ocurre principalmente como una respuesta rápida a las lluvias intensas. Junto con las inundaciones provenientes de la escorrentía superficial, a menudo se conocen como inundación pluvial.
- Las inundaciones provenientes del agua subterránea ocurren cuando el nivel de agua almacenada en el suelo aumenta como resultado de lluvias prolongadas que se adhieren a la superficie del suelo y fluyen sobre él, es decir, cuando se excede la capacidad de

este depósito subterráneo. Las inundaciones provenientes de aguas subterráneas tienden a ser muy locales y son el resultado de las interacciones de factores específicos del sitio, como las variaciones de las mareas. Si bien el nivel del agua puede aumentar lentamente, puede estar en su lugar por largos períodos de tiempo. Por lo tanto, tales inundaciones a menudo pueden ocasionar un daño significativo a la propiedad en lugar de ser un riesgo potencial para la vida.

- Las inundaciones en estuarios pueden ocurrir debido a una combinación de los flujos de marea y fluviales, es decir, la interacción entre los ríos y el mar, con niveles de marea que son dominantes en la mayoría de los casos. Una combinación de alto flujo en los ríos y una marea alta evitará que el agua fluya hacia el mar tendiendo a aumentar los niveles de agua hacia el interior, lo que puede inundar las riberas de los ríos.

Las inundaciones también pueden surgir por la falla de la infraestructura diseñada para almacenar o transportar agua (por ejemplo, la rotura de una presa, un canal con fugas o una tubería de agua reventada) o para proteger una zona de inundaciones (por ejemplo, una defensa contra inundaciones, bloqueo de una tubería o alcantarilla). Debido al inicio repentino, los impactos de esta forma de inundación pueden ser graves y, de ser el caso, deben evaluarse.

Se podría aumentar el riesgo de inundación como resultado de la implantación de proyectos de desarrollo a través de:

- Restringiendo la capacidad y la función de transporte del curso de agua y la llanuras de inundación.
- Disminuyendo el volumen disponible para el almacenamiento de agua en la llanura de inundación, alterando las rutas de flujo en la misma o mediante cambios en el canal que pueden aumentar el flujo descargado a las ubicaciones aguas abajo; y al aumentar la escorrentía debido a los cambios en el manejo de la tierra y la introducción de superficies con una permeabilidad reducida, como carreteras, techos y aparcamientos.

c. Evaluación del peligro por inundaciones

El objetivo de la evaluación del peligro de inundaciones es estimar la probabilidad de que ocurra una inundación de una intensidad particular durante un período de tiempo prolongado. La intensidad generalmente se refiere a la combinación de la profundidad de inundación y su extensión horizontal; aunque otras medidas de intensidad como la velocidad del flujo y la

duración de la inundación también pueden ser importantes dependiendo de la situación (Wright 2015).

La relación entre la probabilidad de una inundación y su intensidad da lugar al concepto de periodo de retorno, representado por el símbolo T y expresado en términos de años. Una inundación relacionada a un periodo de retorno T , es la intensidad que tiene una probabilidad de $1/T$ de excederse en un periodo determinado. Esta probabilidad se llama probabilidad de excedencia.

Cuando se evalúa el peligro de inundaciones, un primer indicador puede ser obtenido observando qué tan a menudo han ocurrido históricamente las inundaciones. Esta información puede ser representada a través de mapas de extensión de la inundación. Con la disponibilidad de las imágenes satelitales, se podría realizar un análisis multitemporal de la extensión de las inundaciones históricas y crear una base de datos. Esta información sería de mucha utilidad para la calibración-validación de la extensión de inundaciones simuladas por computadora. Sin embargo, en el Perú no se cuenta con este tipo de información (Wright 2015, Prinos 2008).

Para solucionar lo antes descrito, se utilizan herramientas de estadísticas y de modelamiento para estimar el peligro de inundación de forma hipotética. Existen diversas variables que pueden ser usadas para denotar el peligro por inundaciones. Éstas incluyen la extensión de la inundación, la profundidad y velocidad del flujo, la propagación del frente de onda, la tasa de ascenso del hidrograma relacionado, el cambio morfológico del lecho de río, la erosión de las riberas, etc.

La estimación del peligro de inundaciones puede llevarse a cabo utilizando diferentes métodos de variada complejidad, dependiendo de la información, los recursos y el tiempo disponible (Wright 2015, Prinos 2008, Pistrika y Tsakiris 2007, OPW 2009, HR Wallingford et al. 2006, 2006, Ronco et al. 2014, 2015). El marco general consiste en los siguientes pasos:

- El primer paso consiste en estimar los caudales para diferentes periodos de retorno. Esto puede ser realizado a través de un análisis de frecuencias de la serie de caudales históricos, ajustándolos a una distribución de probabilidad. Sin embargo, cuando no se cuenta con una serie observada, pero si con información histórica de precipitaciones a nivel de cuenca hidrográfica, se podría implementar un modelo de precipitación-escurrentía con la finalidad de deducir la información de caudales.

- Cuando los caudales y sus respectivos periodos de retorno hayan sido estimados, el siguiente paso es transformar la referida información en las variables que representan la inundación. Para ello se podría utilizar modelos hidrodinámicos 1D o 2D.

Como con todos los métodos que utilizan una base de datos y modelos para representar la realidad, la incertidumbre asociada a las forzantes, condiciones internas, parámetros del modelo, modelo de elevación digital, etc. debería de ser cuantificada para una apropiada evaluación de los resultados.

d. Impactos de las inundaciones

OPW (2009) señala lo siguiente:

- Impactos en las personas y comunidades: las inundaciones pueden causar lesiones físicas, enfermedades y pérdida de vidas. Los riesgos aumentan si la inundación está transportando escombros. Algunos de estos impactos pueden ser inmediatos, el más significativo es el ahogamiento o las lesiones físicas debido a las inundaciones. El agua de inundación contaminada por aguas residuales u otros contaminantes (por ejemplo, productos químicos almacenados en garajes o propiedades comerciales) es particularmente probable que cause tales enfermedades, ya sea directamente como resultado del contacto con el agua contaminada o indirectamente como resultado de los sedimentos que quedan. El impacto en las personas y comunidades como resultado del estrés y el trauma de estar inundados, o incluso de estar bajo la amenaza de inundaciones, puede ser inmenso. Los impactos a largo plazo pueden surgir debido a enfermedades crónicas y el estrés asociado con la inundación y el largo proceso de recuperación. La capacidad de las personas para responder y recuperarse de una inundación puede ser variable. Las personas vulnerables, como las personas mayores, discapacitadas o que tienen una enfermedad a largo plazo, son menos capaces de hacer frente a las inundaciones que otras. Algunas personas pueden tener dificultades para reemplazar artículos domésticos dañados en una inundación y pueden carecer de los medios financieros para recuperar y mantener condiciones de vida aceptables después de una inundación.
- Impactos en la propiedad: las inundaciones pueden causar daños severos a las propiedades. Es probable que el agua de inundación dañe los acabados internos, los servicios eléctricos y de otro tipo y posiblemente cause daños estructurales. Los efectos

físicos pueden tener impactos significativos a largo plazo, y la reocupación a veces no es posible durante más de un año. Los costos de las inundaciones están aumentando, en parte debido a la creciente cantidad de equipos eléctricos y de otro tipo dentro de los desarrollos. Las inundaciones de agua de mar pueden causar daños adicionales debido a la corrosión.

- Impactos en la infraestructura: el daño que las inundaciones pueden causar a las empresas y la infraestructura, como el transporte o los servicios públicos como el suministro de electricidad y agua, pueden tener un impacto perjudicial significativo en las economías locales y regionales. Las inundaciones de carreteras principales o vías férreas pueden denegar el acceso a áreas extensas más allá de las directamente afectadas por las inundaciones durante la duración del evento de inundación, así como también causar daños a la carretera o al ferrocarril en sí. Las inundaciones en la infraestructura de distribución de agua, como las estaciones de bombeo o las subestaciones eléctricas, pueden provocar la pérdida de agua o el suministro de energía en grandes áreas. Esto puede magnificar el impacto de las inundaciones mucho más allá de la comunidad inmediata. El cierre a largo plazo de negocios, por ejemplo, puede conducir a la pérdida de empleos y otros impactos económicos.
- Impactos sobre el medio ambiente: los efectos ambientales perjudiciales de las inundaciones pueden incluir erosión del suelo, erosión de la ribera, deslizamientos y daños a la vegetación, así como los impactos en la calidad del agua, hábitats y flora y fauna causados por bacterias y otros contaminantes transportados por las inundaciones. Sin embargo, las inundaciones pueden desempeñar un papel beneficioso en los hábitats naturales. Muchos hábitats de humedales dependen de las inundaciones anuales para su sostenibilidad y pueden contribuir al almacenamiento de las aguas de inundación para reducir el riesgo de inundaciones en otros lugares.

e. La llanura de inundación

Las llanuras de inundación son áreas de superficies adyacentes a ríos o riachuelos, sujetas a inundaciones recurrentes.

Una función importante realizada por la llanura de inundación es retener el exceso de agua hasta que pueda volver a liberarse lentamente a un sistema fluvial o filtrarse en el suelo.

Las llanuras aluviales tienen, por lo tanto, una valiosa función tanto para atenuar o almacenar el agua de las inundaciones como a través de su capacidad para transportar las crecidas de una manera relativamente controlada y segura. Las áreas de llanuras de inundación y humedales deben, por lo tanto, reconocerse y conservarse en la medida de lo posible como defensas naturales contra el riesgo de inundación.

Es importante identificar y, de ser posible, salvaguardar las áreas de llanuras aluviales contra el desarrollo tanto en áreas urbanas como rurales. Al retener los espacios abiertos para el almacenamiento y transporte de las crecidas, el riesgo de inundación en las áreas aguas arriba y abajo se puede gestionar de manera más efectiva sin depender de las defensas contra inundaciones.

4.3.6. Factores que intervienen en el análisis del fenómeno de inundación

CENEPRED (2014, 2015) establece que los factores o parámetros que intervienen en el análisis del fenómeno de inundaciones de origen natural se pueden clasificar como condicionantes y desencadenantes. Entre los primeros encontramos las características geomorfológicas de la cuenca, la geología y geotecnia, la topografía, etc. En cuanto a la variable desencadenante se encuentra la precipitación. Sin embargo, no se ha encontrado una referencia de análisis del fenómeno propiamente. Es decir, que no se establece el procedimiento para relacionar las variables mencionadas.

Por tanto, siguiendo la metodología de análisis encontrada en la literatura (Banco Interamericano de Desarrollo 2015, El Alaoui El Fels et al. 2018, Komi et al. 2017, Shrestha y Lohpaisankrit 2017), que considera estimar los peligros potenciales de inundación asociados a diferentes periodos de retorno a través de la simulación hidrológica e hidráulica y teniendo en cuenta la información disponible a nivel nacional, a continuación se presenta las variables que intervienen en el análisis del fenómeno:

- Factores condicionantes: tipo de suelo, cobertura del suelo y modelo de elevación digital.
- Factores desencadenantes: precipitación.

a. Tipo de suelo

La información de tipo de suelo es quizás la más difícil de obtener debido a su alto costo y trabajo de campo necesario. Para la consultoría se utilizará la información provista por el SoilGrids (Global Gridded Soil Information), que está conformada por una colección de mapas sobre propiedades y clase de suelos del mundo con una resolución espacial de 1 km y 250 m (incorporado el año 2016) producida utilizando la cartografía basada en algoritmos de aprendizaje automático.

SoilGrids es un sistema de mapeo automatizado del suelo basado en métodos de predicción espacial de vanguardia. Las predicciones de SoilGrids se basan en modelos ajustados globalmente que utilizan el perfil del suelo y datos de covariables ambientales. SoilGrids.org tiene como objetivo convertirse en OpenStreetMap y/o OpenWeatherMap para datos de suelos. Los datos de SoilGrids están disponibles públicamente bajo la licencia Open DataBase a través de: <ftp.soilgrids.org/data/recent/>

En el período 2012-2016, el foco principal del mapeo global del suelo fueron los productos terrestres MODIS, el modelo de elevación digital SRTM y varios productos de datos climáticos. Más allá de 2017, el enfoque del mapeo global de suelos está cambiando lentamente hacia resoluciones cada vez más finas (Landsat, Aster, ALOS, satélites Sentinel). Desde los tiempos en que el mapeo del suelo se basaba puramente en la interpretación geomorfológica del paisaje, se ha llegado a una época en la que la cartografía del suelo se basa principalmente en fuentes de datos de teledetección (Hengl et al. 2014, 2017, Voigt et al. 2016).

Es así que, a partir de los mapas de distribución espacial de arcilla, arena y limo, se puede obtener un mapa de clases texturales a nivel nacional.

b. Cobertura del suelo

En el 2010 La República de China lanzó un proyecto para mapear la cobertura del suelo a nivel mundial denominado Global Land Cover (GLC), el cual tuvo como producto el GlobeLand30 con 10 tipos de cobertura terrestre para los años 2000 y 2010.

El proyecto GlobeLand30 fue donado por China a las Naciones Unidas, como una contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible y la lucha contra el cambio climático.

Diversos estudios han sido desarrollados para mejorar la precisión de los mapas de cobertura de suelo a nivel global (Feng et al. 2016, 2016, Che et al. 2017, Montesano et al. 2016).

Como resultado, se han desarrollado una serie de conjunto de datos de cobertura terrestre a escala global con una resolución que varía desde 30 m hasta 1 km utilizando imágenes satelitales como AVHRR, MODIS y MERIS. Se puede acceder a través de la web: <http://www.landcover.org/>.

El producto de datos GLC tiene una resolución de 30 m. Para su producción se han desarrollado una variedad de métodos/algoritmos automáticos y semiautomáticos. Han sido aplicados a varios proyectos de mapeo de coberturas terrestre nacionales y regionales utilizando imágenes Landsat. Por ejemplo, MDA cubre los EEUU, gran parte de África y Asia (30 m con 13 clases diferentes).

Las imágenes utilizadas para la clasificación del GlobeLand30, son imágenes multiespectrales con 30 m, incluido TMS y ETM+ del *American Land Resources Satellite* (Landsat) y las imágenes multiespectrales del Satélite *China Environmental Disaster Alleviation* (HJ-1). Aparte de las imágenes multiespectrales, también fueron utilizados datos auxiliares como: datos de cobertura (global y regional), MODIS, NDVI, información geográfica global, DEM global, datos temáticos (bosque de manglares, humedal, glaciar...) y recursos en línea (Google Earth, Bing Map, Open StreetMap, Map World).

La clasificación incluye 10 tipos de cobertura terrestre:

- Tierra Cultivada (Cultivated Land).
- Bosque (Forest).
- Pastizales (Grassland).
- Matorral (Shrubland).
- Cuerpos de agua (Water Bodies).
- Humedal (Wetland).
- Tundra (Tundra).
- Superficies Artificiales (Artificial Surfaces).

- Tierra desolada (Bareland).
- Nieve y hielo permanente (Permanent snow and ice).

Los datos del GlobalLand30 adoptan el sistema de coordenadas WGS84, proyección UTM, zonificación de 6 grados y el elipsoide WGS84. De acuerdo con las diferentes latitudes, se adoptan 2 métodos para organizar los mosaicos de datos.

Dentro del área de 60°N y 60°S, el mosaico de datos se implementa de acuerdo con el tamaño de 5°(latitud)*6°(longitud); dentro del área de 60° a 80° grados de norte y sur del ecuador, el mosaico de datos se implementa de acuerdo con el tamaño de 5°(latitud)*12°(longitud) y la proyección se realiza según el meridiano central de 6°.

c. Modelo digital de elevación

Un Modelo Digital de Terreno (DTM, por sus siglas en inglés) es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua.

El tipo de DTM más conocido es el Modelo Digital de Elevaciones (DEM, por sus siglas en inglés), un caso particular de aquel en el que la variable representada es la cota del terreno en relación a un sistema de referencia concreto. No obstante, no hay un uso normalizado en la literatura científica de los términos Modelo Digital de Elevaciones (DEM), Modelo Digital del Terreno (DTM) y Modelo Digital de Superficie (DSM).

El conocimiento del factor topográfico es un insumo básico para comprender gran parte de los procesos ocurridos en la superficie de la tierra, en el ámbito de estudio analizado y en el Perú. En general, se cuenta con tres productos que brindan información altimétrica de libre acceso:

- La carta nacional del IGN a la escala 1:100 000.
- El DEM a partir de técnicas interferométricas, Shuttle Radar Topography Mission (SRTM).
- El DEM a partir de técnicas estereoscópicas, Advance Space Borne Thermal Emisión and Reflection Radiometer (ASTER).

A pesar de que la información altimétrica expuesta presenta rangos de precisiones conocidos, son muchos los autores que señalan que esta dependerá finalmente de las condiciones locales

presentes en el área de estudio (Kiamehr y Sjöberg 2005, Nikolakopoulos et al. 2006, Schumann et al. 2008).

Históricamente, los DEM se han dividido básicamente en dos grupos en función de la concepción básica de la representación de los datos: vectorial y raster. Los modelos vectoriales están basados en entidades (básicamente puntos y líneas) definidas por sus coordenadas. En los modelos raster, los datos se interpretan como el valor medio de unidades elementales de superficie no nula del terreno con una distribución regular, sin solapamiento y con recubrimiento total del área representada (Felicísimo 1994).

d. Precipitación

La información de precipitación disponible corresponde a la base de datos PISCOprecipitaciónv2.0, el cual es el producto de la combinación (“merging”) entre los datos de precipitación estimada por satélite del producto CHIRPS (“Climate Hazards Group InfraRed Precipitation with Stations”) y la información de precipitación observada de la red de estaciones pluviométricas del SENAMHI.

Para la combinación se utilizó la técnica geoestadística Kriging con Deriva Externa (KED) por ser ésta una técnica robusta y relativamente sencilla. En esta metodología, la variable a regionalizar fue la precipitación observada (PO) y la covariable corresponde a la precipitación estimada por satélite (producto CHIRPS). Con esta información se realiza una regresión lineal entre PO y CHIRPS, para luego interpolar los errores residuales mediante la técnica de Kriging ordinario. Finalmente, PISCO-precipitationv2.0 es el resultado de la suma espacial entre los valores estimados por la regresión y los valores residuales interpolados (Aybar et al. 2018).

A la fecha, se cuenta con una base de datos del producto PISCO-precipitación a una resolución temporal desde 1981 hasta la actualidad. Asimismo, cuenta con una resolución ~5 Km y está disponible en la página web del SENAMHI: <http://www.senamhi.gob.pe/>.

Actualmente el producto PISCO-precipitación es utilizado como dato de entrada para la elaboración de los índices de Sequía a nivel Nacional mostrados en el portal de sequías del SENAMHI (<http://www.senamhi.gob.pe/serviciosclimaticos/sequia/>).

4.4. Materiales y métodos

4.4.1. Área de estudio

Geográficamente, la cuenca de estudio se encuentra ubicada entre los paralelos $11,46^\circ$ - $11,98^\circ$ latitud sur y los meridianos $76,05^\circ$ - $76,72^\circ$ longitud oeste. La altitud de la zona se encuentra, aproximadamente, entre los 800 y 5500 msnm.

La cuenca hidrográfica del río Rímac, hasta el punto de interés (estación Chosica), presenta un área de drenaje de 2318,9 km², un perímetro de 372,3 km y una diferencia altitudinal de 4380,0 m, según se puede observar en la Tabla 1 y Figura 2.

Respecto de sus parámetros de forma, presenta un índice de Gravelius de 2,2 y longitudes del rectángulo equivalente de 174,2 y 13,3 km (lado mayor y menor). Estos valores dan cuenta de una cuenca semi-alargada en donde se espera que la respuesta hidrológica no sea inmediata.

En cuanto a los parámetros de relieve, se ha encontrado que la longitud del cauce principal es de 100,6 km, su pendiente media de 2,3%, y una pendiente promedio de la cuenca de 53,0%. Estas características corresponden a un río de montaña o pie de monte en donde probablemente se presente una gran capacidad de transporte de sedimentos en épocas de avenidas, y la respuesta hidrológica se produzca en lapsos de tiempo menores debido a la mayor longitud de su cauce.

Considerando la curva hipsométrica de la cuenca, que representa el área drenada con relación su altitud (Figura 3), se ha encontrado que más del 70,0% del área de drenaje se encuentra por encima de los 3700,0 msnm. Asimismo, se ha determinado que el índice hipsométrico altitudinal (areal) es de 0,65 (0,70), lo cual nos permite sugerir que no encontramos frente a una cuenca del tipo erosiva, con un cauce joven que probablemente presente una alta capacidad de carga, principalmente en épocas de avenidas, y grandes elementos de rugosidad (>bolonería), así mismo podría estar caracterizada por procesos geomorfológicos de erosión en vertientes y cárcavas, así como deslizamientos.

Tabla 1: Parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Rímac con desembocadura en la estación Chosica

Parámetros generales			Parámetros de forma			Parámetros de Relieve			Índice hipsométrico	
A (km ²)	P (km)	DA (m)	Cg	Lre (km)	lre (km)	L (km)	j (%)	J (%)	Altitudinal (IHA)	Areal (IHa)
2318.88	372.30	4380.00	2.18	174.23	13.31	100.63	2.25	52.95	0.65	0.70

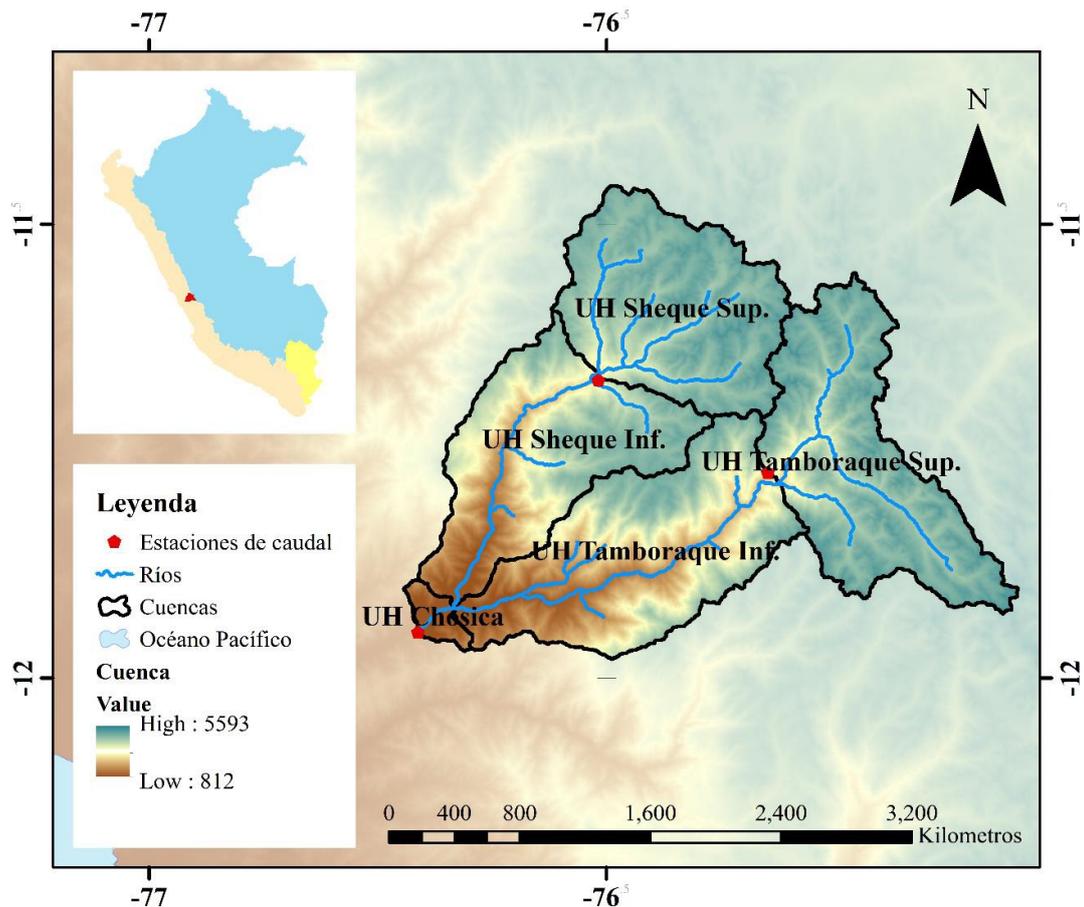


Figura 2: Mapa de ubicación y MED de la cuenca del río Rímac hasta la estación Chosica

4.4.2. Caracterización geomorfológicas de la cuenca

Respecto de los parámetros de forma, según se puede observar en la Tabla 1, las referidas unidades hidrográficas presentan áreas de drenaje (A_C) en el rango de 60 a 640 km². Asimismo, se observa que el perímetro (P_C) está comprendido entre 48 y 190 km.

Respecto de los parámetros de relieve, se tiene que la longitud del cauce principal (l_C) se encuentra en el rango de 11 y 60 km, así como sus correspondientes valores de pendiente en el rango de 5 y 14 por ciento. La pendiente media de la cuenca ($Pend_C$) presenta valores comprendidos entre 43 y 55 por ciento.

Asimismo, es necesario considerar la gran componente de regulación que presenta la cuenca del Rímac, lo cual hace muy complejo su modelamiento hidrológico. La infraestructura relacionada se manifiesta a través de 15 lagunas reguladas en la UH Sheque Sup. Por otro lado, en la referida unidad se encuentran emplazadas las estructuras de trasvase que proveen agua de la cuenca del río Mantaro a través de un túnel trasandino de 10 km y 5 lagunas reguladas en la localidad de Marcapomacocha (cuenca del río Mantaro).

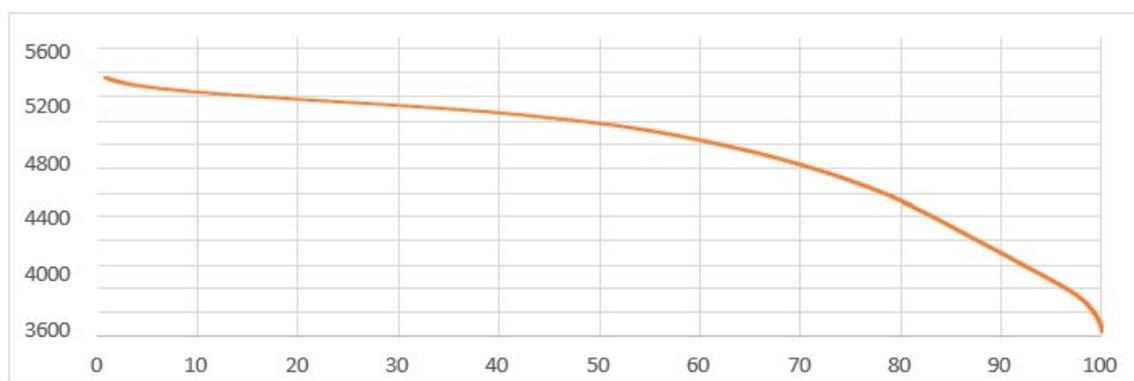


Figura 3: Curva hipsométrica de la cuenca del río Rímac con desembocadura en la estación Chosica

Por el lado de la UH Tamboraque Sup. se tiene la represa de Yuracmayo, la cual regula los recursos hídricos propios de la cuenca del Rímac. Además, se encuentra emplazada la estructura del sistema de drenaje más importante que presenta la cuenca del Rímac, la cual se denomina túnel Grathon y tiene por finalidad evacuar las aguas que filtran en las galerías de varias minas de la localidad de Casapalca, provenientes de un sistema de fallas geológicas.

En general, dichas estructuras de regulación probablemente generen una alteración en el régimen hidrológico de la cuenca del Rímac, es decir, podrían aumentar el caudal en época de estiaje y atenuar la magnitud de la descarga en eventos de máximas avenidas. Por tanto, a continuación se proporciona información, recopilada de EDEGEL, empresa dedicada a la generación de energía eléctrica, de los aportes del sistema de afianzamiento hídrico de la cuenca del Rímac:

- Las 15 lagunas reguladas de la cuenca del Rímac tienen una capacidad de almacenamiento de 77,0 hm³.
- La represa de Yuracmayo tiene una capacidad de almacenamiento de 48,3 hm³.
- Las 5 lagunas reguladas de la cuenca del río Mantaro, que trasvasan sus aguas a la del Rímac y que se ubican en la localidad de Marcapomacocha, tienen una capacidad de almacenamiento de 157,1 hm³.
- El túnel trasandino de 10 km a través del cual se trasvasan las aguas de la cuenca del río Mantaro tiene una capacidad de 14 m³s⁻¹.
- El túnel Grathon tiene una longitud de 11 km y proporciona un caudal promedio de hasta 4,5 m³s⁻¹.

4.4.3. Caracterización morfológica-fluvial del tramo de estudio

En la conceptualización de la cuenca del río Rímac como un sistema productor de sedimentos, el tramo evaluado del río Rímac se encuentra en la zona de transferencia (tramo de transporte con sedimentos gruesos), según se puede apreciar en las Figuras 4 y 5.

La morfología y la cantidad de sedimentos que se transporta en la zona de transferencia de sedimentos es resultado del proceso–respuesta de la interacción del proceso geomorfológico, del ciclo hidrológico y de las acciones antrópicas sobre la cuenca.

De hecho, la morfología del tramo evaluado del río Rímac es resultado de la producción de sedimentos de su cuenca colectora, el transporte, erosión y sedimentación de los sólidos en los cauces y áreas inundables de la red de drenaje de la cuenca del río Rímac. Asimismo, depende de las características hidrológicas, geológicas, geomorfológicas de la cuenca y su red de drenaje, de las características del cauce y las propiedades de los sedimentos y los materiales del lecho.

En los años hidrológicos normales (sin presencia de los fenómenos El Niño y La Niña), el tránsito de las avenidas por el tramo evaluado se produce dentro del cauce actual. Sin embargo, en los años hidrológicos húmedos ocurren avenidas con alta carga de sólidos, y con esporádicos desbordes en sus márgenes.

En el escenario de un año hidrológico extremo (presencia del fenómeno El Niño grande y Mega-Niño), se ha producido lluvias de altas intensidades en zonas con altitudes por debajo de la cuenca húmeda del río Rímac, activando el transporte de sólidos en las quebradas y torrenteras tributarias, generando avenidas de flujos hiperconcentrados y huaycos que descargan en el cauce del río Rímac (en el tramo evaluado).

Este aporte de flujos hiperconcentrados combinado con la pendiente pronunciada del río en el tramo evaluado (aproximadamente de 2%), produciría sobre el cauce una intensa erosión, abrasión e impacto sobre el lecho y márgenes del río.

En efecto, los pobladores del lugar dan cuenta que durante la ocurrencia de avenidas grandes con la presencia del fenómeno El Niño, se producen ruidos intensos como el golpeteo de martillo (colisión de piedras).

En general, desde el punto de vista geomorfológico, el río Rímac se clasifica como río joven, porque se desarrolla en cauces de montaña con pendientes altas y cauces de drenaje confinados por laderas y/o depósitos aluviales-fluviales en forma de terrazas.

Este río como la mayor parte de los ríos de la Vertiente del Pacífico es irregular y se encuentran en proceso de degradación.

El tramo evaluado del río Rímac tiene una longitud aproximada de 40 km y una pendiente longitudinal de aproximadamente 2%, se encuentra debajo de la zona de montaña o productora de sedimentos, por lo que se reduce la influencia directa de los controles geológicos como la litología, tectónica, estructura, procesos geomorfológicos y aporte de sedimentos, entre otros. Sin embargo, existe el control que genera la pendiente del cauce, el aporte de material grueso proveniente de las vertientes y quebrada tributarias del río Rímac (principalmente de las quebradas localizadas en Chosica, Chaclacayo y Huaycoloro), y la abrasión que sufren las partículas in situ o durante el transporte del mismo.

La inspección de campo del tramo evaluado del río Rímac evidencia que el lecho del río está constituido de sedimentos de granulometría variada y extendida (arena, grava, cantos rodados, etc.). Esto ocasiona interacciones complejas entre partículas de diferentes tamaños durante los procesos de erosión, transporte y sedimentación, conformando lechos espacialmente heterogéneos. En buena parte del cauce se observa la disponibilidad del material grueso para el acorazamiento de la capa superficial del lecho, constituido por los sedimentos más gruesos y menos graduado que el material subyacente.

El tramo de estudio presenta sedimentos heterogéneos y de gran calibre, con predominancia de gravas, cantos rodados y bolonería, así como una capa superficial acorazada o de mayor calibre que la encontrada en la parte subsuperficial, según se puede observar en la Figura 5a. Los diámetros característicos de los sedimentos muestreados están comprendidos en el rango de 120-150 mm (D_{84}) para el estrato superficial, y de 75-105 mm (D_{50}) para el sub superficial.

La granulometría del lecho nos indica que los materiales del lecho del río es medianamente socavable, y el coeficiente de rugosidad de Manning estaría comprendido entre 0,025 y 0,070.

El tramo de río fue discretizado a través de 751 secciones transversales a razón de 50 m de distancia entre ellas. Para ello se hizo uso de un modelo de elevación digital proveniente de un trabajo de topografía realizado en la zona de estudio.

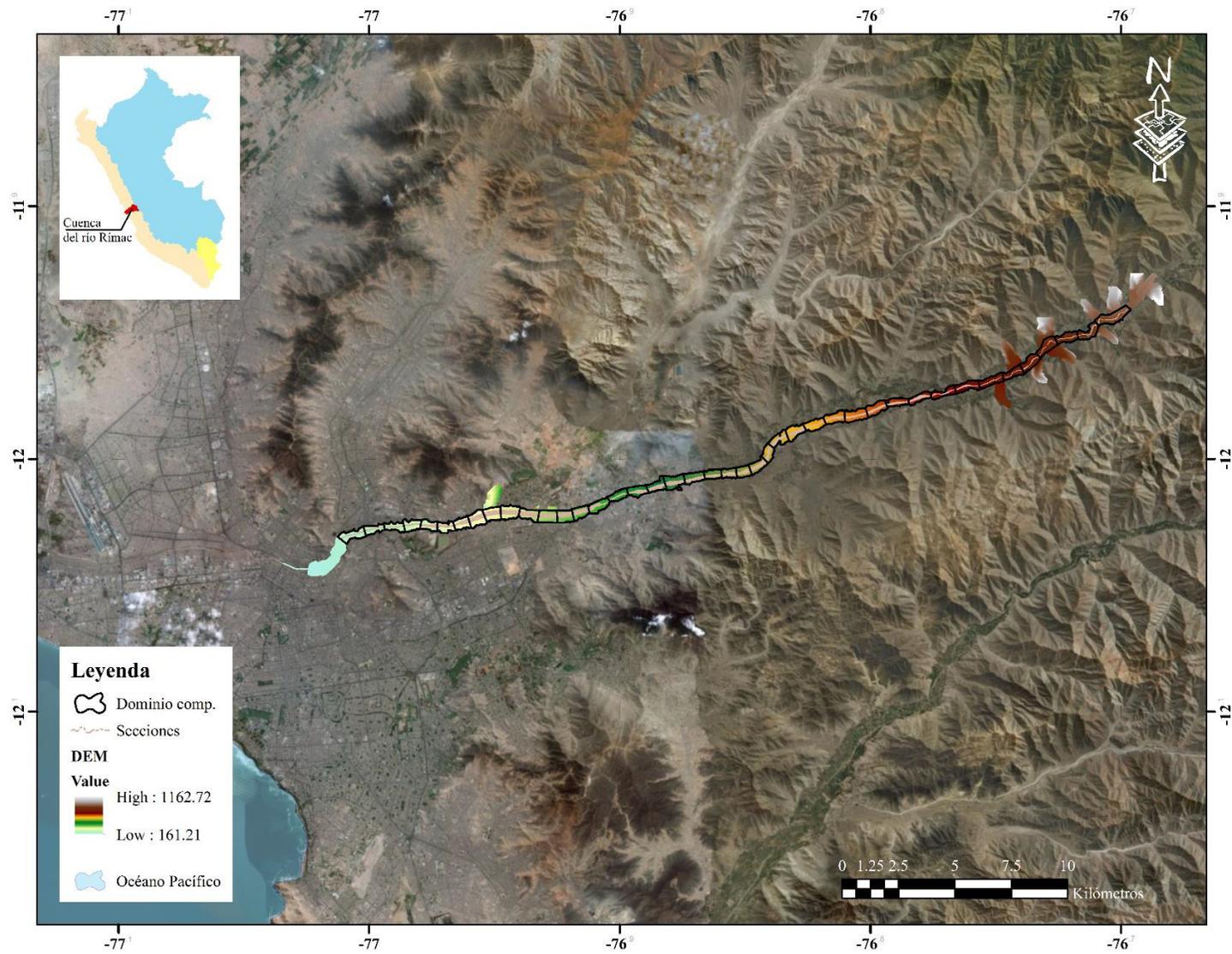


Figura 4: Mapa de ubicación del tramo de estudio para la simulación hidráulica (Estación Chosica-Puente Balta)

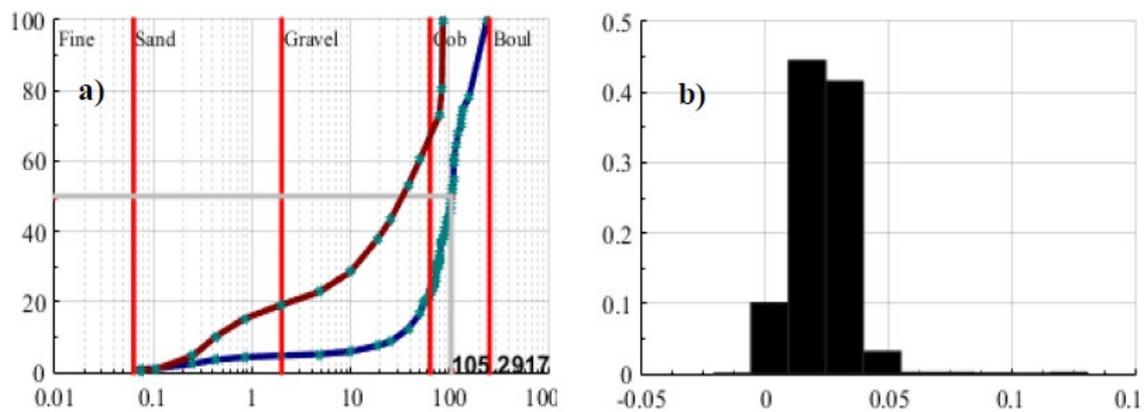


Figura 5: a) Curva granulométrica de los sedimentos superficiales (sub superficiales) representados por la línea de color azul (marrón); b) Histograma de frecuencia relativa de la magnitud de la pendiente de fondo correspondiente a cada una de las 1874 secciones transversales consideradas en el estudio

4.4.4. Información hidrometeorológica

a. Precipitación

Se ha recopilado información de 22 estaciones pluviométricas, según se puede observar en la Tabla 2. Las estaciones que comprenden la base de datos pertenecen a la cuenca del río Rímac, así como a cuencas aledañas, abarcándose con ello toda el área de estudio. Asimismo, se ha considerado el producto PISCOv2.1 que presenta una resolución espacial de 10 km, temporal de un día, y la longitud disponible corresponde al periodo comprendido del 1/1/1981 al 31/12/2016.

El periodo de datos corresponde a todo el registro histórico disponible, que comprende información de precipitación total diaria de 18 estaciones de registro con al menos el 80 por ciento de datos completos, tres estaciones que presentan no menos del 50 por ciento de información de lluvias diarias, así como una estación con alrededor de 35 por ciento de datos disponibles.

Las cuatro últimas estaciones, se han considerado debido a que la información disponible es la más reciente, según se puede apreciar en la Tabla 2. Cabe destacar que las estaciones que presentan la mayor y menor cantidad de datos son San José de Párac con una longitud aproximada de 35 años de registro y Obrajillo con 13 años de registro, respectivamente.

La información de precipitación constituye la principal variable forzante o condición de contorno, que será utilizada en el modelamiento hidrológico.

Es preciso resaltar que la información recopilada ha sido sometida al correspondiente control de calidad para su uso en la simulación hidrológica de cuencas. El referido trabajo ha sido llevado a cabo por los especialistas del área de hidrología aplicada de la Dirección de Hidrología del SENAMHI.

De hecho, la información ha sido utilizada para la implementación de diversos modelos con los que dicha institución realiza sus trabajos de pronóstico. En todo caso, en la presente investigación se ha realizado un trabajo previo de análisis exploratorio de la información con la finalidad de conocer la naturaleza estadística de los datos de precipitación, que no ha implicado realizar ningún tipo de completación o alteración de la información recopilada.

La información de precipitación total acumulada en 24 horas de las estaciones pluviométricas se utilizó para estimar el valor medio areal correspondiente de cada una de las unidades hidrográficas de interés, tal como se presenta en las Figuras 6 al 10.

Se pudo obtener una serie de tiempo de precipitación total acumulada en 24 horas, disponible al 100 por ciento para el periodo de interés que comienza el 01/01/2000. A nivel medio areal se ha encontrado que el régimen de ocurrencia de lluvias presenta una fuerte componente estacional, es decir, que entre los meses de noviembre y abril se registran los mayores módulos de precipitación en la cuenca del río Rímac, y en los meses restantes, valores nulos o lluvias poco frecuentes.

En la parte media de la cuenca (UH Chosica, Sheque Inf. y Tamboraque Inf.), el porcentaje de días secos (lluvia igual a 0 mm) es mayor a 40 por ciento; en contraste, en la parte alta de la cuenca (UH Sheque Sup. y Tamboraque Sup.) la cantidad encontrada, es de alrededor de 30 por ciento.

Asimismo, se encontró que la magnitud de la precipitación total acumulada en 24 horas más frecuente, es menor a 20 mm. Dicha frecuencia corresponde a no menos de 60 por ciento del tiempo, para la parte media de la cuenca; y no menos de 70 por ciento, para la parte alta. Valores de lluvia mayores a 20 mm son muy poco frecuentes, según los resultados encontrados para todas las unidades hidrográficas.

Como se puede observar en las Figuras 6 al 10, las series de tiempo de precipitación media areal total acumulada en 24 horas mayor a 0,10 mm podrían ser ajustadas a la distribución de probabilidad teórica de Gamma.

Tabla 2: Información de las estaciones pluviométricas utilizadas en el desarrollo de la consultoría

Nombre	Cuenca	Ubiación		Serie de tiempo		Cantidad
		Longitud [Oeste]	Latitud [Sur]	Inicio [dd/mm/yyyy]	Fin [dd/mm/yyyy]	Disponible [–]
Antioquia	Lurín	-76.500	-12.083	1/09/1963	31/05/2015	18214
Arahuay	Chillón	-76.700	-11.617	1/09/1982	31/05/2015	11960
Autisha	Rímac	-76.611	-11.738	1/02/1980	31/05/2015	12573
Canchacalla	Rímac	-76.532	-11.845	1/09/1987	31/05/2015	9949
Carampoma	Rímac	-76.516	-11.655	1/01/1980	31/05/2015	12721
Casapalca	Rímac	-76.234	-11.648	1/09/1987	31/05/2015	9410
Chosica	Rímac	-76.717	-11.917	1/03/1989	31/05/2015	9134
Lachaqui	Chillón	-76.617	-11.550	1/09/1982	31/05/2015	11961
Marcapomacocha	Mantaro	-76.334	-11.417	1/09/1982	31/05/2015	11961
Matucana	Rímac	-76.378	-11.839	1/01/1980	31/05/2015	12503
Milloc	Rímac	-76.350	-11.572	1/01/1986	31/05/2015	10499
Ñaña	Rímac	-76.839	-11.989	1/01/1980	31/05/2015	7611
Obrajillo	Chillón	-76.622	-11.453	1/09/1982	31/05/2015	4595
Pariacancha	Chillón	-76.500	-11.383	1/09/1982	31/05/2015	11961
Río Blanco	Rímac	-76.259	-11.735	1/01/1985	31/05/2015	10748
San José de Párac	Rímac	-76.258	-11.801	1/01/1980	31/05/2015	12765
Santa Eulalia	Rímac	-76.499	-11.667	1/01/1980	31/05/2015	12286
Santiago de Tuna	Lurín	-76.517	-11.983	1/09/1963	31/05/2015	18481
Sheque	Rímac	-76.667	-11.920	1/09/1987	31/05/2015	9521
Tingo	Rímac	-76.483	-11.617	1/09/1982	31/05/2015	7213
Yantac	Mantaro	-76.400	-11.333	1/09/1982	31/05/2015	11961
Yauli	Mantaro	-76.083	-11.667	1/09/1963	31/05/2015	6725

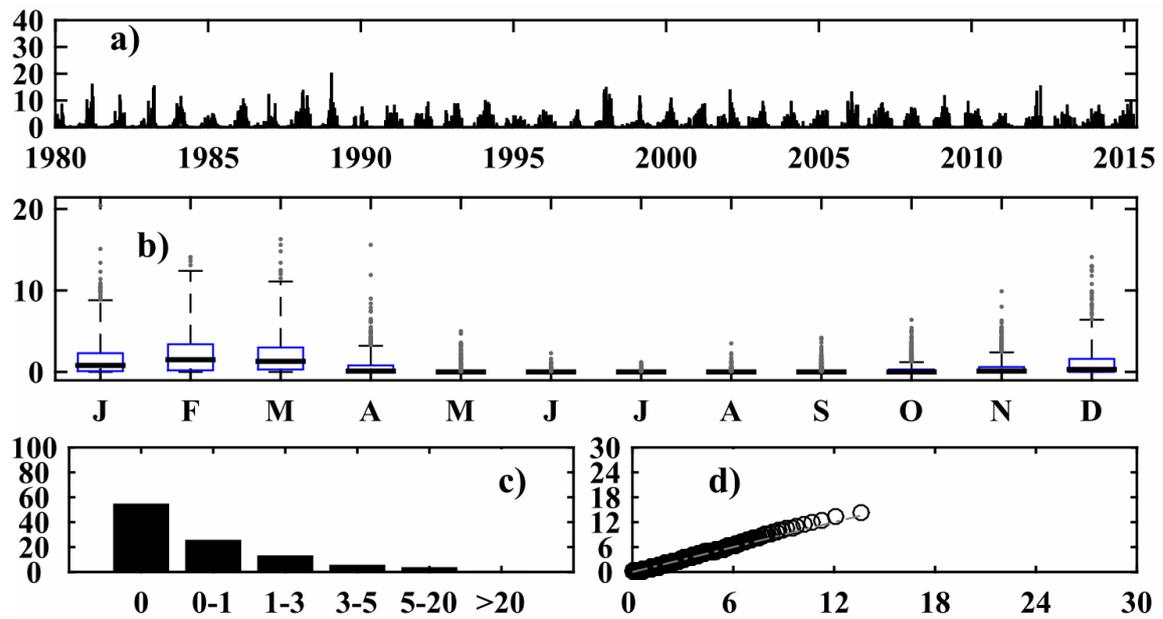


Figura 6: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Chosica representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm

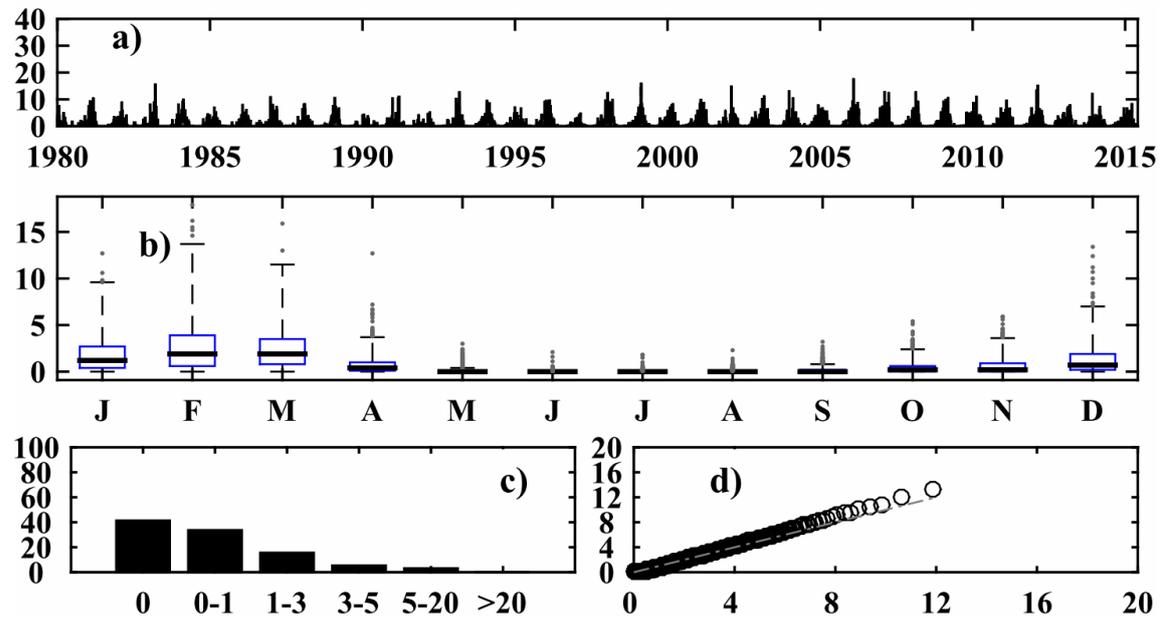


Figura 7: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Sheque Inferior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm

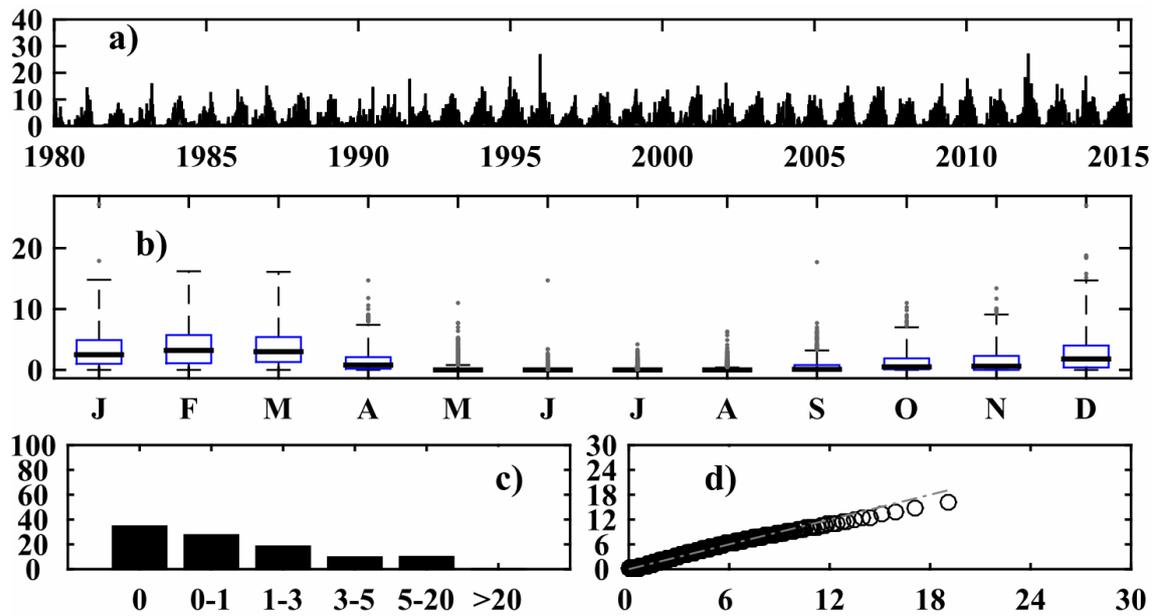


Figura 8: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Sheque Superior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm

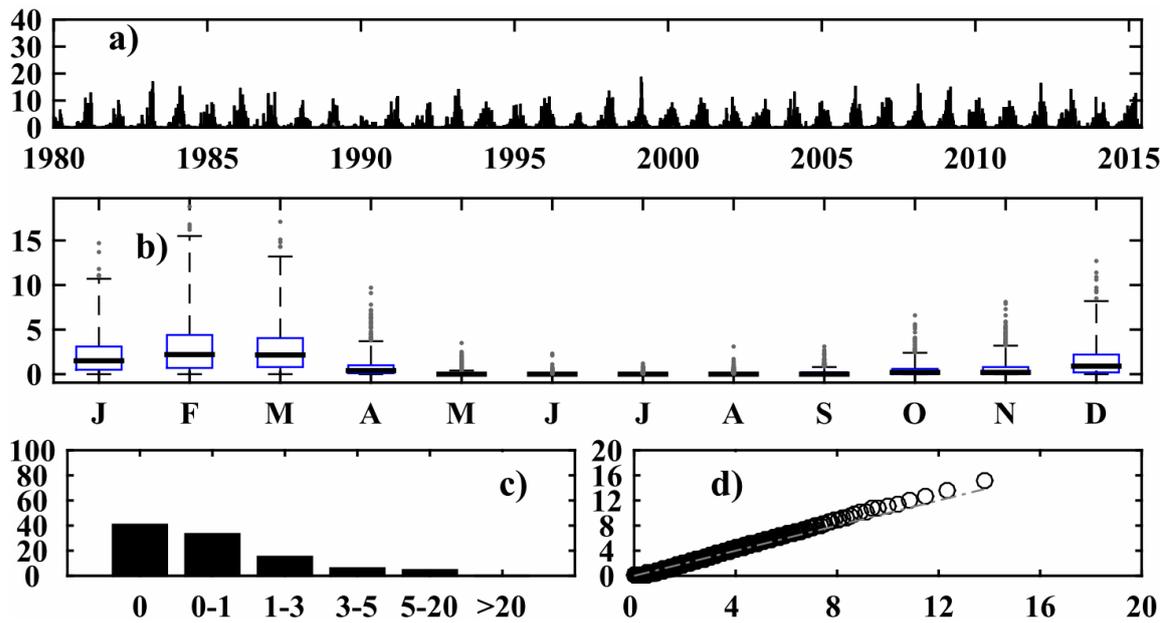


Figura 9: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Tamboraque Inferior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm

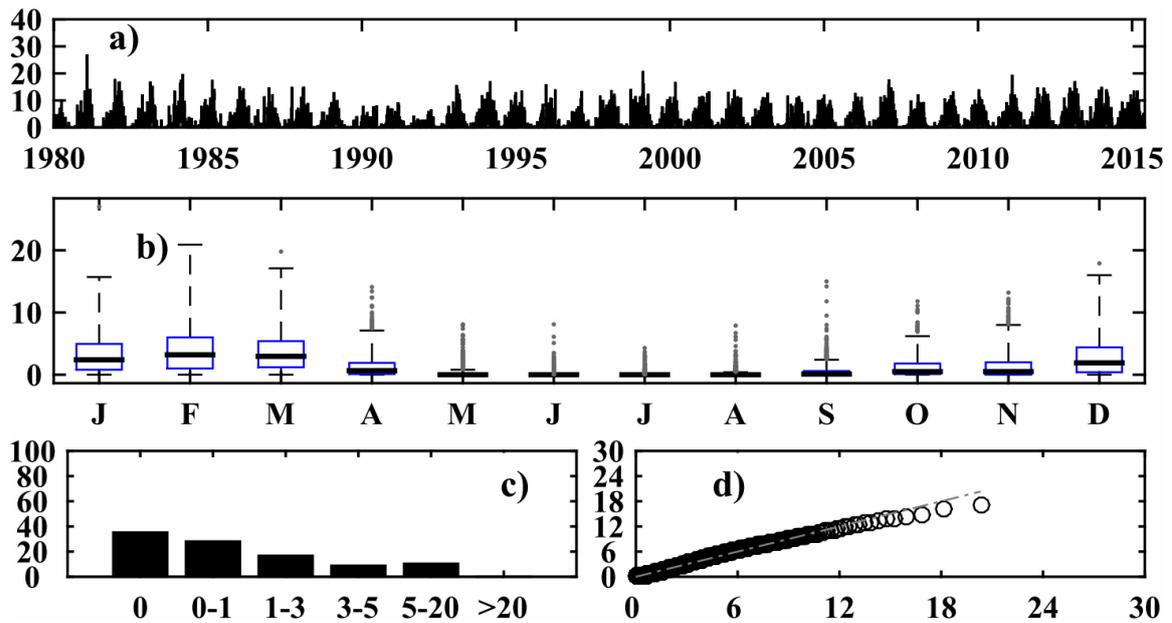


Figura 10: Gráficos correspondientes al análisis exploratorio de la información de precipitación observada para la unidad hidrográfica Tamboraque Superior representados mediante: a) Gráfico de la serie de tiempo, b) Gráfico de cajas a nivel mensual, c) Histograma de frecuencia relativa y d) Gráfico cuantil - cuantil para la distribución Gamma y datos observados mayores a 0,1 mm

b. Caudales

La información de caudales corresponde a la serie de medios horarios (m^3s^{-1}) de la estación Chosica. Cabe resaltar que la referida información observada corresponde a la producción hídrica natural de la cuenca y los aportes o descargas de la componente de regulación existente.

Por lo que no fue extraño encontrar, al menos en el periodo de estiaje (abril - noviembre), una subestimación del caudal natural simulado respecto del observado producto de las descargas reguladas a nivel diario (ver Figura 11).

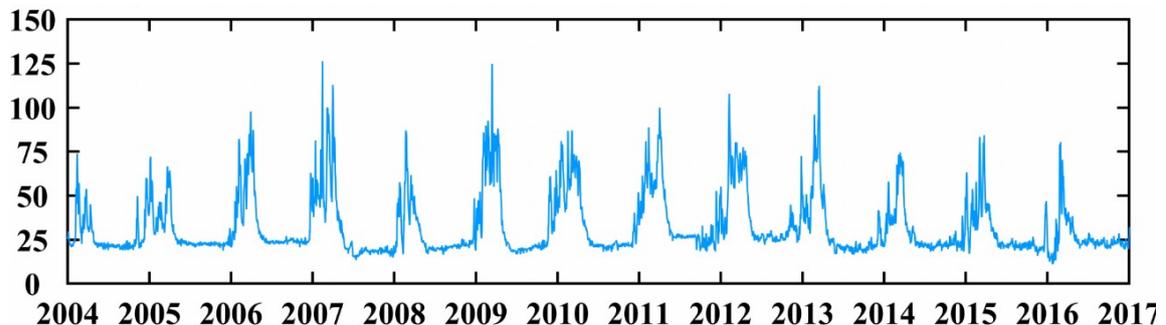


Figura 11: Serie de tiempo de caudales medios diarios (m^3s^{-1}) en la estación Chosica

4.4.5. Información temática

a. Cobertura del suelo

La información temática de cobertura de suelo fue recopilada de Global Land Cover (GLC). El producto GlobeLand30 presenta una resolución espacial de 1000 m y está clasificado en 10 tipos de cobertura terrestre para los años 2000 y 2010.

Para la cuenca del río Rímac se han encontrado 8 clases de cobertura, según se observa en la Figura 12.

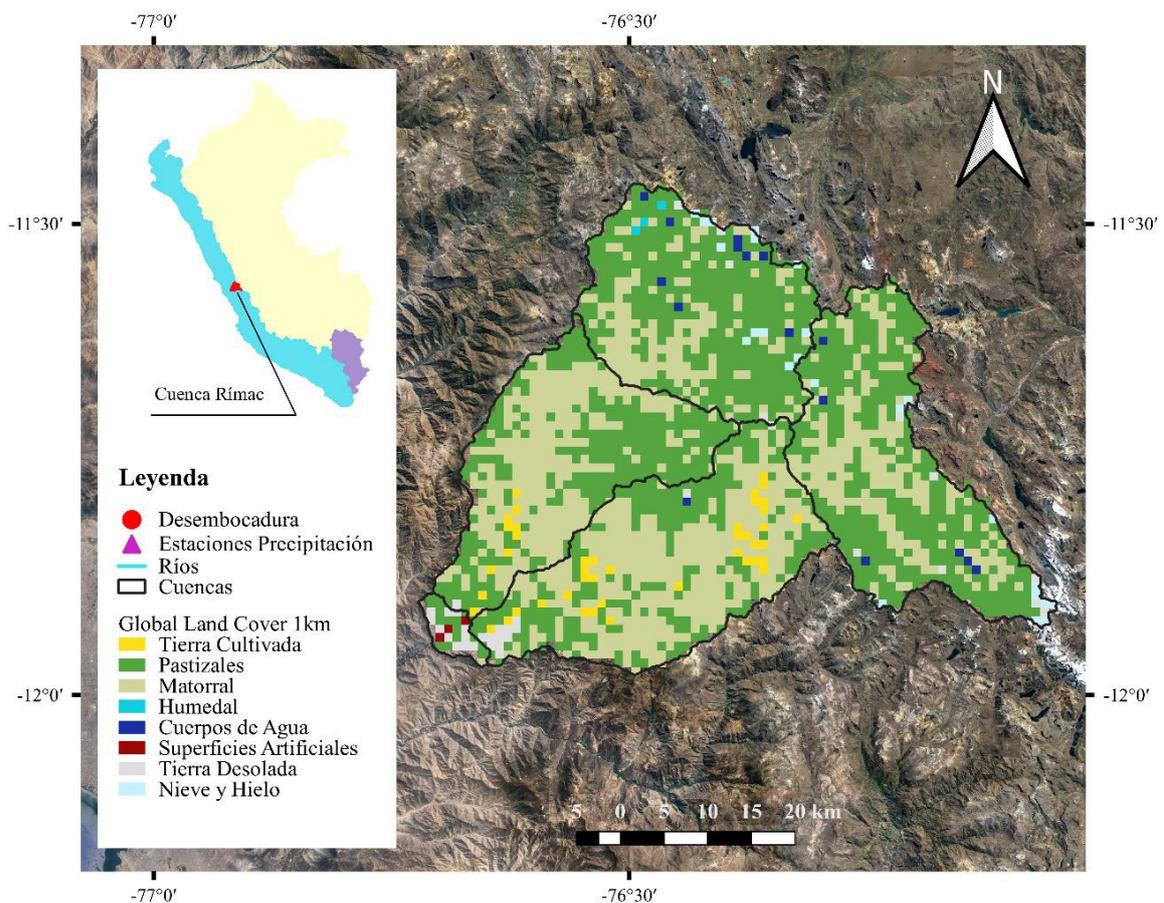


Figura 12: Clasificación de la cobertura vegetal para la cuenca el río Rímac

b. Tipo de suelo

La información temática de tipo de suelo fue recopilada de SoilGrids (Global Gridded Soil Information). El producto SoilGrids presenta una resolución espacial de 1000 m y está clasificado en 12 tipos de suelos en base a la clasificación del diagrama triangular de clases texturales.

Para la cuenca del río Rímac se han encontrado 2 clases de tipo de suelo, tal como se puede apreciar en las Figuras 13 al 16.

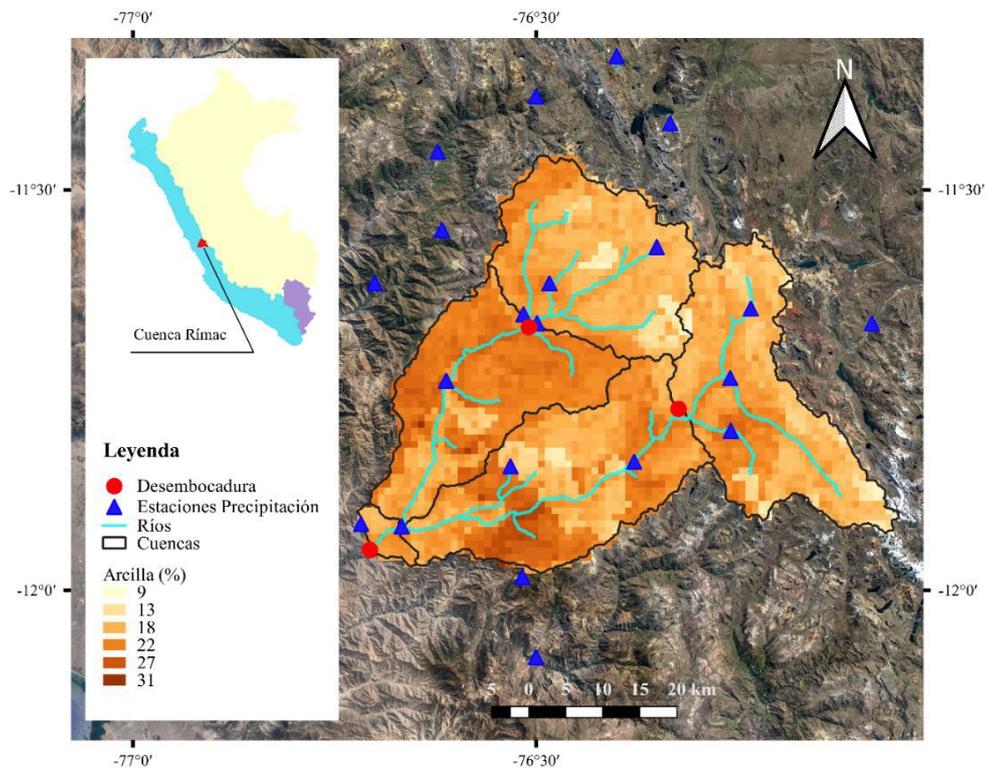


Figura 13: Distribución espacial del porcentaje de arcilla para la cuenca del río Rímac

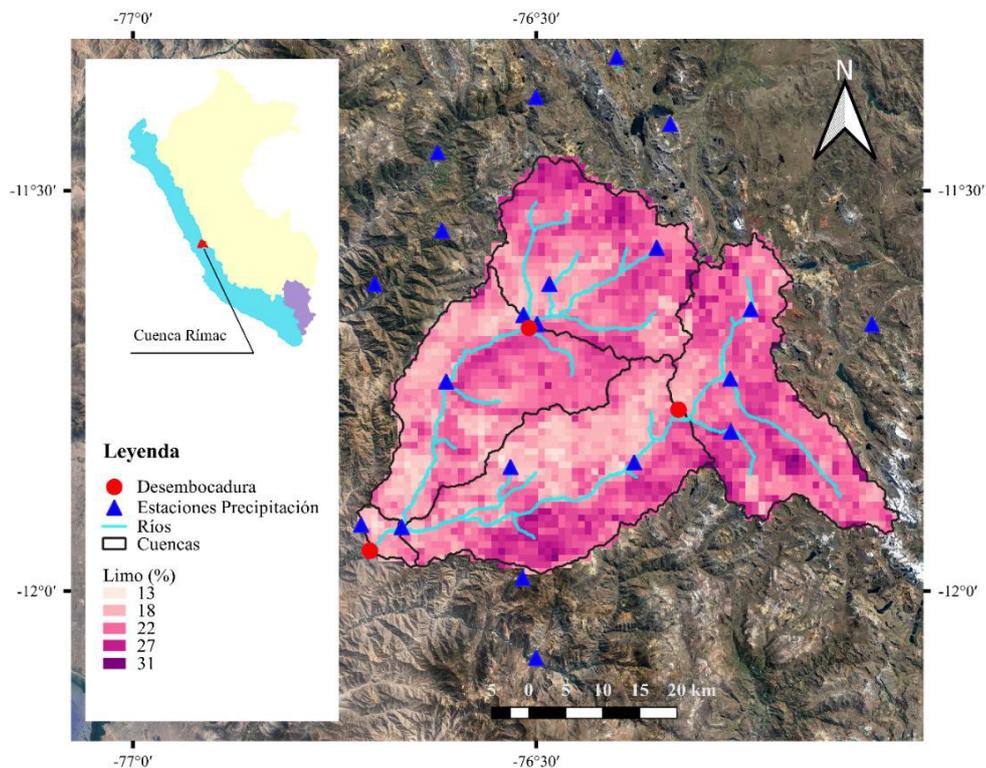


Figura 14: Distribución espacial del porcentaje de limo para la cuenca del río Rímac

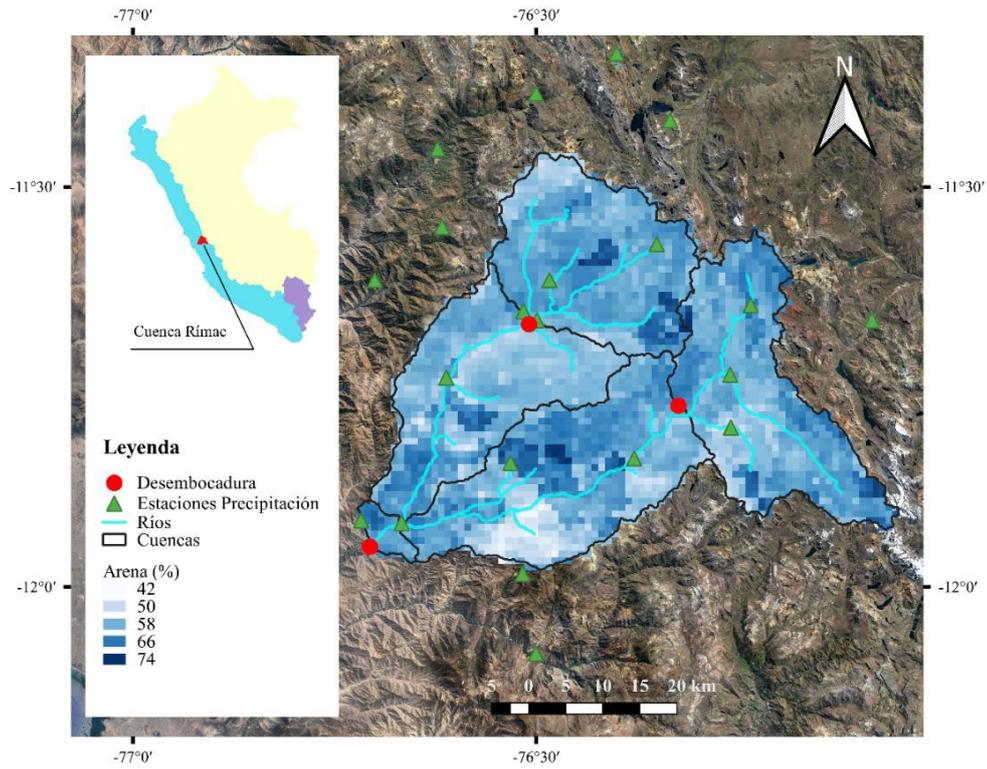


Figura 15: Distribución espacial del porcentaje de arena para la cuenca del río Rímac

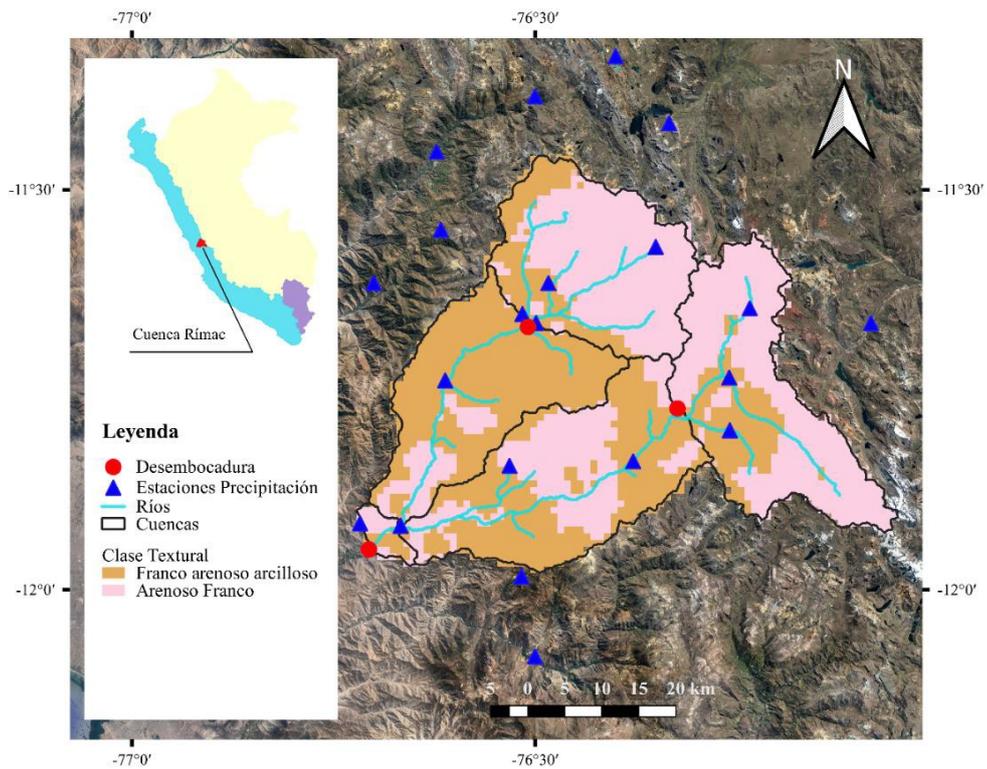


Figura 16: Distribución espacial de la clase textural para la cuenca del río Rímac

c. Factores para estimar la erosión pluvial laminar

La información temática para estimar la erosión pluvial laminar de suelos corresponde a los factores de erodabilidad, de cobertura vegetal, y de conservación. Esta información ha sido

tomada del Atlas de Erosión de Suelos del Perú realizado por el SENAMHI en el año 2016. Para la cuenca del río Rímac, los referidos factores me muestran en las Figuras 17 al 19.

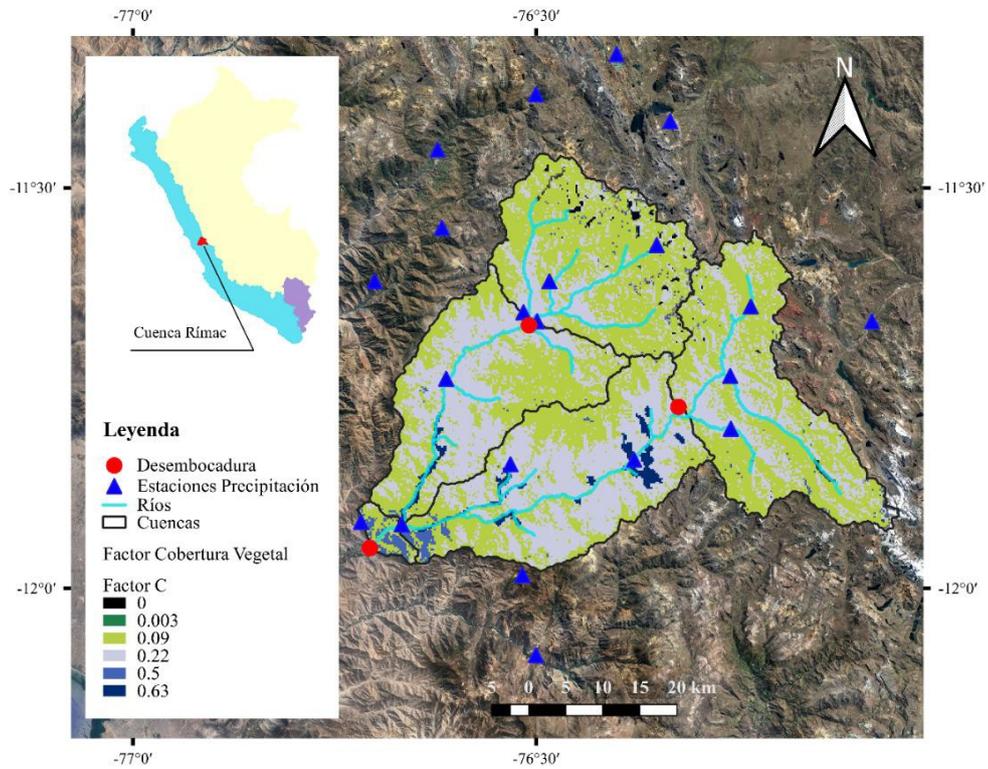


Figura 17: Factor de cobertura vegetal para la cuenca del río Rímac

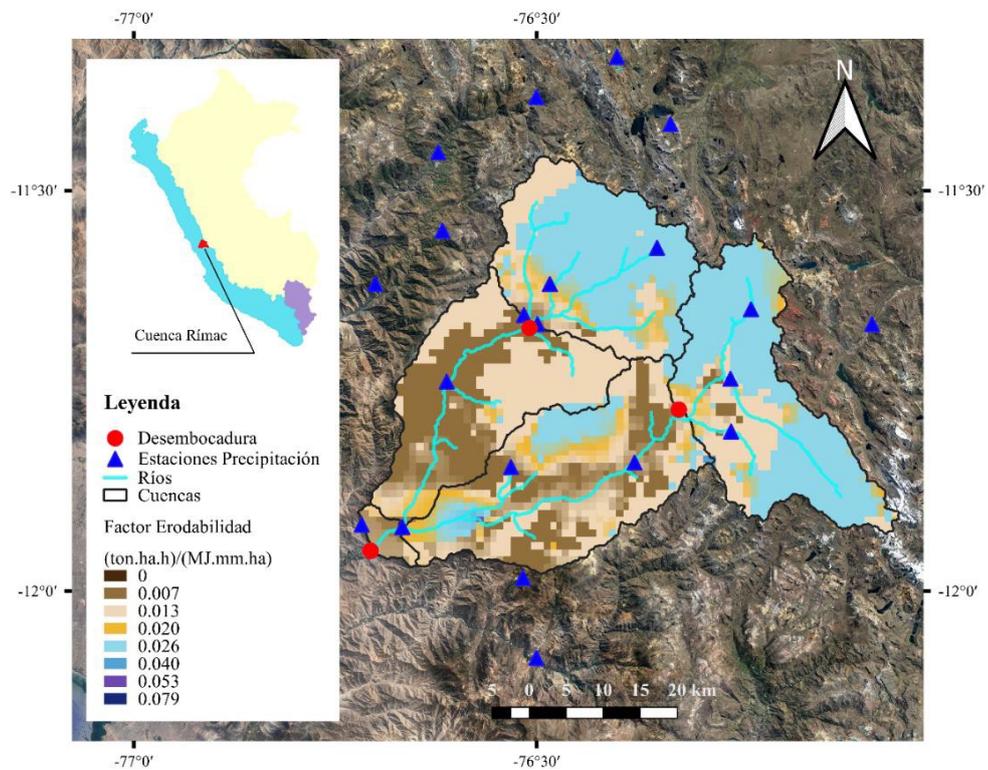


Figura 18: Factor de erodabilidad para la cuenca del río Rímac

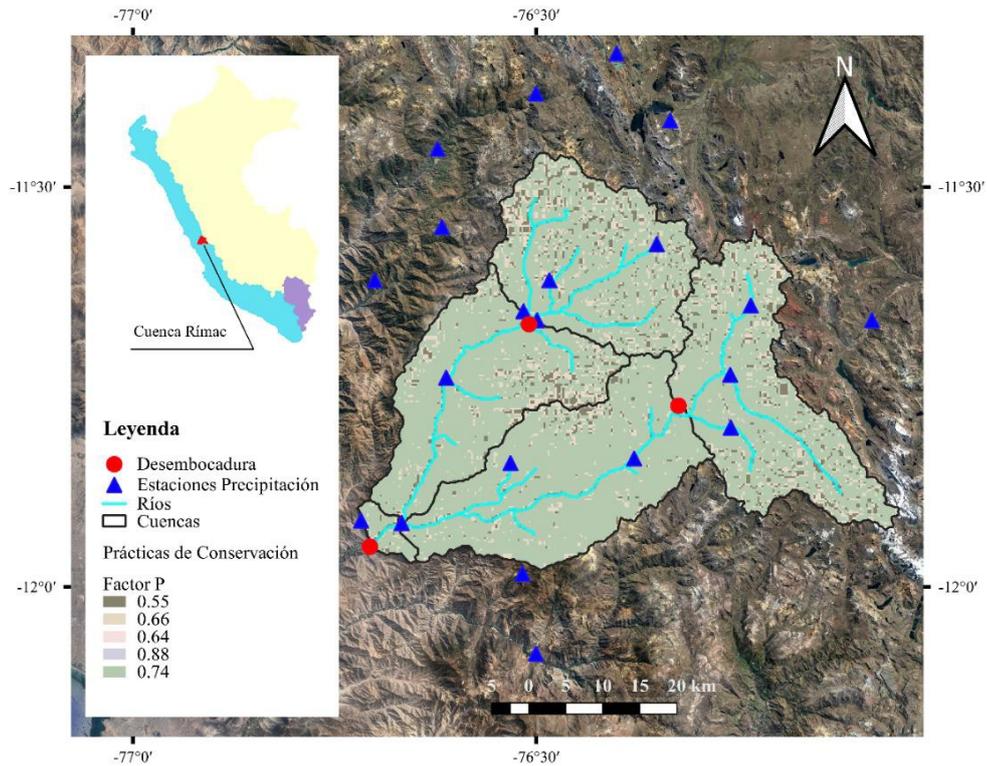


Figura 19: Factor de prácticas de conservación para la cuenca del río Rímac

4.4.6. Metodología

El esquema metodológico se presenta en la Figura 20, en donde se puede apreciar que se ha considerado un sistema de cinco (05) procesos definidos como sigue:

- Implementación del modelo PP-Q: implica la selección, implementación y validación de un modelo de precipitación-escorrentía a nivel de cuenca hidrográfica para transformar la información de lluvia en caudal. Este método es aplicable si es que en la cuenca de estudio no se cuenta con información de caudales de larga data con los cuales se pueda llevar a cabo un análisis de frecuencias.
- Implementación del modelo hidráulico: implica la selección, implementación y validación de un modelo hidráulico para transformar los valores de caudal en profundidades y velocidad de flujo a escala de tramo de estudio. La metodología seleccionada corresponde a la validación del modelo hidráulico Lisflood-FP para el evento El Niño Costero 2017.
- Escenarios de simulación: implica la definición de uno o varios periodos de retorno para realizar las simulaciones.

- Simulación del modelo: implica simular los escenarios o periodos de retorno definidos en el proceso anterior.
- Evaluación del peligro: implica mapear los niveles de peligro para cada periodo de retorno.

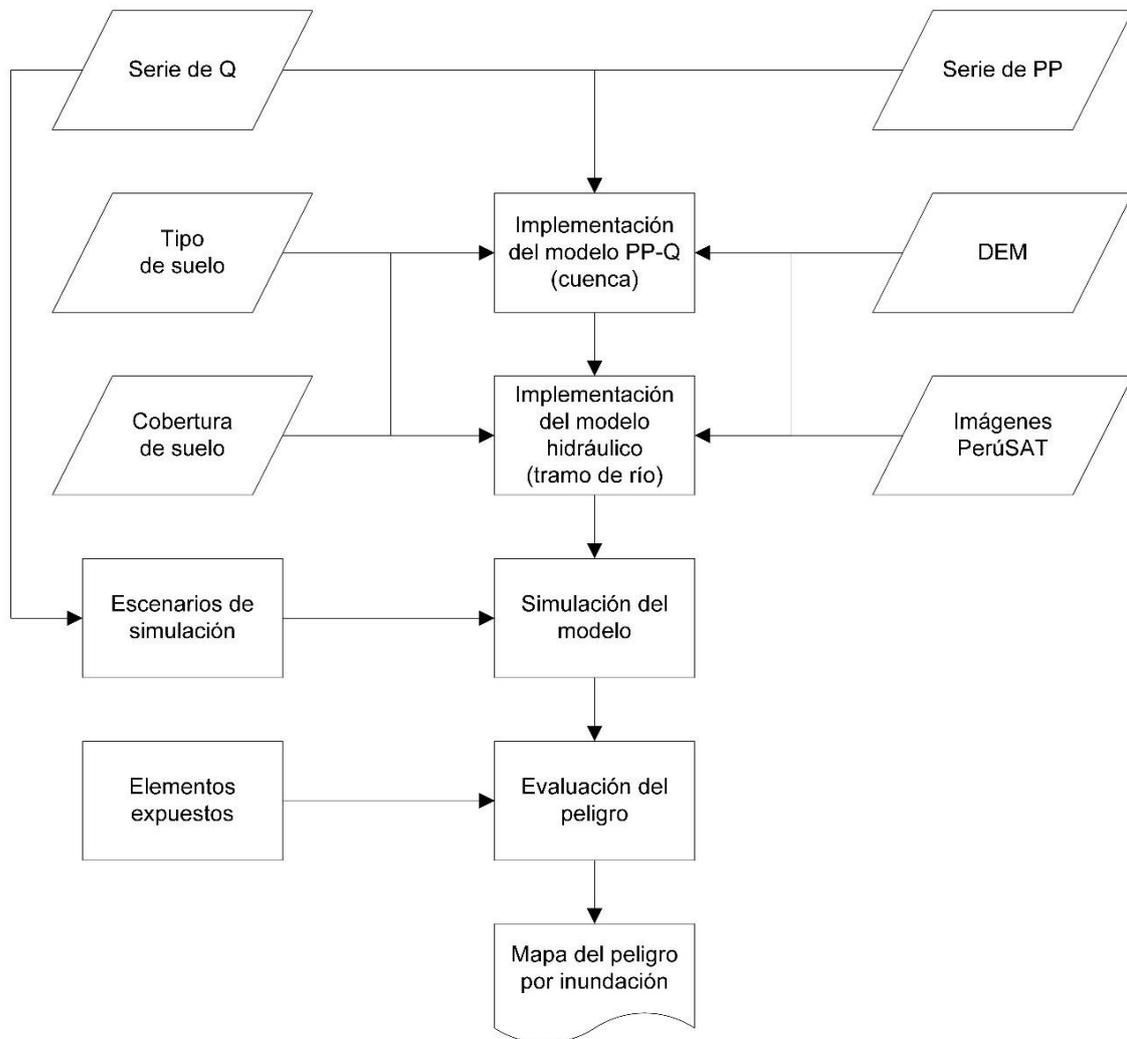


Figura 20: Esquema metodológico

El trabajo de preprocesamiento de la información topográfica para la simulación hidráulica ha conllevado a utilizar algunas técnicas numéricas que se describen a continuación.

La información topográfica recopilada fue sometida a un proceso de control de calidad y depuración de errores geométricos a fin de poder trabajar con data que represente correctamente la geometría del cauce del río Rímac.

El tramo de río presenta una longitud de 41,1 km., que fue discretizado por medio de 751 secciones transversales cada 50 m.

Se ha considerado información del cauce principal del río Rímac y su llanura de inundación proveniente de la información topográfica proporcionada por el SENAMHI.

Las secciones transversales corresponden a secciones de río natural, es decir, no prismáticas, de las cuales interesan conocer diversas propiedades geométricas tales como:

- La profundidad (y), que representa la distancia vertical desde el punto de elevación más baja en la sección hasta la superficie libre.
- Cota de lámina libre (z), que representa la distancia vertical de la superficie libre respecto de un datum considerado.
- Área (A), representa el área de la sección transversal del flujo, normal a la dirección del flujo.
- Perímetro mojado (P), representa la longitud de la superficie mojada normal a la dirección del flujo.
- Ancho superficial (B), representa el ancho de la sección transversal en la superficie libre.
- Radio hidráulico (R), representa la relación entre el área y el perímetro mojado (A/P).
- Tirante hidráulico (D), representa la relación entre el área y el ancho superficial (A/B).

En la Figura 21 se puede observar una sección transversal típica del canal principal visto desde aguas arriba, es decir, que la margen izquierda del río se encuentra en la parte izquierda de la figura o en el lado del origen del eje de las abscisas.

Dicha imagen proporciona una idea de la naturaleza no prismática de las secciones transversales, en donde la línea horizontal azul representa el nivel de la lámina libre del flujo, que corresponde al límite de la sección mojada hasta donde es necesario conocer las propiedades geométricas de dicha sección.

Para obtener las propiedades geométricas de cada una de las secciones se han utilizado diferentes métodos numéricos que serán descritos a continuación.

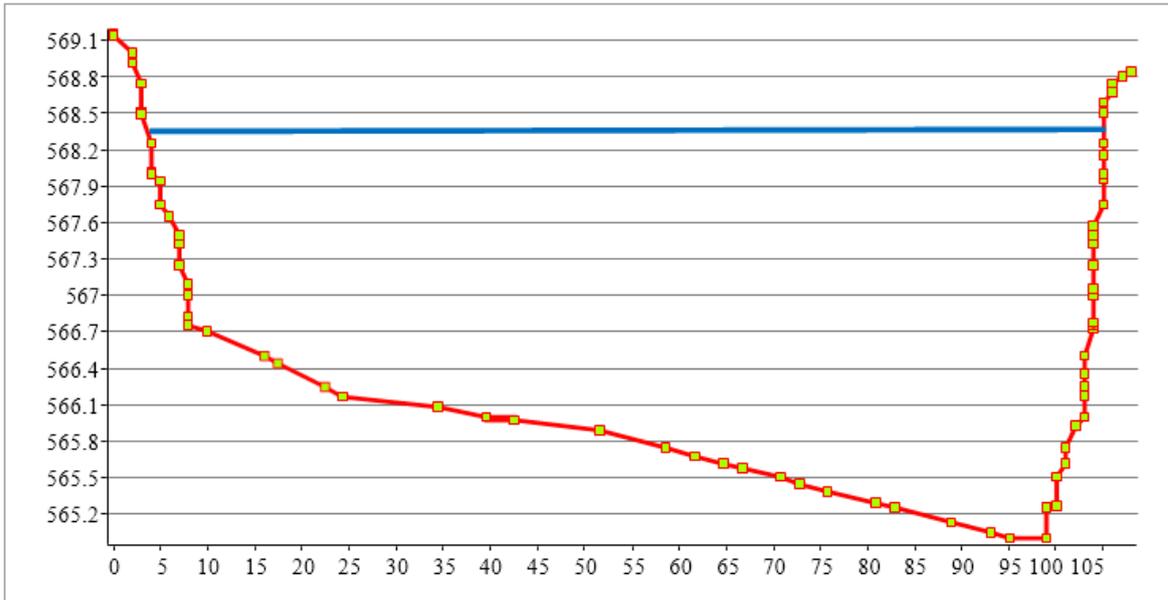


Figura 21: Sección transversal típica del canal principal visto de aguas arriba

a. Método de interpolación cúbica de Hermite

Como se puede observar en la Figura 21, cada sección transversal está representada por pares ordenados definidos por la distancia desde la margen izquierda x_i y su correspondiente cota y_i , por tanto, se tienen diferentes puntos definidos por (x_i, y_i) para cada sección transversal.

Sin embargo, dichos pares ordenados sólo serán útiles si podemos trazar a través de ellos una función de mejor ajuste que represente la sección transversal. Es por ello que en este caso se ha utilizado el polinomio de interpolación cúbica de Hermite. A continuación, se describe dicho método.

Considerando $h_i = x_{i+1} - x_i$, sobre todos los sub intervalos $[x_i, x_{i+1}]$, $i = 1, \dots, n - 1$, se define 4 polinomios cúbicos:

$$c_0^i(x) = \frac{2}{h_i^3}(x - x_{i+1})^2 \left(x - x_i + \frac{h_i}{2} \right)$$

$$\hat{c}_0^i(x) = \frac{1}{h_i^2}(x - x_i)(x - x_{i+1})^2$$

$$c_1^i(x) = \frac{2}{h_i^3}(x - x_i)^2 \left(x - x_{i+1} - \frac{h_i}{2} \right)$$

$$\hat{c}_1^i(x) = \frac{1}{h_i^2}(x - x_i)^2 (x - x_{i+1})$$

Ahora se define $c_1(x)$ y $\hat{c}_1(x)$ como:

$$c_1(x) = \begin{cases} c_0^1 & \text{sobre } [x_1, x_2] \\ 0 & \text{sobre } [x_2, x_n] \end{cases}$$

$$\hat{c}_1(x) = \begin{cases} \hat{c}_0^1 & \text{sobre } [x_1, x_2] \\ 0 & \text{sobre } [x_2, x_n] \end{cases}$$

Para $i = 2, 3, \dots, n-1$

$$c_1(x) = \begin{cases} 0 & \text{sobre } [x_1, x_{i-1}] \\ c_1^{i-1} & \text{sobre } [x_{i-1}, x_i] \\ c_0^i & \text{sobre } [x_i, x_{i+1}] \\ 0 & \text{sobre } [x_{i+1}, x_n] \end{cases}$$

$$\hat{c}_1(x) = \begin{cases} 0 & \text{sobre } [x_1, x_{i-1}] \\ \hat{c}_1^{i-1} & \text{sobre } [x_{i-1}, x_i] \\ \hat{c}_0^i & \text{sobre } [x_i, x_{i+1}] \\ 0 & \text{sobre } [x_{i+1}, x_n] \end{cases}$$

Para $i = n$

$$c_n(x) = \begin{cases} 0 & \text{sobre } [x_1, x_{n-1}] \\ c_1^{n-1} & \text{sobre } [x_{n-1}, x_n] \end{cases}$$

$$\hat{c}_n(x) = \begin{cases} 0 & \text{sobre } [x_1, x_{n-1}] \\ \hat{c}_1^{n-1} & \text{sobre } [x_{n-1}, x_n] \end{cases}$$

Finalmente se define:

$$c(x) = \sum_{i=1}^n y_i c_i(c) + d_i \hat{c}_i(x)$$

Se podría aproximar $di = C'(xi)$. Asimismo se puede intentar estimar di de la data. Por ejemplo, existe una cuadrática única a través de $(xi-1, yi-1)$, (xi, yi) y $(xi+1, yi+1)$. Su derivada en xi es:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i h_{i-1} + \Delta_{i-1} h_i}{h_{i-1} + h_i}$$

Donde

$$\Delta_i = \frac{y_{i+1} - y_i}{h_i}$$

Se podría usar δ_i para aproximar d_2, \dots, d_{n-1} . Para d_1 y d_n se puede usar Δ_1 y Δ_{n-1} , o fórmulas más precisas tales como la derivada (en x_i) de la fórmula cuadrática mostrada líneas arriba.

b. Método de Newton-Raphson

Si consideramos que ya hemos definido la función de interpolación de cada sección transversal, la cual puede estar representada por $f(x)$, asimismo que el nivel de lámina libre puede estar representado por una función $g(x)$, que prácticamente sería la ecuación de una recta horizontal $g(x) = cota$. Entonces los puntos de intercepto de las referidas ecuaciones podrían ser estimados como un simple problema de raíces de una ecuación $w(x) = f(x) - g(x)$. Por tanto, en el presente estudio se ha utilizado el método de Newton-Raphson, el cual es descrito a continuación.

Sea $f[a, b] \rightarrow \mathbf{R}$ función derivable definida en el intervalo real $[a, b]$. Si empezamos un valor x_0 se puede definir para cada número natural n :

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)}$$

Donde f' denota la derivada de f .

El referido método puede ser obtenido a partir del desarrollo de la función $f(x)$ en serie de Taylor para un entorno del punto x_n .

Para asegurar la convergencia del método se tiene que cumplir lo siguiente:

Sea $f \in C^2[a, b]$ verificando:

1°. $f(a)f(b) < 0$

2°. $f'(x) \neq 0$ para todo $x \in [a, b]$

3°. $f''(x)f''(y) \geq 0$ para todo $x, y \in [a, b]$

4°. $\max \left\{ \frac{|f(a)|}{|f'(a)|}, \frac{|f(b)|}{|f'(b)|} \right\} \leq b - a$

Entonces existe un único $s \in [a, b]$ tal que $f(s) = 0$ por lo que la sucesión converge a s . El error relativo entre dos aproximaciones sucesivas se puede calcular a través de:

$$E = \frac{|x_{k+1} - x_k|}{|x_{k+1}|}$$

Con lo cual se toma el error relativo como si la última aproximación fuera el valor exacto. Se detiene el proceso iterativo cuando este error relativo es aproximadamente menor que una cantidad fijada previamente.

c. Método de Simpson 3/8 compuesto

El método de Simpson 3/8 compuesto se ha utilizado en la estimación del área y perímetro la sección mojada a través de las siguientes ecuaciones:

$$A = (b - a)f(a) - \int_a^b f(x)dx$$

$$P = \int_a^b \sqrt{1 + [f'(x)]^2} dx$$

Donde $f(x)$ es la función de interpolación cúbica de Hermite correspondiente a la sección transversal, a y b son las raíces de la ecuación de la sección transversal interceptada con la de la lámina libre.

El método o regla de Simpson 3/8 compuesto es un método de integración numérica para obtener el valor aproximado de integrales definidas, específicamente es la aproximación:

$$\int_a^b f(x)dx \approx \frac{3h}{8} \left[f(x_0) + 3 \sum_{i=1,4,7,\dots}^{n-2} f(x_i) + 3 \sum_{i=2,5,8,\dots}^{n-1} f(x_i) + 2 \sum_{i=3,6,9,\dots}^{n-3} f(x_i) + f(x_n) \right]$$

En donde $h = (b - a)/n$ y n es el número de subintervalos, con la condición de que sean múltiplo de 3 y que en cada sumatoria se tomen los valores de $i = i + 3$.

El error se obtiene de la cuarta derivada de la función y teniendo en cuenta que ξ debe de pertenecer al intervalo de integración, aplicando la siguiente fórmula:

$$E_v = \frac{n}{80} h^5 f^{(4)}(\xi)$$

d. Recopilación de información topográfica

La información topográfica recopilada corresponde al levantamiento realizado en el mes de setiembre-diciembre de 2017 por el SENAMHI. Dicha información presenta curvas de nivel cada 0,5 m. De ésta se va a realizar el proceso de extracción de secciones transversales de río en aproximadamente cada 50 m, así como de la llanura de inundación a través de un DEM de resolución espacial de 10 m.

e. Energía específica

Esta relación es muy útil para analizar la ocurrencia de fenómenos hidráulicos producidos por el flujo de agua a través de la sección transversal. Está representada por la siguiente ecuación:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Donde y representa la carga de presión en la sección transversal y $Q^2/(2gA^2)$ representa la carga de velocidad, ambas expresadas en unidades de longitud (m). La referida ecuación se denomina la ecuación de energía específica y puede ser derivada a partir de la ecuación de Bernoulli.

f. Fuerza específica

Aplicando el principio de momentum a un tramo corto de canal, la fuerza externa de presión y el efecto de peso pueden ser ignorados. Con los cual se puede obtener la siguiente ecuación:

$$F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{z}A$$

Donde $Q^2/(gA)$ corresponde al flujo de momentum pasando a través de la sección transversal por unidad de tiempo y peso unitario de agua, y $\bar{z}A$ es la fuerza por peso unitario de agua. Ambos términos presentan unidades de fuerza por unidad de peso de agua (m^3).

Las ecuaciones de energía y fuerza específica son una función del tirante de agua. Si graficamos dichas funciones, teniendo en cuenta que dichos valores se representarían en el eje de las abscisas y el tirante en el eje de las ordenadas, se podría analizar o definir que para condiciones de flujo paralelo o flujo gradualmente variado la siguiente ecuación podría ser usada para estimar el tirante crítico:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{A}{2T}$$

Donde V corresponde a la velocidad media de flujo (m/s), A es el área de la sección transversal (m^2), T corresponde al espejo de agua (m) y g es la gravedad (m/s^2). Dicha ecuación puede ser obtenida si se deriva cualquiera de las ecuaciones, energía o fuerza, e se iguala a cero.

g. Flujo uniforme

En esta sección interesa conocer las propiedades hidráulicas de la sección para el caso hipotético de flujo uniforme, el cual puede ser considerado si la línea de energía, la superficie de agua y el fondo del canal son iguales ($S_f = S_w = S_0 = S$).

Esto debe significar que el flujo posee una velocidad constante en cada punto sobre la sección dentro del tramo de flujo uniforme. Tal patrón estable de distribución de velocidad puede ser considerado cuando la capa límite es desarrollada completamente.

En ríos naturales es muy difícil encontrar tal situación del flujo, pero con fines prácticos se ha considerado en el presente estudio a fin de poder probar una de las relaciones de resistencia al flujo propias para ríos de montaña.

Considerando que un flujo uniforme se presenta si las fuerzas de resistencia son equilibradas por las componentes de gravedad actuando sobre el cuerpo del agua, en esta sección se han utilizado las siguientes ecuaciones:

$$\frac{V}{\sqrt{gRS}} = f(R, d_{84}, etc) = \sqrt{\frac{8}{f}}$$

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 1.02 - 2.03 \log\left(\frac{d_{84}}{R}\right)$$

Donde V representa la velocidad medio del flujo (m/s), R corresponde al radio hidráulico (m), f es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach y d_{84} representa el percentil 84 de la data de granulometría.

h. Evaluación del modelo

Para evaluar qué tan bien está funcionando el modelo en términos del ajuste entre la extensión de inundación observada y predicha, se ha estimado un estadístico categórico de ajuste, F ,

entre el modelo y los datos observados. Para ello se calcula la Tabla 3 de contingencia con el número de píxeles en cada categoría:

Tabla 3: Tabla de contingencia para la evaluación del modelo hidráulico

Modelo (M)	Datos observados (O)	
	Seco	Mojado
Seco	A = Seco/Seco	B = M-seco pero O-mojado
Mojado	C = M-mojado pero O-seco	D = Mojado/Mojado

El ajuste F entre el modelo y los datos observados se estima con la siguiente formula:

$$F = \frac{D}{B + C + D}$$

Esto divide el número de píxeles predichos correctamente como mojados por el número total de píxeles de la llanura de inundación. No tiene en cuenta los píxeles correctamente pronosticados como secos, ya que esto podría sesgar la medida de acuerdo con el tamaño del dominio (por ejemplo, es fácil predecir una pequeña inundación en un dominio grande ya que la mayoría de los píxeles estarán secos).

El valor de F varía de 0 para un modelo sin superposición entre datos observados y modelados, a 1 para un modelo con superposición perfecta.

Los datos observados corresponden al índice normalizado diferenciado de cuerpos de agua (NDWI por sus siglas en inglés), determinado para el catálogo de imágenes LandsAT-7 ETM comprendido entre diciembre de 2016 y abril de 2017. Estos datos han sido recopilados del proyecto COPERNICUS de la Unión Europea. Presentan una resolución espacial de 30 m y para su definición se ha utilizado un umbral de 0,2, así como el mapa HAND de 5 m para limitar el contorno máximo de las manchas de inundación.

La Figura 22 representa la máxima extensión del cuerpo de agua del tramo de estudio discriminado por el NDWI entre diciembre de 2016 y abril de 2017.

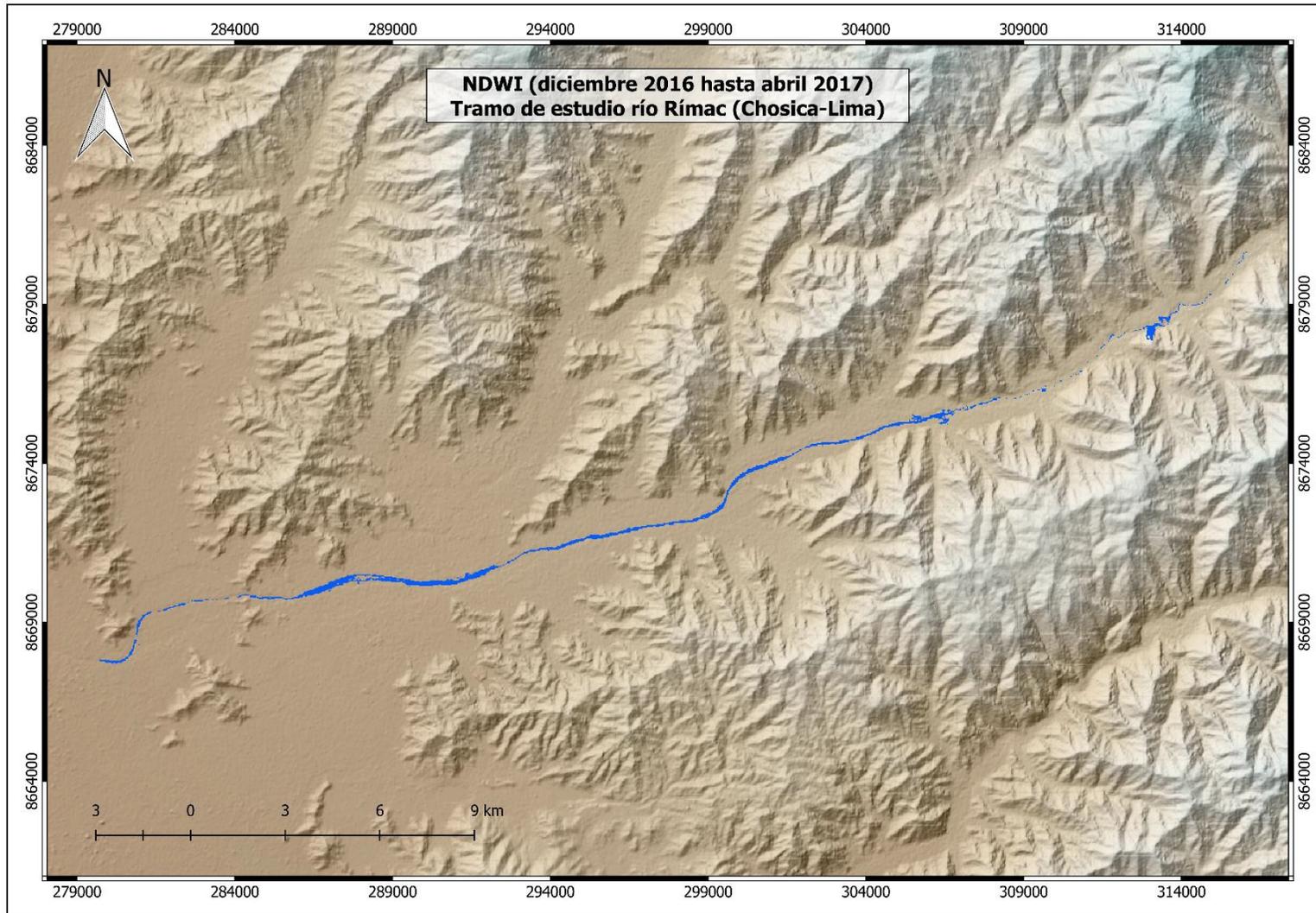


Figura 22: Índice normalizado diferenciado de cuerpos de agua (NDWI) para el tramo de estudio

4.5. Resultados y discusión

La información topográfica fue sometida a un proceso de control de calidad y depuración de errores geométricos a fin de poder trabajar con data que represente correctamente la geometría del cauce del río Rímac.

El tramo de río presenta una longitud de 41,1 km, el cual fue discretizado en 751 secciones transversales cada 50 m.

Se ha considerado información del cauce principal del río Rímac y su llanura de inundación para la implementación del modelo Lisflood-FP.

En la Figura 4 se puede observar la distribución de las secciones consideradas en el estudio realizado.

Utilizando los métodos numéricos presentados líneas arriba se han estimado diversas propiedades geométricas de cada sección transversal, tales como la relación entre el tirante de aguas y su correspondiente área y perímetro mojado, así como también su relación con el respectivo espejo de agua ($A, P, T = f(y)$).

Una vez determinadas estas relaciones se han podido establecer otras propiedades geométricas y parámetros que se encuentran en función de la geometría y del flujo de agua a través de la sección. Lo anterior fue realizado con la finalidad de ajustar una sección de tipo rectangular a la original, según los requerimientos del modelo Lisflood-FP.

En la Figura 23 se presenta las propiedades geométricas de la primera sección transversal representativa del dominio de estudio, de la cual se ha obtenido las variables hidráulicas considerando un régimen de flujo uniforme, para un caudal de $10 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, y se ha utilizado la ecuación de resistencia al flujo de Hey (1979).

Además de la sección topográfica, se puede observar el tirante crítico, el normal, las principales propiedades geométricas de la sección e hidráulicas, así como los correspondientes gráficos de energía y fuerza específica.

Toda esta información ha sido de gran utilidad para ajustar la sección rectangular que luego ha de ser ingresado al modelo Lisflood-FP para representar la geometría del canal. Asimismo, para la llanura de inundación se ha determinado un MDT con resolución espacial de 10 m.

La configuración general del modelo Lisflood-FP corresponde a la resolución de la ecuación de onda difusiva y cinemática en una dimensión para simular el flujo en el canal principal. Asimismo, para simular la dinámica del flujo en la llanura de inundación se ha considerado el Solver denominado “Acceleration”, el cual resuelve las ecuaciones de Saint Venant 2D despreciando el término de aceleración convectiva.

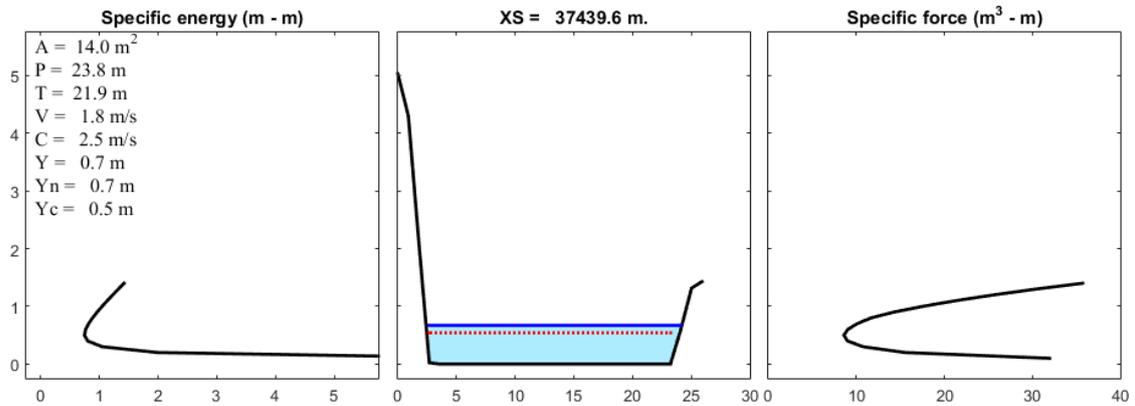


Figura 23: Sección transversal XS = 37439,6 m correspondiente a la primera sección de aguas arriba

Con ello se ha podido recopilar toda la información necesaria para la implementar el modelo Lisflood-FP en el tramo de estudio.

Los resultados de la implementación del modelo Lisflood-FP se muestran en las Figuras 24 al 31, donde se puede apreciar la distribución espacial de la profundidad de agua y el campo de velocidades para un caudal de $150 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, que corresponde a la probable magnitud que discurrió por el cauce y su llanura de inundación en el periodo comprendido entre los meses de diciembre de 2016 y abril de 2017.

Asimismo, se ha determinado los vectores de velocidad, con lo cual se ha podido estimar todas las demás variables hidráulicas. En este caso, para la llanura de inundación, se ha utilizado un MDT de 10 m de resolución espacial.

Los resultados presentados dan cuenta de la implementación del modelo Lisflood-FP. Sin embargo, estas simulaciones deberán de ser validadas ajustando los coeficientes de rugosidad, tanto del canal principal como el de la llanura de inundación.

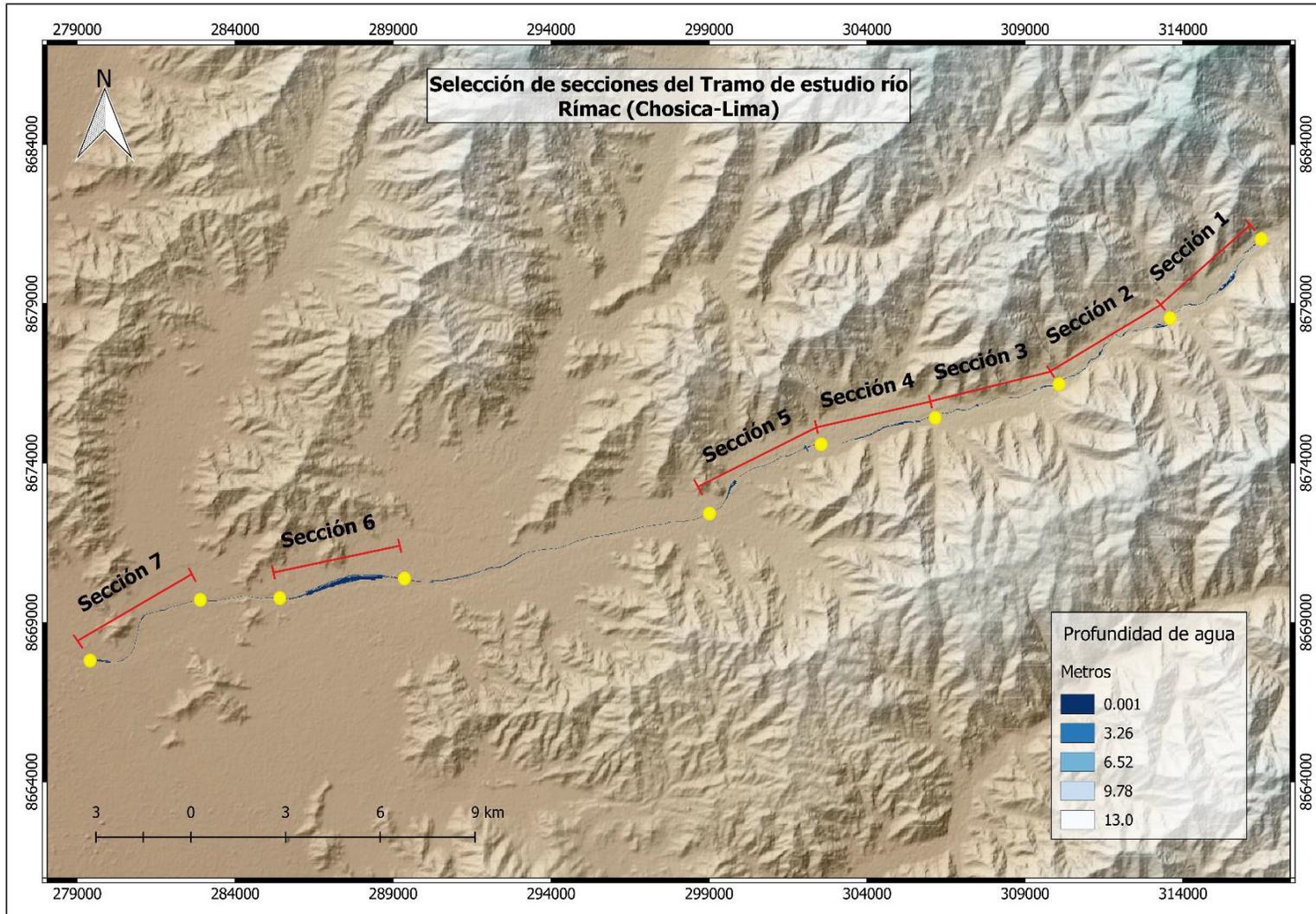


Figura 24: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP del tramo de estudio (Estación Chosica-Puente Balta). Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

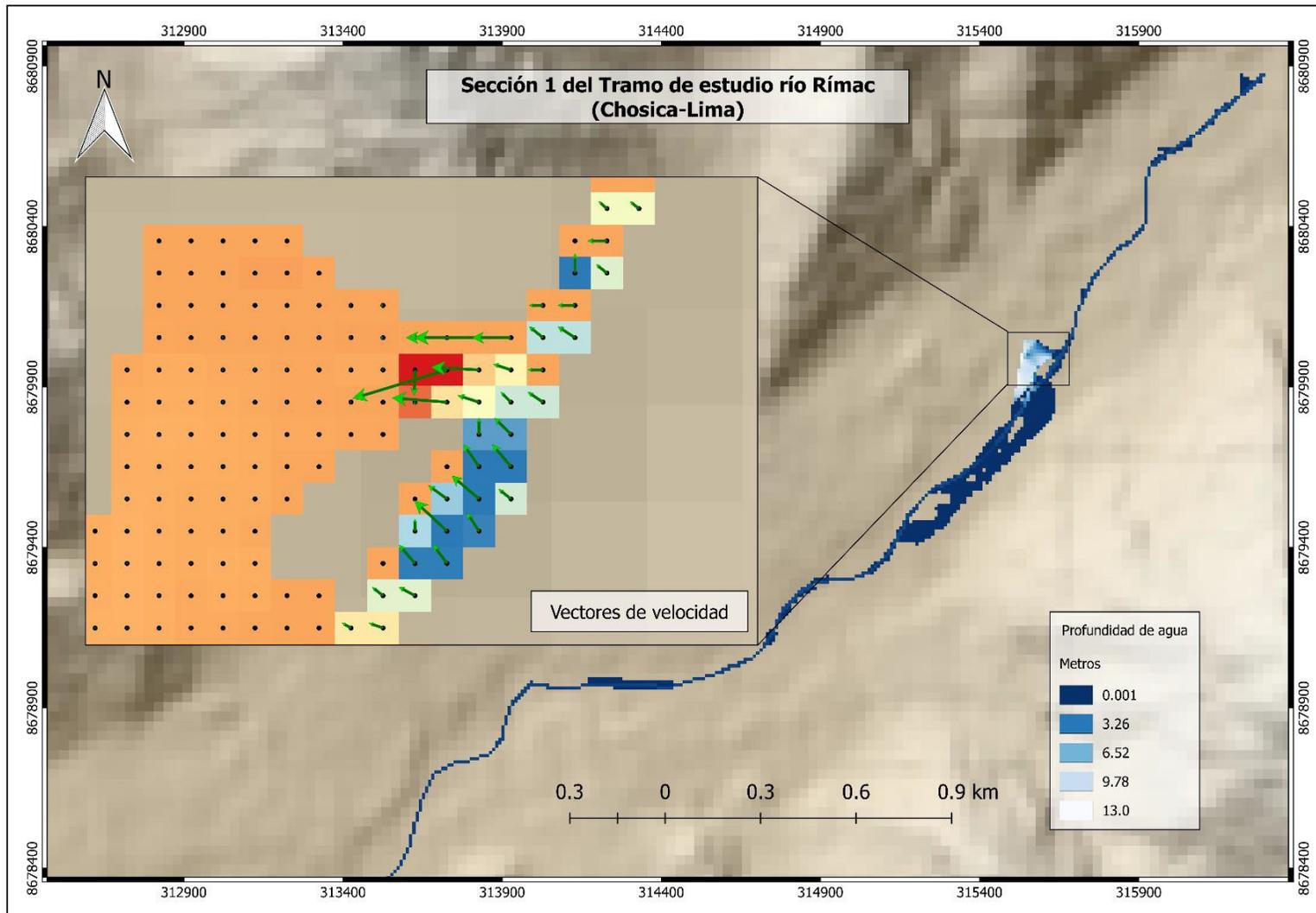


Figura 25: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 1 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

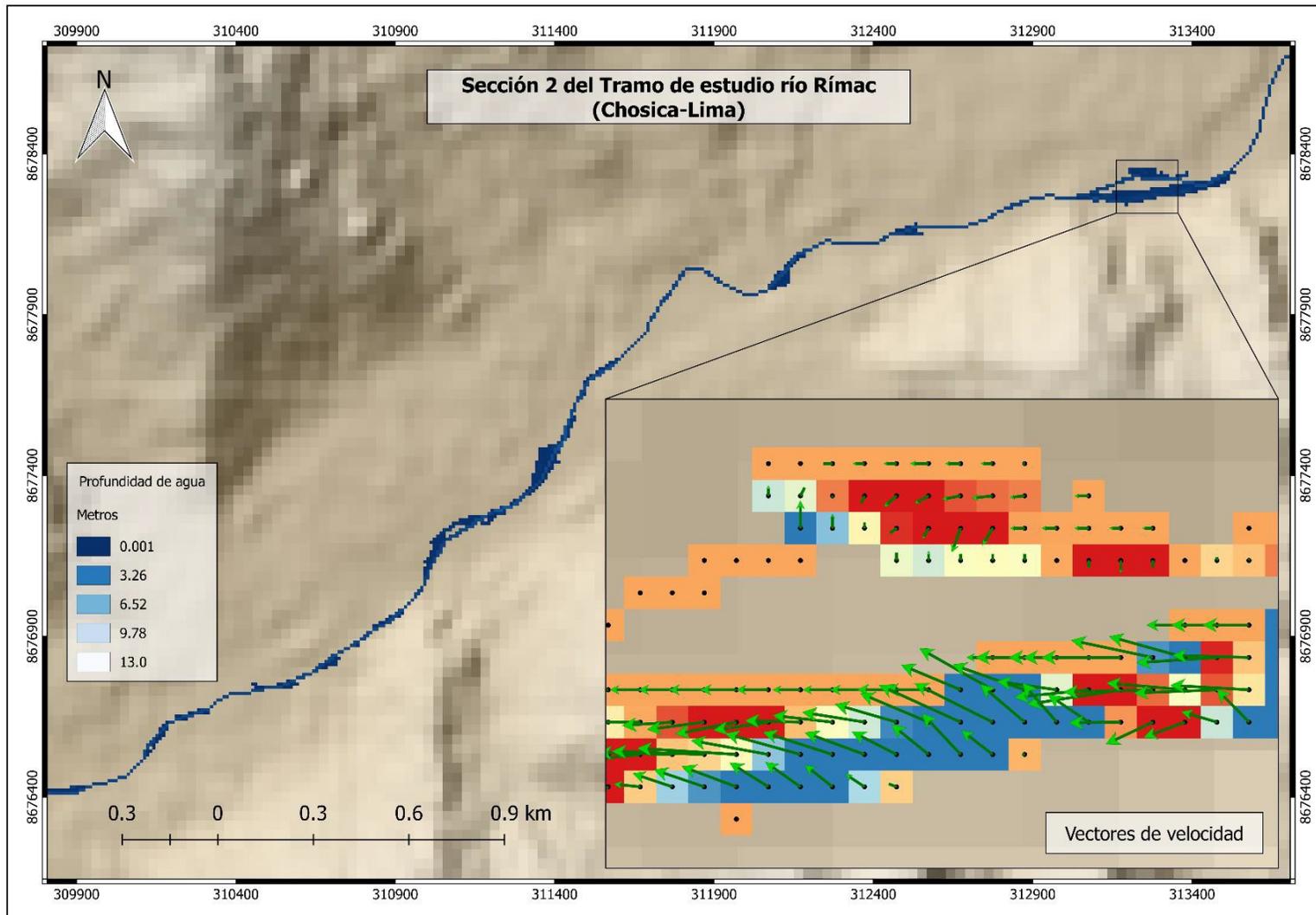


Figura 26: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 2 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

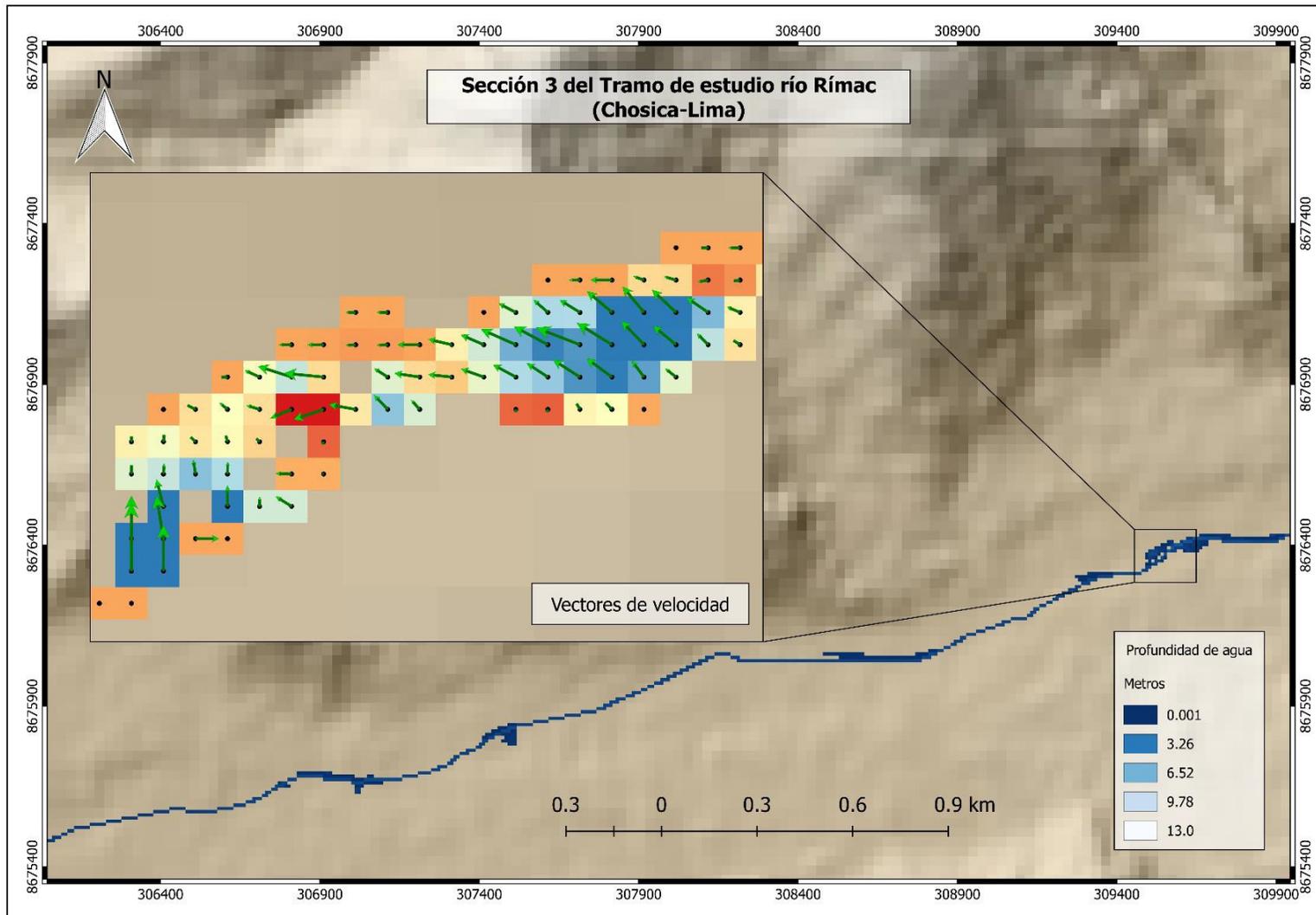


Figura 27: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 3 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

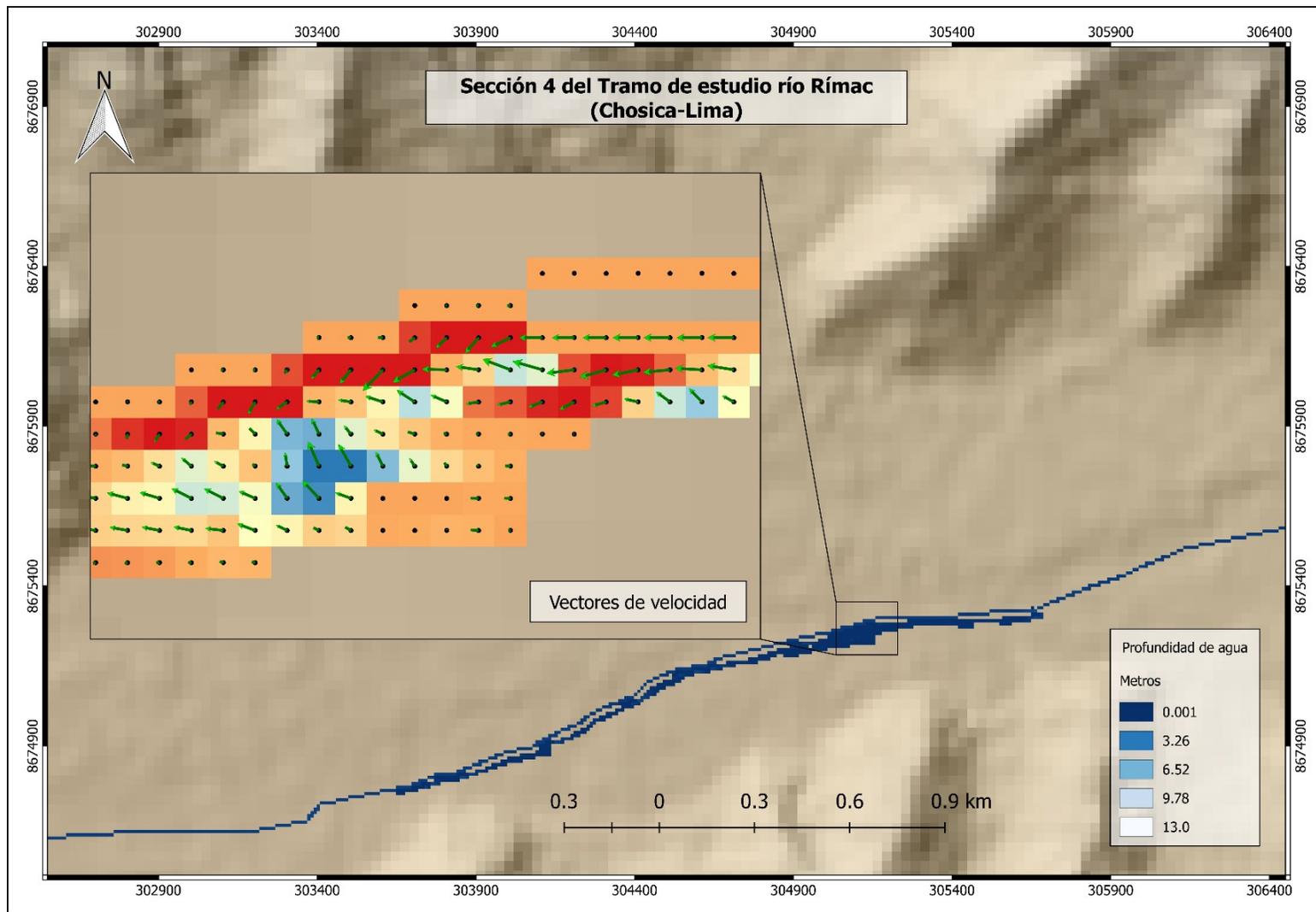


Figura 28: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 4 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

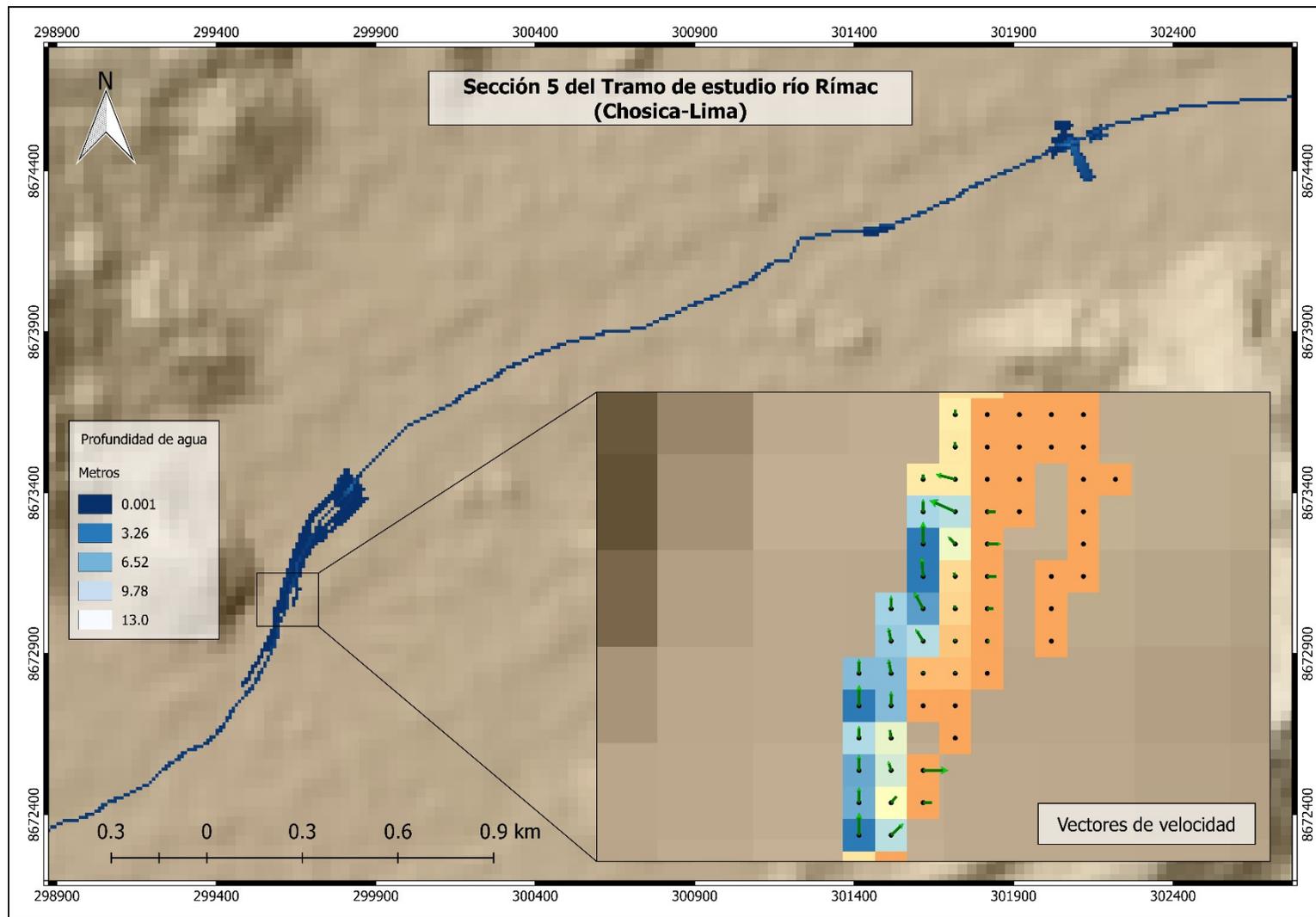


Figura 29: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 5 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

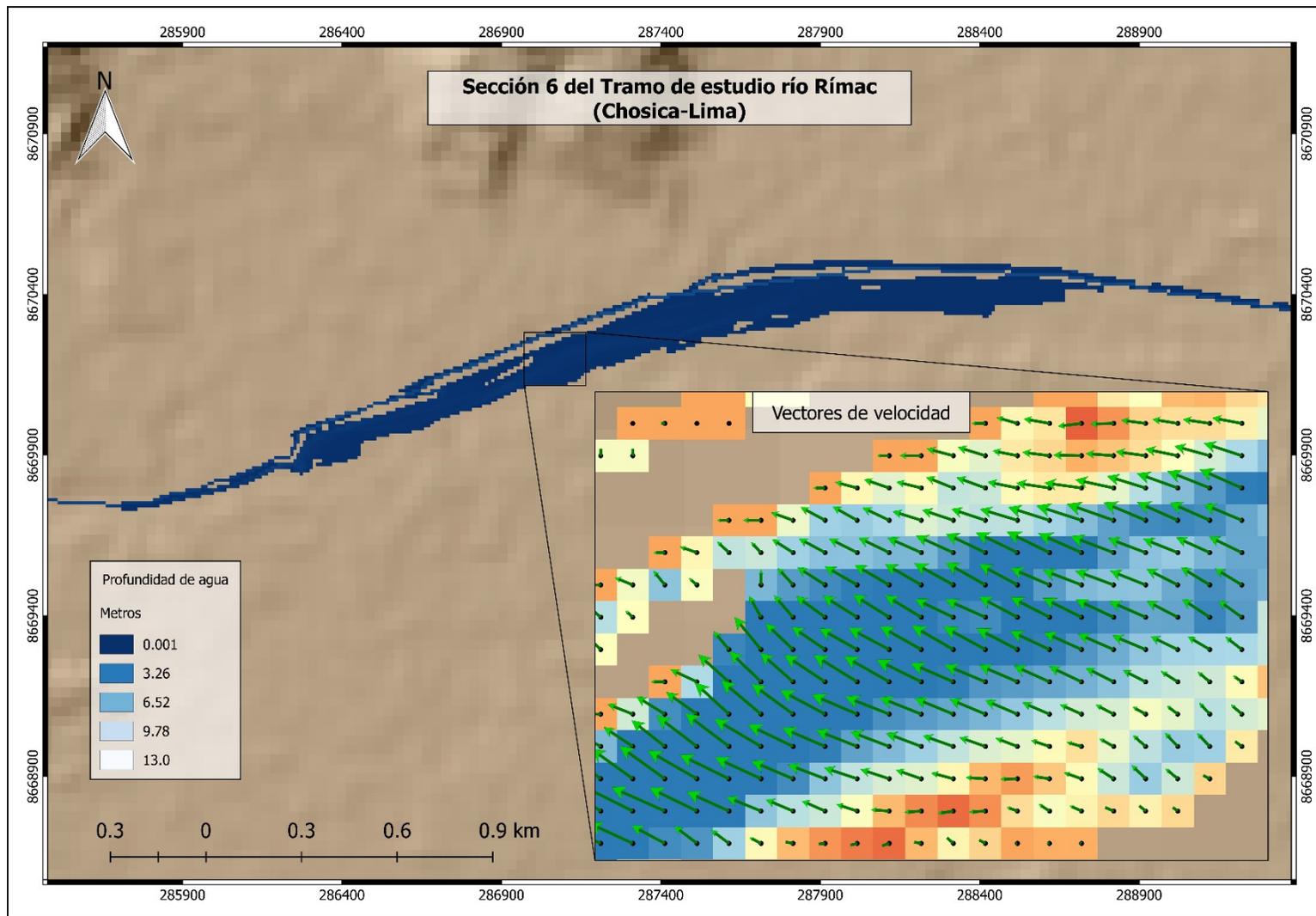


Figura 30: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 6 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

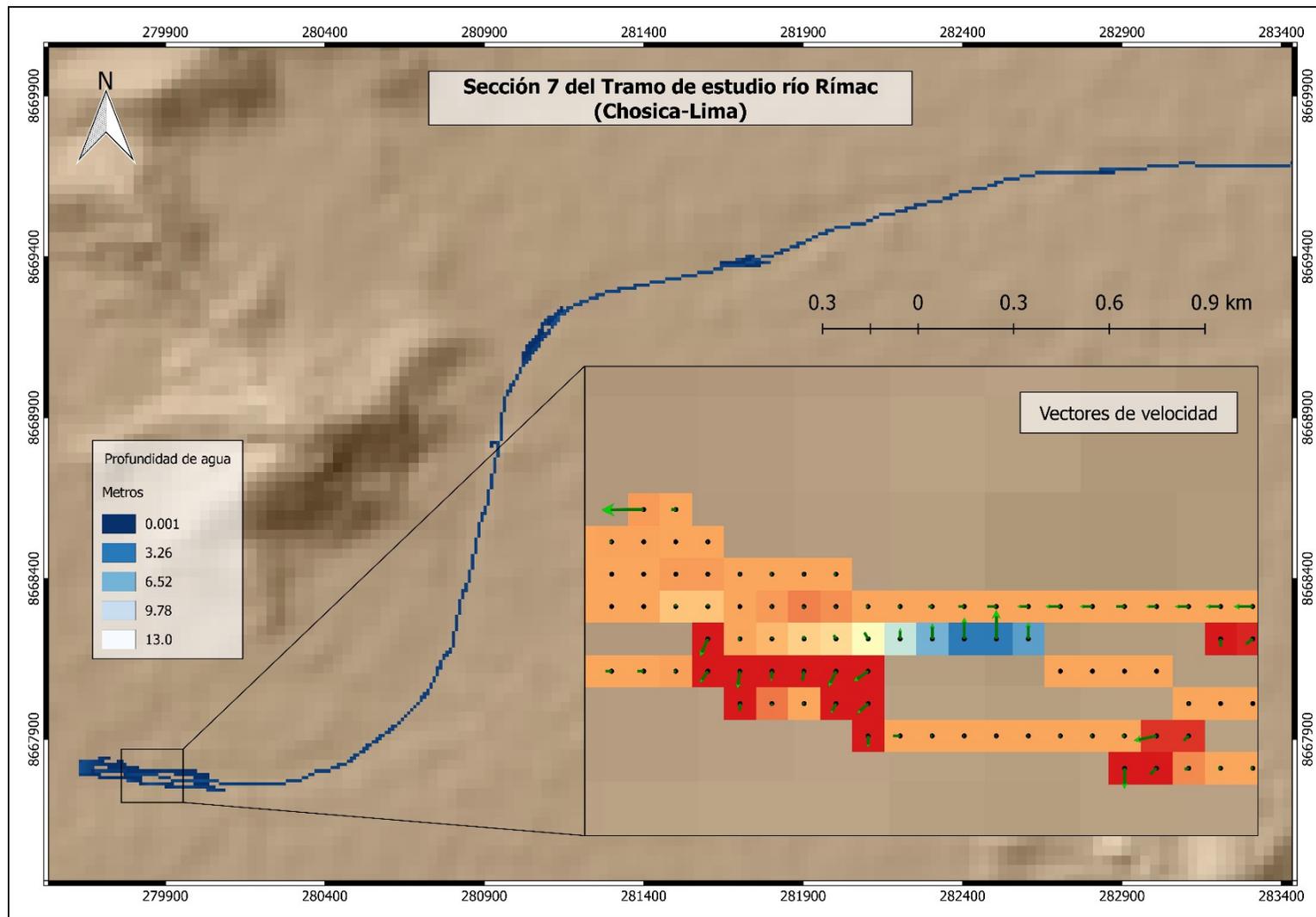


Figura 31: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 7 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

Cabe resaltar que los mapas anteriores corresponden al desarrollo de la ecuación de onda difusiva en el canal principal; de la misma forma, se ha realizado las simulaciones considerando la ecuación de onda cinemática. Comparando estos resultados con la información observada (NDWI), a nivel de pixel, resulta lo siguiente (Tabla 4):

Tabla 4: Estadísticos de comparación de la máxima extensión de la inundación modelada y observada (NDWI) para el tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como río y llanura de inundación

Modelo	A(Seco/Seco)	B(M-seco pero O-mojado)	C(M-mojado pero O-seco)	D(Mojado/Mojado)	F-stat
Cinemático	570704	2210	460	1114	0.294397
Difusivo	570865	2696	299	628	0.173337

Tanto para el caso de la simulación considerando la ecuación de onda cinemática y difusiva, se ha representado la rugosidad del canal con un coeficiente de 0,03; para la llanura de inundación, se ha considerado un valor de 0,05.

Para la comparación se ha re-muestreado los mapas resultantes de la simulación. Como la información observada (NDWI) presenta una resolución espacial de 30 m, se ha generado mapas con la misma extensión y resolución espacial de la máxima extensión simulada.

Los resultados sugieren la necesidad de calibrar el modelo hidráulico, pues el índice F para la simulación considerando la ecuación de onda cinemática (difusiva) presenta un valor de 0,29 (0,17), que se podría calificar como de no aceptable. No obstante, cabe resaltar que en ambos casos se ha tenido que ajustar una sección rectangular a cada una de las 751 consideradas en el estudio realizado.

Para superar los problemas encontrados, se podría realizar algunos cambios en la configuración del modelo. Específicamente, se podría mejorar la definición de la geometría del canal principal a través de la estimación de los niveles de fondo considerando invariable el ancho del mismo para cada sección, teniendo en cuenta que el área mojada en la situación original y de la forma rectangular ajustada no varíe considerablemente. Además, debería incorporarse los patrones de variabilidad espacial de la rugosidad en la simulación.

Lo anterior constituye el proceso de calibración de los parámetros de rugosidad y la geometría de las secciones del cauce. Este aspecto no se ha podido llevar a cabo por el tiempo disponible para la realización de la consultoría.

Cabe destacar que el modelo Lisflood-FP necesita como parámetros de entrada una sección rectangular en vez de la geometría natural del cauce del río para representar la geometría del río en su estructura.

Lo anterior conduce a una serie de errores por la simplificación realizada. Por ejemplo, si consideramos una sección natural que en la base presente un ancho de 10 m y en su máxima capacidad de 40 m, y en Lisflood-FP se haya configurado como de 25 m, al simular el modelo tendríamos problemas con el flujo de caudales bajos ($<50 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$), puesto que éstos probablemente se debieran de conducir en el ancho semejante al de la base, y con ello se tendrían errores de alrededor de 15 m de espejo de agua. Por el contrario, si se simula un caudal correspondiente a la máxima capacidad del cauce ($>120 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$) y comience a inundar su llanura, el espejo de agua presentará errores de alrededor de 15 m. Esto constituye una limitante del modelo Lisflood-FP.

Es por ello que se ha considerado configurar el modelo en todo su dominio como llanura de inundación y se ha seleccionado el solver denominado “Acceleration”, el cual desprecia el término de aceleración convectiva de la ecuación de Saint Venant. Se ha utilizado una resolución espacial de 30 m.

Los resultados para la simulación de un caudal de $100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ se muestran en las Figuras 32 al 36. Asimismo, se muestra los índices estadísticos para diferentes caudales y valores de rugosidad, tal como se puede observar en la Tabla 5.

Tabla 5: Estadísticos de comparación de la máxima extensión de la inundación modelada y observada (NDWI) para el tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

Caso	n Manning	F-stat para diferentes caudales (m^3s^{-1})					
		100	110	120	130	140	150
I	0.045	0.430	0.430	0.428	0.428	0.427	0.425
II	0.060	0.429	0.429	0.425	0.425	0.424	0.424
III	0.080	0.427	0.427	0.423	0.423	0.421	0.417
IV	0.025	0.437	0.437	0.434	0.434	0.432	0.430
V	0.020	0.439	0.439	0.435	0.435	0.434	0.427

En general, el modelo ha podido representar más de 40% la extensión de inundación del periodo comprendido entre diciembre de 2016 y abril de 2017. Cabe resaltar que el caudal máximo registrado en ese periodo en la estación Chosica fue de $141.3 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, el cual tuvo una duración de 8 horas (8/3/2017 20:00 al 9/3/2017 4:00). Esta duración de flujo es suficiente

para fluir por todo el dominio de estudio y probablemente esté relacionado con el mayor impacto sobre la población.

Los resultados muestran que el modelo Lisflood-FP configurado con una discretización del dominio como río+llanura (sólo llanura) ha subestimado (sobrestimado) la máxima extensión de la inundación registrada según el índice NDWI, y sólo ha tenido la capacidad de representarla en un 29% (43%).

Los resultados sugieren que es necesario llevar a cabo un proceso de análisis de sensibilidad y calibración automática considerando el índice F-stat como criterio de comparación. Por el tiempo disponible en el desarrollo de la consultoría, esto no ha sido posible de determinar.

Por otro lado, se ha estimado el nivel de peligro por inundaciones fluviales del tramo de estudio (Estación Chosica – Puente Balta), según se muestra en las Figuras 37 al 41. Esto ha sido posible siguiendo el procedimiento descrito en HR Wallingford et al. 2006. En la guía se estima el peligro por inundaciones fluviales como una función de la velocidad del flujo y el calado:

$$Flood\ Hazard = d(v + 1.5) + FE$$

Donde d corresponde a la profundidad del flujo, v a la velocidad, y FE es un factor de escombros.

Con ello se pueden distinguir hasta 4 clases de peligros según se describen en la Tabla 6.

Tabla 6: Grado de peligro de inundación en función de la profundidad del flujo y la velocidad

$d(v+0.5)$	Grado de Peligro de Inundación	Descripción
<0.75	Bajo	Precaución "Zona de inundación con agua que fluye poco profunda o agua estancada"
0.75-1.25	Medio	Peligroso para algunos (ej. niños) "Peligro: Zona de inundación con agua que fluye rápido o profundo"
1.25-2.5	Alto	Peligroso para la mayoría de las personas "Peligro: zona de inundación con agua que fluye rápido y profundo"
>2.5	Muy Alto	Peligroso para todos "Peligro extremo: zona de inundación con agua que fluye rápido y profundo"

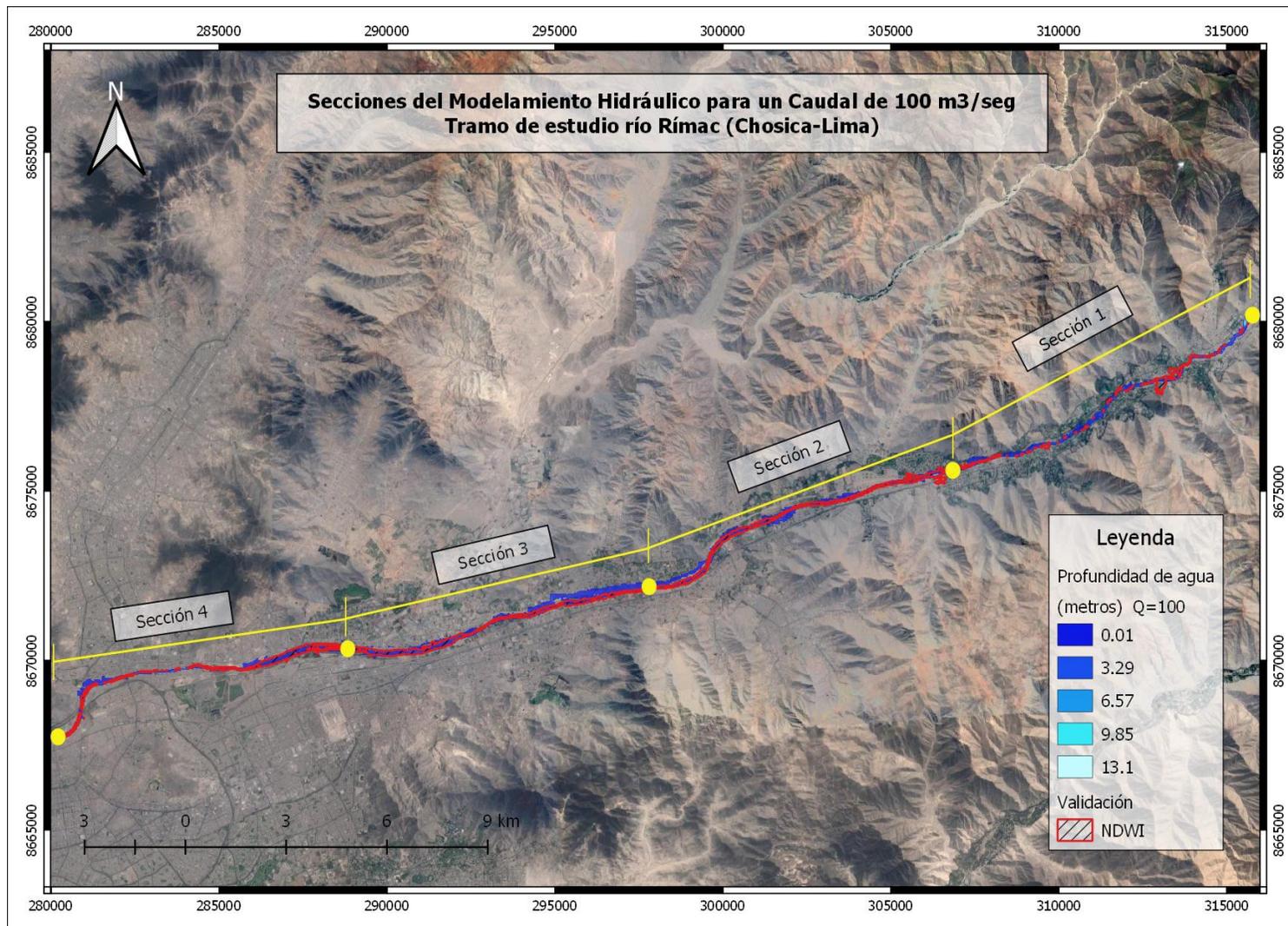


Figura 32: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para el tramo de estudio (Estación Chosica – Puente Balta). Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

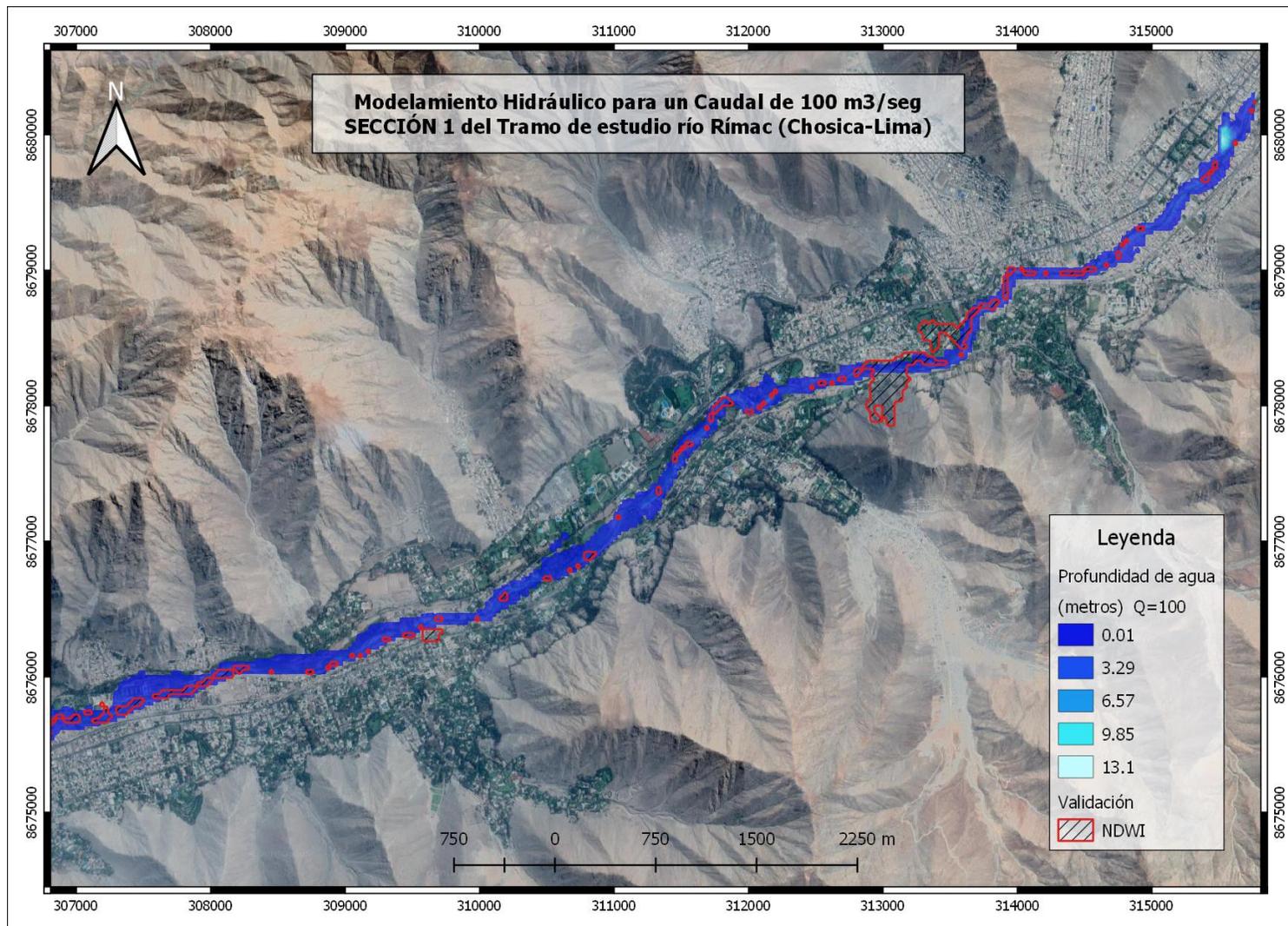


Figura 33: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 1 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

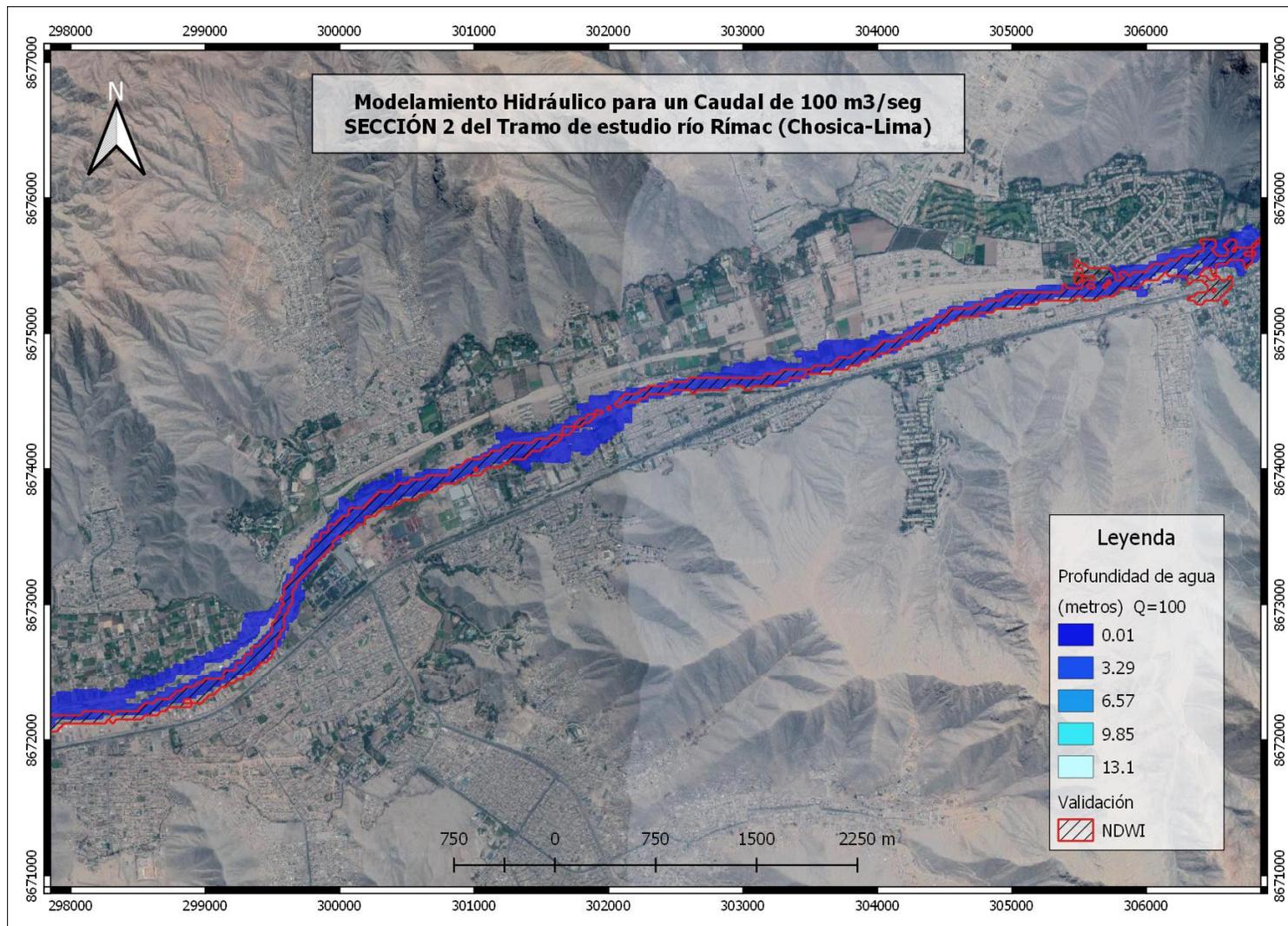


Figura 34: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 2 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

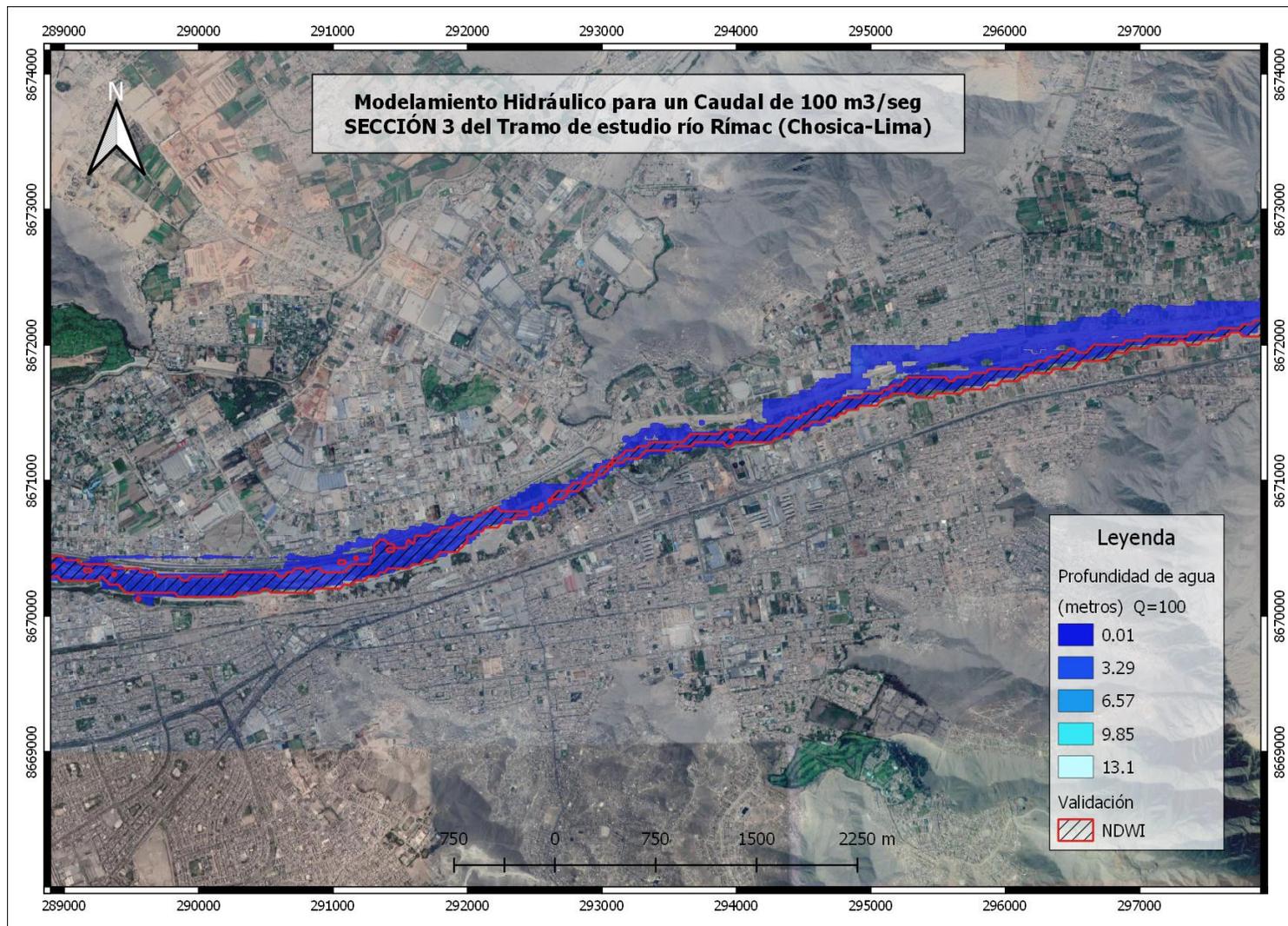


Figura 35: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 3 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

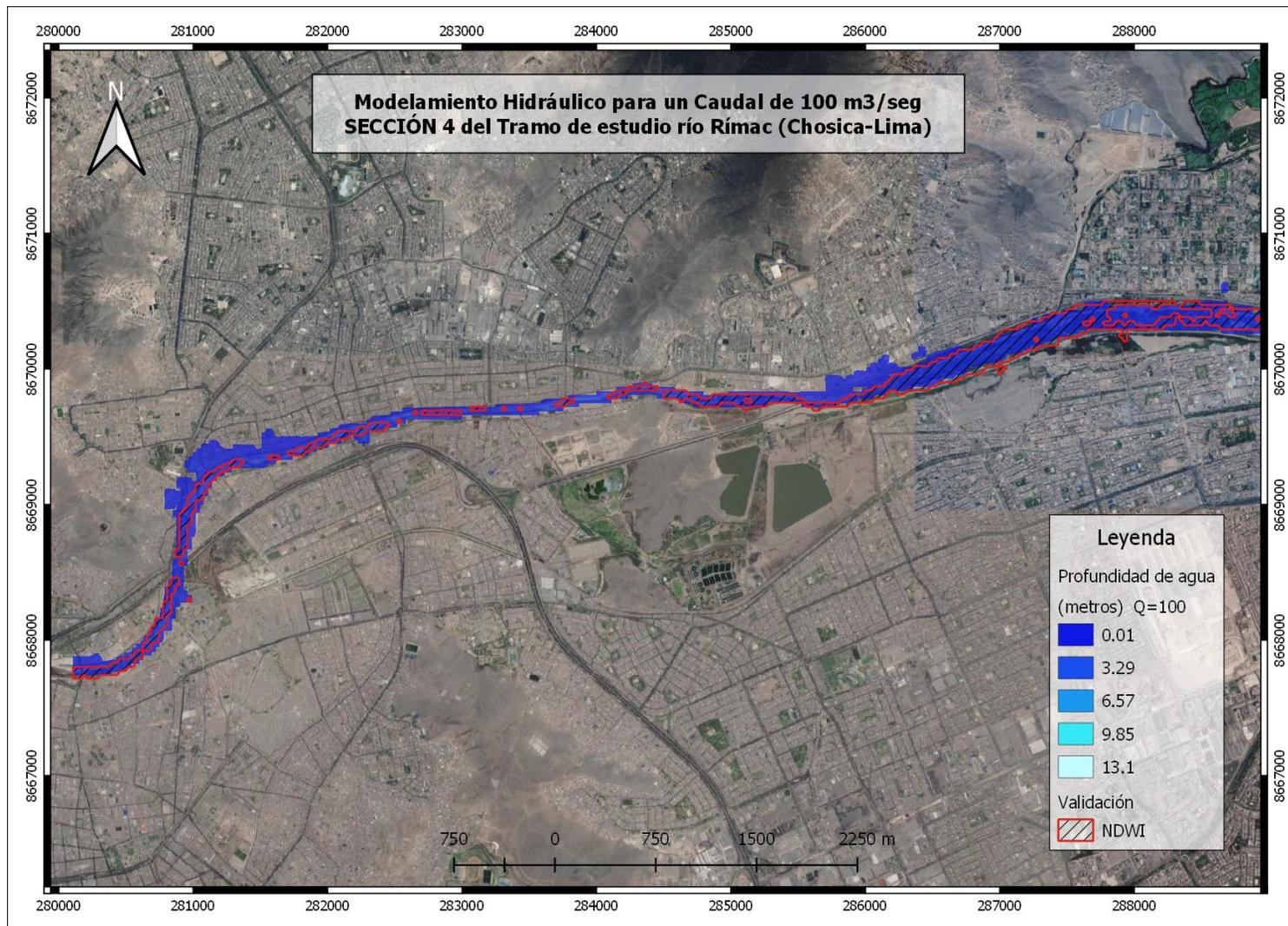


Figura 36: Resultados de la simulación hidráulica con el modelo Lisflood-FP para la sección 4 del tramo de estudio. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

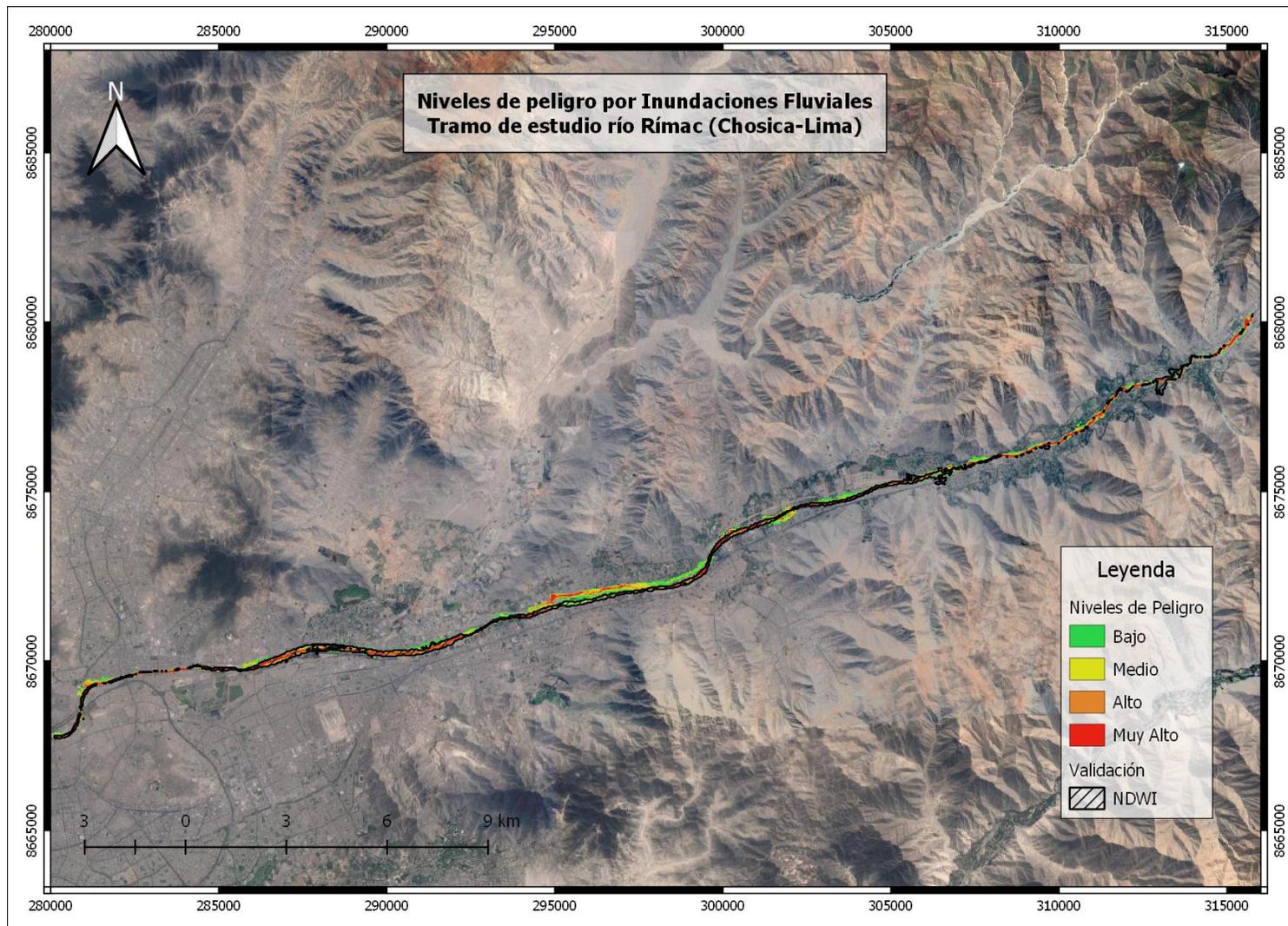


Figura 37: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo de estudio (Estación Chosica – Puente Balta). Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

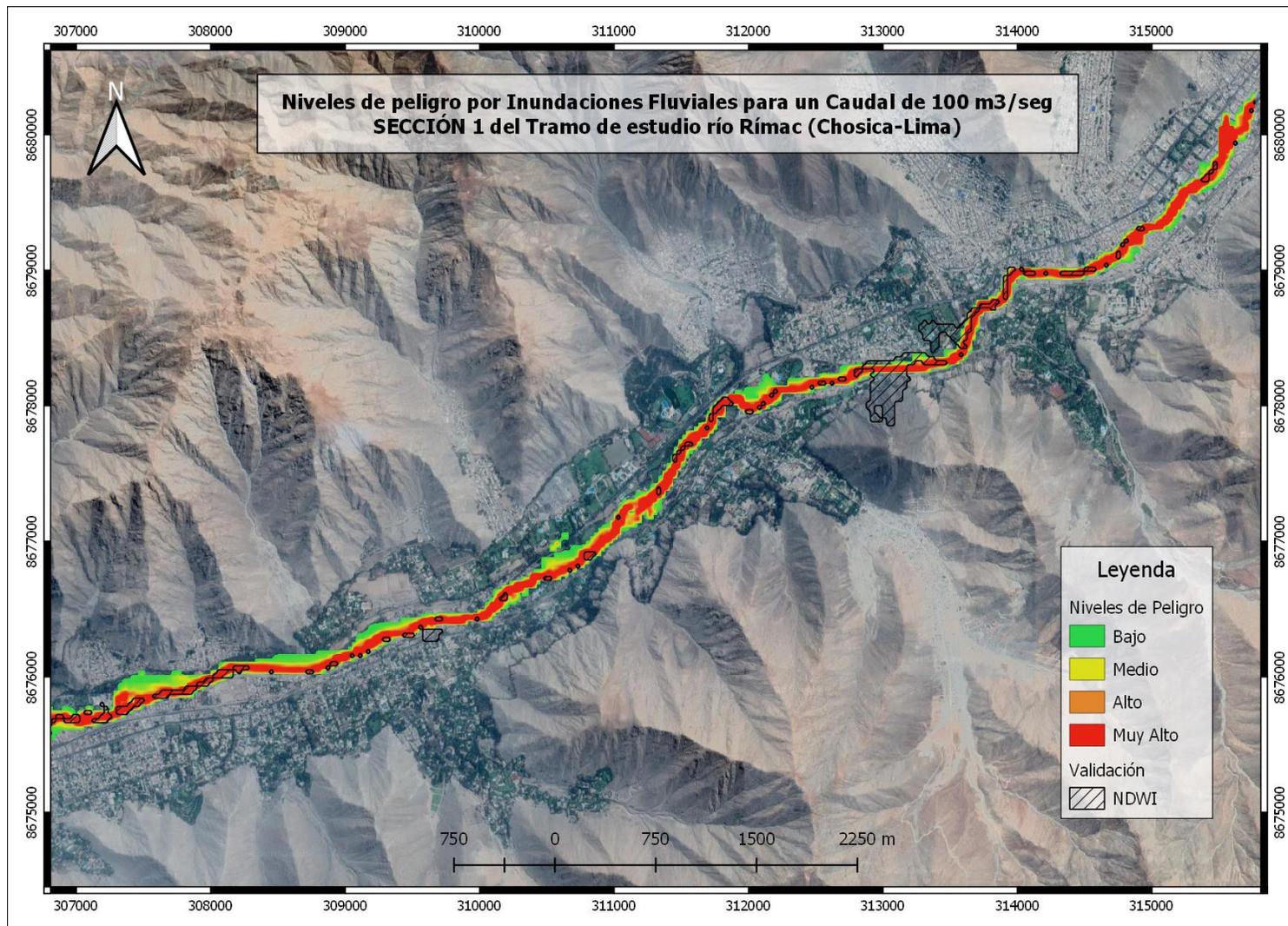


Figura 38: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 1. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

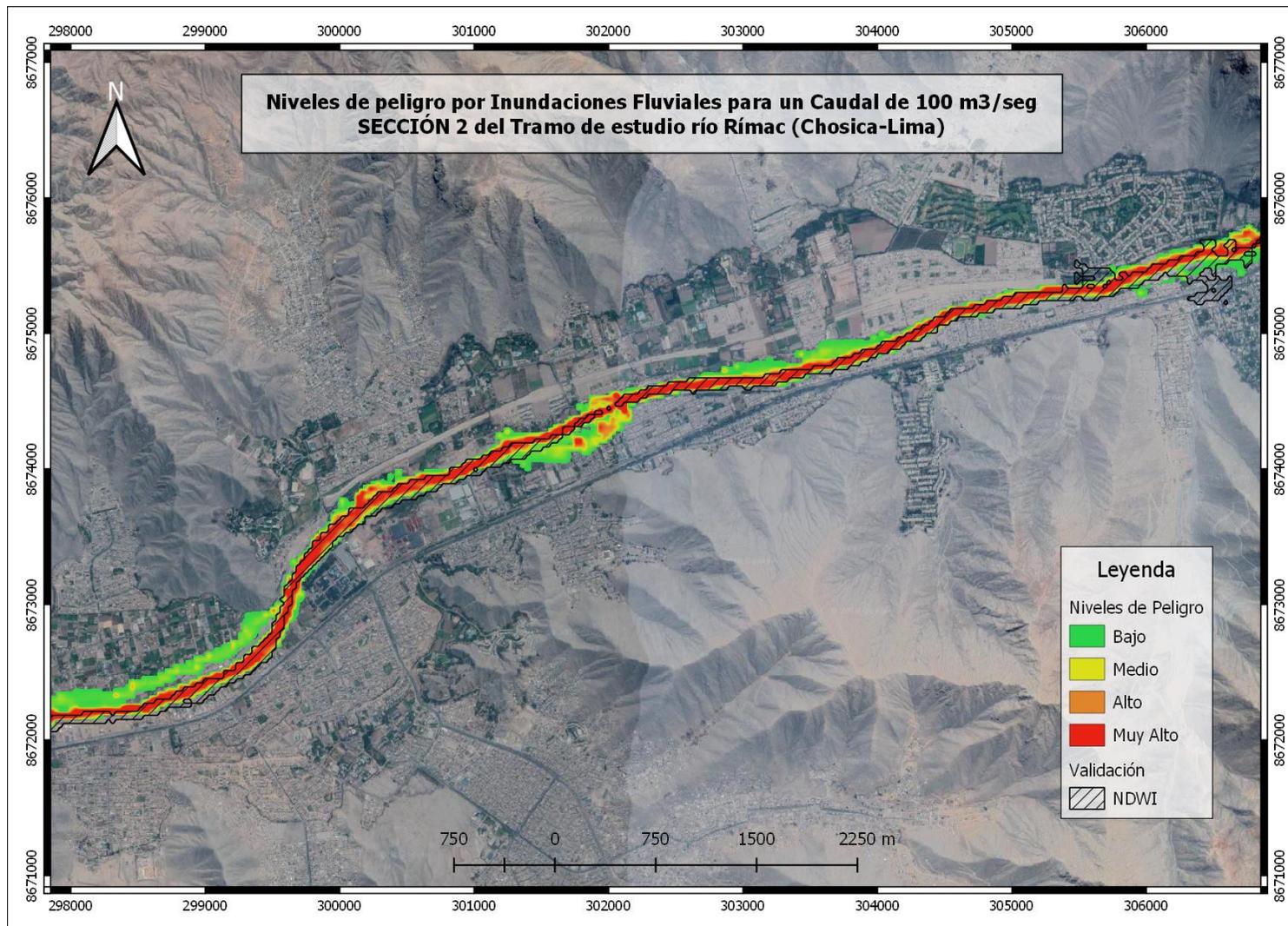


Figura 39: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 2. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

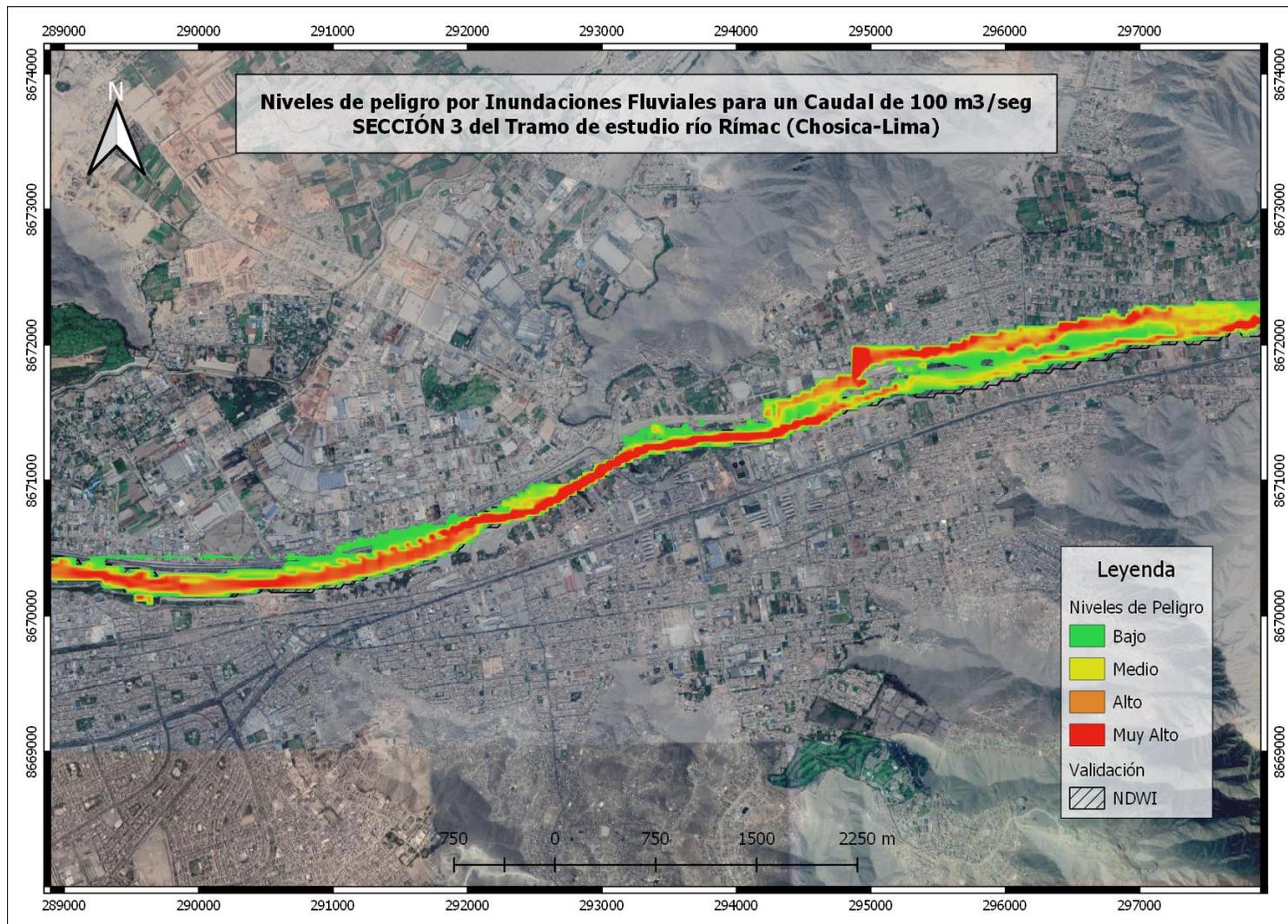


Figura 40: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 3. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

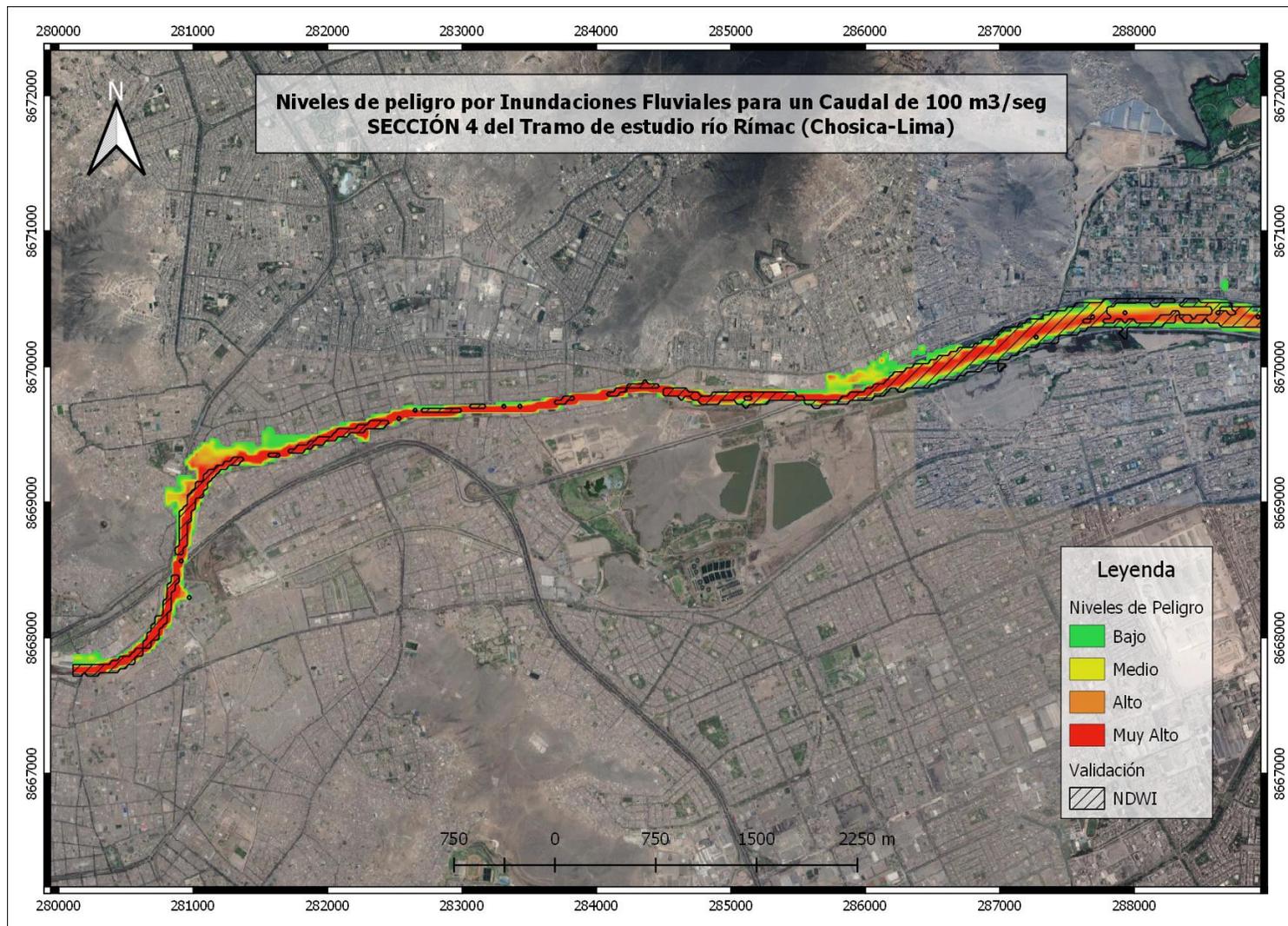


Figura 41: Niveles de peligro por inundaciones fluviales para el tramo 4. Se ha discretizado el dominio como llanura de inundación

De acuerdo con los resultados presentados, se ha determinado las posibles áreas de inundación para cada tramo. Asimismo, parte de éstas responden a las zonas afectadas y reportadas por los diferentes medios de comunicación durante el periodo comprendido entre diciembre de 2016 y abril de 2017 a lo largo del río Rímac en el transecto evaluado, por ejemplo: las fuertes precipitaciones registradas en enero de 2017 en los distritos de Lurigancho – Chosica y Chaclacayo que provocaron huaycos y deslizamientos, los cuales afectaron viviendas, vías de comunicación, instituciones educativas y daños a la vida y salud de las personas; el 16 de marzo de 2017, a las 16:30 horas se registró el desborde de las aguas de la quebrada Jicamarca (Río Huaycoloro) y a las 21:00 horas se reportó el desborde del río Rímac, que causaron afectación en puentes viales, viviendas, locales públicos, vías de comunicación e inundación en varios sectores de los distritos de San Juan de Lurigancho, El Agustino y Lurigancho – Chosica.

No obstante, para que esta herramienta pueda ser implementada y se puedan establecer los niveles de peligro por inundaciones fluviales con un mayor grado de precisión, se debe calibrar el modelo hidráulico sobre los parámetros de rugosidad y la geometría de las secciones, así como realizar un análisis de sensibilidad para determinar los parámetros que tienen mayor influencia en la obtención de los resultados. Además, se deben utilizar vuelos con drones y/o imágenes satelitales de alta resolución inmediatamente después de registrar un evento crítico de avenidas con el fin de determinar la mancha de inundación real y validar los resultados que se obtienen por el modelo hidráulico.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se ha realizado el trabajo de preprocesamiento de la información topográfica del tramo de estudio proporcionada por el SENAMHI para la implementación del modelo hidráulico 1D-2D Lisflood-FP, discretizando dicho tramo en 751 secciones transversales cada 50 metros.

Se ha implementado el modelo hidráulico Lisflood-FP para el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta. Asimismo, se ha comparado los resultados obtenidos de la simulación con información de la máxima extensión de la inundación observada según el índice NDWI para el periodo comprendido entre diciembre de 2016 y abril de 2017.

Se ha definido el escenario de simulación del modelo hidráulico en el periodo del fenómeno El Niño Costero ocurrido entre diciembre de 2016 y abril de 2017, transitando diferentes caudales desde 100 m³/s hasta 150 m³/s. Cabe señalar que el caudal máximo registrado en el periodo mencionado en la estación Chosica fue de 141.3 m³/s, el cual tuvo una duración de 8 horas (8/3/2017 20:00 al 9/3/2017 4:00).

Se ha estimado los niveles críticos de inundación en el tramo del río Rímac comprendido entre la estación Chosica y el puente Balta, representándose a través de los mapas de peligros por inundaciones fluviales elaborados para el tramo de estudio.

5.2. Recomendaciones

Se debe realizar un análisis de sensibilidad de las variables geométricas, los patrones de rugosidad espacial y la incertidumbre de las condiciones de contorno (caudal) con la finalidad de definir los factores más influyentes en las simulaciones.

Se recomienda calibrar el modelo hidráulico para la zona de estudio considerando el índice F-stat como variable de comparación.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aybar, C; Lavado, W; Fenández, C; Huerta, A; Sabino, E; Vega, F; Endara, S; Asencios, H; Felipe, O. 2018. Development of a High Spatial-Temporal Gridded Rainfall Dataset for Peru. In preparation 0:19.
- Banco Interamericano de Desarrollo. 2015. Perfil de Riesgo por Inundaciones en Perú. Lima, Nota técnica No IDB-TN-844. p. 191.
- Bathurst, JC. 1985. Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers. s.l., s.e., vol.111. p. 625-643.
- Bathurst, JC. 2002. At-a-site variation and minimum flow resistance for mountain rivers. Journal of Hydrology 269(1):11-26.
- Bray, DI. 1979. Estimating average velocity in gravel-bed rivers. Journal of the Hydraulics Division 105(9):1103-1122.
- CENEPRED. 2014. Manual para la evaluación de riesgos originados por inundaciones fluviales (en línea). s.l., s.e. p. 48. Disponible en <http://www.cenepred.gob.pe/web/descargas/MANUAL-EVAR.INUNDACIONES.pdf>.
- CENEPRED. 2015. Manual para la Elaboración de Riesgos Originados por Fenómenos Naturales. s.l., s.e., vol.02. p. 248.
- Che, X; Feng, M; Sexton, JO; Channan, S; Yang, Y; Sun, Q. 2017. Assessment of MODIS BRDF/albedo model parameters (MCD43A1 Collection 6) for directional reflectance retrieval. Remote Sensing 9(11). DOI: <https://doi.org/10.3390/rs911123>.
- Chow, V Te. 1959. Open channel hydraulics. s.l., McGraw-Hill Book Company, Inc; New York.
- Cunge, JA; Holly, FM; Verwey, A. 1980. Practical aspects of computational river hydraulics. s.l., Pitman Advanced Publishing Program.
- El Alaoui El Fels, A; Alaa, N; Bachnou, A; Rachidi, S. 2018. Flood frequency analysis and generation of flood hazard indicator maps in a semi-arid environment, case of Ourika watershed (western High Atlas, Morocco) (en línea). Journal of African Earth Sciences 141:94-106. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2018.02.004>.
- Fan, P; Li, JC. 2006. Diffusive wave solutions for open channel flows with uniform and concentrated lateral inflow. Advances in water resources 29(7):1000-1019.

- Felicísimo, A. 1994. Modelos digitales del terreno: introducción y aplicaciones a las ciencias ambientales (en línea). Oviedo: Universidad de Oviedo :118. Disponible en <http://www.etsimo.uniovi.es/~feli>.
- Feng, M; Sexton, JO; Channan, S; Townshend, JR. 2016. A global, high-resolution (30m) inland water body dataset for 2000: first results of a topographic–spectral classification algorithm (en línea). *International Journal of Digital Earth* 9(2):113-133. DOI: <https://doi.org/10.1080/17538947.2015.1026420>.
- Feng, M; Sexton, JO; Huang, C; Anand, A; Channan, S; Song, XP; Song, DX; Kim, DH; Noojipady, P; Townshend, JR. 2016. Earth science data records of global forest cover and change: Assessment of accuracy in 1990, 2000, and 2005 epochs (en línea). *Remote Sensing of Environment* 184:73-85. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.rse.2016.06.012>.
- Ferziger, JH; Peric, M. 2012. *Computational methods for fluid dynamics*. s.l., Springer Science & Business Media.
- Griffiths, GA. 1981. Flow resistance in coarse gravel bed rivers. *Journal of the Hydraulics Division* 107(7):899-918.
- Hengl, T; De Jesus, JM; Heuvelink, GBM; Gonzalez, MR; Kilibarda, M; Blagotić, A; Shangguan, W; Wright, MN; Geng, X; Bauer-Marschallinger, B; Guevara, MA; Vargas, R; MacMillan, RA; Batjes, NH; Leenaars, JGB; Ribeiro, E; Wheeler, I; Mantel, S; Kempen, B. 2017. SoilGrids250m: Global gridded soil information based on machine learning. *PLoS ONE* 12(2):1-40. DOI: <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0169748>.
- Hengl, T; De Jesus, JM; MacMillan, RA; Batjes, NH; Heuvelink, GBM; Ribeiro, E; Samuel-Rosa, A; Kempen, B; Leenaars, JGB; Walsh, MG; Gonzalez, MR. 2014. SoilGrids1km - Global soil information based on automated mapping. *PLoS ONE* 9(8). DOI: <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0105992>.
- Hey, RD; Bathurst, JC; Thorne, CR. 1982. *Gravel-Bed Rivers: Fluvial Processes, Engineering and Management*. A Wiley - Interscience Publication 1.
- HR Wallingford; Flood Hazard Research Centre, MU; Risk & Policy Analysts Ltd. 2006. *Flood Risks to People-Phase 2: Guidance Document* (en línea). London, Department for Environment, Food and Rural Affairs. p. 91. Disponible en <http://randd.defra.gov.uk/Default.aspx?Module=More&Location=None&ProjectID=12016>.
- . 2006. *Flood Risks to People-Phase 2: The Flood Risks to People Methodology* (en línea). London, Department for Environment, Food and Rural Affairs. p. 103 DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4663.6246>.

- Kiamehr, R; Sjöberg, LE. 2005. Effect of the SRTM global DEM on the determination of a high-resolution geoid model: A case study in Iran. *Journal of Geodesy* 79(9):540- 551. DOI: <https://doi.org/10.1007/s00190-005-0006-8>.
- Komi, K; Neal, J; Trigg, MA; Diekkrüger, B. 2017. Modelling of flood hazard extent in data sparse areas: a case study of the Oti River basin, West Africa (en línea). *Journal of Hydrology: Regional Studies* 10:122-132. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2017.03.001>.
- Leopold, LB; Wolman, MG. 1957. River Channel Patterns: Braided, Meandering and Straight. U. S. Geol. Survey Professional Paper 282-B :49.
- Limerinos, JT. 1970. Determination of the Manning Coefficient From Measured Bed Roughness in Natural Channels. *Rivers* (1898B):47.
- López, R. 2005. Resistencia al flujo de ríos de montaña: Desarrollo de ecuaciones de predicción. s.l., Universidad de Lleida.
- Montesano, PM; Neigh, CSR; Sexton, J; Feng, M; Channan, S; Ranson, KJ; Townshend, JR. 2016. Calibration and Validation of Landsat Tree Cover in the Taiga-Tundra Ecotone. *Remote Sensing* 8(7):5-7. DOI: <https://doi.org/10.3390/rs8070551>.
- Morvan, H; Knight, D; Wright, N; Tang, X; Crossley, A. 2008. The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models. *Journal of Hydraulic Research* 46(2):191-208.
- Nikolakopoulos, KG; Kamaratakis, EK; Chrysoulakis, N. 2006. SRTM vs ASTER elevation products. Comparison for two regions in Crete, Greece. *International Journal of Remote Sensing* 27(21):4819-4838. DOI: <https://doi.org/10.1080/01431160600835853>.
- Nikuradse, J. 1950. Laws of Flow in Rough Pipes (en línea). *Stromungsgesetz in rauhren rohren*, vDI Forschungshefte 361 (English translation: Laws of flow in rough pipes). Tech. Rep. NACA Technical Memorandum 1292. National Advisory Commission for Aeronautics, Washington DC, USA 3(November):62. Disponible en <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:LAWS+OF+FLOW+IN+ROUGH+PIPES#0>.
- OPW. 2009. The Planning System and Flood Risk Management-Guidelines for Planning Authorities (en línea). Ireland, s.e. p. 82. Disponible en <https://www.opw.ie/>.
- Oro, JMF. 2012. Técnicas numéricas en ingeniería de fluidos: Introducción a la dinámica de fluidos computacional (CFD) por el método de volúmenes finitos. s.l., Ed. Reverté, Barcelona, España.
- Pistrika, a; Tsakiris, G. 2007. Flood risk assessment: A methodological framework (en línea). s.l., s.e. p. 14-16. Disponible en http://www.ntua.gr/hazard/publications/EWRA_2007.Pistrika.pdf.

- Ponce, VM. 1986. Diffusion wave modeling of catchment dynamics. *Journal of hydraulic engineering* 112(8):716-727.
- Prinos, P. 2008. Review of Flood Hazard Mapping. FLOODsite Report Number T03-07- 01 (en línea). s.l., s.e. p. 62. Disponible en http://www.floodsite.net/html/partner_area/project_docs/T03_07_01_Review_Hazard_Mapping_V4_3_P01.pdf.
- Ronco, P; Bullo, M; Torresan, S; Critto, A; Olschewski, R; Zappa, M; Marcomini, A. 2015. KULTURisk regional risk assessment methodology for water-related natural hazards - Part 2: Application to the Zurich case study. *Hydrology and Earth System Sciences* 19(3):1561-1576. DOI: <https://doi.org/10.5194/hess-19-1561-2015>.
- Ronco, P; Gallina, V; Torresan, S; Zabeo, A; Semenzin, E; Critto, A; Marcomini, A. 2014. The KULTURisk Regional Risk Assessment methodology for water-related natural hazards - Part 1: Physical-environmental assessment. *Hydrology and Earth System Sciences* 18(12):5399-5414. DOI: <https://doi.org/10.5194/hess-18-5399-2014>.
- Schumann, G; Matgen, P; Cutler, MEJ; Black, A; Hoffmann, L; Pfister, L. 2008. Comparison of remotely sensed water stages from LiDAR, topographic contours and SRTM. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 63(3):283-296. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2007.09.004>.
- Shrestha, S; Lohpaisankrit, W. 2017. Flood hazard assessment under climate change scenarios in the Yang River Basin, Thailand (en línea). *International Journal of Sustainable Built Environment* 6(2):285-298. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijsbe.2016.09.006>.
- Voigt, A; Biasutti, M; Scheff, J; Bader, J; Bordoni, S; Codron, F; Dixon, RD; Jonas, J; Kang, SM; Klingaman, NP; Leung, R; Lu, J; Mapes, B; Maroon, EA; McDermid, S; Park, J; Roehrig, R; Rose, BEJ; Russell, GL; Seo, J; Toniazzo, T; Wei, H; Yoshimori, M; Vargas Zeppetello, LR. 2016. Journal of Advances in Modeling Earth Systems. *Journal of Advances in Modeling Earth Systems* (13 SEP 2016):1411-1431. DOI: <https://doi.org/10.1002/2016MS000660.Received>.
- Wang, WC; Dawdy, DR. 2014. Flow resistance of gravel bed channels (en línea). *International Journal of Sediment Research* 29(1):126-132. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1001-6279\(14\)60028-7](https://doi.org/10.1016/S1001-6279(14)60028-7).
- Wright, DB. 2015. *Methods in Flood Hazard and Risk Assessment*. s.l., s.e. p. 1-20.