

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**HIDRODINÁMICA Y MORFODINÁMICA DE UN TRAMO URBANO DEL RÍO  
COATA Y SU INFLUENCIA EN LA PROYECCION DE OBRAS CIVILES**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

Huisa Valdivia, Maikol Jhordan

Huanca Zela, Cristian

**ASESOR:**

Ronald Roger Gutierrez Llantoy

Lima, abril 2024

## Informe de Similitud

Yo, Ronald Roger Gutierrez Llantoy, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería – Departamento de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada

**Hidrodinámica y morfodinámica de un tramo urbano del río Coata y su influencia en las obras civiles,**  
de los autores:


Huanca Zela, Cristian;

Huisa Valdivia, Maikol Jhordan

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 04/04/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 18 de abril de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Gutierrez Llantoy, Ronald Roger</u>	
DNI: 20050883	Firma 
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0003-0150-7439">https://orcid.org/0000-0003-0150-7439</a>	

## Resumen

La ciudad de Juliaca (provincia de San Román, departamento de Puno) es uno de los principales puntos de desarrollo económico en la región sur del país. Actualmente, el aumento de la población de Juliaca y la expansión de ocupación territorial vienen incrementando la presión sobre sus recursos locales. Por ejemplo, en el río Coata, su principal fuente de agua para el consumo humano; se han detectado puntos de intervención antropogénica a lo largo de su cauce como extracción de agregados, puntos de descargas de contaminantes, cruces artesanales, entre otros. En adición, el riesgo de inundación, controlado por los factores climáticos de la región, se ha exacerbado también por el desarrollo urbano con limitado planeamiento que ha experimentado la ciudad. Por ello, la presente tesis se ha concentrado en el desarrollo de una evaluación hidro-morfodinámica para un tramo de 20 km del cauce del río Coata, aledaños a la ciudad de Juliaca. La evaluación se ha desarrollado mediante un modelo numérico en 2D, haciendo uso del software de libre acceso Iber 3.1. Los productos de la investigación son: (1) mapas de inundación ante escenarios para tiempos de retorno ( $T_r$ ) de 25, 100 y 500 años; y (2) zonas de erosión y comportamiento hidrodinámico en los puentes Independencia y Maravillas, los puentes principales de la ciudad.

Para construir, calibrar y validar el modelo numérico se ha recopilado información descriptiva del río a través de autoridades locales. Por ejemplo, la topo-batimetría del cauce del río y los caudales máximos para los  $T_r$  analizados han sido obtenidos del expediente técnico elaborado por la consultoría del Consorcio Cuenca del Río Coata. En adición, se han desarrollado exploraciones de campo en las ubicaciones de los puentes Unocolla, Maravillas, Independencia y Churi. Respecto a la calibración del modelo, se ha recurrido a los resultados de zonas de riesgo de inundación obtenidos por autoridades competentes en tramos del área de estudio, como la Unidad de Gestión del Riesgo de Desastres, de la Municipalidad Distrital de San Miguel. Así, el análisis realizado se basó en los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y las exploraciones de campo. Se han establecido además relaciones entre parámetros de calidad del agua del río y los niveles de agua registrados, y se ha analizado el estado de las obras civiles desarrolladas a lo largo del cauce. Finalmente, se brindan sugerencias para trabajos futuros asociados a los resultados de dicho análisis.

## Dedicatoria

A nuestros padres y hermanos, por su apoyo incondicional a lo largo del desarrollo de esta investigación.

A nuestros familiares, por su aliento y motivación en culminar esta investigación, pese a las dificultades ocurridas en el desarrollo del mismo.

A nuestros maestros y amigos que nos han tenido fe como profesionales y como personas de bien.



## Agradecimientos

Agradecemos a nuestros padres (Fidel y Elizabeth) y (Leoncio y Ana Marina); y nuestros hermanos (Harold) y (Leonel), por ser los primeros interesados en nuestro bienestar y seguridad, a lo largo de nuestra vida, trayectoria como estudiantes y en un futuro como profesionales.

Agradecemos a nuestro asesor, el PhD. Ronald Roger Gutierrez Llantoy, por su gran paciencia y apoyo brindado en el desarrollo de esta investigación; asimismo, por los consejos brindados a nivel profesional para nuestro futuro desempeño como ingenieros.

Agradecemos al Msc. Juan Carlos Rodriguez Mendoza por su contribución al darnos soporte en la interpretación y manejo de los datos e información de cada estudio base necesario para el desarrollo de la investigación.

Agradecemos a las autoridades que han mostrado interés y dispuesto de su tiempo para atender nuestras solicitudes y absolver nuestras dudas tanto en este tema como en la primera propuesta que se tenía originalmente.

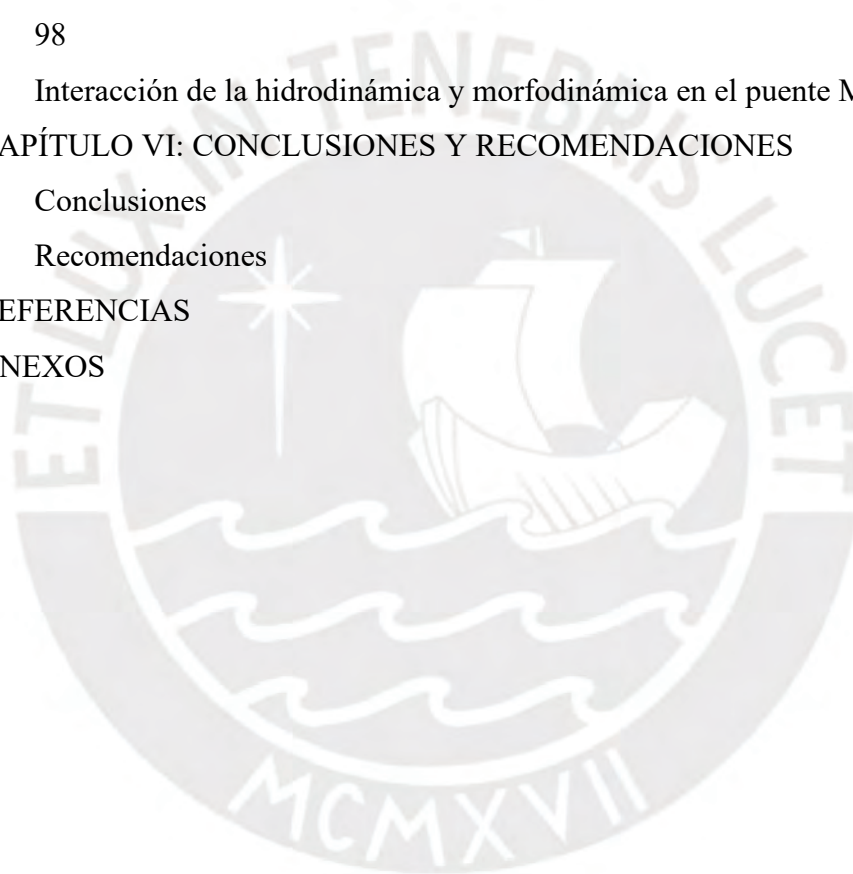
Agradecemos a nuestros maestros y amigos que han depositado su confianza y buena fe en nosotros y nuestro trabajo. En especial a aquellos que también se involucraron en alguna etapa del desarrollo de nuestra tesis o en alguna etapa importante de nuestra vida.

**ÍNDICE**

ÍNDICE	iv
LISTA DE TABLAS	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
1. CAPÍTULO I. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Justificación	2
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	4
2.1. Antecedentes	4
2.2. Cuenca hidrográfica	4
Cauce o red principal	6
2.3. Factores climáticos	6
2.3.1. Precipitación	6
2.3.2. Temperatura	7
2.3.3. Humedad atmosférica	8
2.3.4. Radiación solar	8
2.3.5. Viento	9
2.4. El ciclo hidrológico	9
2.5. Transporte de sedimentos aluvial	10
2.5.1. Formas de Transporte	11
a) Arrastre en la capa de fondo	11
b) Transporte de fondo en suspensión	14
c) Transporte de fondo	14
d) Transporte de lavado	14
e) Transporte en suspensión	15
f) Transporte total	15
2.5.2. Particiones de Einstein	15
2.5.3. Índice de resistencia del flujo	17
a) Coeficiente de rugosidad según las tablas de Chow	17
b) Coeficiente “n” de rugosidad según Cowan	17

c)	Rugosidad propuesta por IBER	18
2.6.	Modelización hidráulica	18
2.6.1.	Modelización matemática	19
2.7.	Bases teóricas de la modelización con IBER	25
2.7.1.	Módulo hidrodinámico	26
a)	Fricción de fondo	27
b)	Rozamiento superficial por viento	28
c)	Tensiones efectivas	28
d)	Condiciones de contorno hidrodinámicas	29
e)	Condiciones de contorno internas	31
f)	Infiltración	32
2.7.2.	Módulo de turbulencia	32
2.7.3.	Módulo de transporte de sedimentos	35
2.8.	Morfodinámica fluvial	36
3.	CAPÍTULO III: DATOS Y MÉTODOS	42
3.1.	Descripción de las áreas de estudio	42
3.2.	Información hidrométrica	45
3.3.	Estudios existentes realizados por la Autoridad Nacional del Agua	47
3.3.1.	Información topográfica y batimétrica	49
3.3.2.	Caudales de diseño	50
3.3.3.	Información Sedimentológica	51
3.3.4.	Planos de los puentes con disposiciones georreferenciadas	53
3.4.	Exámenes de calidad de agua en el río Coata	54
3.5.	Modelización con IBER	54
3.5.1.	Generación de malla	55
3.5.2.	Condiciones de entrada y salida	57
3.5.3.	Delimitación de los valores de coeficiente de rugosidad	58
3.5.4.	Modelo de elevación digital	61
3.5.5.	Modelo de turbulencia	63
3.6.	Sensibilidad, calibración y validación del modelo	64
3.7.	Inventario de obras de prevención existentes	68
4.	CAPÍTULO IV: RESULTADOS	69
4.1.	Mapas de inundación	70

4.2.	Mapas de velocidades de flujo	71
4.3.	Mapas de tirantes máximos	74
4.4.	Mapas de tensión de fondo	77
4.5.	Mapas de diámetro crítico	80
4.6.	Mapas de hidro-morfodinámica en obras civiles	83
5.	CAPÍTULO V: DISCUSIÓN	94
5.1.	Morfodinámica fluvial	94
5.2.	Interacción entre morfodinámica-obras de arte	97
5.3.	Interacción de la hidrodinámica y morfodinámica en el puente Independencia	98
5.4.	Interacción de la hidrodinámica y morfodinámica en el puente Maravillas	104
6.	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
6.1.	Conclusiones	106
6.2.	Recomendaciones	109
7.	REFERENCIAS	111
8.	ANEXOS	114



**LISTA DE TABLAS**

Tabla 1. Valores de fricción de pared. ....	30
Tabla 2. Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos. ....	31
Tabla 3. Tipología de depósitos sedimentarios en cauces meándricos. ....	41
Tabla 4. Ubicación de área de estudio. ....	43
Tabla 5. Subcuencas que componen la cuenca del río Coata. ....	44
Tabla 6. Datos de estaciones hidrológicas y automáticas de la cuenca Coata. ....	46
Tabla 7. Metas y proyectos de estudios de preinversión e inversión en la Cuenca Coata. ....	48
Tabla 8. Coordenadas UTM WGS84 de la ubicación de tramos estudiados por consultores de la ANA en el río Coata. ....	48
Tabla 9. Caudales de diseño obtenidos por la ANA mediante el CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA. ....	50
Tabla 10. Caudales de diseño obtenidos por la ANA mediante el CONSORCIO COATA. ....	51
Tabla 11. Valores de coeficiente de rugosidad asignados en la discretización del tramo de estudio. ....	59
Tabla 12. Comparación de valores para distintos tiempos de simulación. ....	64
Tabla 13. Sensibilidad del modelo para distintos valores de coeficiente de rugosidad. ....	65
Tabla 14. Resultados del análisis de sensibilidad para el coeficiente de rugosidad. ....	67
Tabla 15. Inventario de obras existentes en el río Coata, Juliaca. ....	68
Tabla 16. Valores máximos de velocidad de flujo permitidas en tuberías, según el material. ....	105

**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1. Esquema de elementos importantes de la cuenca del Río Coata – Puno en coordenadas UTM WGS-84. ....	5
Figura 2. Red de estaciones pluviométricas en la cuenca del río Coata. ....	7
Figura 3. Esquema resumen del ciclo hidrológico. ....	9
Figura 4. Esquema ilustrativo sobre los tipos de transporte y sus zonas de influencia. ....	11
Figura 5. Características del flujo 1D, 2D y 3D. ....	20
Figura 6. Definición esquemática de las condiciones que pueden imponerse en Iber: Compuerta sin vertedero (izquierda), vertedero sin compuerta (centro) y combinación compuerta-vertedero (derecha). ....	32
Figura 7. Distribución en planta de la velocidad media promediada en profundidad para $Q = 105$ l/s. Las líneas negras separan las regiones con velocidad positiva y negativa ....	33
Figura 8. Velocidad longitudinal numérica y experimental promediada en profundidad en las secciones transversales 9.16 m y 9.46 m. ....	34
Figura 9. Curvas adimensionales de duración para distintos ríos. ....	36
Figura 10. Representación de la metodología para determinar el caudal efectivo. ....	37
Figura 11. Clasificación morfología en canales naturales. ....	38
Figura 12. Geometría típica de un meandro en planta. ....	38
Figura 13. Características geomorfológicas de ríos aluviales: (a) barras alternas, (b) puntos de barra, (c) puntos de barra intermedios, (d) barras formadas por tributarios, (e) submeandros, (f) formación de bancos internos y externos, (g) formación de meandros abandonados ....	39
Figura 14. Esquema del proceso de formación de un meandro. ....	41
Figura 15. Ubicación del tramo de estudio y de los puentes y vías principales cercanos. ....	42
Figura 16. Ubicación del tramo de estudio en el Departamento de Puno y en las respectivas unidades hidrográficas de la cuenca Coata. ....	43
Figura 17. Esquema hidráulico esquema Subcuenca Bajo Coata. ....	45
Figura 18. Ubicación de las estaciones hidrológicas de la cuenca Coata. ....	46
Figura 19. Calendario de datos de hidrometría de las estaciones hidrológicas de la cuenca Coata. ....	47
Figura 20. Ubicación de los tramos estudiados por consultores de la ANA y del tramo de estudio del presente proyecto de investigación. ....	49
Figura 21. Áreas de levantamiento topográfico realizado por el CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA y curvas de nivel ( $D = 2$ m) ....	50



Figura 22. Curvas granulométricas obtenidas para las muestras de calicatas extraídas en la zona de estudio .....	52
Figura 23. Curva granulométrica generalizada para todo el tramo de estudio. ....	53
Figura 24. Geometría tridimensional de los puentes analizados.....	53
Figura 25. Mallado de los 20 km del tramo de estudio hidrodinámico del río Coata. Tamaños de malla de 5 m y 15 m.....	55
Figura 26. Discretización de malla en el modelo del puente Independencia.....	56
Figura 27. Discretización de malla en el modelo del puente Maravillas. ....	56
Figura 28. Ventanas de asignación de datos de condiciones de entrada y salida. ....	57
Figura 29. Condiciones de entrada y salida asignadas a la geometría. ....	57
Figura 30. Áreas de discretización del coeficiente de rugosidad.....	59
Figura 31. Formato de los usos de suelo en Iber para asignar automáticamente el coeficiente de rugosidad.....	60
Figura 32. Ventana de asignación de usos de suelo y respectivo valor de coeficiente de rugosidad.....	61
Figura 33. Resultado de discretización automática de coeficiente de rugosidad en Iber. ....	61
Figura 34. Modelo de elevación digital del tramo en análisis y su posible llanura de inundación. ....	62
Figura 35. Análisis de altitudes del modelo de elevación digital generado.....	62
Figura 36. Mapa de sombras del resultado de asignar elevación a los nodos de la malla en Iber. ....	63
Figura 37. Ventana de asignación del modelo de turbulencia en Iber. ....	63
Figura 38. Escenarios de inundación para $T_r = 100$ años, para distintos valores del coeficiente de rugosidad “n”. Zona urbana aledaña al puente Independencia (Rojo: Inundación estimada para desborde del río. Morado: Inundación estimada por colapso del drenaje urbano ante lluvias intensas) .....	65
Figura 39. Curva de gasto del río Coata en el punto de control del Puente Unocolla, datos desde 2018 hasta 2021. ....	66
Figura 40. Mapa de resultados de cotas del nivel del agua, para un caudal de $T_R = 100$ años. ....	70
Figura 41. Mapa de resultados de velocidades máximas del fluido, para un caudal de $T_R = 25$ años. ....	71



Figura 42. Mapa de resultados de velocidades máximas del fluido, para un caudal de TR = 100 años. ....	72
Figura 43. Mapa de resultados de velocidades máximas del fluido, para un caudal de TR = 500 años. ....	73
Figura 44. Mapa de resultados de tirantes máximos, para un caudal de TR = 25 años. ....	74
Figura 45. Mapa de resultados de tirantes máximos, para un caudal de TR = 100 años. ....	75
Figura 46. Mapa de resultados de tirantes máximos, para un caudal de TR = 500 años. ....	76
Figura 47. Mapa de resultados de esfuerzos de fricción en el fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 25 años. ....	77
Figura 48. Mapa de resultados de esfuerzos de fricción en el fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 100 años. ....	78
Figura 49. Mapa de resultados de esfuerzos de fricción en el fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 500 años. ....	79
Figura 50. Mapa de resultados de diámetro máximo de sedimento para permitir la erosión del fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 25 años. ....	80
Figura 51. Mapa de resultados de diámetro máximo de sedimento para permitir la erosión del fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 100 años. ....	81
Figura 52. Mapa de resultados de diámetro máximo de sedimento para permitir la erosión del fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 500 años. ....	82
Figura 53. Hidrodinámica: Distribución de velocidades máximas en el tramo del puente Independencia. ....	84
Figura 54. Hidrodinámica: Distribución del número de Froude en el tramo del puente Independencia. ....	85
Figura 55. Hidrodinámica: Distribución de tirantes en el tramo del puente Independencia. ....	85
Figura 56. Morfodinámica: Distribución de sedimentación en el tramo del puente Independencia. ....	86
Figura 57. Morfodinámica: Distribución de erosión en el tramo del puente Independencia. ....	86
Figura 58. Distribución del número de Froude en el tramo del puente Maravillas. ....	88
Figura 59. Distribución de velocidades en el tramo del puente Maravillas. ....	89
Figura 60. Distribución de tirantes en el tramo del puente Maravillas. ....	89
Figura 61. Distribución de tensión de fondo o fuerza tractiva en el puente Maravillas. ....	90
Figura 62. Distribución de diámetro crítico de partícula en el puente Maravillas. ....	90
Figura 63. Escenario de inundación para Tr = 100 años. Obra de protección con gaviones. ....	91

Figura 64. Escenario de inundación para $Tr = 100$ años. Planta de Tratamiento de Agua Potable y su captación.....	92
Figura 65. Riesgo de falla por erosión para $Tr = 100$ años, vivienda cercana al puente Maravillas .....	93
Figura 66. Riesgo de inundación para $Tr = 100$ años, tramo urbano aledaño al puente Independencia. ....	93
Figura 67. Evidencia de meandro abandonados cerca tramo del puente Maravillas. ....	94
Figura 68. Grafica de dispersión de valores entre turbidez máxima mensual y caudal máximo diario en un mes .....	96
Figura 69. Distribución longitudinal y transversal de velocidades (a) y tirantes (b) en meandros continuos .....	99
Figura 70. Distribución de carga de sedimento por transporte de fondo para modelos con diferentes diámetros de partícula uniforme.....	99
Figura 71. Cota de fondo erosionada-sedimentada y secciones de análisis en el tramo del puente Independencia .....	100
Figura 72. Perfil de sección 1 (SEC1) en el tramo del puente Independencia.....	101
Figura 73. Perfil de sección 2 (SEC2) en el tramo del puente Independencia.....	101
Figura 74. Perfil de sección 5 (SEC5) en el tramo del puente Independencia.....	102
Figura 75. Comparación de socavación local en pilares evaluados en laboratorio y de estudios numéricos computacionales: (a) socavación en modelo físico sin (izquierda) y con (derecha) minería de agregados aguas arriba; (b) socavación en numérico computacional 3D sin (izquierda) y con (derecha) minería de agregados aguas arriba .....	103
Figura 76. Secciones de análisis y cota de superficie de agua en el puente Maravillas para $Tr = 500$ años. ....	106
Figura 77. Vista 3D de la superficie de agua. Se observa la formación de resaltos hidráulicos y el efecto de laminación aguas arriba del puente Maravillas. ....	106

## **1. CAPÍTULO I. GENERALIDADES**

### **1.1. Introducción**

En la actualidad, la ciudad de Juliaca es una de las ciudades más importantes de la región sur del país. Sus actividades económicas son principalmente el comercio, la industria manufacturera-extractiva y el transporte de bienes; asimismo, se estima que su desarrollo irá progresivamente en aumento. Según la Cámara de Comercio y Producción de San Román, un indicador del crecimiento económico de Juliaca es la instalación de diversas entidades financieras y cadenas transnacionales con sus respectivos centros comerciales (Achahui, 2012). Además, se sabe que la población de Juliaca era de aproximadamente 278,000 habitantes para el año 2019. Dicha cantidad es la mayor en todo el departamento de Puno y se vincularía con la concentración de actividades económicas desarrolladas en Juliaca.

No obstante, este desarrollo económico depende de los recursos naturales como el agua. Así, la calidad de dicho recurso se ha visto afectada por la magnitud de actividades económicas realizadas en la ciudad y por las limitaciones en la gestión local del agua. La empresa SEDAJULIACA S.A. es la encargada de la prestación de los servicios de agua potable y alcantarillado. Bajo su esquema y operación, la captación para el agua potable se realiza desde el río Coata (sector de Ayabacas) y las aguas residuales desembocan al río Torococha, sin cumplir con el tratamiento apropiado de aguas residuales (EPS SEDAJULIACA S.A., 2010). Esto implicaría un aumento en la contaminación de la principal fuente de agua que abastece a la ciudad de Juliaca. En adición, el río Coata ha inundado zonas urbanas en avenidas máximas. Esto se evidencia en el desborde del río ocurrido en febrero del año 2022 que produjo el cierre de carreteras y puentes, y la inundación de campos de cultivo (Calsin, 2022). Esto parecería ser exacerbado por la morfología característica del río de muy baja pendiente y de la migración lateral del río que se incrementa dependiendo del caudal líquido y sólido transportados.

Dado que la población se ve directamente afectada por estos problemas, es de interés público la inversión en proyectos civiles que mitiguen los efectos de ambas problemáticas. Por ello, la presente investigación analiza el comportamiento hidro-morfodinámico de un tramo del río Coata e identifica sus posibles efectos sobre la calidad del agua. Esto debido a que el transporte de material orgánico y la sedimentación potencialmente inducen la retención de organismos detrimentales para la salud pública. Finalmente, se realiza un diagnóstico del comportamiento hidráulico de las obras civiles instaladas en el tramo en cuestión. Dicho análisis se realizará con los resultados obtenidos sobre la evolución de la morfología del río y el potencial de inundación y erosión producido por el transporte de sedimentos.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

Analizar la hidromorfodinámica del tramo urbano del río Coata a lo largo de la ciudad de Juliaca para diagnosticar la influencia de este en obras civiles proyectadas, y relacionar su potencial efecto en la calidad del agua.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

1. Realizar una caracterización morfológica del tramo en estudio
2. Establecer la dinámica fluvial del tramo en estudio mediante modelización numérica bidimensional
3. Diagnosticar la sostenibilidad de las obras civiles ejecutadas en dicho tramo de río
4. Documentar información sobre la calidad de agua del cauce del tramo en análisis a partir del parámetro de turbidez

## **1.3. Justificación**

La ciudad de Juliaca ha sido catalogada como una de las ciudades en desarrollo económico más importantes de la región sur. Según Edgardo Ramírez, director ejecutivo del Plan Director de Juliaca 2004-2015:

La ciudad de Juliaca se encuentra ubicada al sur del Perú, en el departamento de Puno, provincia de San Román, a 15°29'40" de Latitud Sur y 70°07'54" de Longitud Oeste y a una altitud de 3824 m.s.n.m. Ocupa parte de la meseta altiplánica de Toropampa, en la cuenca del río Coata, sección Ayabaca, desarrollándose entre los cerros Zapatiana, de La Cruz y Huaynaroque (Ramírez, 2015, p. 16)

Debido a esta ubicación ventajosa, la ciudad de Juliaca se ha desarrollado principalmente en el comercio, la industria extractiva, y la manufactura. Debido a su cercanía a la frontera con Bolivia, se facilita el comercio de mercancía importada desde Bolivia. Asimismo, las distintas actividades vinculadas al ámbito minero se desarrollan en dicha ciudad, actividades como: mantenimiento de maquinaria pesada, transporte de mercancías y repuestos, comercialización de oro, operaciones bancarias, entre otras. En resumen, se pronostica un aumento en el crecimiento económico de la región; por ende, también un aumento en las actividades comerciales que se desarrollan en Juliaca.

No obstante, la influencia de las actividades humanas con el medio ambiente al parecer ha sido subestimada en los planes gubernamentales. Según Edgardo Ramírez, "Juliaca da la

impresión de ser una ciudad que se desarrolla a ritmo acelerado, ya que en esta se daría cabida a la transgresión a la ley, improvisación, desorden urbano y generación de polvo contaminante” (Ramirez, 2015, p. 2). Esta limitada organización social y gubernamental posiblemente ha provocado efectos negativos tanto en la economía y en el medio ambiente de la ciudad. Una evidencia de esto es el estado actual del río Coata, su principal fuente de abastecimiento de agua. El tramo del río Coata, aledaño a la ciudad de Juliaca, presenta problemas de contaminación por fósforo, arsénico, metales pesados como hierro, aluminio y manganeso; todos estos contaminantes a su vez son antropogénicos por las actividades realizadas en Juliaca (Belizario Quispe et al., 2019). Además, otra evidencia de la limitada gestión gubernamental parece ser la pobre operatividad de las obras civiles ante la ocurrencia de desastres naturales. La última avenida máxima registrada en el río Coata se desarrolló en febrero del año 2022, la cual generó el desborde del río y varios ríos aledaños a la zona. Este suceso generó varias repercusiones sociales y económicas como: la inundación de hectáreas de cultivos, el bloqueo de vías de comunicación, la mortandad de ganado y el colapso del puente Imata (Calsin, 2022). En síntesis, uno de los ejes de desarrollo de la ciudad deberá tener en consideración la importancia de la cuenca del río Coata, ya que, de ser ignorada, las evidencias mencionadas resaltarían las posibles repercusiones ambientales y sociales.

La cuenca del río Coata está ubicada en la región oeste del departamento de Puno, al sur de Perú. Las coordenadas geográficas extremas que la delimitan son de: Latitud Sur  $15^{\circ}06'36''$  a  $15^{\circ}55'12''$  y Longitud Oeste  $69^{\circ}55'12''$  a  $71^{\circ}12'00''$ ; variación altitudinal entre 3800 – 5600 m.s.n.m. (Santos Villar, 2016). Asimismo, mediante una inspección del mapa satelital se observa que la cuenca del río Coata es aledaña a las cuencas del río Pucará, con la intercuenca del río Ramis, con la cuenca del río Illpa y con la cuenca del río Camaná, para finalmente desembocar en el lago Titicaca. Debido a su cercanía a la ciudad de Juliaca y demás centros poblados, su influencia sobre los mismos debe ser considerada para la proyección de obras civiles, tal como se mencionó anteriormente. Por ello, es necesario comprender el comportamiento morfológico del río a través del tiempo. Un análisis hidromorfodinámico ayudaría a comprender como se transforma la sección del río debido a factores como el transporte de sedimentos y el comportamiento del flujo en el lecho y las llanuras. Considerando el comportamiento hidromorfodinámico se podrá tener consideraciones en la proyección de obras de infraestructura para el desarrollo económico o para la prevención de desastres. Por ello, la propuesta de la presente investigación es realizar un análisis hidromorfodinámico de un tramo del río Coata, aledaña a la ciudad de Juliaca, provincia de San Román; asimismo, busca



identificar la posible relación entre factores del cauce como la turbidez y el transporte de sedimentos. Posterior a ello, se diagnostica el estado y la capacidad de las obras civiles proyectadas en el tramo de estudio del río. Es necesario resaltar, que la presente investigación no incluye entre sus objetivos el análisis de riesgos hidrológicos en la zona de estudio, tampoco se planteará nueva infraestructura de defensa riverena o de protección del cauce.

## **2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Antecedentes**

El análisis morfodinámico o también denominado morfología dinámica, evalúa la variación de la forma de un río debido a la acción de agentes modificadores. La morfología de los ríos depende de la interacción entre el flujo hídrico y el material del cauce que lo contiene. Dicha interacción genera procesos complejos que involucran el transporte de sedimentos, la erosión y sedimentación a lo largo del cauce (Basile, 2018). Por ello, la caracterización del río Coata se realiza a través de información hidráulica como el caudal del flujo e información topobatimétrica; asimismo, debe complementarse con información sobre el tipo de cauce y material transportado.

La cuenca del río Coata, debido a su importancia para el desarrollo económico y social de la región, cuenta con informes emitidos regularmente por la Autoridad Nacional del Agua (ANA). Por un lado, estos estudios son de carácter hidrológico-hidráulico y se centran en evaluar la disponibilidad hídrica, para tener una mejor gestión del recurso hídrico. Por otro lado, la proyección y la existencia de obras de infraestructura ejecutadas a lo largo del río, proporciona información relevante sobre la caracterización del material del cauce y las fajas marginales del mismo. Asimismo, se dispone de los ensayos de laboratorio realizados por la EPS SEDA JULIACA, con respecto a la calidad del agua captada para el ingreso a la planta de tratamiento de agua potable. Mediante esta información se construirá un modelo hidrodinámico del tramo en análisis y se analizarán los parámetros descriptivos del mismo. Es importante mencionar que únicamente para el tramo de los puentes Maravillas e Independencia se realizó un análisis hidromorfodinámico.

### **2.2. Cuenca hidrográfica**

Se denomina cuenca hidrográfica a la unidad geográfica, la cual presenta aportes provenientes de las precipitaciones y cuyos excedentes son descargados mediante aguas superficiales o subterráneas a una red natural. En la cuenca se presentan diversas redes naturales de corrientes de caudal continuo e intermitente, que confluyen en un curso mayor que

desemboca en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o directamente en el mar (Reyes et al., 2010, p. 1). De esta forma, las cuencas se dividen en espacios geográficos menores como intercuencas o subcuencas que descargan sus afluentes en las microcuencas.

Se elaboró la Figura 1, que muestra el área de drenaje con las microcuencas y sus respectivos elementos que corresponden al tramo de análisis del río Coata.

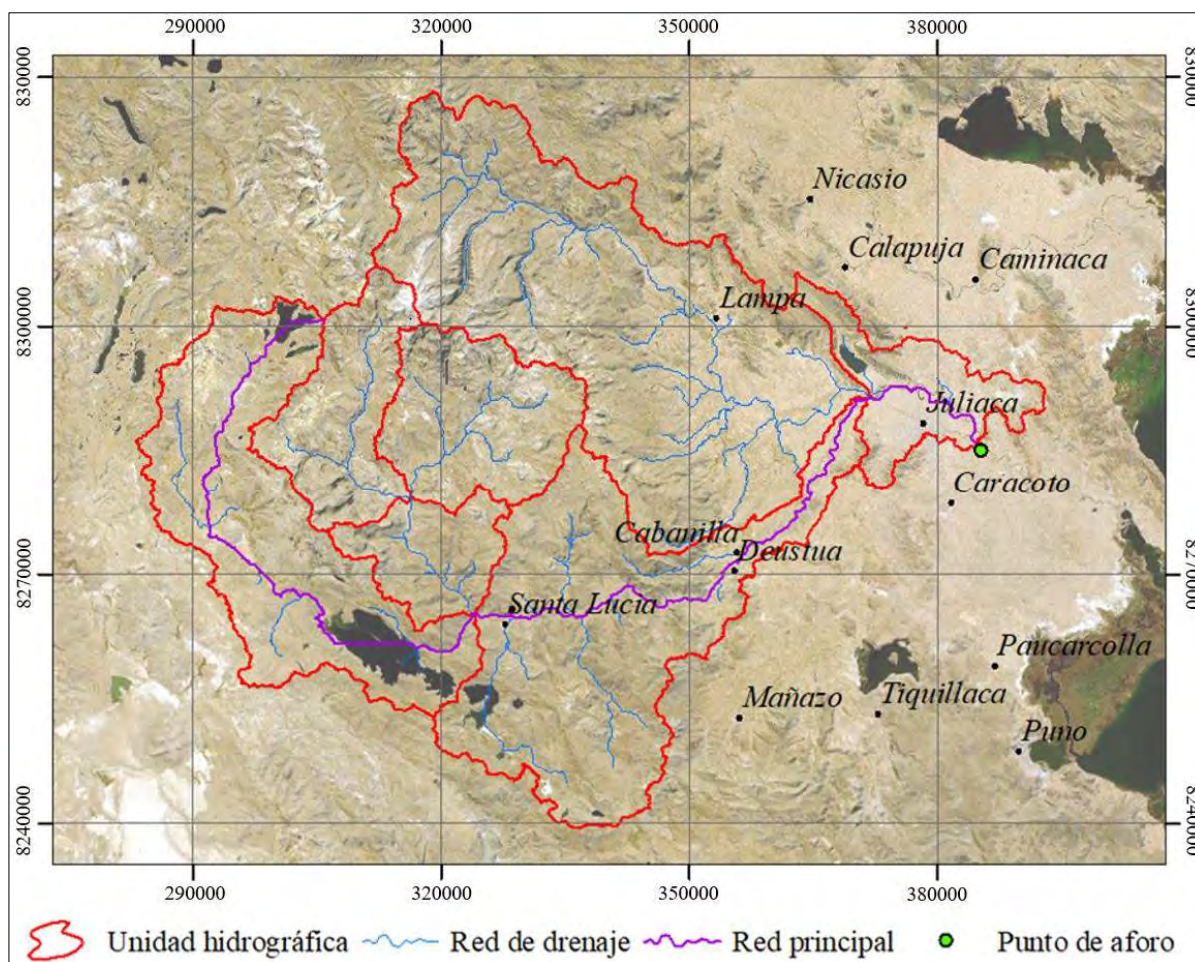


Figura 1. Esquema de elementos importantes de la cuenca del Río Coata – Puno en coordenadas UTM WGS-84.

### Partes de una cuenca según su altitud y topografía

La composición de una cuenca depende de los criterios a considerar. Las partes se determinan mediante los criterios siguientes:

En primer lugar, según el criterio de la altitud, se distingue la parte alta, media y baja, en función de los rangos de altura que tenga la cuenca. Si la diferencia de altura varía de 2 500 m a más es factible diferenciar en tres partes; si la diferencia de altura varía hasta 1000 m, posiblemente solo se pueda distinguir dos partes; y si la cuenca es plana, es decir, valores de



desnivel altitudinal menores a 1 000 m, solo será posible distinguir una parte. En segundo lugar, según el criterio de topografía, la cuenca se puede delimitar de acuerdo a la forma y relieve del terreno. Las partes accidentadas forman las montañas y laderas, en donde se da el inicio de las redes de drenaje; las partes onduladas y planas forman los valles; y, finalmente, la zona donde escurre el río principal y sus afluentes se le denomina cauces o redes de drenaje (Reyes et al., 2010, p. 4).

### **Divisora de agua**

La línea divisoria se define como la línea que se forma partir de la unión de puntos más altos que delimitan el área de la cuenca y se extienden hasta la sección final del cauce principal, es decir, es el límite de dos o más cuencas contiguas que permite conocer los aportes provenientes de las precipitaciones que se generan en cada cuenca (Zavoianu, 1985, p. 88).

### **Cauce o red principal**

Cauce de mayor caudal, cuya longitud es la mayor de todas las redes afluentes, y representa un parámetro morfológico de la cuenca. Este tiene como origen a los afluentes de los ríos, quebradas y/o barrancos de toda la cuenca. Es por ello que, para determinar su longitud, se debe medir desde el punto de aforo, hasta el inicio del afluente con mayor distancia de recorrido, cuya ubicación se considera generalmente en la divisoria de agua (Ibañez et al., 2011).

## **2.3. Factores climáticos**

Se consideran en el análisis factores tales como la precipitación, la temperatura, la humedad atmosférica, radiación solar y viento, ya que la interacción de estos origina el ciclo hidrológico. Por ejemplo, la evapotranspiración depende de la radiación, la temperatura y el viento. Por tal motivo, es importante entender cada uno de estos factores climáticos y su interacción con los factores antrópicos, para posteriormente analizarlos en un ciclo sinérgico.

### **2.3.1. Precipitación**

La precipitación es un factor importante para el comportamiento hidrodinámico de un río. Se entiende que la precipitación es el principal aportante al cauce de un río, lo que conlleva a que la magnitud de las precipitaciones sea directamente proporcional a la presencia de escorrentías y la magnitud de recarga de agua a los cauces. Por ello, es importante definir las estaciones pluviométricas y pluviográficas existentes en la cuenca y aledañas a esta, las cuales deben tener una data considerable de registros de precipitaciones.

Los registros de las precipitaciones en el río Coata son cuantificadas por once estaciones dentro de la cuenca, y estas son: Cabanillas, Hacienda Colini, Jarpana, Juliaca, Lagunillas, Lampa, Pampahuata, Paratí, Quillisani, Santa Lucia (CO) y Santa Lucia (PLU). Las cuales están adecuadamente distribuidas en la cuenca (Lobo, 2017, p. 35). Esta información se elaboró en la Figura 2, que muestra la ubicación de las estaciones pluviométricas existentes.

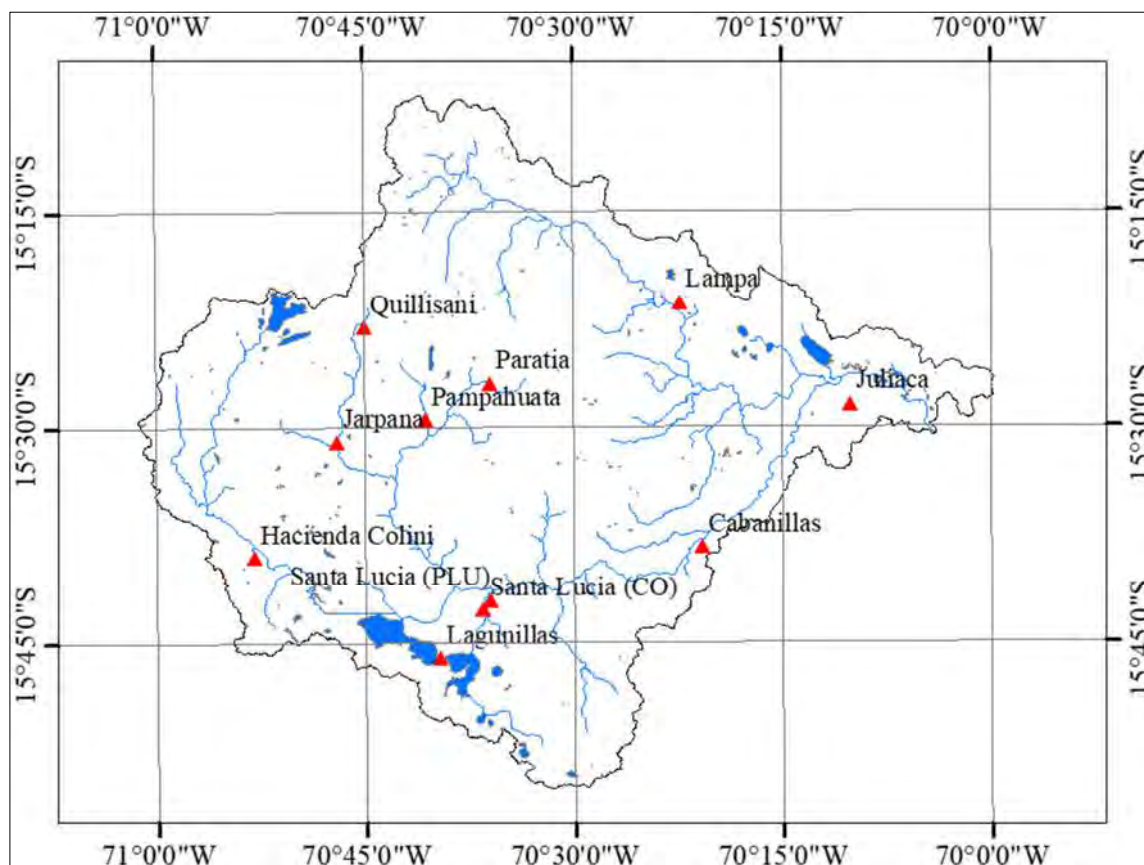


Figura 2. Red de estaciones pluviométricas en la cuenca del río Coata.

### 2.3.2. Temperatura

La temperatura es un factor climático que determina el grado de agitación o alteración a nivel de partículas. Su medición es fácilmente obtenible y su importancia es alta. Esto se debe a que la temperatura es un indicador de la energía recibida por un sistema. Si se considera a todo el planeta tierra como un sistema, la radiación solar sería un ingreso de energía; la cual tendría un remanente en forma de calor que se definiría como temperatura. Es importante mencionar que la temperatura está relacionada con la humedad, siendo esta relación de forma directamente proporcional.

Para la cuenca del río Coata, este factor depende también a su altitud, ya que al ser elevada genera mayores temperaturas en el suelo árido. Asimismo, por la presencia del lago Titicaca, se generan mayores volúmenes de agua evaporada, los cuales generan un clima muy

variante. Según Luis Metzger (2017), el calentamiento de los suelos áridos y la presencia de la humedad producida por la evaporación del lago Titicaca, formarían grandes cúmulos y cumulonimbos en toda esta región. Asimismo, en la región se registran mayores temperaturas en la localidad de Juliaca, con valores de 10 °C medios anuales; por otro lado, las temperaturas más bajas se registran en la localidad de Quillisani con -2.4 °C medios anuales. No obstante, de los registros de temperaturas medias anuales máximas y mínimas, se obtuvieron extremos de 9.9 a 16.4 °C y -14.6 a 3 °C, respectivamente (Lujano, 2013)..

### **2.3.3. Humedad atmosférica**

La humedad se entiende como la magnitud en la presencia de vapor de agua en el ambiente; el origen de la humedad se debería a procesos del ciclo hidrológico como la evaporación y la evapotranspiración. Posteriormente, el vapor de agua se acumularía y se condensaría para formar las precipitaciones.

El transporte de vapor en el aire, para un sistema hidrológico, se puede interpretar mediante el transporte de Reynolds. Donde se define un parámetro  $\beta = \text{dB/dm}$ , el cual se interpreta como la masa de vapor por unidad de masa de masa de aire húmedo. Esto se conocería como humedad específica (Chow et al., 1993).

### **2.3.4. Radiación solar**

La radiación solar es el factor que representa el aporte de energía por parte del sol. Su influencia se extiende en todos los procesos realizados en el medio ambiente; por ello, tiene influencia en el ciclo hidrológico debido a que, al ser el agente de transporte de energía, tiene incidencia en el nivel de evapotranspiración. La energía solar se origina de la fusión nuclear producida en el sol; la transferencia de energía se produce mediante ondas electromagnéticas, las cuales, al no necesitar un medio material de propagación, puede atravesar el espacio interplanetario entre el Sol y la Tierra (Agencia Estatal de Meteorología, 2014).

Para la medición de este factor se recurre a instrumentos como radiómetros, pinamómetros y heliógrafos. Además, la importancia de determinar la radiación radica en el análisis de la transferencia de energía entre la Tierra y la atmosfera; análisis de la distribución de la radiación incidente, reflejada y total; análisis de los elementos dependientes de la radiación y cubrir sus demandas en campos como biología, arquitectura, agricultura, etc. (Agencia Estatal de Meteorología, 2014).

### 2.3.5. Viento

El viento es un fenómeno meteorológico que se origina por la diferencia de presiones atmosféricas en distintos lugares. Esta diferencia de presiones provoca el traslado de partículas de las zonas de mayor presión hacia las de menor presión. No obstante, pese a que la explicación de su origen está establecida, este no es el único factor que afecta el flujo de las corrientes de viento. Dependiendo de la ubicación en el globo terrestre, se puede tener la influencia de corrientes oceánicas o efectos producidos por la rotación.

A nivel regional, y en específico en la provincia de San Román, donde se ubica el río Coata, la velocidad promedio del viento por hora tiene leves variaciones estacionales a lo largo del año. El rango de valores de velocidad promedio por hora varía entre 12.4 km/h en la estación de verano y el valor más bajo en otoño con 9.3 km/h. Asimismo, la dirección del viento depende de la estación siendo las direcciones de origen predominantes el este por casi 8 meses y el oeste por 3.7 meses (Weather Spark, n.d.).

### 2.4. El ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es el conjunto de procesos que sufre el agua en toda la extensión de la hidrosfera. La importancia del ciclo hidrológico radica en su presencia en toda la superficie terrestre y su contribución para el desarrollo y supervivencia de la vida en la tierra (Formaggio, 2021). El ciclo hidrológico también se puede entender por el recorrido que describe el agua, ya que asciende a la atmosfera por la evapotranspiración y cae a la superficie por medio de precipitaciones. El resumen de dichos procesos se puede apreciar en la Figura 3.

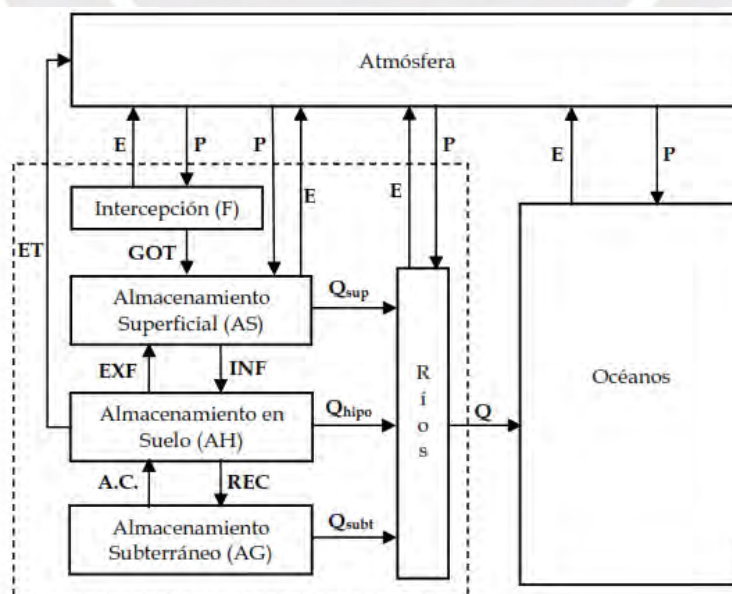


Figura 3. Esquema resumen del ciclo hidrológico.

Tomado de "Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales" (Basile, 2018).



Si bien el ciclo hidrológico parece ser un concepto simple, la extensión total de los procesos involucrados es mucho más amplia que un ciclo de procesos. La realidad es que el ciclo hidrológico es un conjunto de ciclos interrelacionados que se repiten indeterminadamente. Según Chow et al. (1993), el ciclo hidrológico se puede representar como un sistema y a su vez dividir en tres subsistemas, los cuales son: el sistema de agua atmosférica que contiene procesos de evaporación, transpiración, y otros; el sistema de agua superficial que involucra procesos de flujo superficial como la escorrentía; y el sistema subsuperficial que involucra procesos de flujo subsuperficial como la infiltración y recarga de acuíferos.

El estudio de la relación de estos sistemas se realiza mediante una analogía que simplifica el entendimiento de la interacción de estos subsistemas. Para Chow et al.: “un sistema hidrológico se define como una estructura o volumen en el espacio, rodeado por una frontera, que acepta agua y otras entradas, opera en ellas internamente y las produce como salidas” (1993, p. 7). Esta analogía posteriormente se adapta para cada subsistema definido anteriormente y se entenderá como balance hídrico. Por ejemplo, para el análisis en una cuenca, se definen las entradas como las precipitaciones; los procesos u operaciones se entienden como la escorrentía y la infiltración; y las salidas serían el caudal del río que acumula dicha escorrentía. Este análisis de balance hídrico es importante para el estudio del comportamiento de ríos, cauces y recursos hídricos en general.

## **2.5. Transporte de sedimentos aluvial**

Los sedimentos son entendidos como toda partícula que componía el suelo o la roca, pero al erosionarse terminan siendo transportados por corrientes de agua. En el transporte de estos sedimentos en un flujo se puede diferenciar dos grupos, transporte del material de fondo (bed material load) y transporte de material lavado (washload). El material de fondo se entiende como aquel que forma el fondo o alaveo del cauce. Por otro lado, el material lavado se refiere a todo el material que es transportado por el flujo, pero que no forma parte del fondo del cauce. Usualmente este último tipo es conformado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión (Maza Álvarez & Garcia Flores, 2017).

La diferencia entre ambos comportamientos radica en su dependencia de las características hidráulicas de la corriente y las características físicas del material. El transporte del material de fondo se determina mediante el cálculo de ciertos parámetros como la velocidad del flujo, el diámetro de la partícula del lecho del cauce y la fuerza tractiva mínima requerida para desplazar dicha partícula. A diferencia de esto, el transporte de material lavado no se puede

determinar con dichos parámetros, ya que se entiende como material del entorno arrastrado por el cauce que se mantiene en suspensión. Por ello, si dos ríos presentan tramos semejantes e idéntico material de fondo, ambos transportarían la misma cantidad de sedimentos en condiciones hidráulicas semejantes. Esto no ocurre con el material lavado, ya que un río puede transportar tanto material lavado como llegue a él por otros procesos como la escorrentía, independientemente de las características hidráulicas (Maza Álvarez & García Flores, 2017). La clasificación de estos materiales transportados por el flujo se representa en la Figura 4. Asimismo, se muestra una referencia sobre la delimitación de las zonas de influencia en profundidad de cada tipo de transporte.

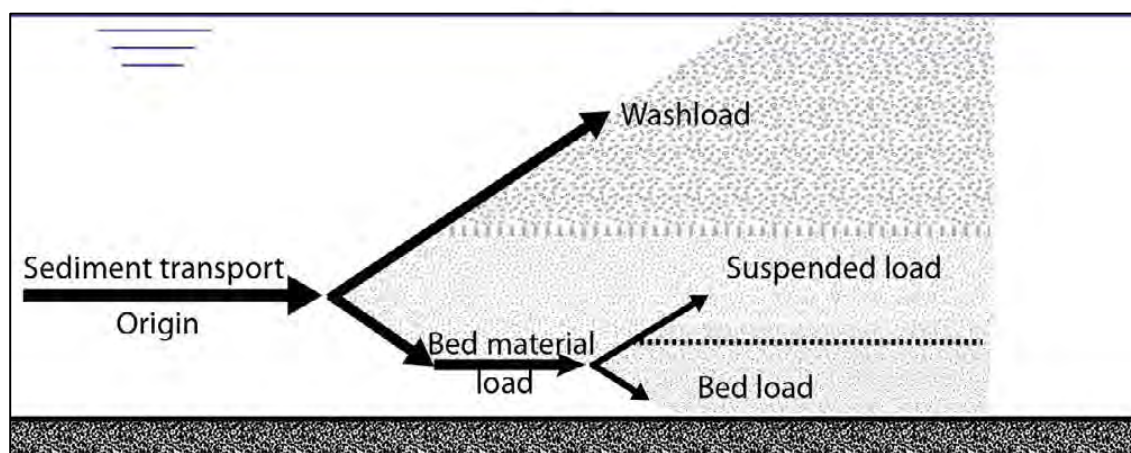


Figura 4. Esquema ilustrativo sobre los tipos de transporte y sus zonas de influencia.

Tomado de "Comparison of sediment transport computations using hydrodynamic versus hydrologic models in the Simiyu River in Tanzania" (Griensven et al., 2013)

### 2.5.1. Formas de Transporte

Para facilitar el cálculo de la cantidad total de sedimentos transportados, se requiere agrupar convenientemente según fórmulas y criterios. Por ello, se definen seis clases de transporte de sedimentos:

#### a) Arrastre en la capa de fondo

Se podría considerar como la capa de materiales más profunda. Su espesor es aproximadamente dos veces el diámetro de la partícula que lo conforma, según Einstein. No obstante, otros autores estiman valores diferentes; por ello, el espesor de dicha capa se debe presentar en conjunto con el método de análisis correspondiente. Usualmente este arrastre se designa con subíndice *B* (Maza Álvarez & García Flores, 2017).

Este arrastre en la capa de fondo se calcula en consideración de las características geométricas del cauce, sus características hidráulicas y las propiedades físicas del material. Por ello, se tienen diversas propuestas para la formulación de ecuaciones que faciliten el cálculo de

la tasa de erosión por metro de ancho de la sección. Entre las opciones de expresiones comúnmente usadas se encuentran la ecuación (1) que describe la tasa de erosión adimensional por unidad de ancho, propuesto por Hans Albert Einstein (en adelante Einstein).

$$q^* = \frac{q_b}{D\sqrt{gRD}} \quad (1)$$

Donde:  $q_b$  es la tasa volumétrica de sedimento transportado en la capa de fondo,  $g$  es la gravedad ( $9.81\text{m/s}^2$ ),  $R$  es la densidad relativa sumergida,  $D$  es el diámetro de la partícula.

A partir de esta ecuación, se puede establecer la tasa volumétrica de transporte de la capa de fondo mediante las ecuaciones propuestas por diversos autores.

### **Meyer-Peter y Muller**

Es la expresión más ampliamente utilizada para materiales de lecho de arena y grava. Es una ecuación de origen empírico que fue obtenida mediante la medición del transporte en ríos ubicados en los Alpes Suizos. La ecuación que describe la tasa de erosión adimensional se define en la ecuación (2)

$$q^* = 8(\tau^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad (2)$$

Donde:  $\tau_c^*$  representa a la fricción crítica adimensional y es igual a 0.047,  $\tau^*$  representa la fricción de fondo en el punto de análisis.

### **Wong y Parker**

Es un ajuste a las relaciones establecidas por Einstein. Su uso es correspondiente a ríos de pendiente entre 0.97 a 1.1% y grava como material de lecho con tamaño hasta 54 mm. La tasa de erosión adimensional se establece mediante la ecuación (3).

$$q^* = 11.2 \frac{(\tau^* - 0.03)^{4.5}}{\tau^{*3}} \quad (3)$$

### **Einstein y Brown**

Fue uno de los primeros intentos en establecer una función para la concentración en el transporte de fondo. Esta relación ha sido usada en materiales de lecho de arena y grava uniforme. Asimismo, las ecuaciones que se establecen en el software empleado son las expresiones (4), (5), (6)



$$\tau^* < 0.18; \quad q^* = 2.15 \exp\left(\frac{-0.391}{\tau^*}\right) \quad (4)$$

$$0.18 < \tau^* < 0.52; \quad q^* = 40(\tau^*)^3 \quad (5)$$

$$0.52 < \tau^*; \quad q^* = 15(\tau^*)^{1.5} \quad (6)$$

### Van Rijn

Van Rijn desarrollo una relación analítica que vincula la carga de sedimentos, la velocidad de la partícula, concentración en carga de fondo. Su uso ha sido recomendado para un rango de tamaño medio de partícula entre 0.2 a 2 mm. Las ecuaciones (7), (8), (9) describen la propuesta de tasa de erosión adimensional.

$$q^* = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad (7)$$

Donde:  $D_*$  es un diámetro de partícula adimensional y  $T$  es un parámetro de la etapa de transporte. Ambos son definidos mediante las siguientes relaciones:

$$D_* = D_{50} \left(\frac{gR}{v^2}\right)^{1/3} \quad (8)$$

$$T = \frac{\tau_s^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad (9)$$

Donde:  $\tau_s^*$  es el esfuerzo debido a la fricción en la superficie de contacto con el lecho y  $\tau_c^*$  es el esfuerzo crítico para permitir el movimiento de la partícula, según los diagramas de Shields.

### Engelund y Hansen

La ecuación (10) de Engelund y Hansen, propuesta en el presente trabajo, es la considerada en el software Iber. Esto se debe a que esta expresión será una de las opciones que usa el software para el cálculo del transporte de la capa de fondo.

$$q^* = \frac{0.1\tau^{*2.5}}{\frac{2u^2 D_k}{hV^2}} \quad (10)$$

Donde:  $D_k$  es el diámetro medio de la partícula de clase “k”,  $h$  es la profundidad o tirante,  $V$  es la velocidad de flujo. Asimismo, el parámetro  $u$  se define mediante la ecuación (11).

$$u = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (11)$$

**b) Transporte de fondo en suspensión**

Se podría considerar como el transporte en la capa inmediatamente superior de la capa de fondo. Debido al comportamiento turbulento del flujo, esta zona presenta partículas en suspensión ya que la turbulencia las levanta desde la capa de fondo. Por ello, en esta zona existe un intercambio entre el material de fondo y el material suspendido. Debido a la turbulencia y velocidad de la corriente, la concentración de partículas decrece cuando estas decrecen debido al asentamiento de dichas partículas. Este arrastre se designa con el subíndice *BS* (Maza Álvarez & Garcia Flores, 2017).

Las fuerzas que tratan de mover las partículas son ejercidas por el cauce y dichas fuerzas se conocen como arrastre y sustentación. Asimismo, las fuerzas que se oponen a dicho movimiento es el peso de cada partícula y, en caso se encuentre reposando en el fondo, la fricción entre partículas que está en función del peso. Las características físicas y geométricas de las partículas son factores determinantes para obtener la concentración de las partículas en suspensión. Por ello, el transporte del fondo en suspensión se determina en función de las propiedades físicas del material y las características físicas y geométricas del cauce (Maza Álvarez & Garcia Flores, 2017).

**c) Transporte de fondo**

Se entiende simplemente como la suma de los aportes de los transportes en las capas de fondo. En este caso el transporte de fondo o transporte total de fondo es igual a la suma del arrastre del fondo más el transporte del fondo en suspensión. Se representa con el subíndice *BT* y la ecuación (12) representa dicha adición.

$$g_{BT} = g_B + g_{BS} \quad (12)$$

**d) Transporte de lavado**

Es el transporte de material muy fino en suspensión que no está incluido en los transportes de fondo. Por ello, al analizar un tramo, el material de lavado proviene de los tramos de aguas arriba. El origen de este material sería la erosión fluvial producida por las precipitaciones y en ocasiones el origen se debería a la erosión propia en los márgenes del río. En caso de desconocimiento del tamaño de partículas del fondo, se considera a todas aquellas partículas

transportadas en suspensión de un tamaño menor a 0.062mm como material de lavado. Su notación es con el subíndice  $L$  (Maza Álvarez & Garcia Flores, 2017).

El transporte de lavado no depende de las características hidráulicas del cauce; en contraste, esta depende a la cantidad de partículas finas que pueden aportar las precipitaciones al río. Por ello, solo se puede analizar a través de tomas de muestras con material suspendido. Asimismo, se deberá separar el material en suspensión según la curva granulométrica, siendo el material de lavado aquel que no sea representado por la curva granulométrica.

#### e) Transporte en suspensión

Es equivalente al transporte de todo el material en suspensión. Eso quiere decir que es igual a la suma del transporte del fondo en suspensión y el transporte del material de lavado. Se designa con el subíndice  $S$  y cumple con la ecuación (13)

$$g_S = g_{BS} + g_L \quad (13)$$

Esta representación se debe a fines prácticos, ya que, al realizar tomas de muestras del río con material suspendido, estas tendrán la totalidad del material suspendido. En otras palabras, se puede obtener de forma directa el valor de la concentración del material suspendido; por ello, se obtiene directamente el transporte en suspensión. El procedimiento para el cálculo de los transportes que conforman el transporte en suspensión se realiza mediante una separación del material lavado y el material del fondo en suspensión. Por ello, se deberá realizar una separación mediante un tamizado con la malla #200, que tiene una abertura de 0.074mm aproximados a los 0.062mm definidos para el material lavado. Entonces, las partículas retenidas por la malla forman parte del material del fondo y las que pasan dicha malla serían el material de lavado (Maza Álvarez & Garcia Flores, 2017).

#### f) Transporte total

Se refiere a la totalidad de material transportado por el río, incluyendo el material de fondo y el lavado. Se denomina con el subíndice  $T$  y cumple con la ecuación (14).

$$g_T = g_B + g_{BS} + g_L \quad (14)$$

### 2.5.2. Particiones de Einstein

En el planteamiento realizado para realizar el cálculo de transporte de sedimentos, se ha ignorado los efectos que producen la resistencia al flujo por la morfología y mesoformas de un canal natural. En el análisis de cuerpos sumergidos a un flujo, se presentan dos esfuerzos que se aplican al cuerpo sumergido y van en favor del flujo. En primer lugar, se tiene el esfuerzo

que proviene de la fricción entre el líquido y la superficie del cuerpo denominada *skin friction* ( $\tau_{bs}$ ). En segundo lugar, se debe considerar también el esfuerzo proveniente de la existencia de diferencias de presión en distintas zonas del cuerpo sumergido; este esfuerzo también es denominado *form drag* ( $\tau_{bf}$ ). El esfuerzo de fricción total tendrá como principales fuentes a los esfuerzos de fricción y los esfuerzos provocados por diferenciales de presión. Esto se entiende mediante la ecuación (15)

$$\tau_b \cong \tau_{bs} + \tau_{bf} \quad (15)$$

Einstein fue uno de los primeros en reconocer la necesidad de realizar la distinción entre los esfuerzos provenientes de ambos efectos. Por ello, él propuso un esquema que simplifique dicha partición entre el cálculo de los efectos por fricción y forma, tal como se describe con las ecuaciones (16) y (17).

$$\tau_b = \rho C_f U^2 \quad (16)$$

$$\tau_{bs} = \rho C_{fs} U^2 \quad (17)$$

Donde:  $C_f$  es un coeficiente que representa los efectos tanto del esfuerzo por fricción y los esfuerzos por forma. Asimismo,  $C_{fs}$  es un coeficiente que representa el esfuerzo por fricción, en un caso donde se ignore los efectos de la forma del lecho. En este punto, Einstein plantea una ecuación para describir al factor  $C_{fs}$ , para distintos casos de flujo; por ejemplo, para el caso de un flujo turbulento con resistencia al flujo solo por fricción se tendría la ecuación (18).

$$C_{fs} = \left[ \frac{1}{\kappa} \ln \left( \frac{H_s}{k_s} \right) \right]^{-2} \quad (18)$$

Donde:  $H_s$  es un parámetro que representa la profundidad del cauce ignorando los efectos que tendrían la forma del lecho.  $k_s$  representa la altura de la rugosidad.  $\kappa$  es el coeficiente de Karman que tiene un valor aproximado de 0.41.

Si se cuentan con valores obtenidos de las expresiones mencionadas, se puede deducir el efecto producido solo por la forma del cauce. Esto se complementaría mediante las ecuaciones (19), (20), (21).

$$\tau_{bf} = \rho C_{ff} U^2 = \rho g H_f S \quad (19)$$

$$C_f = C_{fs} + C_{ff} \quad (20)$$

$$H = H_s + H_f \quad (21)$$

### 2.5.3. Índice de resistencia del flujo

Los fluidos en general presentan una característica denominada viscosidad. Esta se entiende como la capacidad de resistir u oponerse a los desplazamientos y deformaciones. El origen de esta resistencia se debe a la existencia de tensiones cortantes o tensiones de tracción producidas por las colisiones entre partículas. Además, la resistencia al flujo de un cauce también depende de la interacción entre el fluido y la superficie en contacto. Esta interacción entre el fluido y la superficie produce una zona de transición conocida como capa límite. La capa límite se entiende como la zona en la que la velocidad del fluido transita desde 0 al 99% de la velocidad de la corriente en zonas sin perturbaciones. Asimismo, se entiende que esta zona de transición sería la responsable de la pérdida de energía en el flujo; por ello, la delimitación del espesor de dicha zona permitiría estimar la variación en el campo de velocidades. Debido a la necesidad en el campo aplicativo, se ha tratado de cuantificar la magnitud de este fenómeno; por tal, se han propuesto formulas y valores para cuantificar la pérdida de energía producida por este efecto. En el campo de la hidráulica, se cuantifica esta interacción mediante coeficientes de rugosidad ( $n$ ). Esto se debe a que en la hidráulica usualmente se trabaja con el agua como fluido principal y el único factor cambiante serían las características del canal, entre ellas el material. Entre los métodos más usados para cuantificar este índice de resistencia en el campo hidráulico se cuenta con los siguientes métodos de obtención del coeficiente de rugosidad.

#### a) Coeficiente de rugosidad según las tablas de Chow

El hidrólogo Ven Te Chow realizó una compilación de valores del coeficiente de rugosidad obtenido de diversos trabajos que partieron desde los valores propuestos en la tabla de Horton. Cabe resaltar que dichos valores son establecidos para condiciones de diseño de canales abiertos. Por ello, es de esperarse que estos valores serán para condiciones semi-ideales con respecto a la rugosidad y la presencia de factores externos. La condición en el presente análisis es de un cauce natural, para la cual se eligen como valores referenciales los coeficientes de rugosidad según Ven Te Chow, de la Tabla A.1, adjunta en el Anexo A.

#### b) Coeficiente “n” de rugosidad según Cowan

Cabe resaltar que el coeficiente de rugosidad no solo depende del material del lecho del canal o río. Este valor puede verse afectado por las distintas condiciones que puede presentar el cauce como el tamaño de material del lecho, la forma del canal y el grado de curvatura del río. Cowan desarrollo un procedimiento para la obtención de un valor de coeficiente de rugosidad, estimando todos estos efectos. Dicho trabajo se resume en la ecuación (22).



$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (22)$$

Donde:

$n_b$  = Valor base para un canal recto, uniforme y liso con los materiales naturales involucrados

$n_1$  = Factor de corrección por irregularidades superficiales de rugosidad

$n_2$  = Factor de corrección por cambio de tamaño y forma de la sección transversal del canal

$n_3$  = Factor de corrección por obstrucciones

$n_4$  = Factor de corrección por vegetación y condiciones de flujo

$m$  = Factor de corrección por sinuosidad del río o presencia de meandros

La determinación de los valores de estos factores de corrección se puede realizar mediante la consulta de diversas fuentes. A partir de ello, se analizarán los valores propuestos por la U.S. Geological Survey, Anexo A Tabla A.3., ya que cuentan con un análisis de influencia de los valores de rugosidad según distintas condiciones de lecho. Por ello, se procederá a proponer un valor de  $n_b$  según Ven Te Chow y se corregirá este valor según el método de Cowan. Los valores para los factores de corrección descritos por Cowan estarán adjuntos en el Anexo A, Tabla A.2.

### c) **Rugosidad propuesta por IBER**

Entre la información disponible en el software Iber, se cuenta con una base de datos de valores de coeficiente de rugosidad. Estos valores están estimados según las condiciones de simulación que realiza el software. Esto se debe a que Iber al realizar una simulación 2D, también realiza una corrección en la rugosidad según la topografía que se importe, es decir, determina la rugosidad por la forma del lecho a partir de la rugosidad del material. Por ello, los factores de corrección propuestos por Cowan tenderían a sobredimensionar la rugosidad que se debe emplear en el software. Por ello, se considerará la base de datos de Iber en rugosidad como un valor referente para la asignación de rugosidad según uso de suelo. Dichos valores propuestos se adjuntan en el Anexo A, Tabla A.4.

## 2.6. **Modelización hidráulica**

Un modelo hidráulico es una representación simplificada de un sistema más complejo, es decir, una abstracción de la realidad que permite establecer relaciones, conceptualizar y simplificar comportamientos de fenómenos reales de movimiento y dinámica del agua dentro del sistema. La resolución de los resultados y los datos depende en gran medida de los objetivos del estudio para posteriormente describir y cuantificar las variables relevantes para proyectos

como: Obras hidráulicas; fenómenos de infiltración en suelos; regulación de ríos; transporte de sedimentos; navegación; control de contaminación; y conservación de flora y fauna (IDEAM, 2018, p. 8).

Como se mencionó, un modelo es una representación de la realidad, lo cual, en el entorno de la hidráulica, los resultados de modelos son someras representaciones de un hidrosistema. Ello se debe a la simplificación de un sistema, que debe ser analizado mediante factores a los cuales está sujeta la complejidad del modelo. Estos factores son descritos específicamente por Chow et al. (1993), y son los siguientes:

- Aleatoriedad o análisis de frecuencia de los eventos
- Dimensionalidad (1D, 2D y/o 3D)
- Variación espacial y temporal

Existen dos tipos de modelos hidráulicos estos son: por un lado, los físicos, que involucran la construcción de modelos de laboratorio a escala reducida y son generalmente usados cuando el sistema hidráulico es muy complejo y no puede ser resuelto mediante la aplicación de modelos matemáticos, ya que las asunciones de estos modelos no son válidas y podrían conllevar a soluciones erróneas; y por otro lado, los matemáticos, que son modelos determinísticos y se basan en los principios fundamentales de la hidráulica mediante ecuaciones matemáticas que son resueltas mediante simplificaciones y asunciones adoptadas con criterio, las cuales permiten conocer las propiedades físicas del flujo como la profundidad y la velocidad (Crowder, 2009).

En el presente trabajo se considerarán únicamente la modelización matemática para obtener los resultados en el tramo de estudio, y cuyos conceptos se mencionan en los párrafos precedentes.

### **2.6.1. Modelización matemática**

Estos modelos precisan del uso de la teoría de la hidráulica del flujo y de los métodos numéricos que permiten resolver ecuaciones de conservación de energía, masa y momento. En la última década, el complemento de estos conceptos mencionados se ha definido como la hidroinformática (Bladé et al., 2014, p. 72).

Los modelos matemáticos buscan simplificar los escenarios complejos naturales, y como consecuencia de ello, se tipifican de acuerdo a la particularidad del flujo, en donde se consideran aspectos como las dimensiones y las direcciones características que definen el



comportamiento del agua en el hidrosistema (IDEAM, 2018, p. 26). Las herramientas de modelización matemática permiten realizar simulaciones con aproximaciones unidimensional (1D), bidimensional (2D) y tridimensional (3D) (Bladé et al., 2014, p. 73). En la Figura 5, se esquematiza las características de cada una de las tipologías relacionadas a las dimensiones de la simulación.

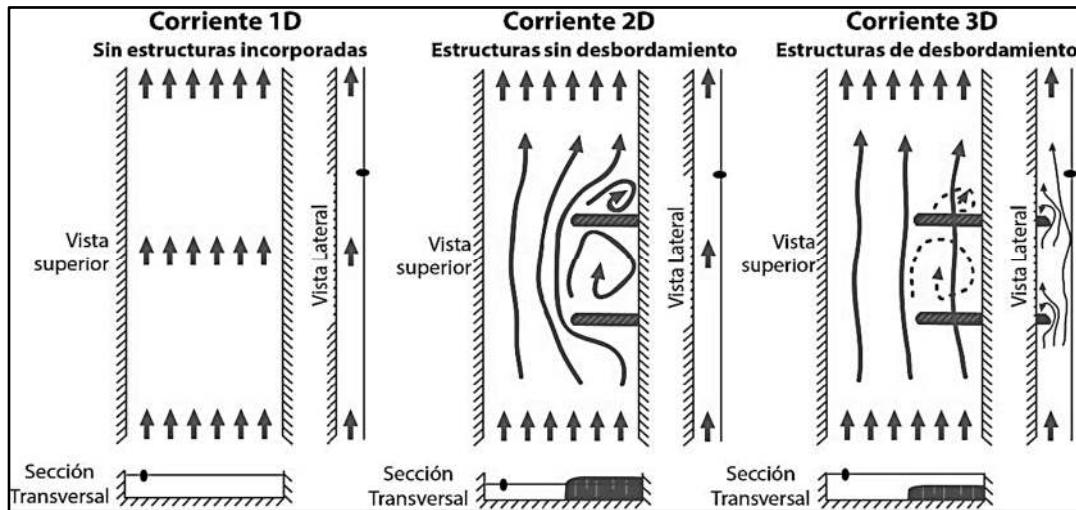


Figura 5. Características del flujo 1D, 2D y 3D.

Tomado de “Protocolo de modelación hidrológica e hidráulica” (IDEAM, 2018, p. 27).

Además, existen modelos cuasi-2D, los cuales consideran llanuras de inundación complejas como en los ríos con curvaturas considerables.

### Modelos 1D

Estos modelos se caracterizan por su facilidad en cuanto a su creación y ejecución, cuando se compara con otras opciones (Bladé et al., 2014, p. 73). Los modelos 1D reducen la teoría a una dimensión y resuelven la profundidad del flujo y descarga en secciones transversales definidas del río o en estructuras definidas dentro del sistema; es por ello que se recomienda usar este modelo en ríos donde en flujo sea predominante en el lecho, o donde el flujo que se genere fuera de los lechos sean los apropiados y no generen incertidumbres en la interpretación de resultados para el diseño (Crowder, 2009, pp. 5–6).

Este tipo de modelación se basa en las soluciones de las ecuaciones de conservación de masa y momento desarrolladas en 1871 por Barre de Saint-Venant, las cuales describen el flujo unidimensional no permanente en un canal abierto, cuyas suposiciones necesarias para su deducción y correspondiente aplicabilidad son descritas por Chow et al. (1993, p. 282), y son las siguientes:

- La profundidad y la velocidad varían únicamente en la dirección longitudinal del canal, lo que implica que la velocidad del agua es constante y que el espejo del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje del río.
- El flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal forma que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden ser despreciables.
- El eje longitudinal del río se aproxima a una línea recta.
- La pendiente del lecho es pequeña y no hay presencia de socavación ni deposición.
- La ecuación de rugosidad de Manning puede usarse como descripción de los efectos de resistencia.
- El fluido es incomprensible y de densidad constante.

Las ecuaciones de conservación de Saint-Venant son:

- Ecuación de conservación de la masa o ecuación de continuidad, válida para canales prismáticos y no prismáticos (Chow et al., 1993, p. 284):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (23)$$

- Ecuación de conservación de momento (Chow et al., 1993, p. 290):

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (24)$$

### Modelos cuasi 2D

Factores complejos de los ríos naturales como: uniones y tributarios; variación de la sección transversal; variación en la resistencia en la profundidad del flujo y la localización horizontal; áreas inundadas; y meandros, conllevaron al uso de estos modelos; en particular, los dos últimos factores mencionados, para crecientes grandes, el eje del flujo, que no es paralelo al eje del valle, se vuelve paralelo a este y casi paralelo a los ejes de las llanuras de inundación (Chow et al., 1993, p. 322). Es por ello que los modelos cuasi 2D surgen a partir de la incorporación de llanuras de inundación en avenidas máximas en donde se usan ecuaciones simplificadas con el objetivo de no generar costos computacionales altos como los modelos 2D, y obtener resultados efectivos del campo de los niveles de agua, mas no resultados detallados en el campo de velocidades (Bladé et al., 2014, p. 74).

Los modelos cuasi 2D, se caracterizan por solucionar las ecuaciones de movimiento y transporte de sustancias en 1D; sin embargo, la configuración y discretización del modelo permite una representación 2D de la variación espacial del flujo y de la acumulación de sedimentos en el área de inundación (Lindenschmidt, 2008).

Las técnicas de construcción de estos modelos en los softwares dependerán de los factores y parámetros que se estén analizando y la precisión de los resultados que se desean obtener en las áreas de interés. Beck (2016) realizó una comparación de tres metodologías de construcción y análisis de modelos cuasi 2D en SWMM 5.1, estas metodologías, las cuales se mencionan a continuación, pueden ser aplicadas en softwares que operen este tipo de modelo.

- *Conexiones directas 1D-2D*: Integra los modelos mediante conexiones directas que no son las estructuras comunes tipo orificio (buzones). Asocia ambos modelos construidos mediante el reemplazo de los nodos limitantes de la malla 2D por estructuras tipo conducto (*conduit*) conectadas a estructuras de salida (*offset*) asignadas en la canal 1D. Se debe tener cuidado en el balance de áreas de inundación entre ambos modelos (Beck, 2016, p. 3).
- *Conexiones de orificio lateral 1D-2D*: Integra ambos modelos como en las conexiones directas, pero en este método, las estructuras de conducto y salida son reemplazadas por una estructura de orificio, más comúnmente usadas en modelos de drenaje urbano como estructuras de colección de redes de drenaje. Sin embargo, aquí estas estructuras funcionarán como vertedero cuando que el orificio se presurice, es decir, cuando el nivel del agua del 1D alcance la altura del orificio (Beck, 2016, p. 3).
- *Completamente quasi 2D*: En este método se considera el mallado en su totalidad del canal, en donde se resuelven mediante las ecuaciones de momento y energía usado en los modelos 1D. Asimismo, suele considerarse elementos apropiados para representar transporte de flujo por debajo o encima de estructuras como puentes (Beck, 2016, p. 4).

## **Modelos 2D**

Son moldeos cuya discretización del canal y de las llanuras de inundación se discretizan por mallas compuesta por nodos y polígonos que se adaptan y representan la topografía y batimetría del área de análisis. Estas mallas, a la vez, pueden estar discretizadas por el tamaño de malla, por su regularidad y por su estructura, ello dependerá de la geometría de las

estructuras antropogénicas y la regularidad de los elementos que se tiene en el relieve del terreno natural o de la superficie.

Los modelos 2D resuelven las ecuaciones de Saint – Venant en el sentido del flujo y en el sentido transversal a él. A estas soluciones se las conoce como Ecuaciones de Navier Stokes o de Saint – Venant para flujos de poca profundidad, es decir, donde el ancho del espejo de agua se aproxima al perímetro mojado y en consecuencia el radio hidráulica es igual al tirante medio: *Water Shallow Equations* (Romero, 2015).

### **Comparación de dimensionalidad de los modelos para el análisis de la hidrodinámica, morfodinámica y transporte de sedimentos**

Es importante conocer los antecedentes y consideraciones que se tiene de comparaciones de resultados, desde el punto de vista de la dimensionalidad, que se obtuvieron en estos modelos en un mismo tramo de análisis. A partir de estas comparaciones de los resultados de parámetros como velocidad, calado, fuerza tractiva y transporte de sedimentos debidamente validados y calibrados, se optará por las dimensiones más apropiadas para cumplir con los objetivos de este proyecto de investigación.

En primer lugar, los modelos 1D simplifican el flujo y el transporte de sedimento mediante la asunción de un ancho promedio en el nivel del lecho del río y de la distribución del tamaño de las partículas de sedimentos. Es por ello que el análisis en esta dimensión es adecuado en tramos rectos y uniformes, ya que pueden ser representados mediante secciones transversales alineadas por el eje del río; sin embargo, en ríos meándricos se debe considerar aspectos como la curvatura natural del río, en donde se genera una expansión del área del flujo debido a que el lecho no es uniforme, y en los tramos rectos, se genera una contracción del flujo. Los modelos morfodinámicos 1D tienen dos componentes computacionales primarios: Primero, el modelo de flujo, que determina el nivel del agua y la velocidad; y el segundo, el modelo de transporte de sedimentos, que resuelve la ecuación de continuidad de masa (ecuación de Exner) (Williams et al., 2016, p. 108). Dichos componentes conllevan, intrínsecamente, a que los modelos 1D se caractericen por tener tres limitaciones que son relevantes para modelos morfodinámicos, los cuales fueron descritos por Williams, Brasington y Hicks (2016), y se mencionan a continuación:

- No se parametriza, en cada sección transversal, la variación lateral del esfuerzo de corte en el lecho, ya que estos modelos asumen como uniforme la geometría del canal, lo

cual puede conllevar, y con mayor magnitud en ríos meándricos o entrelazados, a errores en las estimaciones de valores de tensión de corte menores al umbral de transporte de sedimentos, que en la realidad pueden superar este umbral, y viceversa.

- No incorpora flujos secundarios en direcciones transversales al tramo, los cuales generan consecuencias importantes relacionadas al transporte de carga y sedimentación en el lecho.
- No se representa el movimiento lateral del flujo sólido, y con ello existe una limitada o ausente representación de la erosión de los bancos del río y de la transferencia de sedimentos entre el canal y la llanura de inundación.

En segundo lugar, los modelos 2D: modelos basados en la física y el autómata celular, presentan buenos resultados de modelamiento hidrodinámico, cuya validez tiene como fundamento la noción de que el comportamiento del sistema en una escala en particular resulta de la interacción pertinente entre las variables dinámicas en una escala menor que es de interés para desarrollar los objetivos del proyecto. Sin embargo, los modelos de autómata celular, debido a que se encuentran dentro un marco de referencia Euleriano y usan un conjunto de reglas de transición para definir flujos locales, se distinguen de los modelos numéricos basados en la física, los cuales resuelven ecuaciones complejas de masa y energía, por ser menos complejos, ya que se usa reglas para simular la interacción solo entre celdas continuas (Williams et al., 2016). Por su parte, los modelos numéricos basados en la física también tienen limitaciones y restricción como cualquier modelo numérico hidráulico mencionado en esta investigación, las cuales se mencionarán seguidamente:

Por un lado, en los modelos autómata celular, si se compara el número de investigaciones en el ámbito de las predicciones hidrodinámicas y la morfodinámicas, en este último se cuenta que por mucho no se prestó interés en estos estudios. Ello se justifica por la necesidad de grandes reglas de distribución de flujo que deberían adicionarse para estimar el transporte de carga del lecho del río (Williams et al., 2016). Asimismo, la aplicación de autómata celular para predecir la morfodinámica natural de los ríos probablemente presente límites porque los algoritmos simplificados para determinar la distribución del flujo, no redistribuyen el momento; está limitación puede conllevar a predicciones erróneas ya que se presenta una alta sensibilidad en la pendiente del lecho del río (Williams et al., 2016).



Por otro lado, la mayoría de los modelos numéricos basados en la física simplifican los problemas de morfodinámica mediante la disociación de los procesos de flujo y transporte de sedimentos. Esta disociación engloba, por lo general, tres procesos computacionales: primero; la predicción del flujo; segundo, predicción del arrastre de sedimentos, transporte y deposición; tercero, actualización del relieve batimétrico. Y es en el segundo paso el más propenso a generar inciertos, debido a que el transporte de sedimentos no tiene una relación linear con los esfuerzos cortantes del lecho. Sin embargo, una adecuada parametrización, calibración y validación del modelo mediante la comparación con datos observables en campo, resulta en predicciones aproximadas a la realidad de la hidrodinámica y transporte de sedimentos de interés (Williams et al., 2016). Es por ello que estos modelos, que se basan en ecuaciones de aguas poco profundas, están siendo ampliamente aceptados para un amplio rango de modelizaciones de flujo, considerando una topografía precisa, una parametrización adecuada de la rugosidad, y una apropiada selección del modelo de turbulencia (Neelz & Pender, 2010).

En tercer lugar, en los modelos de flujo tridimensionales, de la misma manera que los modelos bidimensionales, los resultados dependerán de la adecuación de una escala de interés apropiada para que se dé una interacción pertinente entre las variables dinámicas. Asimismo, existen modelos matemáticos tridimensionales que solucionan los problemas de morfodinámica mediante la disociación de los procesos de flujo y transporte de sedimentos, que son los modelos de flujo de solución numérica continua; y modelos que incluyen la interacción de la hidrodinámica y morfodinámica durante la solución de ecuaciones, que se conocen como modelos hidrodinámicos de partículas lisas o suaves. Como cualquier modelo matemático, que da una interpretación del comportamiento semejante a la realidad, los modelos tridimensionales presentan ventajas y restricciones.

## **2.7. Bases teóricas de la modelización con IBER**

Iber es un modelo numérico bidimensional, para la simulación de flujos en ríos y estuarios, desarrollado directamente desde la administración pública española en colaboración con universidades, que son mencionadas en la página oficial del software, y promovido por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (Bladé et al., 2012). La versión preliminar fue creada mediante la integración del modelo numérico hidráulico CARPA en una interfaz accesible y eficaz GiD. Posteriormente, otro modelo numérico hidráulico TURBILLON fue integrado, cuyo resultados fue la primera versión de Iber en el año 2010 y las respectivas versiones posteriores (*Iberaula*, n.d.). Según la página web “*Iberaula*” (n.d.), las características actuales de Iber que serán usadas para la presente investigación son las siguiente:

- Módulo hidrodinámico basado en las ecuaciones 2D de Saint Venant.
- Esquemas explícitos de volumen finito en mallas no estructuradas.
- Capacidad para resolver flujos subcríticos y supercríticos, incluidos saltos hidráulicos inestables.
- Algoritmos de secado y humectación masivo conservador.
- Varias modelizaciones de turbulencia promediada en profundidad 2D.
- Estructuras internas: puentes, puertas, vertederos y alcantarillas.
- Evaluación de inundación y riesgo de inundación.
- Evolución del lecho debido al transporte de sedimentos considerando tanto el lecho como las cargas suspendidas.
- Integración en una interfaz fácil de usar para el procesamiento previo y posterior.
- Integración SIG.
- IberPLUS y R-Iber, implementaciones paralelas del modelo Iber que utiliza la computación GPU a través de Nvidia CUDA se puede obtener aceleraciones hasta 100 veces más rápidas.

Iber se desarrolló para la simulación de flujo en la lámina libre de aguas poco profundas, morfodinámica, procesos de transporte y hábitat en ríos y estuarios. Ello lo obtiene mediante la interacción de 6 módulos claramente diferenciados (*Iberaula*, n.d.): Módulo hidrodinámico, Módulo de turbulencia, Módulo de transporte de sedimentos, Módulo de calidad de agua, Módulo de procesos hidrológicos y el Módulo Iber – hábitat, de los cuales, en la presente investigación, solo se describirán los tres primeros que serán aplicados durante el desarrollo del modelo. La descripción de los tres últimos modelos restantes se puede encontrar en *Iberaula* (*Iberaula*, n.d.).

### 2.7.1. Módulo hidrodinámico

Este módulo resuelve las ecuaciones de Saint Venant 2D, o también conocidas como ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad (*2D Shallow Water Equations - SWE*). Las cuales asumen dos hipótesis: una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme en profundidad de la velocidad. Por un lado, la primera hipótesis se cumple en el flujo de ríos y en corrientes generadas por mareas en estuarios. Por otro lado, la segunda hipótesis se cumple en ríos y estuarios (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014). Las ecuaciones (25), (26) y (27) resuelven la

conservación de momento y masa en las dos direcciones horizontales, para el módulo hidrodinámico.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s \quad (25)$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} =$$

$$-gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \quad (26)$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} =$$

$$-gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial y} + 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \quad (27)$$

En donde  $h$  es el tirante,  $U_x$ ,  $U_y$  son las velocidades horizontales promediadas en profundidad,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $Z_s$  es la altitud de la lámina libre,  $\tau_s$  es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento,  $\tau_b$  es la fricción debido al rozamiento del fondo,  $\rho$  es la densidad del agua,  $\Omega$  es la velocidad angular de rotación de la tierra,  $\lambda$  es la latitud del punto considerado,  $\tau_{xx}^e$ ,  $\tau_{xy}^e$ ,  $\tau_{yy}^e$ , son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y  $M_s$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

#### a) Fricción de fondo

La fricción de fondo tiene dos efectos sobre las ecuaciones de flujo: primero, produce una fuerza de fricción en dirección opuesta a la velocidad media; segundo, produce turbulencia. Sin embargo, en modelos promediados en profundidad, como Iber, no es posible calcular esta velocidad por medio de funciones de pared estándar ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014). Es por ello por lo que se relaciona a la velocidad de fricción con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. Con ello, la tensión de fondo se puede expresar mediante la ecuación (28).

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad (28)$$

En donde  $C_f$  es el coeficiente de fricción de fondo,  $\rho$  es la densidad del agua,  $u_f$  es la velocidad de fricción,  $U$  velocidad media en profundidad  $\tau_b$  es la tensión de fondo (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

En los modelos 2D no tiene sentido definir secciones transversales como en los modelos 1D; es por ello que en 2D la definición de radio hidráulico se simplifica a tirante o calado (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014), tomando una columna de flujo de anchura  $\Delta x$  y tirante  $h$ , el radio hidráulico se calcula como:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad (29)$$

La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de rugosidad de Manning, la cual utiliza el coeficiente de rugosidad ( $n$ ) como parámetro. Dicho coeficiente se usa en la ecuación (30).

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad (30)$$

#### b) Rozamiento superficial por viento

Iber determina la fuerza de rozamiento superficial mediante la ecuación (31) de Van Dorn desarrollada en 1953, a partir de la velocidad del viento a 10 m de altura.

$$\tau = \rho C_{vd} V_{10}^2 \quad (31)$$

Donde:  $\rho$  es la densidad del agua,  $V_{10}$  es la velocidad del viento a 10 m de altura y  $C_{vd}$  es el coeficiente de arrastre superficial ( $C_{vd}=2.5 \times 10^6$ , valor por defecto) (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

#### c) Tensiones efectivas

Las tensiones efectivas horizontales que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y los términos de dispersión debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^v - \overline{u'_i u'_j} + D_{ij} \quad (32)$$

En donde el primer término corresponde a las tensiones viscosas, cuyo orden de magnitud es mucho menor que el resto de términos de las ecuaciones hidrodinámicas; el segundo término corresponde a las tensiones turbulentas o de Reynolds, que presenta un mayor orden de

magnitud que las tensiones viscosas, y en especial en zonas de recirculación; y el tercer término corresponde a los términos de dispersión lateral, que se desprecian en las ecuaciones 2D – SWE debido a que no son posibles calcularlos de forma general en un modelo promediado en profundidad (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

#### d) Condiciones de contorno hidrodinámicas

Para cualquier problema bidimensional, Iber presenta dos tipos de contorno: abiertos y cerrados.

##### Contorno cerrado

Son contornos tipo pared que producen una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, como una fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Se puede imponer las siguientes condiciones de contorno tipo pared: condición de deslizamiento libre y condición de fricción de pared. La primera equivale a no considerar la tensión de rozamiento generada por los contornos tipo pared, y en general, en la ingeniería hidráulica, y en especial en la ingeniería fluvial, el perímetro mojado en una sección hidráulica está compuesto en su mayoría por el contacto con el fondo; es por ello que los contornos de pared o cerrados se pueden despreciar (deslizamiento libre. La segunda condición se impone cuando la dimensión horizontal y vertical son similares como en canales de sección muy estrecha, ya que la fuerza de rozamiento puede influir considerablemente en el desarrollo del flujo; imponer la segunda condición consiste en adicionar una fuerza tangencial opuesta a la dirección del flujo en el contorno (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

La velocidad tangencial a la pared puede expresarse en una función de la velocidad de fricción de pared  $u_*$  y de la distancia a la pared (Bladé et al., 2012), como en la ecuación (33).

$$|u| = \frac{u_*}{0.4} \ln\left(E * \frac{du_*}{v}\right) \quad (33)$$

Donde:  $d$  es la distancia en perpendicular a la pared y  $E$  es un parámetro cuyo valor depende de las características del régimen de turbulencia del flujo que se muestran en la Tabla 1.



Tabla 1. Valores de fricción de pared.

Tipo de régimen	$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu}$	$ u  = \frac{u_*}{k} \ln(Ey^+)$
Turbulento liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9.0$
Turbulento rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = \frac{30}{k_s^+}$
Transición liso-rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = \frac{1}{0.11 + 0.033 * k_s^+}$

Tomado de “Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos” (Bladé et al., 2012).

Donde  $K_s$  es la altura de rugosidad de la pared, que es una medida de la rugosidad de la pared y tienen unidades de longitud (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

### Contorno abierto

La cantidad y tipos de contornos abiertos que se insertar dependerá de si es un contorno de entrada o de salida, así como del tipo de régimen hidráulico en el contorno. Los tipos de contorno abierto se describen a continuación:

Por un lado, para los contornos de entrada se fija el caudal de agua y se asume que la dirección del flujo es perpendicular al contorno; es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen es supercrítico (se impone adicionalmente el calado o velocidad como la tercera condición); mientras que, si el régimen es subcrítico, se impone 2 condiciones de contorno (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014). La distribución del caudal unitario a lo largo del contorno se realiza de manera proporcional al tirante en cada punto del mismo según la ecuación (34)

$$q_n = C \cdot h^{5/3} \quad (34)$$

Donde  $h$  es el tirante,  $q_n$  es el caudal unitario y  $C$  es una constante que asegura que la integral del caudal unitario a lo largo del contorno considerado sea igual al caudal total de entrada (Bladé et al., 2012).

Por otro lado, en un contorno de salida es suficiente con colocar una única condición si el régimen es subcrítico, y no es necesario colocar condición alguna si el régimen es

supercrítico/crítico. En los contornos de salida se considera asimismo la posibilidad de introducir una relación de curva de gasto que se distribuye de manera proporcional a lo largo de los puntos del contorno (Bladé et al., 2012; Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

En la Tabla 2, se muestra el conjunto de condiciones implementadas en Iber en los contornos abiertos.

Tabla 2. Condiciones de contorno implementadas en los contornos abiertos.

Contorno		Régimen	Condiciones impuestas
Entrada	Caudal total	Subcrítico/Crítico	Caudal total en la dirección normal al contorno
		Supercrítico	Caudal total en la dirección normal al contorno y velocidad media
	Caudal específico	Subcrítico/Crítico	Caudal específico en la dirección normal al contorno
		Supercrítico	a) Caudal específico en la dirección normal al contorno y calado b) Caudal específico en la dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Subcrítico	a) Calado b) Cota de agua c) Vertedero (cota y coeficiente de descarga) d) Curva de gasto	
	Supercrítico/Crítico	No es necesario imponer ninguna condición	

Tomado de “Manual de referencia hidráulico” (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

#### e) Condiciones de contorno internas

Estas condiciones se usan para simular estructuras hidráulicas como compuertas hidráulicas, vertederos o puentes que entran en flujo libre o sumergido (flujo a presión). En estos casos las ecuaciones de Saint Venant dejan de ser válidas ya que no se cumplen con las dos hipótesis mencionadas en el acápite 2.7.1, y por lo tanto es más adecuado calcular la relación entre el caudal y la pérdida de carga en las estructuras mencionadas mediante ecuaciones de descarga específicas (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014). Iber puede considerar condiciones internas de flujo bajo compuerta; flujo sobre vertedero en lámina libre; combinación de compuerta y vertedero (tableros de puentes anegados); y pérdida localizada (Bladé et al., 2012). En la Figura 6, se esquematiza las condiciones que pueden ser insertadas en el software.

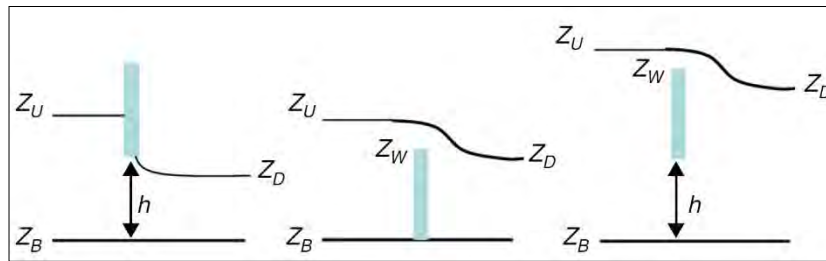


Figura 6. Definición esquemática de las condiciones que pueden imponerse en Iber: Compuerta sin vertedero (izquierda), vertedero sin compuerta (centro) y combinación compuerta-vertedero (derecha).

Tomado de “Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos” (Bladé et al., 2012).

## f) Infiltración

La infiltración es más usada en la simulación de procesos de lluvia escorrentía (módulo hidrológico) en donde puede ser necesario considerar este proceso el nivel de saturación de los suelos o superficies para el cálculo de la escorrentía superficial. La infiltración se considera en el modelo software mediante un término fuente negativo en la ecuación de conservación de masa (pérdida de masa de agua). Para el cálculo de la infiltración potencial, Iber permite considerar los siguientes modelos: el modelo de Green-Ampt, el modelo lineal, y el modelo de Horton. Los dos primeros, permiten considerar una abstracción inicial que representa procesos de retención superficial por vegetación y depresiones del terreno (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

### 2.7.2. Módulo de turbulencia

La mayoría de los estudios en ingeniería fluvial implican el análisis de flujos en lamina libre, los cuales se consideran como flujos poco profundos o aguas someras promediadas en profundidad debido a una relación muy pequeña entre la dimensión vertical sobre la dimensión horizontal. Todos los ríos en lamina libre son turbulentos por naturaleza, eso se puede comprobar visualmente mediante la presencia de remolinos que aparecen y desaparecen con un movimiento aparentemente caótico. Estos remolinos son los principales causantes de los procesos de mezcla como la difusión de sustancias solubles, de sólidos en suspensión, entre otros (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014). Ello demuestra la complejidad y la importancia del movimiento turbulento en la modelización de cauces naturales.

Iber incluye diversos modelos de turbulencia, basados en la hipótesis de Boussinesq, para aguas someras tipo RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes Equations), los cuales se solucionan en el módulo de turbulencia, cuyo objetivo es calcular las tensiones de Reynolds, y

se mencionan a continuación en el respectivo orden creciente de complejidad (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014):

- Viscosidad turbulenta constante
- Modelo parabólico
- Modelo de longitud de mezcla
- Modelo K- $\epsilon$  de Rastogi y Rodi

Para comprender los módulos de turbulencia, se tiene el análisis realizado por Cea, Puertas y Vázquez (2007) del diseño de la estructura T1 de escala de peces de hendidura vertical, cuyos resultados de los modelos de turbulencia en planta se muestran en la Figura 7 y la comparación de la distribución de velocidades experimentales y a partir de modelizaciones de turbulencia se muestran en la Figura 8.

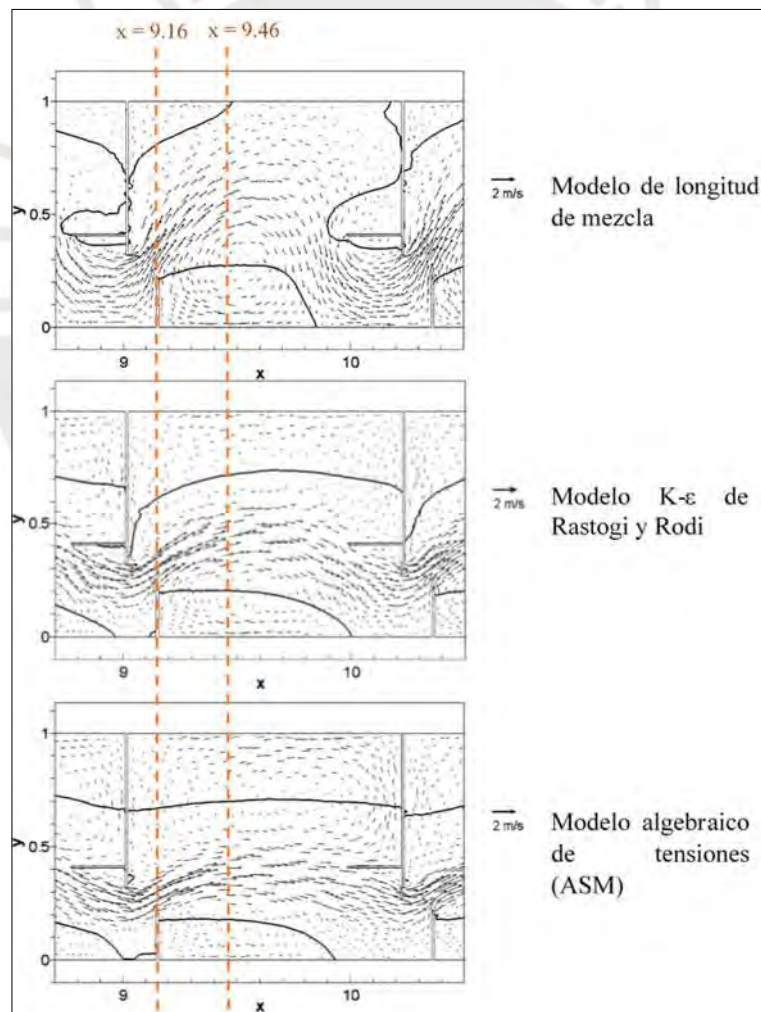


Figura 7. Distribución en planta de la velocidad media promediada en profundidad para  $Q = 105$  l/s. Las líneas negras separan las regiones con velocidad positiva y negativa

Tomado de “*Depth Averaged Modelling of Turbulent Shallow Water Flow with Wet-Dry Fronts*” (Cea et al., 2007).

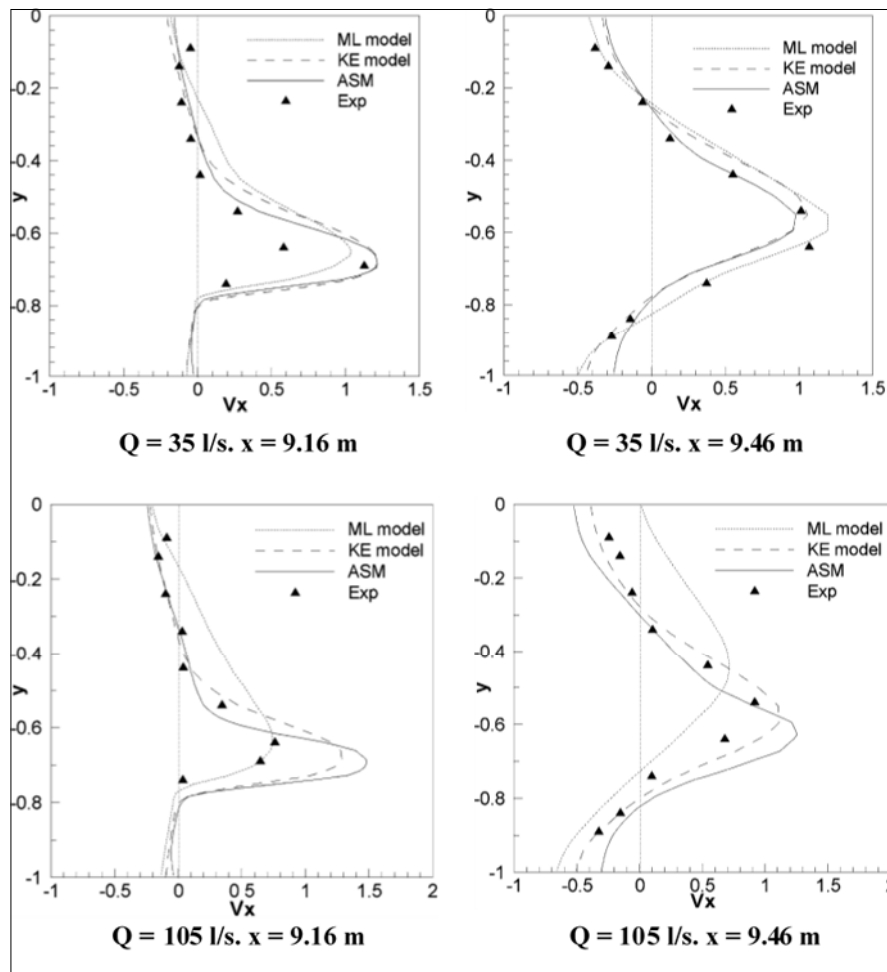


Figura 8. Velocidad longitudinal numérica y experimental promediada en profundidad en las secciones transversales 9.16 m y 9.46 m.

Tomado de “*Depth Averaged Modelling of Turbulent Shallow Water Flow with Wet-Dry Fronts*” (Cea et al., 2007).

En la Figura 7 se observa las distribuciones en planta de las velocidades medias promediadas en profundidad obtenidas mediante modelos numéricos de turbulencia, los cuales tienen una distribución similar en las zonas donde el flujo alcanza mayores velocidades, pero presenta variaciones en los límites donde la velocidad cambia de positiva a negativa. Asimismo, en la Figura 8 se observa las velocidades medias promediadas en profundidad para secciones específicas obtenidas mediante modelos numéricos y experimentales. Aquí es donde se realiza el análisis comparativo entre los resultados de los modelos numéricos de turbulencia y los resultados experimentales, para seleccionar aquel modelo que represente un comportamiento más adecuado a la realidad. Es así que, a partir de comparaciones de los modelos con el comportamiento real del flujo realizados en estudios previos, se establecen criterios de selección de modelos de turbulencia según la naturaleza y



complejidad del flujo. Es aquí donde interviene la experiencia del usuario que esté realizando la modelización.

### 2.7.3. Módulo de transporte de sedimentos

Este módulo resuelve las ecuaciones de transporte de sedimentos no cohesivos en régimen no estacionario, por carga de fondo y por carga en suspensión. Considerando ambos modos de transporte, y los campos de velocidades, tirantes y turbulencias, Iber determina la evolución de la cota de fondo debido a procesos de sedimentación y erosión mediante la ecuación de conservación de sedimento de Exner. Cabe resaltar que en todos los casos se consideran granulometrías uniformes o cuasi uniformes, en los cuales el tamaño del grano será caracterizado por el diámetro medio (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2014).

Por un lado, el caudal sólido se obtiene mediante formulaciones empíricas en función de la tensión de fondo. Este módulo de transporte por carga de fondo incluye las siguientes características (Bladé et al., 2012):

- Umbra de movimiento de Shield.
- Ecuaciones y relaciones para caudal sólido de fondo.
- Meyer Peter-Müller con corrección de Wong-Parker ( $D = 2$  a  $30$  mm).
- Van Rijn ( $D = 0.2$  a  $2$  mm).
- Corrección por pendiente de fondo en inicio del arrastre (tensión crítica en talud).
- Corrección por pendiente de fondo en transporte sólido (magnitud y dirección).
- Separación de tensiones de Einstein por formas de fondo y grano.
- Condiciones de contorno tipo sedimentograma (caudal sólido de fondo variable en tiempo).
- Condición de cota de fondo no erosionable (puntos fijos).

Por otro lado, el transporte de suspensión se calcula resolviendo la ecuación de convección – difusión promediada en profundidad para la concentración de sedimento, incluyendo un término de deposición/resuspensión que modela el intercambio de sedimento entre el lecho y la carga de suspensión. Este módulo de transporte en suspensión incluye las siguientes características (Bladé et al., 2012):

- Incorporación de transporte por difusión turbulenta.
- Término de deposición/resuspensión.

- Cálculo de concentración de sedimento en suspensión según las formulaciones de: Van Rijn, Smith McLean, Ariathurai.
- Cálculo de la velocidad de sedimentación de las partículas según Van Rijn.
- Condición de contorno de concentración de sedimento en suspensión variable en el tiempo.

## 2.8. Morfodinámica fluvial

La morfodinámica fluvial se entiende como a las variaciones morfológicas existentes en un sistema aluvial a lo largo del tiempo, tratándose de un proceso de retroalimentación y sinergia entre procesos y formas (Leopold, 1994).

### Curva de duración de caudales

Curva que sintetiza la información de los caudales medios diarios observados en un curso de agua durante una serie de años, y se construye mediante un análisis de frecuencia con técnicas clásicas de estadística descriptiva. Así como describe Basile:

En tales curvas, en ordenadas se representa el caudal y en abscisas el tiempo de excedencia (en por ciento de días al año), es decir, el tiempo durante el cual un determinado caudal es igualado o superado:  $t_{exced.} = 0\%$  corresponde al caudal máximo de la serie (Q0) y  $t_{exced.} = 100\%$  al caudal mínimo (Q100) (Basile, 2018).

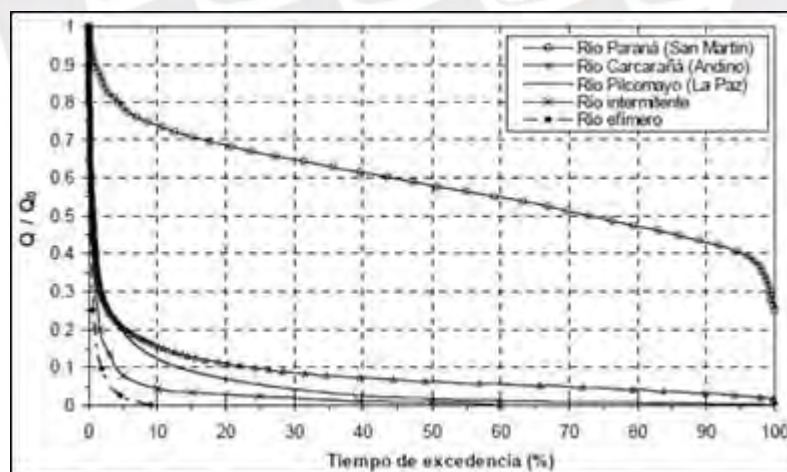


Figura 9. Curvas adimensionales de duración para distintos ríos.

Tomado de “Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales” (Basile, 2018).

### Caudal formativo del cauce o caudal dominante

Se define como el caudal que conserva los parámetros geométricos de la sección; la composición granulométrica y la rugosidad de los sedimentos; la pendiente; y el patrón morfológico del cauce en planta, los cuales se alcanzan mediante un proceso de ajuste entre un

amplio rango de caudales y una variedad de formas y dimensiones del cauce a lo largo del tiempo (Basile, 2018).

El concepto de este término fue introducido por Inglis, quien denominó al caudal responsable de la formación de régimen a cauce natural como caudal dominante  $Q_d$  y, mediante estudios en ríos aluviales de la India, concluyó que es igual al caudal de márgenes llenas  $Q_{bf}$ . Inglis definió a este caudal como el caudal que representa el efecto morfológico integrado de las variaciones del caudal a lo largo del tiempo (Inglis, 1947). Sin embargo, esta definición fue muy cuestionada en los años posteriores.

Andrew, asocia al caudal dominante con el caudal efectivo, que es el caudal que transporta la mayor parte del volumen anual de sedimentos, en un tramo del río y durante un determinado número de años (Andrew, 1980, citado en Basile, 2018). A continuación, se describe el proceso para obtener el caudal efectivo:

La curva de frecuencia relativa de caudales líquidos  $f_r(Q)$  se puede obtener a partir de la curva de duración de caudales vista precedentemente. Por otra parte, el transporte de sedimentos  $Q_s$  puede expresarse en función del caudal, es decir,  $Q_s = F(Q)$ . Multiplicando el transporte de sedimentos  $Q_s$  por la frecuencia asociada al caudal  $Q$  que lo produce,  $f_r(Q)$ , se obtiene la curva  $Q_s \times f_r(Q)$ , la cual presenta un máximo. El caudal para el cual la función  $Q_s \times f_r(Q)$  es máxima es el caudal efectivo  $Q_{ef}$ . Cabe resaltar que para la determinación de  $Q_{ef}$  es necesario que la longitud de la serie de caudales sea como mínimo de 10 años; asimismo, se deben contar con datos morfológicos, sedimentológicos e hidráulicos del tramo del río y, si es posible, con aforos líquidos y sólidos (Andrew, 1980, citado en Basile, 2018).

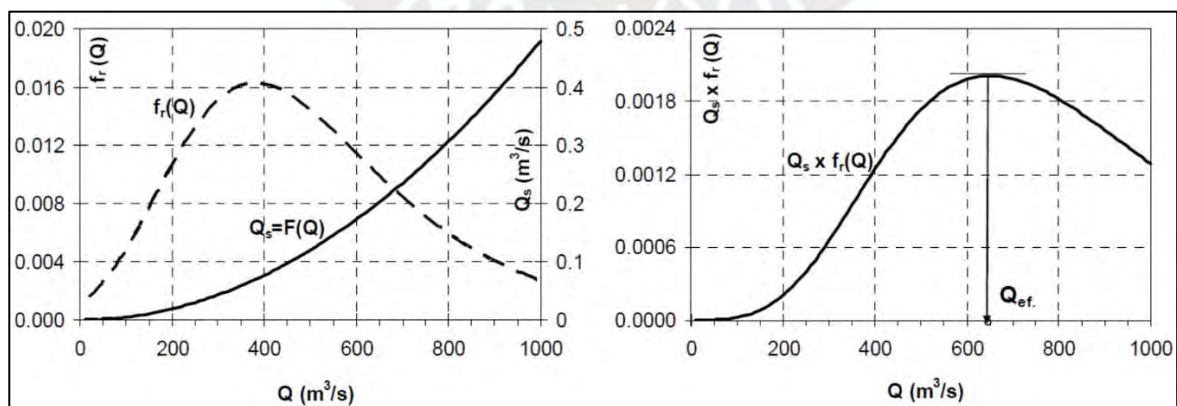


Figura 10. Representación de la metodología para determinar el caudal efectivo.

Tomado de "Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales" (Basile, 2018).

### Morfología fluvial en planta

El patrón morfológico depende de la sinuosidad y el grado de subdivisión de los tramos. Los tipos de morfología fluvial básicos más conocidos son: cauces rectos, cauces meándricos y cauces entrelazados; además, se puede tener más tipos que resultan de las combinaciones de las tipologías mencionadas. En la Figura 11, se muestra un resumen de las tipologías morfológicas según parámetros como el tamaño de partícula, influencia del tipo de transporte, pendiente, entre otros.

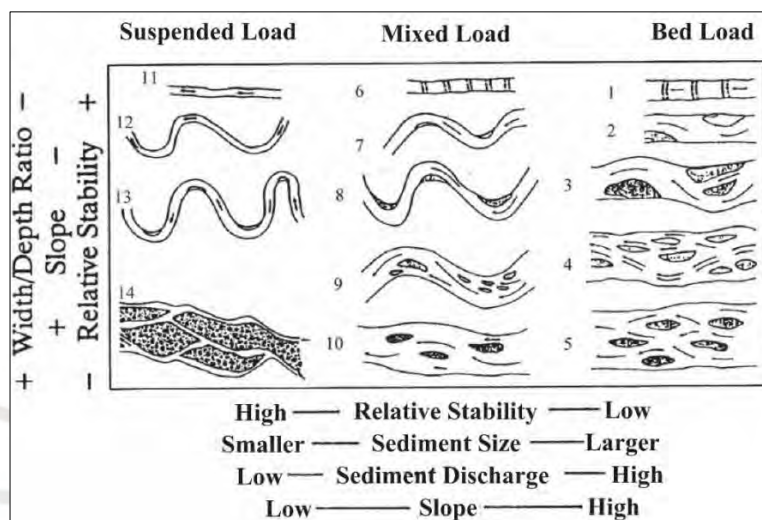


Figura 11. Clasificación morfológica en canales naturales.

Tomado de “*Sedimentation Engineering*” (American Society of Civil Engineers, 2008, p. 377)

La sinuosidad se puede cuantificar mediante el Índice de Sinuosidad, que es la relación entre la longitud del cauce y la longitud del valle, ambos medidos en el mismo tramo de análisis. En la Figura 12, se describe con mayor detalle el concepto de sinuosidad y los valores promedios que puede obtenerse para cada tipo de cauce en función de los parámetros geométricos en planta.

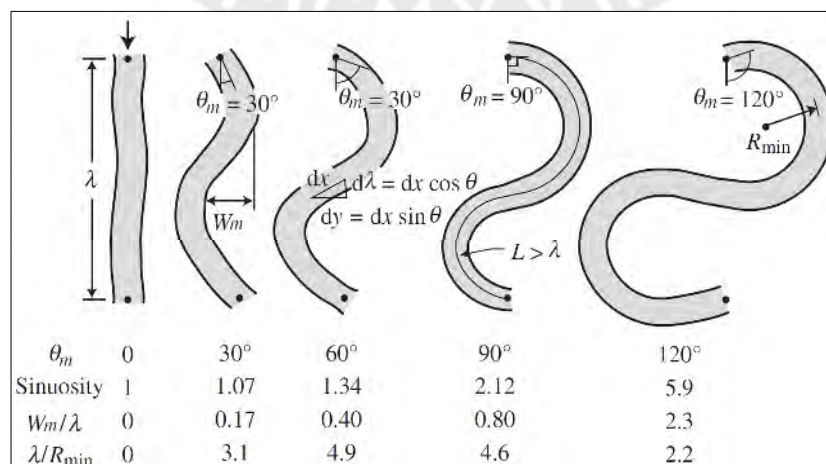


Figura 12. Geometría típica de un meandro en planta.

Tomado de “*River Mechanics*”(Julien, 2018, p. 284).



Los cauces que se presentan en el Río Coata, y con mayor influencia en las áreas de estudio son: cauces rectilíneos, cauces entrelazado y cauces meándricos. Para un mayor entendimiento de las geformas que se presentan en los ríos aluviales, como el Coata, en la Figura 13 se esquematizan las geformas que se presentan en este tipo de ríos.

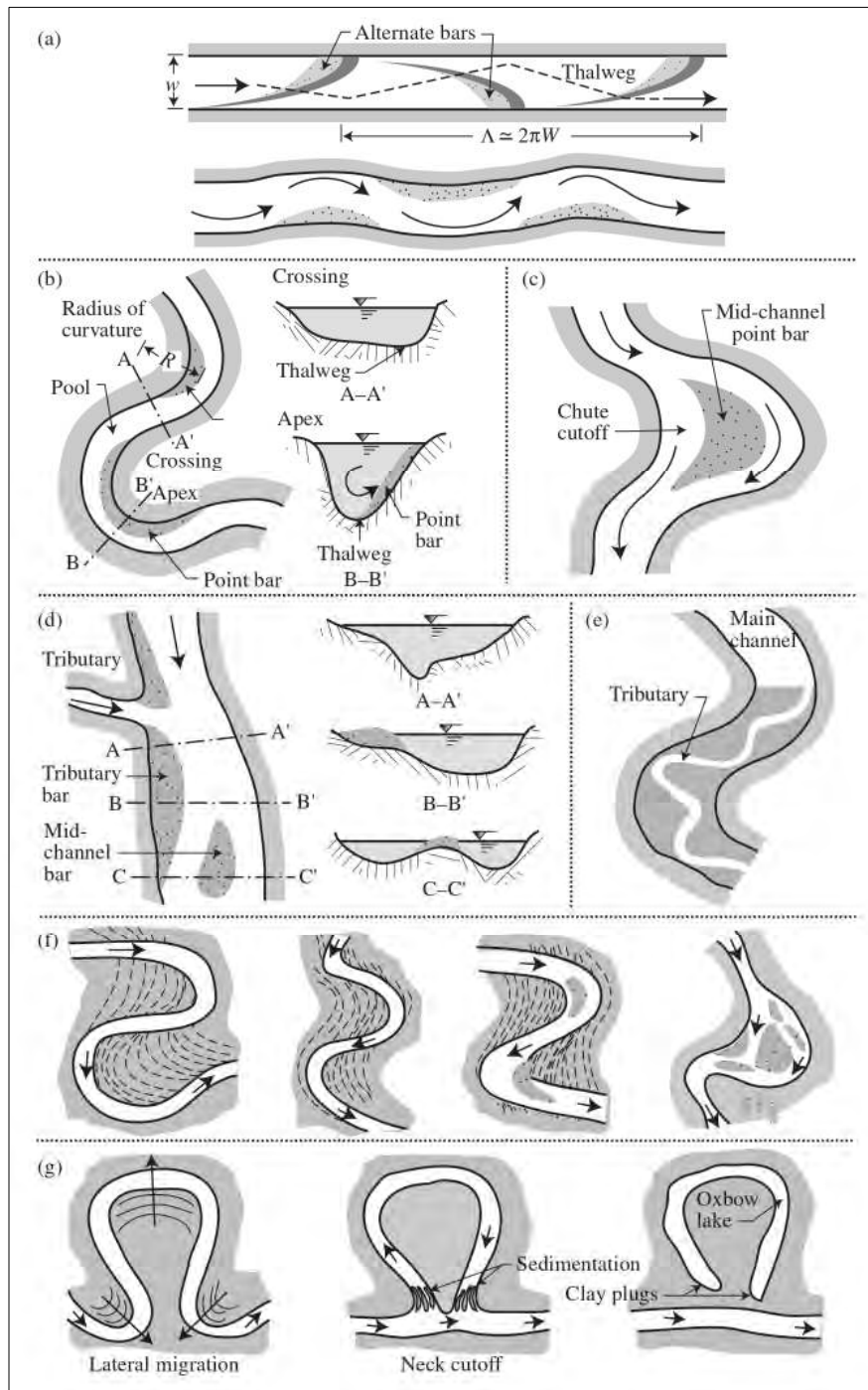


Figura 13. Características geomorfológicas de ríos aluviales: (a) barras alternas, (b) puntos de barra, (c) puntos de barra intermedios, (d) barras formadas por tributarios, (e) submeandros, (f) formación de bancos internos y externos, (g) formación de meandros abandonados

Tomado de "River Mechanics" (Julien, 2018, p. 277).



### **Cauce rectilíneo**

Es un cauce ideal y/o anormal que se puede considerar como estado transitorio al cauce meándrico; o son muy difíciles de encontrarlos en tramos largos. Estos tramos se caracterizan por presentar pendientes elevadas y sedimentos gruesos que generan hoyas y rápidos, los cuales son causantes de expansiones y contracciones verticales en el flujo (Basile, 2018). Según Rocha, un cauce rectilíneo puede definirse como: “Aquel cuya sinuosidad es tan pequeña que puede despreciarse. En un tramo rectilíneo el Índice de Sinuosidad es teóricamente igual a 1. Referencialmente, se puede señalar que usualmente se llama *río recto* a aquél cuyo índice de sinuosidad es menor que 1.05” (Rocha, 2009).

### **Cauce entrelazado**

Cauce que se caracteriza por presentar una gran tasa de transporte de sedimentos y una disminución del caudal líquido transportado. Lo cual genera deposiciones de sedimentos en el cauce que, a su vez, generan islas o barras al largo del lecho. Estas formaciones son las causantes de los múltiples brazos entrelazados de caudal líquido, y sus respectivas inestabilidades. Es por ello que este tipo de cauce presenta una evolución muy dinámica y/o un comportamiento altamente impredecible (Rocha, 2009).

### **Cauce meándrico**

Cauce que presenta una configuración planimétrica sinuosa con muchas inflexiones a lo largo de su recorrido, con un Índice de Sinuosidad mayor igual a 1.5 (valor referencial), formada por una serie de tramos curvos unidos mediante tramos rectos relativamente cortos (Basile, 2018). La formación de las curvas o meandros se da mediante un proceso de erosión en la orilla exterior y de sedimentación en la orilla interior. Ello se debe a que la velocidad media longitudinal es máxima en la zona externa a la curva (Rocha, 2009). En la Figura 14, se esquematiza la influencia del flujo secundario en los procesos morfológicos de un meandro.

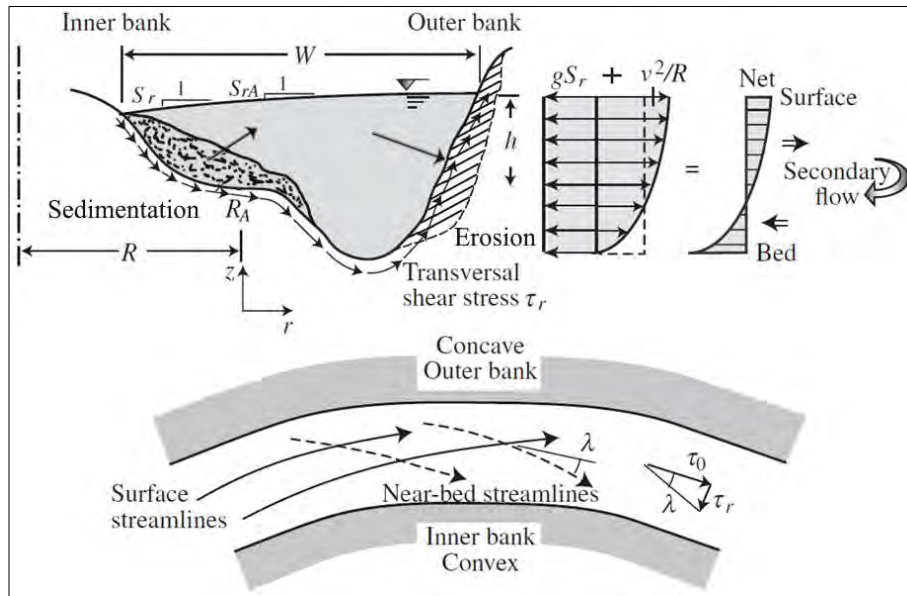


Figura 14. Esquema del proceso de formación de un meandro.

Modificado de “*River Mechanics*” (Julien, 2018, p. 266).

Así como en los cauces entrelazados, los cauces meándricos pueden presentar formaciones debido a los depósitos sedimentarios a lo largo del cauce. Los tipos de depósito se describen en la Tabla 3.

Tabla 3. Tipología de depósitos sedimentarios en cauces meándricos.

Tipo de depósito	Localización	Característica del sedimento
De barras puntuales	Orillas internas de los meandros	Disminución gradual de la granulometría y una sucesión ideal de facies debido a la migración de formas del fondo.
De albardones	Adyacencias de la margen durante el desborde del cauce. Puede presentar cobertura de vegetación	Compuesto por sedimentos más gruesos del transporte en suspensión, con una alternancia de arenas, limos y arcillas, debido a la variación del tirante.
De llanuras de inundación	Zona más alejada del cauce	Formado por sedimentos de grano fino que han sido transportados por suspensión y depositados en la planicie por pérdida de competencia de flujo.
De lóbulos de derrame	Inmediaciones de las brechas	Mismo sedimento del depósito de albardones, ya que se producen de la rotura de estos durante las crecidas. Los sedimentos se presentan en lentes de arenas, intercalados con arcillas y limos.
De cauce abandonado	Inmediaciones de la brecha que divide el cauce abandonado del nuevo cauce	Corte por incisión: Relleno gradual, primero mediante sedimentos gruesos (arenas) y luego con sedimentos finos, cuando va alcanzando el cierre definitivo del cauce. Corte por estrangulamiento: Rellenado preponderantemente por sedimentos finos transportados en suspensión.

Tomado de “*Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*” (Basile, 2018).

### 3. CAPÍTULO III: DATOS Y MÉTODOS

#### 3.1. Descripción de las áreas de estudio

El área de drenaje que involucra el tramo de estudio se encuentra dentro de la cuenca Coata, codificada con el número 0176, según el Estudio de Delimitación y Codificación de las Unidades Hidrográficas del Perú, y cuyo punto de aforo es la desembocadura en el lago Titicaca (Autoridad Nacional del Agua, n.d.).

#### Ubicación

La cuenca Coata posee una superficie total de 4 908.44 km<sup>2</sup>, que, hidrográficamente pertenece a la Hoya del Lago Titicaca y; políticamente, se encuentra dentro de la Región Puno, abarca las provincias de Lampa y San Román. Territorialmente, las áreas que más abarca la cuenca son 28.28 % el distrito de Santa Lucía y 15.36 % el distrito de Paratia (Autoridad Nacional del Agua, n.d.). El área de estudio que abarcará este trabajo, para el respectivo análisis de la morfodinámica fluvial, se delimitó en la Figura 15. El inicio y fin del tramo de estudio en coordenadas UTM, en la Zona 19, se detallan en la Tabla 4.

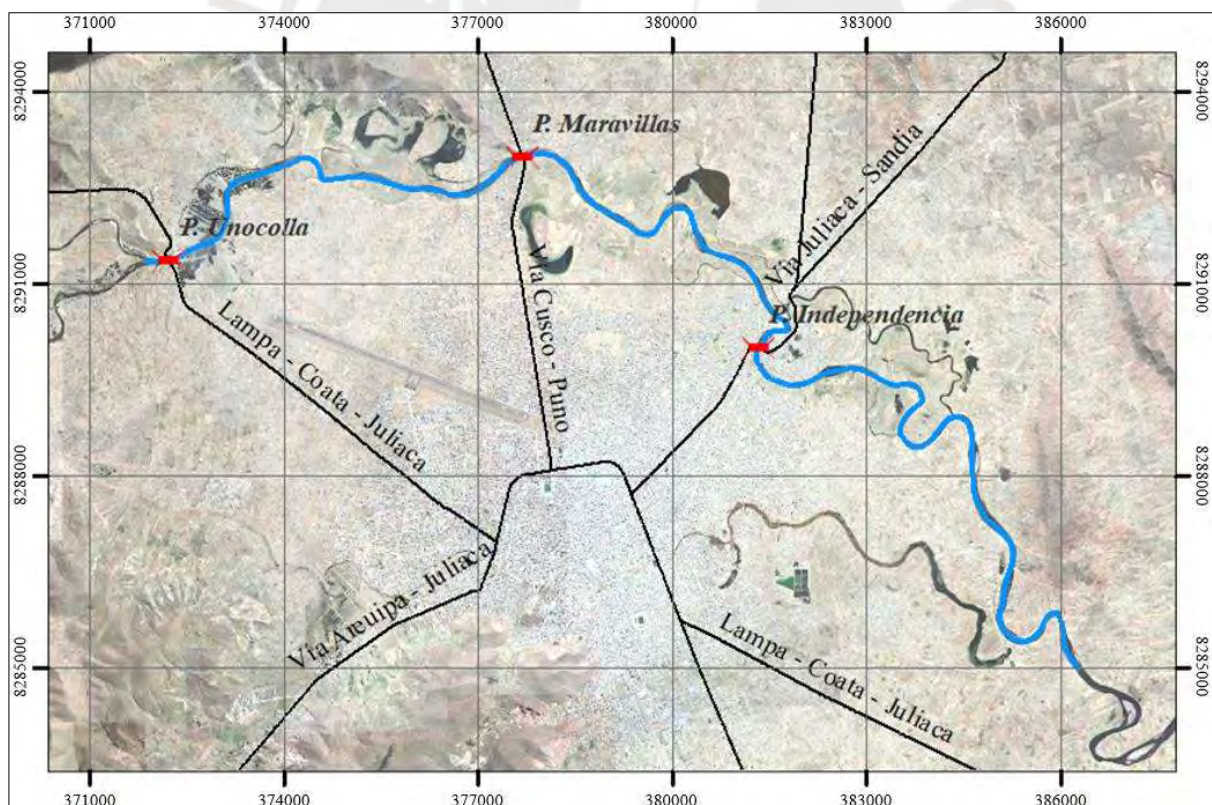


Figura 15. Ubicación del tramo de estudio y de los puentes y vías principales cercanos.



Tabla 4. Ubicación de área de estudio.

Área de estudio	Coordenadas	
	Este	Norte
Inicio del tramo	371,844.21	8,291,361.07
Fin del tramo	386,288.64	8,284,968.97

### Características

La cuenca del río Coata presenta dos ejes principales de drenaje, lo cuales son el río Cabanillas y el río Lampa, que se unen para formar el río Coata, y la longitud del curso más largo de la cuenca incluye al río Cabanillas, con una longitud de 188.57 km y una pendiente media de 1.13%, hasta la desembocadura en el lago Titicaca (INRENA, 2007). La cuenca de este río tiene una población de 221 097 habitantes, de los cuales el 70.49 % se ubica dentro de la zona urbana y el 29.51 % restante, se ubica en la zona rural, zona en donde se destacan las actividades económicas de agricultura, pecuaria y piscicultura (SENAMHI, 2021). La Autoridad Nacional del Agua tiene delimitadas las unidades hidrográficas correspondientes a esta cuenca (INRENA, 2007). Se elaboró la Figura 16 en donde se distinguen las unidades hidrográficas y cuyas características se detallan en la Tabla 5.

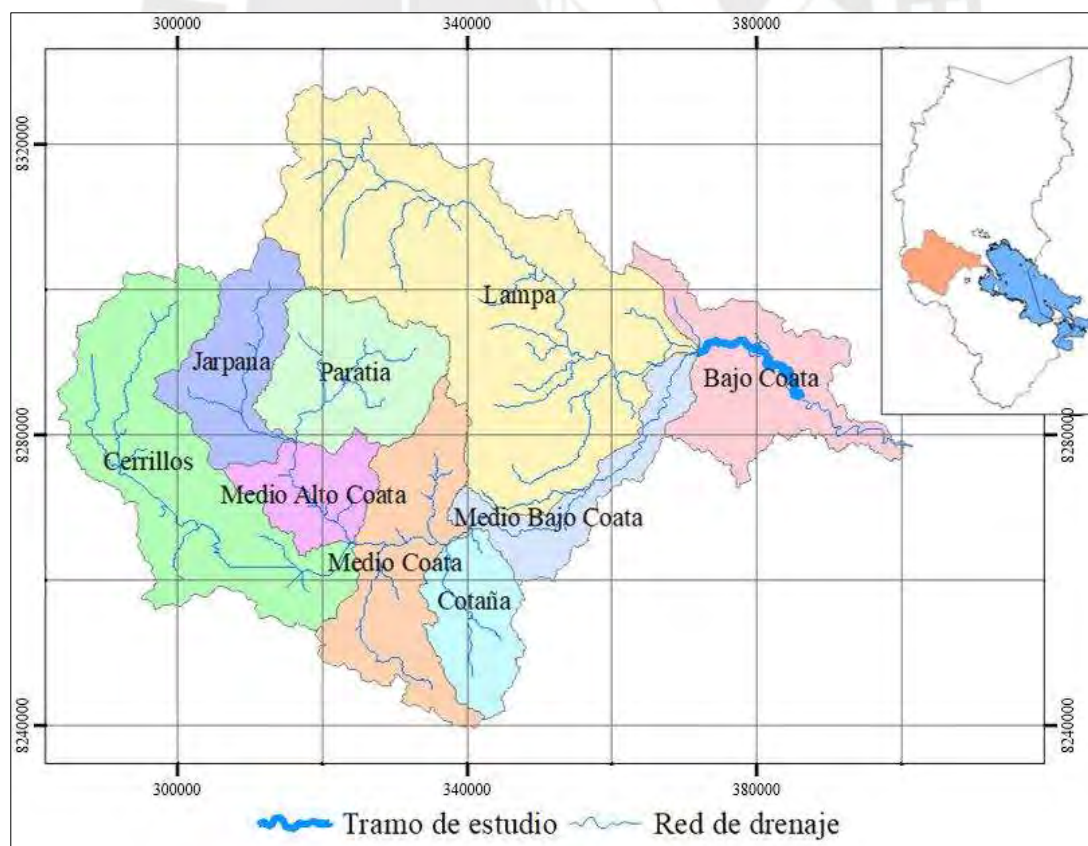


Figura 16. Ubicación del tramo de estudio en el Departamento de Puno y en las respectivas unidades hidrográficas de la cuenca Coata.

Tabla 5. Subcuencas que componen la cuenca del río Coata.

Código	U. Hidrográfica	Denominación	Superficie	
			km <sup>2</sup>	%
01761	Subcuenca	Bajo Coata	459.959	9.37
01762	Subcuenca	Lampa	1 559.870	31.78
01763	Subcuenca	Medio Bajo Coata	314.529	6.41
01764	Subcuenca	Cotaña	251.100	5.12
01765	Subcuenca	Medio Coata	495.563	10.10
01766	Subcuenca	Cerrillos	868.149	17.69
01767	Subcuenca	Medio Alto Coata	210.515	4.29
01768	Subcuenca	Jarpana	328.913	6.70
01769	Subcuenca	Paratia	419.845	8.55
0176	Coata	Coata	4 908.443	100.00

Tomado de “Evaluación de los recursos hídricos de las cuencas de los ríos Cabanillas y Lampa” (INRENA, 2007).

De acuerdo a la delimitación de subcuencas realizada por la ANA, el área de estudio se encuentra dentro de la Subcuenca Bajo Coata, que es parte de la cuenca baja. Esta subcuenca se caracteriza por ser de forma rectangular irregular con características geomorfológicas definidas, es decir, en el área predomina la clasificación de Planicie Altiplanicie, con una pendiente máxima de 4 % (INRENA, 2007).

Ecológicamente, la subcuenca Bajo Coata, pertenece a las descripciones Tundra Pluvial - Alpino Subtropical (tp-as), en donde se tiene precipitaciones promedio anual entre 500 y 1000 mm con temperaturas diarias entre 3 y 15 °C, y altitudes entre 4 300 a 5 000 m.s.n.m.; Páramo muy Húmedo - Subalpino Subtropical (pmh-sas), en donde se tiene precipitaciones promedio anual entre 500 y 1 000 mm con temperaturas diarias entre 3 y 6 °C, y altitudes entre 3 850 a 3 950 m.s.n.m.; y Tundra muy Húmedo - Alpino Subtropical (tmh-as), en donde se tiene precipitaciones promedio anual entre 250 y 500 mm con temperaturas diarias entre 3 y 15 °C, y altitudes entre 4 400 a 4 600 m.s.n.m. (INRENA, 2007).

El río Coata, desde la confluencia del río Cabanillas y río Lampa, tiene 56.85 km hasta la desembocadura en el lago Titicaca y una pendiente media aproximada de 0.007 %, con un caudal de aforo de 7.83 m<sup>3</sup>/s determinado por el Instituto Nacional de Recursos (2007). En la Figura 17, se esquematiza las características del río Coata y de sus afluentes principales.



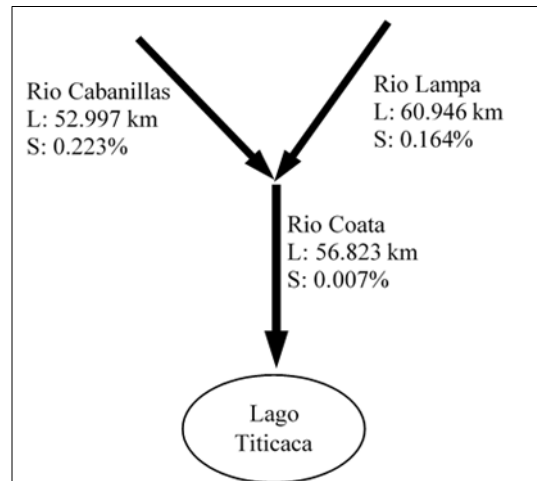


Figura 17. Esquema hidráulico esquema Subcuenca Bajo Coata.

Tomado de “Evaluación de los recursos hídricos de las cuencas de los ríos Cabanillas y Lampa”(INRENA, 2007).

### 3.2. Información hidrométrica

Para la información hidrométrica, se usarán los datos disponibles de las estaciones hidrológicas y estaciones automáticas hidrológicas del SENAMHI que se encuentre en la red de drenaje de la cuenca Coata. Estas estaciones son: Estación Puente maravillas, Estación Puente Coata-Unocolla, Estación Lampa, Estación Isla Cabanillas, Estación Río Verde, Estación Saracocha. Estación Lagunillas, Estación Lagunillas (Automática). Cabe resaltar que estas 4 últimas estaciones, se encuentran muy alejadas de la zona de estudio; sin embargo, son útiles para realizar un análisis de consistencia de datos y la respectiva complementación de datos faltantes de las estaciones restantes, que se usarán para determinar los caudales para el análisis. Se elaboró la Figura 18, donde se observa las ubicaciones de las estaciones mencionadas dentro de la cuenca Coata, y en la Tabla 6, sus respectivos datos.

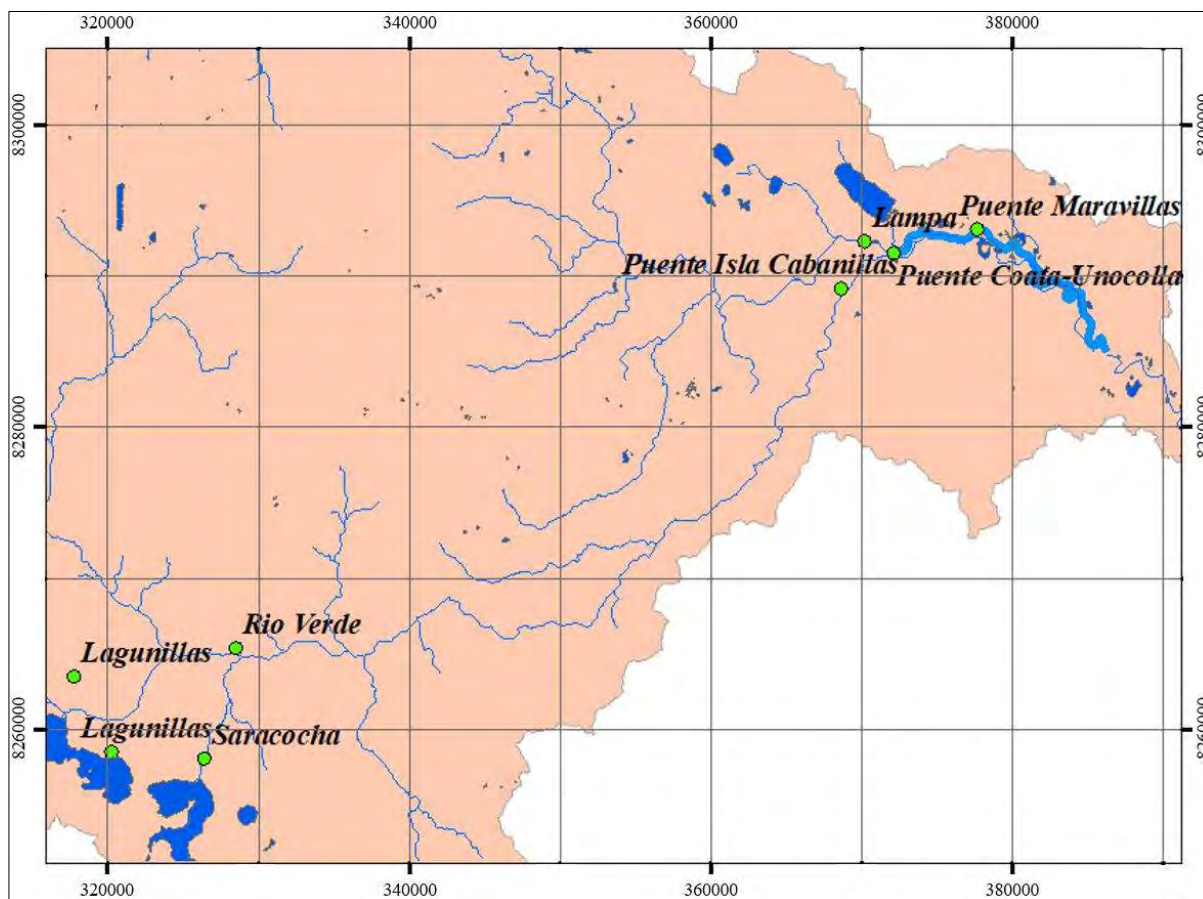


Figura 18. Ubicación de las estaciones hidrológicas de la cuenca Coata.

Tabla 6. Datos de estaciones hidrológicas y automáticas de la cuenca Coata.

Código	Estación	Tipo	UTM WGS 84		Latitud	Longitud
			E	N		
210407	Puente Coata-Unocolla	Convencional-hidrológica	372187.1	8291453.3	15°27'3.05"	70°11'28.8"
210406	Puente Isla Cabanillas	Convencional-hidrológica	368693.1	8289111.9	15°28'18.6"	70°13'26.47"
210405	Lampa	Convencional-hidrológica	370260.2	8292231.7	15°26'37.37"	70°12'33.3"
270300	Rio Verde	Convencional-hidrológica	328526.3	8265340.8	15°41'3.38"	70°36'0.06"
210402	Lagunillas	Convencional-hidrológica	317792.9	8263486.0	15°42'1"	70°42'1"
472E8448	Lagunillas	Automática-hidrológica	320274.3	8258488.6	15°44'44.22"	70°40'39"
210401	Puente Maravillas	Convencional-hidrológica	377716.7	8293021.3	15°26'13"	70°8'23"
210404	Saracocha	Convencional-hidrológica	326439.9	8258051.8	15°45'0"	70°37'12"

Tomado de "Análisis de Datos y Recursos Estadísticos del Agua" (Autoridad Nacional del Agua, 2022).

Asimismo, se tiene como información de acceso libre los datos de hidrometría de las estaciones hidrológicas recopilados por la Autoridad Nacional del Agua de los diferentes reportes y proyectos que se realizaron hasta el año 2021. Este calendario de datos se muestra en la Figura 19, en donde se observa que se tiene datos incompletos desde el año 1961 hasta el 2021, con algunas estaciones hidrológicas cerradas de las cuales solo se tiene información hasta la década de los 90. También, para las mediciones hidrométricas realizadas por el SENAMHI, las cuales no son de libre acceso, se solicitó la respectiva información a la Dirección Zonal 13 SENAMHI Puno.

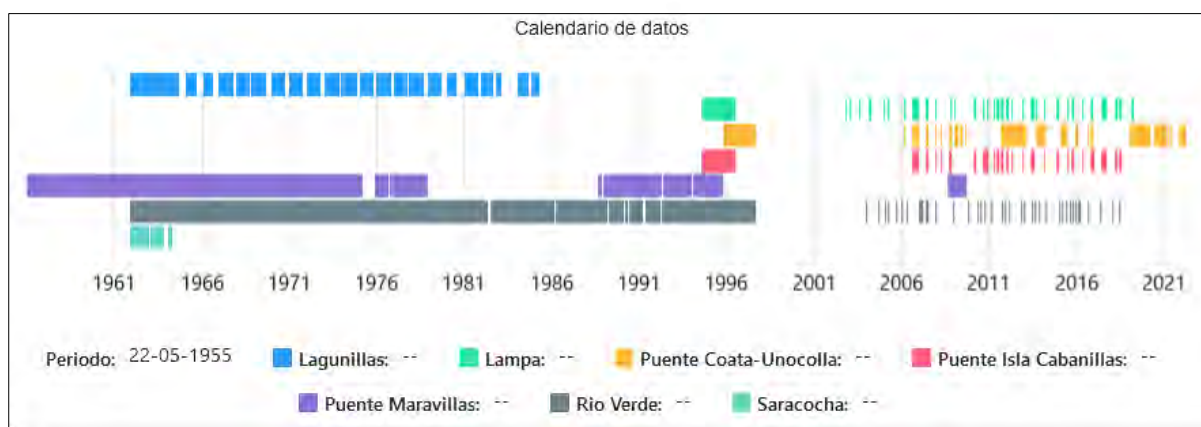


Figura 19. Calendario de datos de hidrometría de las estaciones hidrológicas de la cuenca Coata.

Tomado de “*Análisis de Datos y Recursos Estadísticos del Agua*” (Autoridad Nacional del Agua, 2022).

### 3.3. Estudios existentes realizados por la Autoridad Nacional del Agua

El Gobierno Regional de Puno, como Unidad Formuladora de Proyectos de Preinversión e Inversión, en convenio con la Autoridad Nacional del Agua encaminaron proyectos con la finalidad de dar protección a la unidad productoras de bienes y servicios ante fenómenos geodinámicos externos como las inundaciones. Es así que, para la Región de Puno, se cuenta con estudios de pre-inversión e inversión contemplados dentro de la Creación del Servicio de Protección contra Inundaciones en la Cuenca del Río Coata. En la Tabla 7, se muestran los proyectos cuyos datos de caudales de diseño y sedimentológicos serán considerados para el desarrollo de la presente investigación.

Tabla 7. Metas y proyectos de estudios de preinversión e inversión en la Cuenca Coata.

Tipo de estudio	Unidad ejecutora	Proveedor del servicio de consultoría	CUI	Nombre del proyecto
Pre inversión	Autoridad Nacional del Agua - Sede Central	CONSORCIO COATA	s/n	Mejoramiento y ampliación del servicio de protección contra inundaciones fluviales en los Distritos de Vilavila, Palca, Lampa, Cabanilla, Cabana, Caracoto y Coata; Provincias de Lampa, San Román y Puno en la Cuenca del río Coata - Región Puno
Inversión	Modernización de la Gestión de los Recursos Hídricos de la ANA	CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA	2357438	Creación del servicio de protección contra inundaciones en la localidad de Juliaca, márgenes derecha e izquierda del río Coata progresiva Km 0+000-22+500, servicios Unacolla, Maravilla y Cacachi San Miguel, Distrito de Juliaca, Provincia de San Román, Región Puno

Tomado de “Informe N° 0125-2021-ANA-OPP” (Autoridad Nacional del Agua, 2021).

Las coordenadas de los tramos estudiados por la ANA mediante cada proveedor de servicio de consultoría se detallan en la Tabla 8 y la ubicación respecto al tramo de estudio del presente proyecto de investigación se elaboró y se muestra en la Figura 20.

Tabla 8. Coordenadas UTM WGS84 de la ubicación de tramos estudiados por consultores de la ANA en el río Coata.

Consultora	Tramo	Zona	Inicio		Fin	
			E	N	E	N
CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA	Tramo Juliaca	19 S	371 844	8 291 361	386 289	8 284 969
CONSORCIO COATA	Tramo 25		386 099	8 285 467	390 384	8 283 155
	Tramo 26		390 286	8 282 301	390 484	8 281 935
	Tramo 27		391 099	8 281 214	391 720	8 281 156
	Tramo 28		391 972	8 280 349	398 553	8 279 273
	Tramo 29		394 731	8 280 721	397 391	8 278 492
	Tramo 30		399 561	8 278 059	400 783	8 277 525

Tomado de “Expediente Técnico y Estudio de Pre Inversión en la cuenca del río Coata” (Consortio Coata, 2021; Consortio Cuenca del Río Coata, 2021)



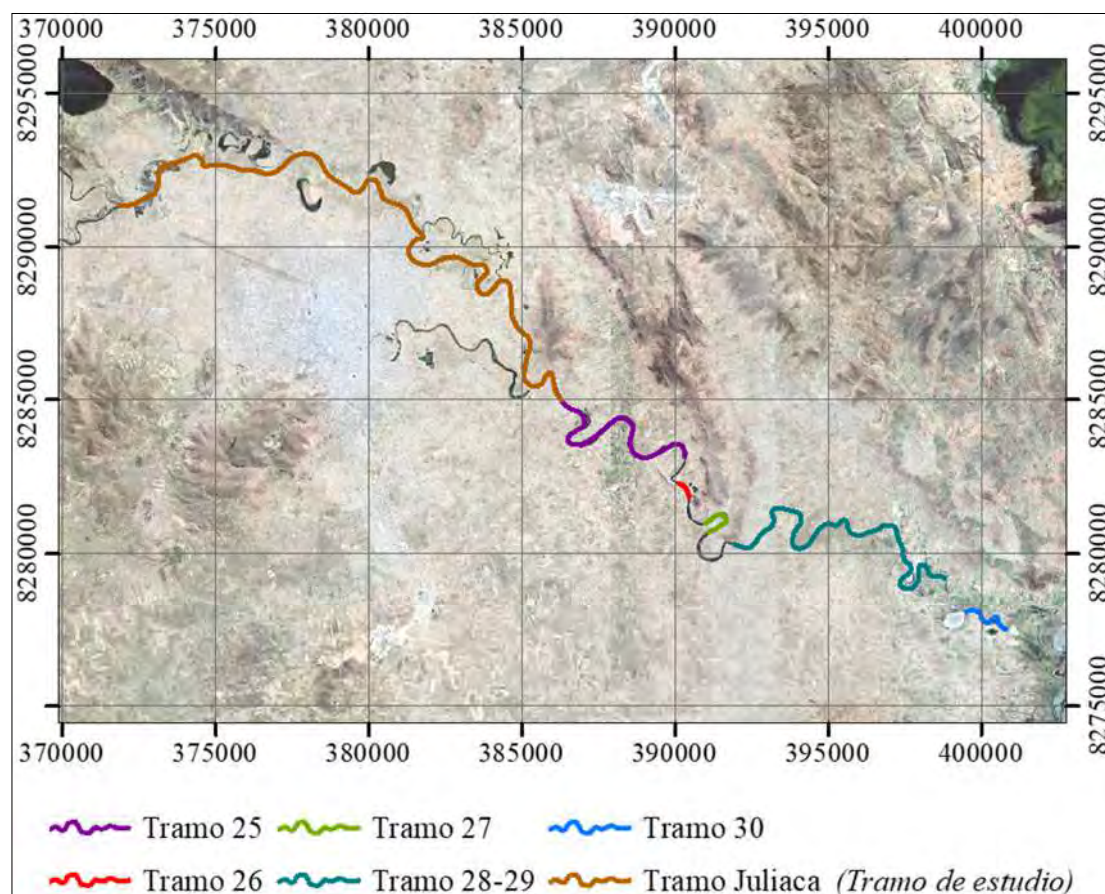


Figura 20. Ubicación de los tramos estudiados por consultores de la ANA y del tramo de estudio del presente proyecto de investigación

### 3.3.1. Información topográfica y batimétrica

La información de relieve topográfico y batimétrico se obtuvo del Expediente Técnico elaborado por el prestador de servicio de consultoría CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA (2021), la cual cuenta con información de las curvas de nivel realizadas a partir de levantamientos topográficos y batimétricos del lecho y los bancos del río; así como de las áreas contiguas al río Coata en el tramo de Juliaca que presentaban evidencia de inundación que en el modelo se considerarán como posibles llanuras de inundación.

El área del levantamiento del relieve es de 24.75 km<sup>2</sup>, en donde se consideró aproximadamente 20 km del tramo del río Coata y los respectivos anchos aproximados de las posibles llanuras de inundación entre 700 y 2 000 m. Las curvas de nivel brindadas por la entidad presentan una equidistancia de 0.5 m, distancia apta para construir el respectivo modelo de elevación digital (DEM). Se elaboró la Figura 21 que muestra un mapa de ubicación del área del levantamiento topográfico; la dirección del flujo; y las curvas de nivel generadas con una equidistancia de 2 m, en donde se observa una separación considerable entre curvas de nivel, lo que confirma la topografía casi llana de la zona de estudio.



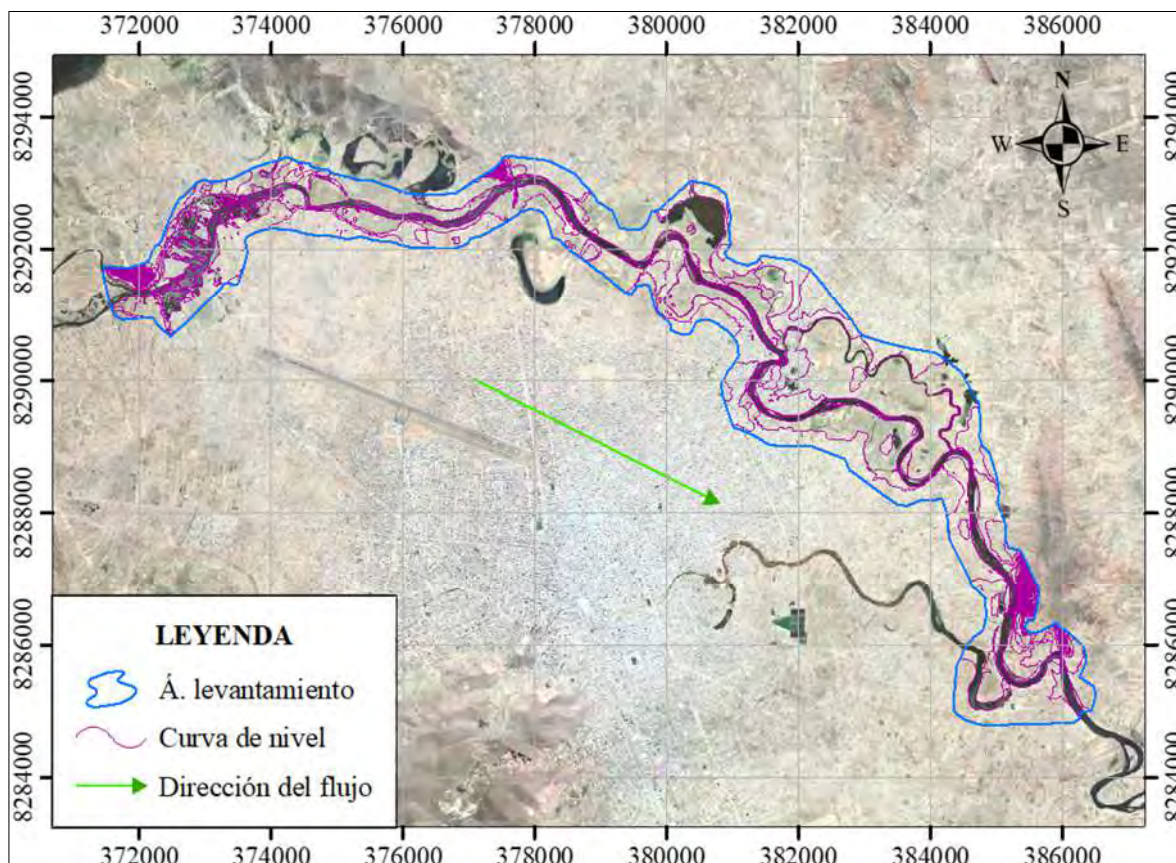


Figura 21. Áreas de levantamiento topográfico realizado por el CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA y curvas de nivel ( $D = 2 \text{ m}$ )

### 3.3.2. Caudales de diseño

De los estudios de Hidrología e Hidráulica Fluvial de ambos proyectos estudiados por consultores de la ANA, se obtuvieron los caudales de diseño que se muestran en la

Tabla 9 y la Tabla 10; los cuales serán considerados para el caudal de diseño que se asumirá en esta investigación.

Tabla 9. Caudales de diseño obtenidos por la ANA mediante el CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA.

Tr (años)	Resultado de caudales simulados HEC-HMS - Puente Coata	Caudal estación Puente Coata		Caudal para la investigación
	Caudal Máx ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Caudal Máx ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Caudal Máx. Inst. ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	
1 000	1 313.1	1 082.57	1 314.43	-
500	1 174.1	998.88	1 212.82	1 212.82
100	909.6	804.22	976.47	976.47
50	814	719.99	874.19	-
25	728.5	635.12	771.15	771.15

Tomado de “Expediente Técnico de Inversión en la cuenca del río Coata” (Consortio Cuenca del Río Coata, 2021).

Tabla 10. Caudales de diseño obtenidos por la ANA mediante el CONSORCIO COATA.

TR (años)	Prob. de excedencia	Caudal máx. diario (m <sup>3</sup> /s)	Caudal máx. instantáneo (m <sup>3</sup> /s)
200	0.995	726.7	847.6
140	0.993	693.3	808.7
100	0.99	661.8	771.9
50	0.98	596.7	695.9
25	0.96	531	619.4
10	0.9	442.6	516.2
5	0.8	372.6	434.5

Tomado de “*Estudio de pre inversión en la cuenca del río Coata*” (Consortio Coata, 2021).

El CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA seleccionó para el diseño de las estructuras de protección a los valores obtenidos mediante la información hidrométrica de la estación Puente Coata, ya que presenta valores más conservadores.

Para el presente proyecto de investigación se adoptará como caudales de diseño los obtenidos por la información de la estación hidrométrica Puente Coata en el Expediente Técnico del CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA, ya que se trata de un estudio de inversión definitivo, que cuenta con una supervisión constante y estricta durante su desarrollo, y a la vez, presenta resultados relativamente similares a los caudales obtenidos por un análisis a partir de las precipitaciones dentro de la cuenca Coata y de la respectiva modelización 1D con Hec-HMS. Por lo expuesto, los caudales de diseño adoptados en el presente proyecto se muestran en la Tabla 9, para tiempos de retorno ( $T_r$ ) = 25, 100 y 500 años.

### 3.3.3. Información Sedimentológica

Para la descripción del suelo, se usó la información brindada en el estudio geológico y geotécnico del proyecto de inversión desarrollado por el Consorcio Coata (2021). Mediante un tratamiento de la información recibida, se elaboró la Figura 22 que muestra las curvas granulométricas de las muestras de 92 calicatas realizadas en 5 tramos del río aguas abajo del tramo de análisis (ver Figura 20). Asimismo, se realizó la ponderación de éstas 92 curvas, en función del peso de cada muestra y las granulometrías respectivas, para obtener la curva representativa que será útil para obtener el  $D_{50}$  necesario para el modelo de lecho móvil en Iber. La curva granulométrica general ponderada de todas las calicatas se muestra en la Figura 23, de donde el valor de  $D_{50}$  asumido para la propiedad del lecho del río en toda la extensión del tramo de análisis será igual a 0.47mm.



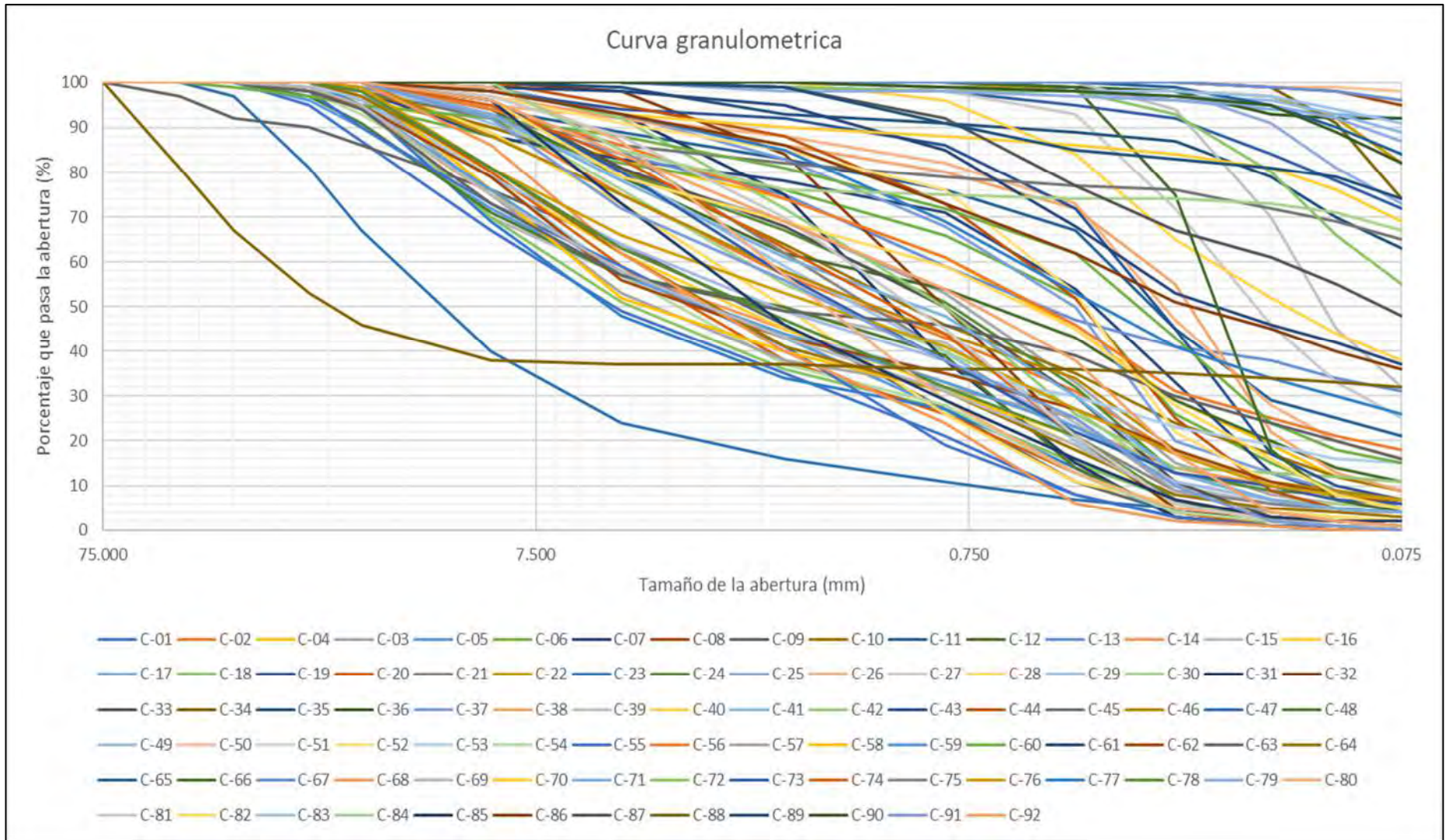


Figura 22. Curvas granulométricas obtenidas para las muestras de calicatas extraídas en la zona de estudio

Tomado de “Estudio de pre inversión en la cuenca del río Coata” (Consortio Coata, 2021)

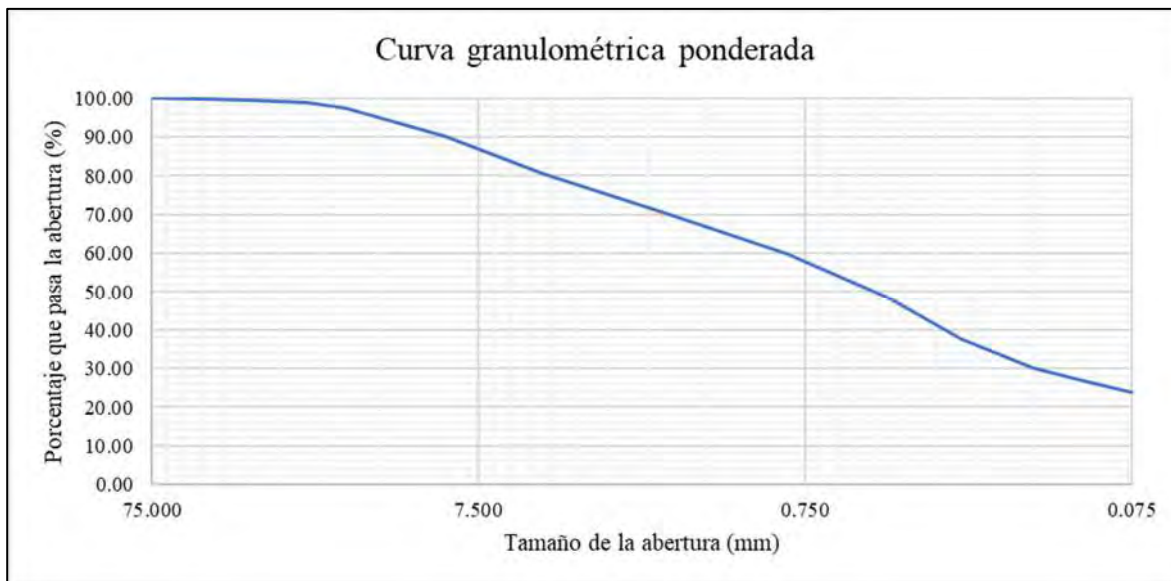


Figura 23. Curva granulométrica generalizada para todo el tramo de estudio.

### 3.3.4. Planos de los puentes con disposiciones georreferenciadas

En el estudio del Tramo Juliaca realizado por el CONSORCIO CUENCA DEL RÍO COATA (2021), se realizó el levantamiento topográfico de los cuatro puentes que están dentro de los 20 km de estudio, pero únicamente se analizará a los puentes Maravillas e Independencia; esto debido a que los modelos se harán para  $Tr = 500$  años y por ello requieren mayor extensión de topografía para tener una longitud de calentamiento aceptable. Esta información de la geometría georreferenciada es imprescindible para evaluar la influencia de los procesos hidromorfodinámicos. En la Figura 24, se aprecia la geometría 3D georreferenciada de los puentes mencionados.

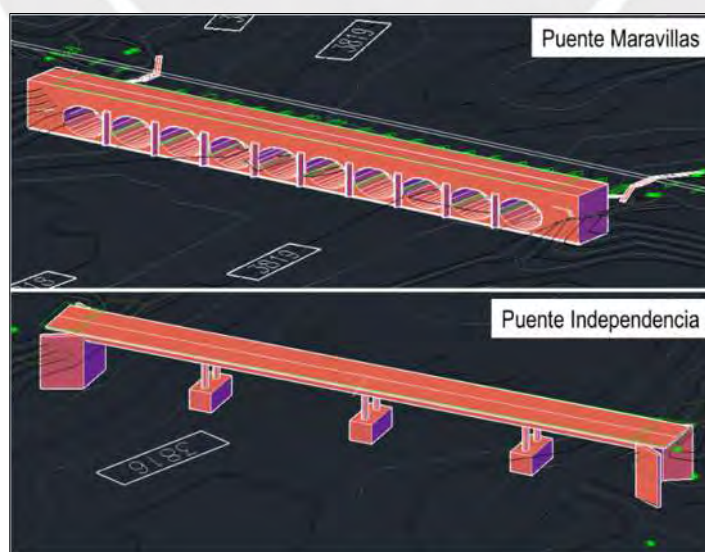


Figura 24. Geometría tridimensional de los puentes analizados.

Tomado de “Expediente Técnico de Inversión en la cuenca del río Coata” (Consortio Cuenca del Río Coata, 2021).

Por un lado, el puente Maravillas tiene 128 m de largo, un ancho de 9.5 m y una cota superior de tablero de 3825.96 msnm. Este puente está compuesto por una batería de 10 alcantarillas abovedadas de TMC equidistantes cada 11.3 m, con un eje menor de 5.9 m (altura), un eje mayor de 10 m (ancho) y una cota de la parte superior de las alcantarillas de 3824.7 msnm. Asimismo, 18 m aguas abajo, se ubica el puente ferroviario del tramo turístico Puno-Cusco, el cual está compuesto por 18 pilares hexagonales alargados de 90 cm de espesor distanciados cada 6.10 m, y 2 estribos con aleros de 12 m, respaldos de 5 m y separación estribo-pilar de 4.6 m.

Por otro lado, el puente Independencia tiene 115 m de largo, un ancho de 9.6 m y una cota inferior de la superestructura de 3821 msnm. Su subestructura está compuesta por 6 pilares distanciados cada 30 m, de forma octogonal regular con lados de 45 cm, y 2 estribos con aleros de 5.8 m, respaldos de 8.6 m y separación estribo-pilar de 21 m.

### **3.4. Exámenes de calidad de agua en el río Coata**

Las entidades encargadas de realizar ensayos periódicos a la calidad de agua son la EPS SEDAJULIACA y la ANA. Por ello, se ha adquirido información con respecto a la calidad de agua en el río Coata, por medio de solicitudes a dichas entidades. Por un lado, el SEDAJULIACA ha brindado los resultados de ensayos de mediciones de parámetros físicos de calidad de agua, realizados en su captación aledaña al puente Independencia; estos parámetros son el potencial de hidrogeno (PH), turbidez (NTU) y conductividad eléctrica. El periodo de mediciones adquirido abarca desde enero 2019 hasta junio 2021, en periodos mensuales. Por otro lado, la Autoridad Nacional del Agua ha realizado mediciones de calidad de agua en el río Coata casi en periodos semestrales. Para la presente investigación se ha dispuesto de los informes realizados desde el último semestre de 2011 hasta el primer semestre de 2021. Asimismo, las tablas con valores de dichos parámetros están adjuntas en la Tabla A.5. del Anexo A, que muestra los resultados de parámetros físicos brindados por el SEDAJULIACA, y la Tabla A.6. el resumen de valores de concentración en exámenes de calidad de agua realizados por el ANA.

### **3.5. Modelización con IBER**

En este acápite se describirá el proceso de construcción de los tres modelos construidos:

- Modelo de los 20 km de río para en análisis hidrodinámico para  $Tr = 25, 100$  y  $500$  años.



- Modelo de lecho móvil en el tramo puente Independencia (de 4.5 km: 3 km aguas arriba del puente y 1.5 km aguas abajo).
- Modelo hidrodinámico del tramo del puente Maravillas (de 4.4 km: 2.4 km aguas arriba del puente y 2 km aguas abajo).

### 3.5.1. Generación de malla

La malla es una discretización del modelo, que se genera a partir de la geometría, dividiendo el dominio en una serie de elementos triangulares y cuadriláteros (Cueva, 2022). Es así que, para generar una malla en Iber, es imprescindible tener la geometría del área de estudio y la respectiva topografía. También, se asignó mallas no estructuradas, ya que un río no tiene una geometría regular y la asignación de una malla estructurada no será eficiente; es deseable que la malla sea irregular o no estructurada con el fin de minimizar el número de elementos con transiciones suaves (Bladé et al., 2012). A seguir, se detalla la asignación discretizada de tamaño y generación de las mallas para cada superficie de la geometría de los modelos.

#### Modelo de todo el tramo de estudio

A partir de un registro histórico de imágenes satelitales obtenidas de Google Earth y mediante estimaciones visuales de distancias realizadas en visitas de campos, se obtuvo un ancho estable aproximado entre 90 y 100 m. Con estos valores, y con el objetivo de obtener una buena precisión de resultados de hidrodinámica y morfodinámica en el lecho y los bancos del río, se asumirá un tamaño de malla de 5 m en el cauce y bancos; y para las llanuras de inundación, se asumirá un tamaño de malla de 15 m de lado, tal como se muestra en la Figura 25 elaborada.

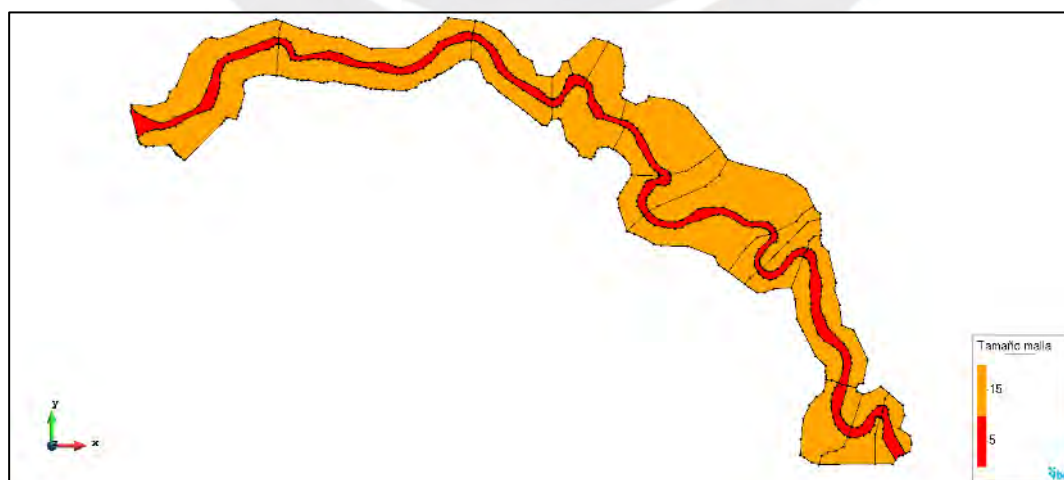


Figura 25. Mallado de los 20 km del tramo de estudio hidrodinámico del río Coata. Tamaños de malla de 5 m y 15 m.

### Modelo del Puente Independencia

Debido al costo computacional que requiere el módulo de transporte de sedimentos, la malla se discretizó con un tamaño de 2.5 m próximo a la zona de los pilares y estribos, con un incremento gradual de 5 -> 10 -> 20 m para el cauce y 5 -> 10 -> 30 m para las llanuras de inundación. Las áreas de los estribos y pilares no presentan mallado, tal como se muestra en la Figura 26 elaborada.

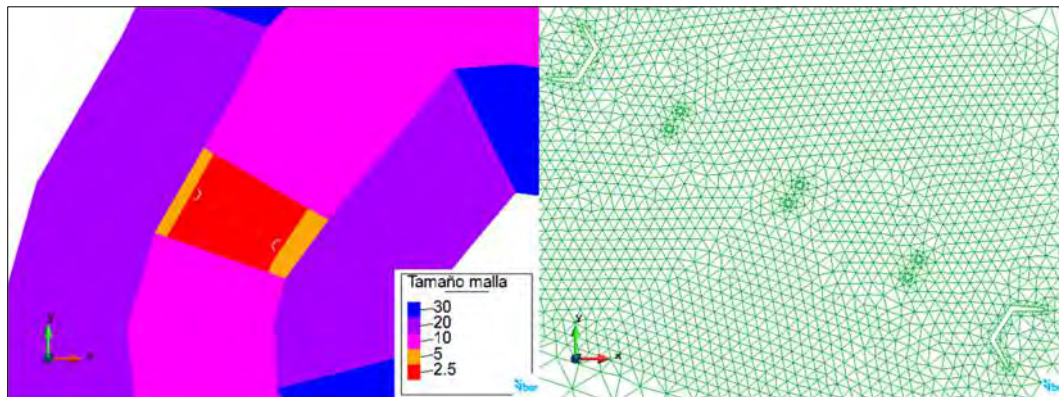


Figura 26. Discretización de malla en el modelo del puente Independencia.

### Modelo del Puente Maravillas

Para este modelo, se generó la geometría del puente Maravillas y las intersecciones con el terreno mediante Civil 3D. Cabe precisar que tanto Civil 3D como Iber presentan interferencias al momento de generar superficies completamente verticales, es por ello que todas las superficies tienen al menos una ligera inclinación respecto a la vertical. La malla se discretizó con un tamaño de 0.5 m próximo al puente Maravillas, de 1 m próximo a la zona de los pilares y estribos del puente ferroviario contiguo, y con un incremento gradual de tamaño de 1 → 2 → 5 m para el cauce y 1 → 2 → 10 m para las llanuras de inundación. Las áreas de los estribos, pilares y tablero del puente no presentan mallado, tal como se muestra en la Figura 27 elaborada.

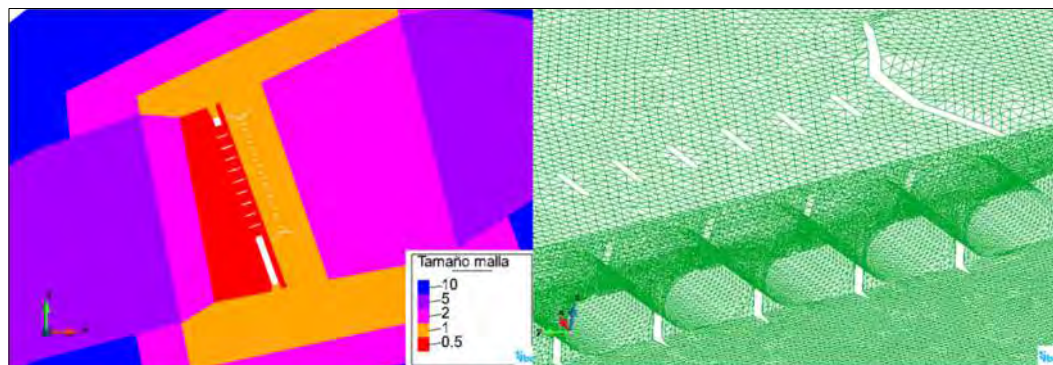


Figura 27. Discretización de malla en el modelo del puente Maravillas.

### 3.5.2. Condiciones de entrada y salida

Las condiciones de entrada y de salida pertenecen a las condiciones de contorno de Iber, en ellas se inserta la entrada y salida del agua del modelo. La condición de entrada serán los caudales diseño constantes para cada Tr de la

Tabla 9; y las condiciones de salida serán del tipo subcrítico del tipo vertedero, con una cota de 0 msnm sobre la altura de los contornos asumidos como salida. En la Figura 28 y Figura 29, se muestran las ventanas inserción de datos de condiciones de entrada y salida, y la respectiva asignación en la geometría, respectivamente.

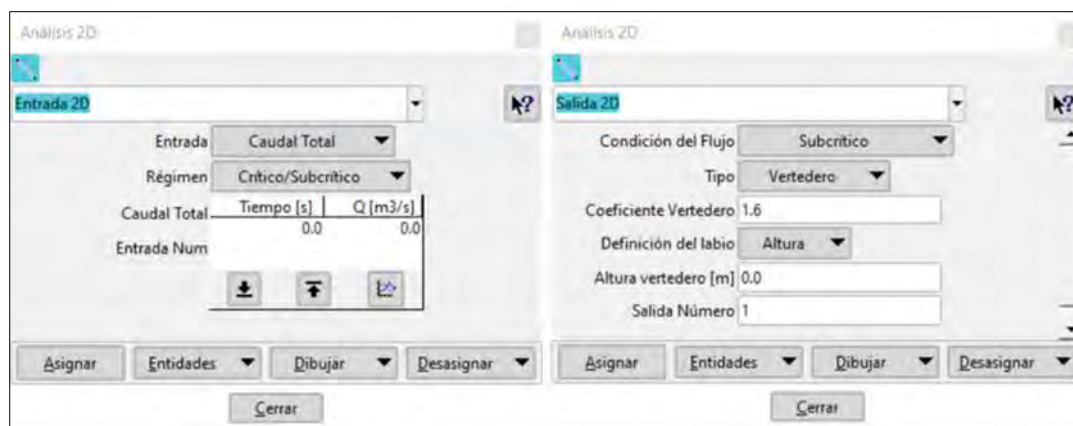


Figura 28. Ventanas de asignación de datos de condiciones de entrada y salida.

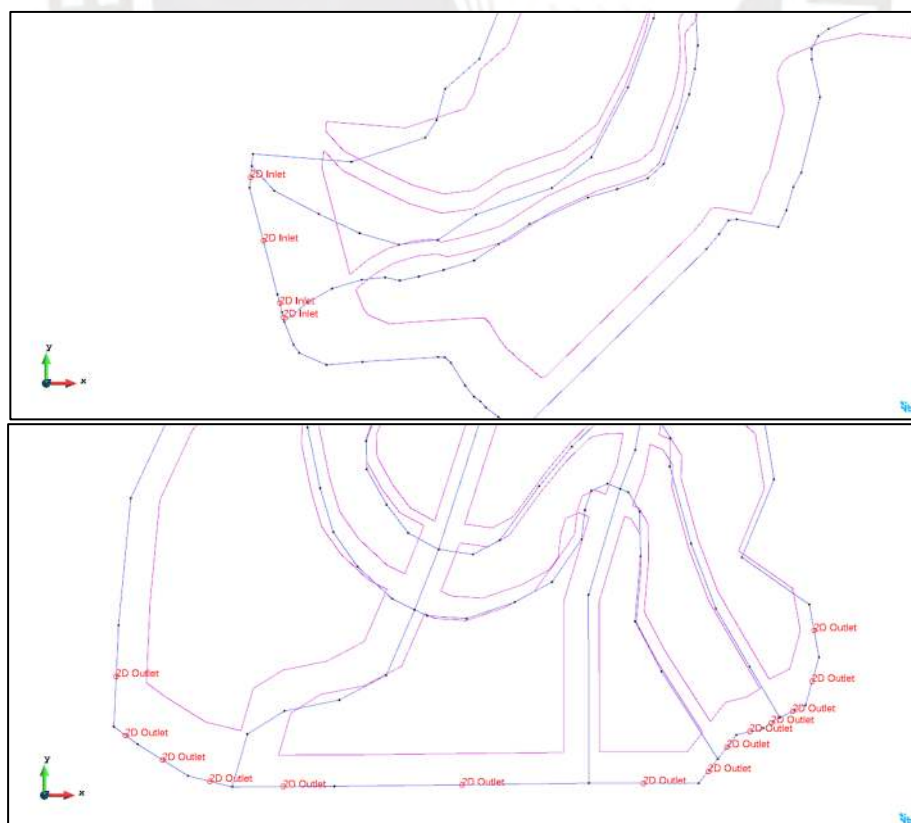


Figura 29. Condiciones de entrada y salida asignadas a la geometría.

### 3.5.3. Delimitación de los valores de coeficiente de rugosidad

Una de las partes más importantes del análisis hidromorfodinámico de un río es la determinación de los valores de los coeficientes de rugosidad. No obstante, para el territorio peruano no es común realizar campañas de investigación para determinar el valor de dicho factor. Por ello, se presentan dificultades para determinar estos valores, siendo necesario el uso de fuentes externas para asumir el valor del coeficiente de rugosidad. El valor del coeficiente de rugosidad puede ser asignado para condiciones específicas en el tiempo o según la estación de análisis. Asimismo, es probable que se obtengan rangos de valores según el tipo de evento en análisis (Arcement & Schneider, 1989). Entonces, será necesario analizar dicho coeficiente mediante diversos métodos de obtención para comparar y elegir aquellos valores que mejor se ajusten a las condiciones del río.

El procedimiento de asignación de coeficiente de rugosidad se realiza mediante el apoyo de imágenes satelitales y ortofotos. En primer lugar, se identifican las zonas con diferentes propiedades de suelo; en segundo lugar, se hace una agrupación de zonas con similares atributos; por último, se realiza la asignación de los valores del coeficiente de rugosidad mediante alguno de los métodos mencionados en el acápite 2.5.3. Se elaboró la Figura 30, que muestra las zonas discretizadas, según coeficientes de rugosidad, en el área de estudio; asimismo, en la Tabla 11 se adjuntan los valores de coeficiente de rugosidad asignados mediante el uso de las tablas propuestas por Ven Te Chow y procesadas mediante el método de Cowan. Cabe resaltar que los valores propuestos en la base de datos de Iber son referenciales; por ello, se comparó los valores asignados con dichos valores referenciales, para establecer un orden de magnitud.



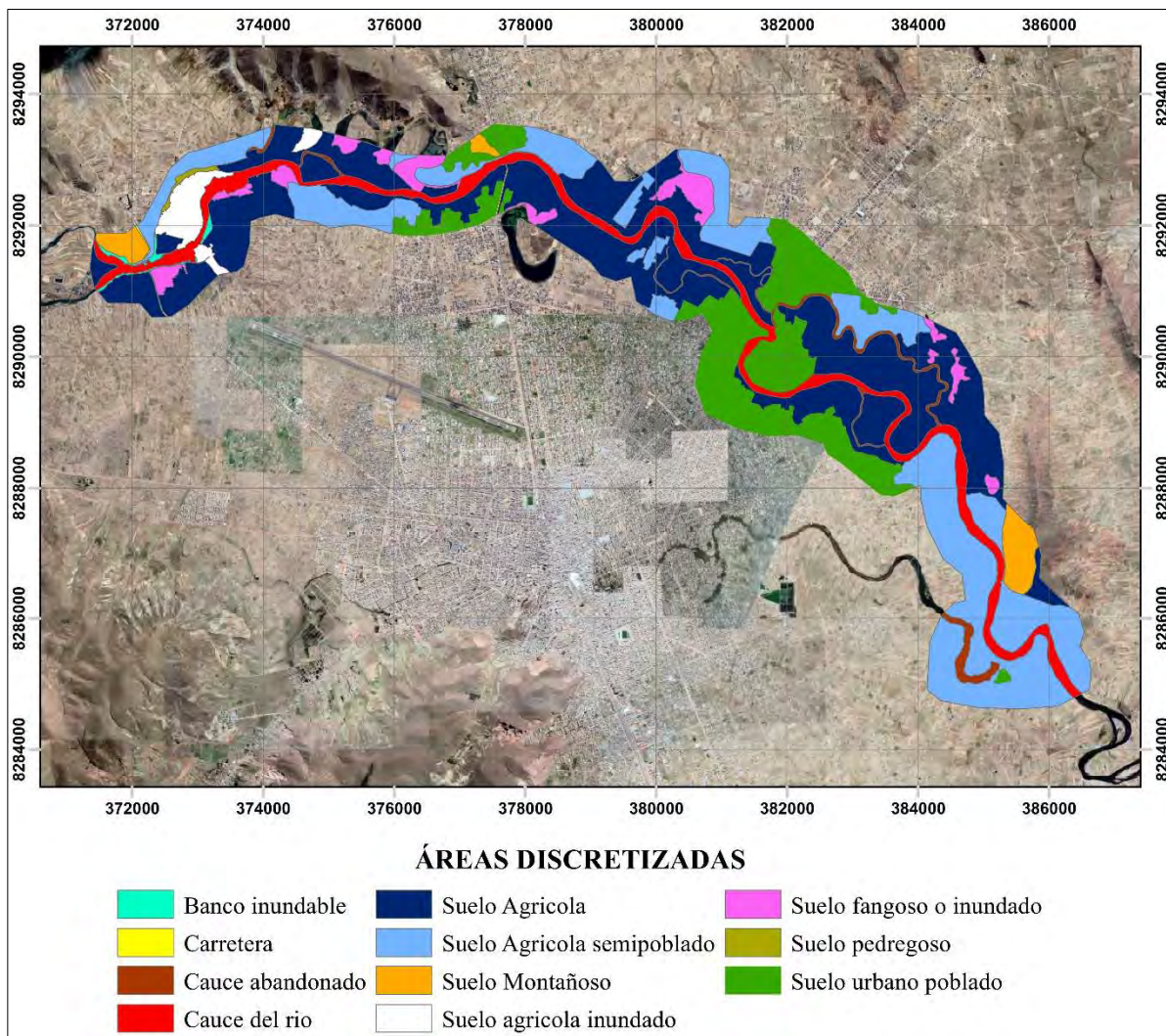


Figura 30. Áreas de discretización del coeficiente de rugosidad

Tabla 11. Valores de coeficiente de rugosidad asignados en la discretización del tramo de estudio.

Uso de suelo	nb	n1	n2	n3	n4	m	n
	Valor base	Irregularidad	Tamaño y forma	Obstrucciones	Vegetación	Corrección	Valor final
Banco de inundación	0.020	0.003	0.000	0.010	0.005	1.000	0.038
Carretera	0.025	0.002	0.000	0.010	0.000	1.000	0.037
Cauce abandonado	0.020	0.002	0.000	0.010	0.005	1.000	0.037
Cauce del río	0.020	0.003	0.005	0.010	0.005	1.300	0.056
Suelo agrícola	0.025	0.005	0.000	0.010	0.020	1.000	0.060
Suelo agrícola inundado	0.025	0.005	0.000	0.012	0.020	1.000	0.062
Suelo agrícola semipoblado	0.025	0.005	0.000	0.015	0.020	1.000	0.065



Uso de suelo	nb	n1	n2	n3	n4	m	n
	Valor base	Irregularidad	Tamaño y forma	Obstrucciones	Vegetación	Corrección	Valor final
Suelo fangoso o inundado	0.020	0.003	0.000	0.010	0.005	1.000	0.038
Suelo montañoso	0.030	0.007	0.000	0.020	0.005	1.000	0.062
Suelo pedregoso	0.025	0.005	0.000	0.010	0.000	1.000	0.040
Suelo urbano poblado	0.025	0.005	0.000	0.017	0.005	1.000	0.052

Los valores del coeficiente de rugosidad se asignan mediante la herramienta de Asignación Automática de Iber, cuyo proceso consiste en asignar un número *Id* a la tabla de atributos del *Shapefile* de la discretización de áreas, para luego convertirlo a formato *Raster* en función del campo *Id* con un tamaño de celda asumido de 1 m (con la finalidad de tener una mejor discretización de los valores de coeficiente de rugosidad en el modelo). Posterior a ello, se procede a convertir el *Raster* a formato *ASCII*, que es el formato solicitado por Iber para asignar automáticamente los valores de coeficiente de rugosidad. Asimismo, se debe tener un archivo en formato *.csv* en donde contengan los *Id* asumidos para cada área en el *Raster* y los respectivos nombres de los tipos de suelo, como se muestra en la Figura 31.

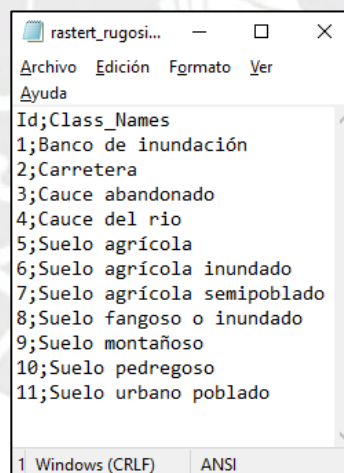


Figura 31. Formato de los usos de suelo en Iber para asignar automáticamente el coeficiente de rugosidad.

Después, se crea, en Iber, estos nuevos tipos de suelo manteniendo idénticamente el nombre asignado para no obtener errores durante la ejecución del modelo. Esos nuevos usos de suelo y los respectivos valores de coeficiente de rugosidad se insertan en la ventana que se muestra en la Figura 32.

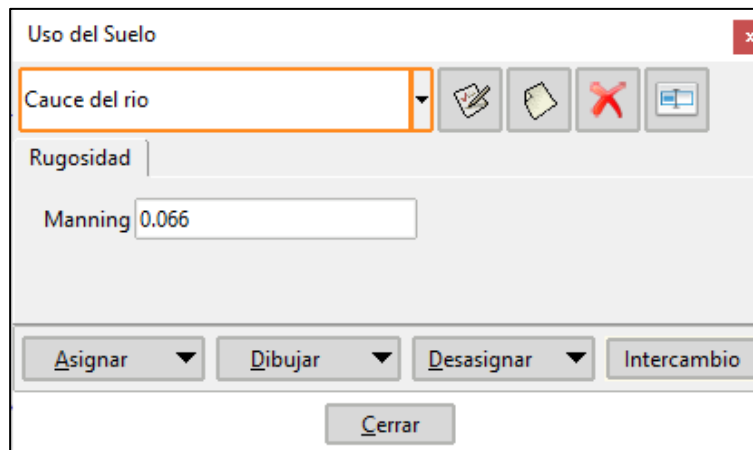


Figura 32. Ventana de asignación de usos de suelo y respectivo valor de coeficiente de rugosidad.

Finalmente, se procede a insertar el archivo *ASCII* en Iber y se obtiene la discretización automática, cuyo resultado se muestra en la Figura 33.

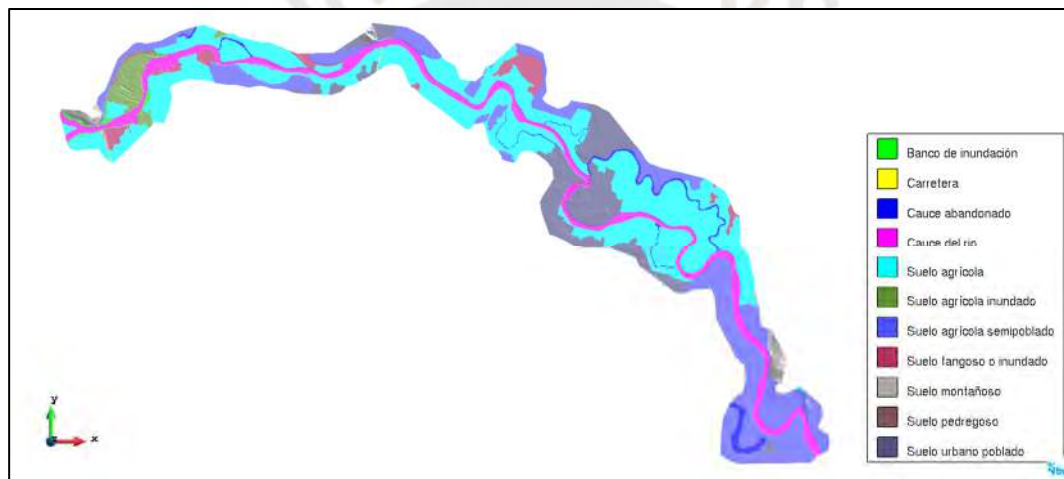


Figura 33. Resultado de discretización automática de coeficiente de rugosidad en Iber.

#### 3.5.4. Modelo de elevación digital

A partir de las curvas de nivel con una equidistancia de 0.5 m, se generó, mediante un software SIG, el Modelo de Elevación Digital (*DEM*) en formato *.tiff*, con un tamaño de celda de 0.5 m, ya que es el menor valor que se puede asumir debido a la precisión de las curvas de nivel. En la Figura 34 se muestra el modelo de elevación digital del área que abarcan las curvas de nivel; y en la Figura 35, se muestra el análisis de altitudes del modelo de elevación digital sin considerar las partes elevadas como cerros y lomas.

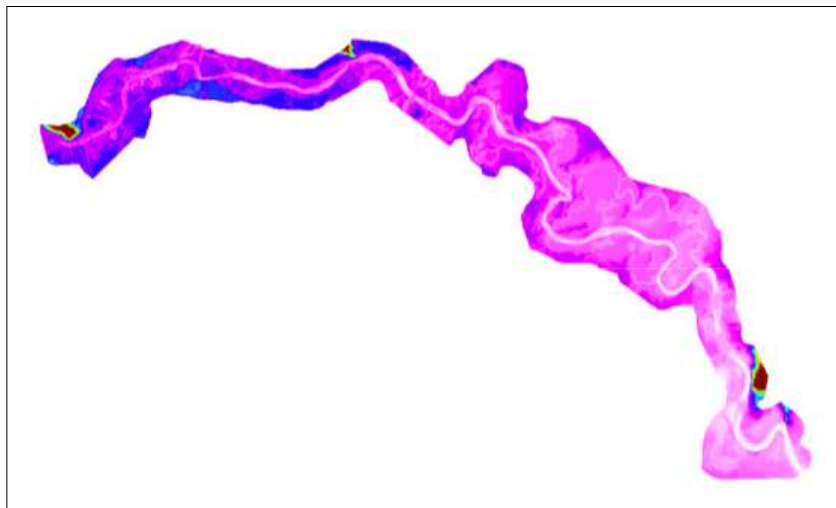


Figura 34. Modelo de elevación digital del tramo en análisis y su posible llanura de inundación.

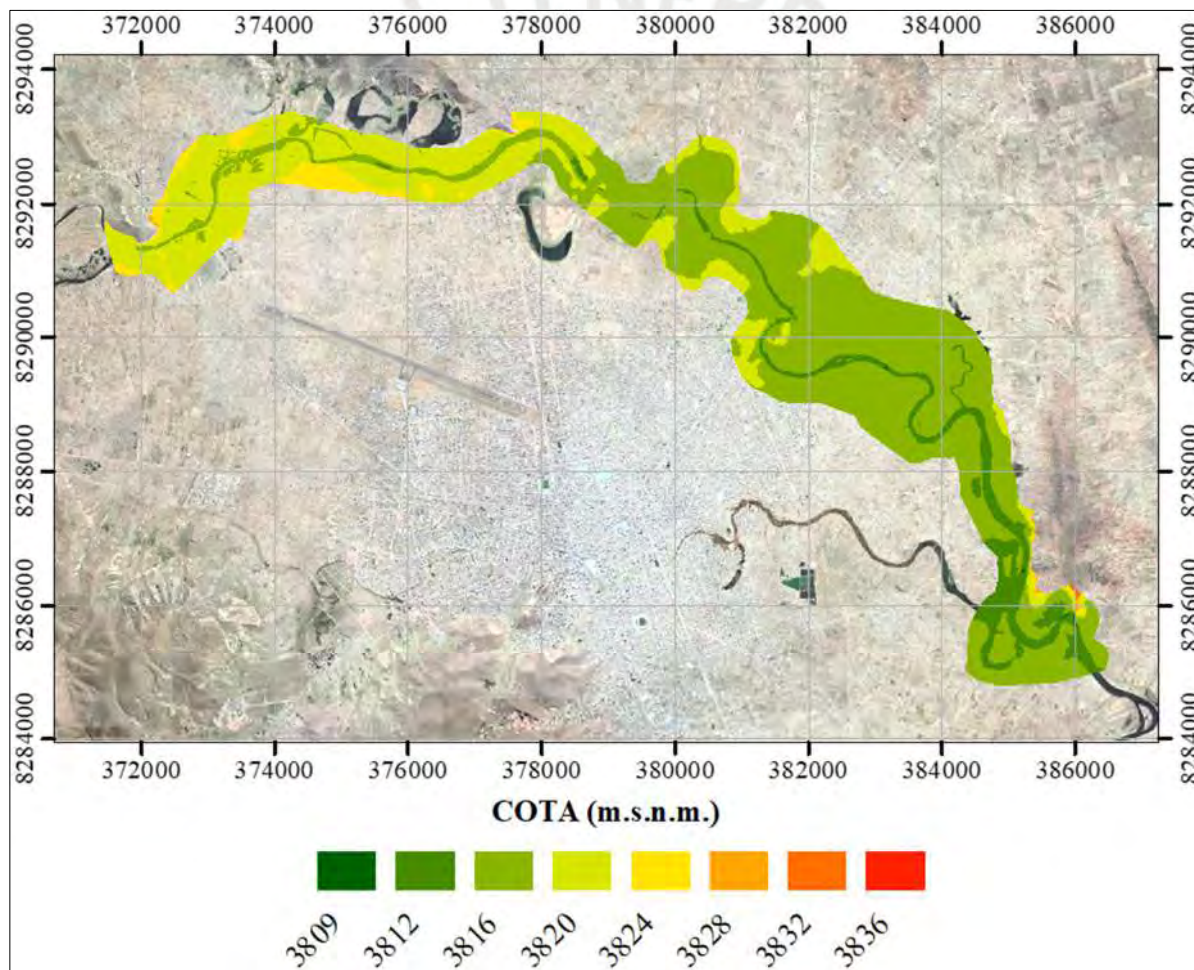


Figura 35. Análisis de altitudes del modelo de elevación digital generado.

Iber permite asignar elevaciones a cada nodo del mallado a partir de un *DEM*, cuyos formatos más usados para importar en Iber son *Raster* o *ASCII*. Este último resulta más útil debido a que es menos complejo realizar el cambio de coordenadas para evitar interferencias

de visualización cuando se desea insertar elementos con líneas curvas. El resultado de la asignación de altitudes a la malla se muestra en la Figura 36.



Figura 36. Mapa de sombras del resultado de asignar elevación a los nodos de la malla en Iber.

### 3.5.5. Modelo de turbulencia

Es importante asignar el modelo de turbulencias, y más en cauces naturales, ya que los remolinos que se generan son los causantes de los procesos de mezcla en un movimiento aparentemente caótico. Según el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (2014), en general, el modelo más adecuado para obtener resultados satisfactorios en la modelización de ríos y estuarios es el Modelo de Longitud de Mezcla, pudiendo incluso llegar a no ser necesario utilizar ningún modelo de turbulencia en cauces naturales. Sin embargo, en la presente investigación se considerará el modelo previo recomendado, cuya ventana de asignación en Iber se muestra en la Figura 37.

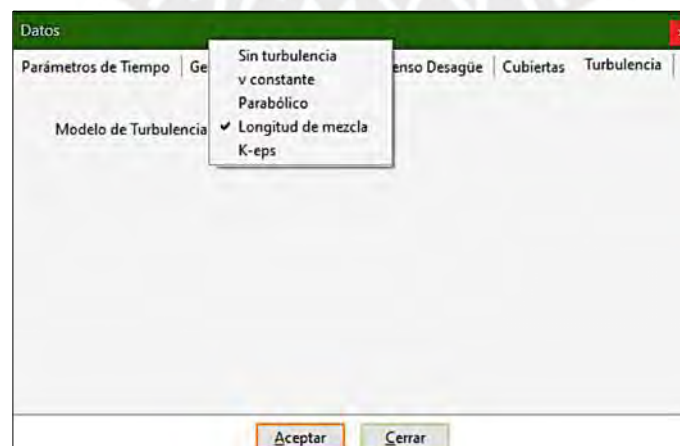


Figura 37. Ventana de asignación del modelo de turbulencia en Iber.



### 3.6. Sensibilidad, calibración y validación del modelo

El proceso de calibración se realizó mediante el uso de la información extraída de la estación hidrométrica ubicada en el puente Unocolla y el “Plan de contingencia ante las lluvias intensas”, desarrollado por la Municipalidad Distrital de San Miguel. Se analizará los resultados de escenarios para un caudal de  $Tr = 100$  años y estos se compararon con las zonas inundadas previstas según el plan de contingencia desarrollado por la municipalidad. Además, se realizó un análisis para escenarios normales del caudal en el río, dichos caudales serán de 40 y 100  $m^3/s$  y se compararon sus resultados con los tirantes registrados en la estación hidrométrica.

En primer lugar, se analizó el tiempo de estabilización del modelo; por ello, se realizó una simulación con los primeros valores de coeficiente de rugosidad determinados en la sección 3.5.3. para un escenario de un caudal de  $Tr = 100$  años y 300 h de duración de avenida en la simulación. Para el análisis de los resultados se han definido 17 puntos a lo largo del tramo del río en estudio; asimismo, mediante herramientas SIG, se extrajeron los resultados de tirante del río a distintos tiempos de la simulación. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 12.

Tabla 12. Comparación de valores para distintos tiempos de simulación

Punto	Coordenadas		Calado de agua según tiempo de simulación				
	X (m)	Y (m)	100 (h)	150 (h)	200 (h)	250 (h)	300 (h)
1	377678.3	8292991.6	3.4822	3.4822	3.4824	3.4829	3.4827
2	374072.5	8292891.7	7.2502	7.2502	7.2502	7.2503	7.2503
3	374583.3	8292630.9	8.1563	8.1563	8.1564	8.1563	8.1564
4	375677.6	8292555.0	7.9518	7.9519	7.9519	7.9519	7.9519
5	378549.2	8292562.0	6.9879	6.9880	6.9880	6.9880	6.9880
6	376413.4	8292460.2	6.0279	6.0279	6.0279	6.0279	6.0280
7	379790.7	8291907.7	7.3928	7.3929	7.3930	7.3930	7.3930
8	380435.4	8291708.8	6.9538	6.9539	6.9539	6.9540	6.9540
9	380894.9	8291397.6	5.6148	5.6149	5.6150	5.6150	5.6151
10	372235.0	8291378.0	4.9740	4.9733	4.9736	4.9736	4.9740
11	381676.9	8290272.6	8.0889	8.0890	8.0891	8.0892	8.0892
12	381353.5	8289999.1	4.2131	4.2136	4.2133	4.2140	4.2133
13	382556.4	8289607.9	6.5275	6.5277	6.5278	6.5279	6.5280
14	383158.5	8289540.3	7.9429	7.9431	7.9433	7.9434	7.9434
15	384369.5	8288948.2	6.7760	6.7763	6.7764	6.7765	6.7766
16	384634.7	8287896.6	5.4366	5.4368	5.4369	5.4370	5.4371
17	385230.4	8286550.5	5.9137	5.9138	5.9140	5.9140	5.9138

Se observa que la variación entre los resultados a 100 h y 300 h de simulación son casi iguales en todos los puntos de control, siendo la variación máxima entre los resultados igual a 0.01%. Por ello, será suficiente realizar la simulación en un tiempo de 100 h, para obtener resultados concluyentes.

Por otro lado, se realizó un análisis de sensibilidad del modelo, según la variación del valor de coeficiente de rugosidad asignado al cauce del río. Este análisis se realizó para un escenario de caudal de  $Tr = 100$  años; esto con el fin de comparar la inundación con el escenario de inundación obtenido por el plan de contingencia de la municipalidad. Los resultados de dicho análisis se muestran en la Tabla 13. y la Figura 38 elaborada.

Tabla 13. Sensibilidad del modelo para distintos valores de coeficiente de rugosidad.

Punto	Coordenadas		Calado de agua según la rugosidad del lecho (m)					Variación respecto a $n=0.070$ (%)			
	X (m)	Y (m)	0.040	0.050	0.056	0.060	0.070	0.040	0.050	0.056	0.060
1	377678.3	8292991.6	3.161	3.378	3.482	3.543	3.670	13.88	7.96	5.11	3.45
2	374072.5	8292891.7	6.997	7.163	7.250	7.303	7.419	5.68	3.45	2.27	1.57
3	374583.3	8292630.9	7.894	8.066	8.156	8.211	8.330	5.24	3.17	2.09	1.44
4	375677.6	8292555.0	7.655	7.851	7.952	8.012	8.143	5.99	3.58	2.34	1.61
5	378549.2	8292562.0	6.798	6.926	6.988	7.025	7.104	4.31	2.51	1.63	1.12
6	376413.4	8292460.2	5.715	5.922	6.028	6.090	6.228	8.23	4.91	3.21	2.20
7	379790.7	8291907.7	7.217	7.336	7.393	7.427	7.500	3.77	2.19	1.42	0.97
8	380435.4	8291708.8	6.772	6.894	6.954	6.990	7.067	4.18	2.45	1.60	1.09
9	380894.9	8291397.6	5.437	5.557	5.615	5.649	5.721	4.97	2.87	1.86	1.26
10	372235.0	8291378.0	4.704	4.881	4.974	5.030	5.156	8.76	5.34	3.54	2.44
11	381676.9	8290272.6	7.968	8.049	8.089	8.113	8.165	2.41	1.41	0.92	0.63
12	381353.5	8289999.1	4.070	4.166	4.213	4.242	4.304	5.44	3.19	2.10	1.43
13	382556.4	8289607.9	6.374	6.476	6.528	6.559	6.629	3.85	2.30	1.52	1.04
14	383158.5	8289540.3	7.780	7.888	7.943	7.977	8.049	3.35	2.00	1.32	0.90
15	384369.5	8288948.2	6.576	6.710	6.776	6.816	6.902	4.73	2.78	1.82	1.24
16	384634.7	8287896.6	5.228	5.368	5.437	5.478	5.565	6.07	3.54	2.31	1.57
17	385230.4	8286550.5	5.760	5.864	5.914	5.943	6.006	4.10	2.36	1.53	1.04

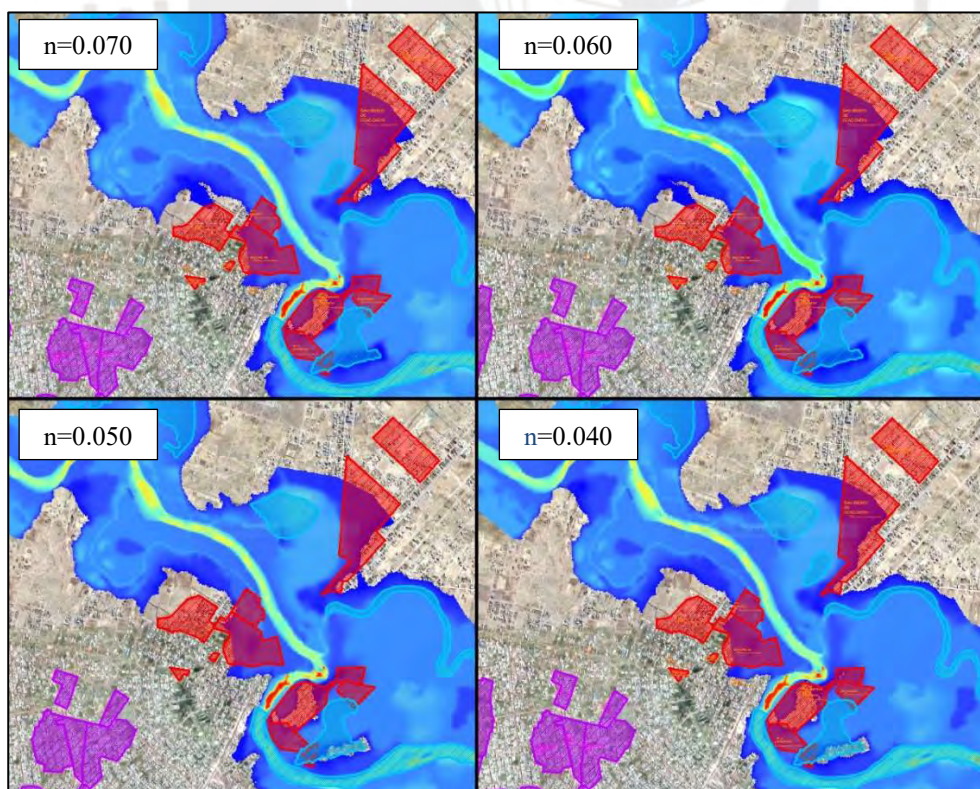


Figura 38. Escenarios de inundación para  $Tr = 100$  años, para distintos valores del coeficiente de rugosidad “n”. Zona urbana aledaña al puente Independencia (Rojo: Inundación estimada para desborde del río. Morado: Inundación estimada por colapso del drenaje urbano ante lluvias intensas)

De la comparación de los cinco escenarios de inundación, se observa que, a mayor valor de “n”, mayor será la retención de agua y mayor el alcance del desborde del río. Los polígonos mostrados en la Figura 38. son las zonas de inundación obtenidas por el Plan de Contingencia del Municipio. Sin embargo, los resultados deberían mostrar un escenario en el que se inunde gran parte de las zonas aledañas al río Coata. En ese sentido, se observa que los valores del coeficiente de rugosidad que satisfacen dicha condición son 0.050, 0.060 y 0.070.

Por otro lado, mediante una consulta de información en la base de datos del SENAMHI, se obtienen las mediciones realizadas en el puente Unocolla. Debido a una anomalía en el comportamiento observado, se realizó una primera filtración de datos que condujo al uso de datos registrados desde diciembre 2015. No obstante, debido a ciertas observaciones con los datos registrados desde 2015 hasta 2018, se consideró que estos datos no cuentan con el mismo nivel de referencia. Para comprobar dicha situación se realizó una visita de campo al puente Unocolla y se consultó la situación al técnico encargado. Mediante esto se pudo confirmar la existencia de otros niveles de referencia y de la alteración antropogénica del cauce del río en el tramo aledaño al puente Unocolla. Por ello, se optó por utilizar los datos registrados desde marzo 2018 hasta agosto 2021. La curva de gasto generada con dichos datos se muestra en la Figura 39.

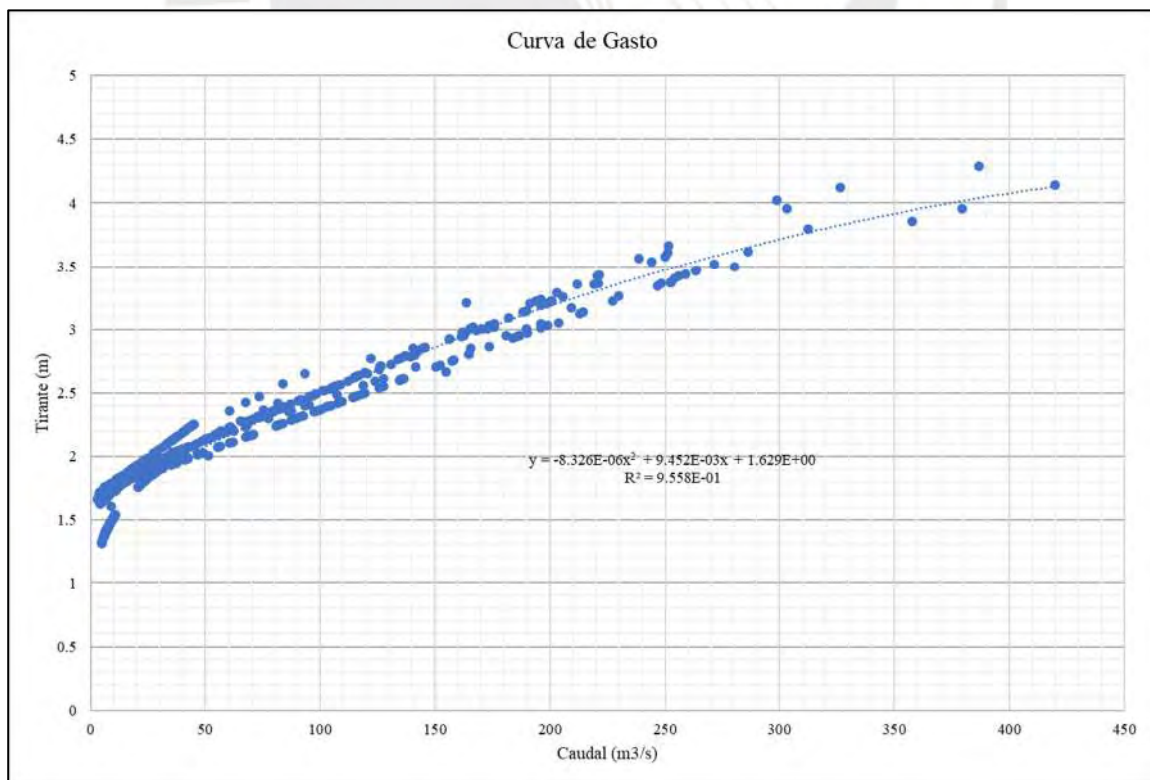


Figura 39. Curva de gasto del río Coata en el punto de control del Puente Unocolla, datos desde 2018 hasta 2021.



De la curva de gasto, mediante una regresión cuadrática se obtiene la ecuación (35) para los datos registrados.

$$T = -8.326 * 10^{-6} * C^2 + 9.451 * 10^{-3} * C + 1.629 \quad (35)$$

Donde:

- $T =$  Tirante (m)
- $C =$  Caudal ( $m^3/s$ )

Se optó por este ajuste ya que su valor de  $R^2$  es de 0.956; el cual es aproximado a la unidad e indica un buen ajuste a los datos registrados.

Finalmente, se realizó un análisis de sensibilidad y calibración mediante la simulación de escenarios con caudales de  $40 m^3/s$  y  $100 m^3/s$ . Como el punto de control está en el puente Unocolla, solo se necesitó simular los primeros 10 km del tramo de estudio para un tiempo de simulación de 100 h. Cabe resaltar que, por dificultades en la adquisición de información, se tuvo que considerar un único coeficiente de rugosidad para toda la extensión del tramo en estudio. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14. Resultados del análisis de sensibilidad para el coeficiente de rugosidad

Caudal ( $m^3/s$ )	T modelo (s)	T modelo (hrs)	Rugosidad (n)	Tirante del modelo (m)	Tirante del SENAMHI (m)
40.00	360000	100	0.035	1.204	1.99
	360000	100	0.050	1.427	
	360000	100	0.060	1.563	
	360000	100	0.075	1.743	
100.00	360000	100	0.035	1.964	2.49
	360000	100	0.050	2.257	
	360000	100	0.060	2.415	
	360000	100	0.075	2.606	

De los resultados obtenidos para un caudal de  $40 m^3/s$ , se puede ver que están por debajo de los valores registrados por el SENAMHI. Este fenómeno es entendible ya que la pendiente del río es muy baja; la zona es próxima a una confluencia de dos ríos y el material del lecho tiene evidencia de descomposición orgánica y alteraciones antropogénicas. Por ello, los resultados serían muy sensibles a la forma de ingreso del caudal y la topografía del cauce del río, la cual es alterada por actividades humanas. En contraste, el análisis para  $100 m^3/s$  indica valores aproximados con el valor registrado por SENAMHI. Por ello, se usarán estos valores como referentes para realizar la calibración del valor del coeficiente de rugosidad.



Para la elección del mejor coeficiente de rugosidad se ha empleado los resultados del modelado para 100 m<sup>3</sup>/s de caudal, ya que, por restricciones de información, no se han corregido los resultados para 40 m<sup>3</sup>/s. Finalmente, la obtención del coeficiente de rugosidad se obtuvo mediante una interpolación entre los resultados obtenidos para un coeficiente de rugosidad igual a 0.060 y 0.070. Mediante la interpolación se obtuvo un valor de 0.066 para el coeficiente de rugosidad en el lecho del río, el cual será el mismo valor en todo el tramo de estudio.

### 3.7. Inventario de obras de prevención existentes

A lo largo del río Coata se han proyectado obras con el fin de acelerar el desarrollo de la ciudad. Entre las infraestructuras disponibles se cuentan con infraestructuras de comunicación como los puentes Unocolla, que comunica Lampa y Juliaca; el puente Maravillas, que conecta Pucará con Juliaca; el Puente Independencia, que conecta Huancané con Juliaca; y el puente Churi que conecta Juliaca con San Antonio.

Por otro lado, por medidas preventivas, se han proyectado obras para el disminuir los riesgos por desastres. En este sentido, se ha realizado un inventario de dichas obras de prevención según reportes realizados por la Autoridad Nacional del Agua. El resumen de la extensión de dichas obras se obtuvo del proyecto “Mejoramiento y ampliación del servicio de protección contra inundaciones fluviales en los distritos de Vilavila, Palca, Lampa, Cabanilla, Cabana, Caracoto y Coata; provincias de Lampa, San Román y Puno en la cuenca del río Coata-región Puno”. La extensión de obras ejecutadas en el tramo del río Coata están en la Tabla 15.

Tabla 15. Inventario de obras existentes en el río Coata, Juliaca

SECTOR COATA		
TRAMO	LONGITUD (m)	LONGITUD (Km)
Tramo 25	11601.60	11.60
Tramo 26 y 27	1837.37	1.84
Tramo 28 y 29	35341.53	35.34
Tramo 30	4366.05	4.37
TOTAL, DE DEFENSAS EXISTENTES		64.45

Tomado de “Mejoramiento y ampliación del servicio de protección contra inundaciones fluviales en los distritos de Vilavila, Palca, Lampa, Cabanilla, Cabana, Caracoto y Coata; provincias de Lampa, San Román y Puno en la cuenca del río Coata - región Puno” (Consortio Coata, 2021).

#### 4. CAPÍTULO IV: RESULTADOS

El proceso de análisis se realizó para diversos escenarios; estos escenarios serían para caudales de  $Tr = 25$ , 100 y 500 años. En primer lugar, el análisis de caudal para  $Tr = 25$  años, servirá como referente en la proyección de obras de drenaje urbano, drenaje rural, drenaje vial y algunos aliviaderos. Esto se debe a que dichas obras son de baja prioridad al analizar el riesgo que implica su colapso. En segundo lugar, el análisis de caudal para  $Tr = 100$  años se realiza para la proyección del gálibo en diseño puentes de bajo riesgo, drenajes de alto riesgo, obras de protección, diques longitudinales y para la determinación de las zonas de riesgo por inundación. En tercer lugar, el análisis del caudal para un  $Tr = 500$  años es requerido para el análisis morfodinámico de diseños como la socavación de puentes, aliviaderos de emergencia y cierto tipo de diques.

Los resultados del análisis hidrodinámico en todo el tramo de estudio son mapas de velocidades, tirantes, diámetros críticos y fricción en el fondo del lecho para una simulación estabilizada en 100 h. Los resultados obtenidos en los tres escenarios de simulación se muestran en la Figura 40, respecto a la cota de agua para el  $Tr = 100$  años; Figura 41, Figura 42 y Figura 43 para las velocidades máximas; Figura 44, Figura 45, Figura 46 para los tirantes máximos; Figura 47, Figura 48, Figura 49 para los esfuerzos de fricción en el lecho del río; y Figura 50, Figura 51, Figura 52 para los diámetros críticos que permiten el transporte de sedimentos de fondo (inicio del movimiento insipiente de partícula); para los escenarios de  $Tr = 25$ , 100 y 500 años respectivamente en todas las figuras mencionadas.

En adición, se cuenta con los resultados de ensayos de calidad de agua realizados en el río Coata en tramos aledaños a la ciudad. Como se mencionó en el Capítulo 3.4. estos valores están adjuntados en los anexos de la presente investigación. Por ello, se recomienda revisar los anexos para consultar los valores de dichos parámetros. Asimismo, se realizó un análisis de la relación entre parámetros de calidad de agua y el caudal del mismo y se obtuvieron observaciones con respecto a las épocas de estiaje y avenidas, los caudales del río y los valores de dichos parámetros. Se sugiere una relación entre el parámetro físico de turbidez del agua y el caudal del flujo. Dicho análisis se detalla en el Capítulo 5.1.



## 4.1. Mapas de inundación



Figura 40. Mapa de resultados de cotas del nivel del agua, para un caudal de TR = 100 años.



## 4.2. Mapas de velocidades de flujo

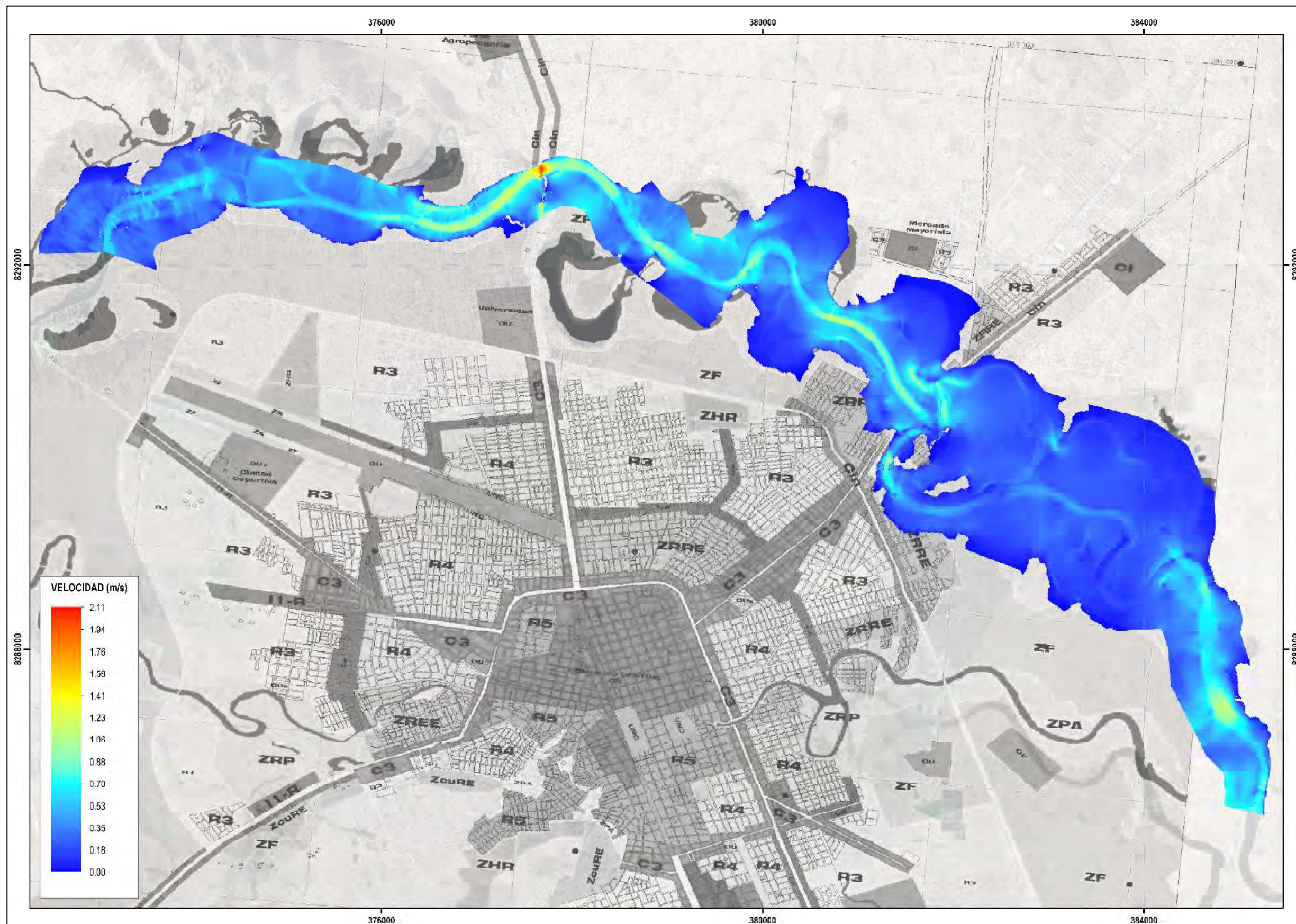


Figura 41. Mapa de resultados de velocidades máximas del fluido, para un caudal de TR = 25 años.



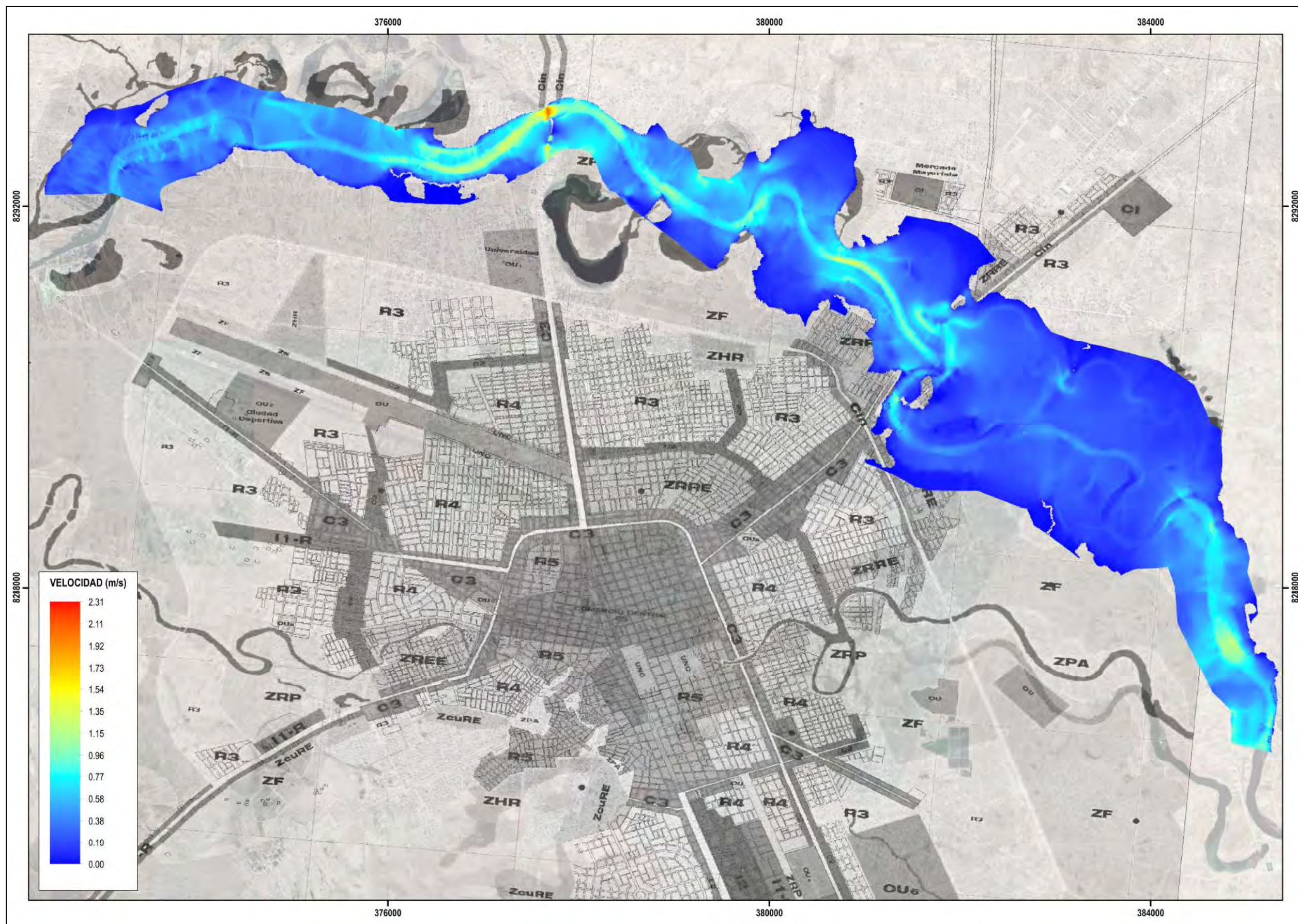


Figura 42. Mapa de resultados de velocidades máximas del fluido, para un caudal de TR = 100 años.



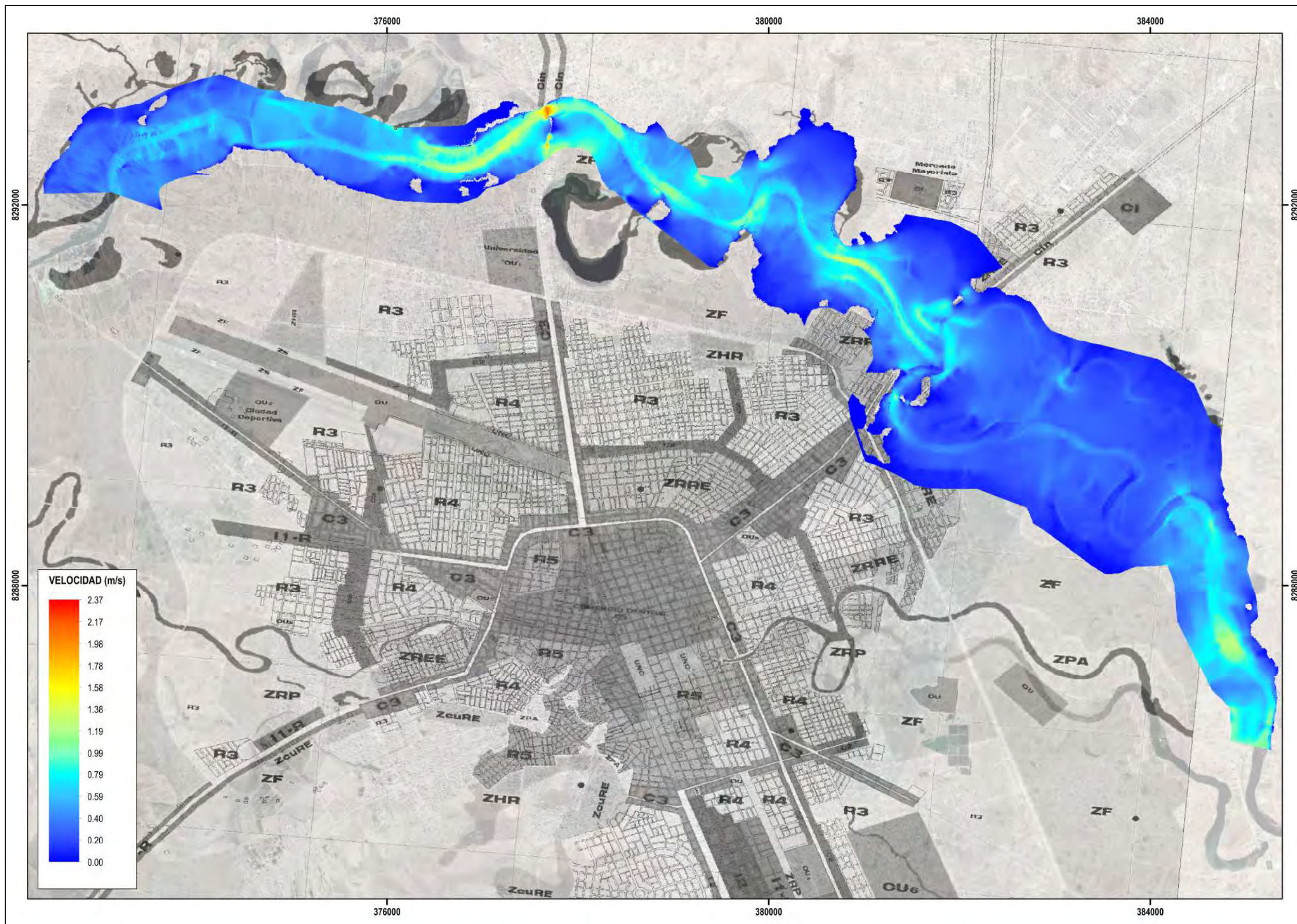


Figura 43. Mapa de resultados de velocidades máximas del fluido, para un caudal de TR = 500 años..



## 4.3. Mapas de tirantes máximos

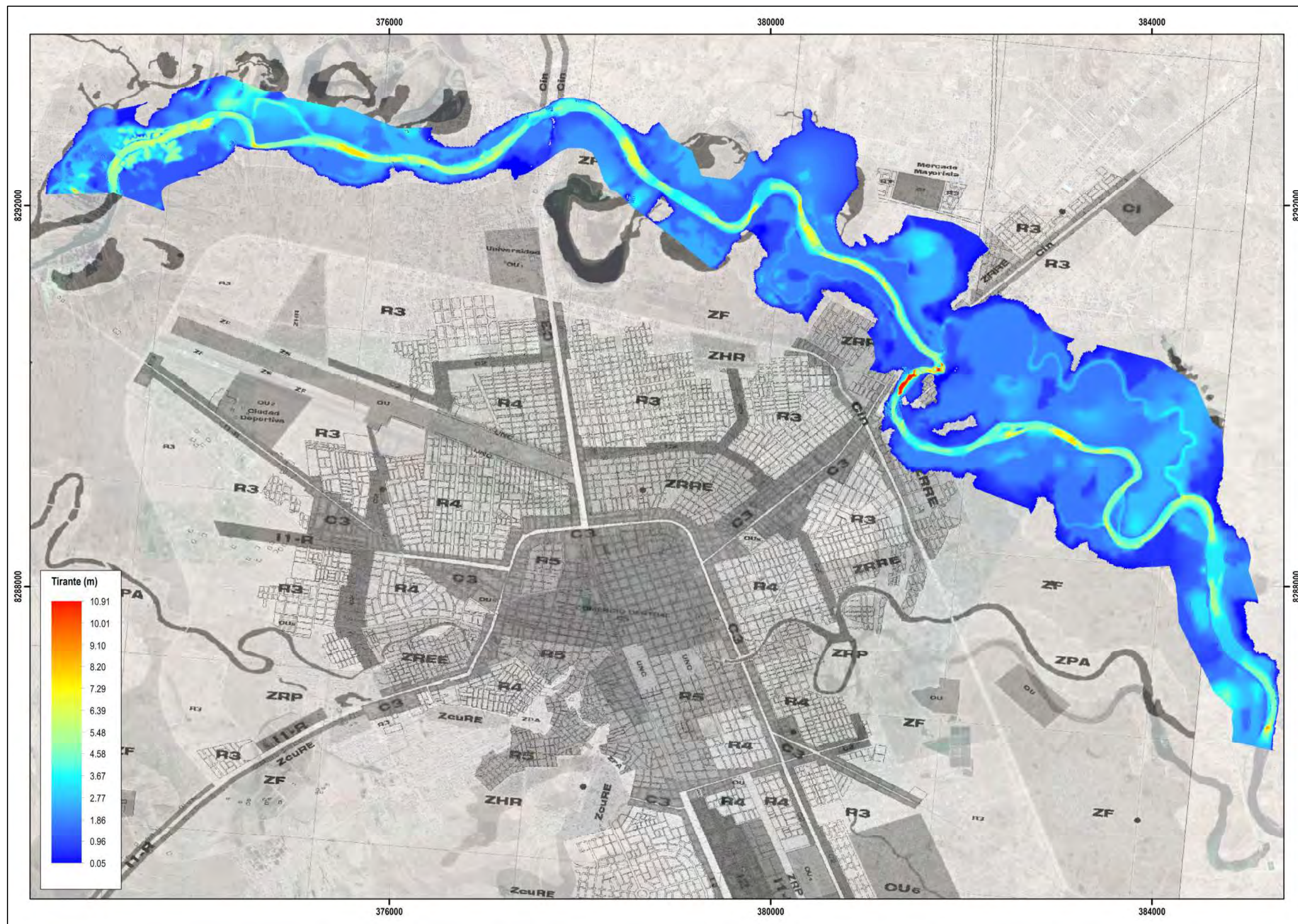


Figura 44. Mapa de resultados de tirantes máximos, para un caudal de TR = 25 años.







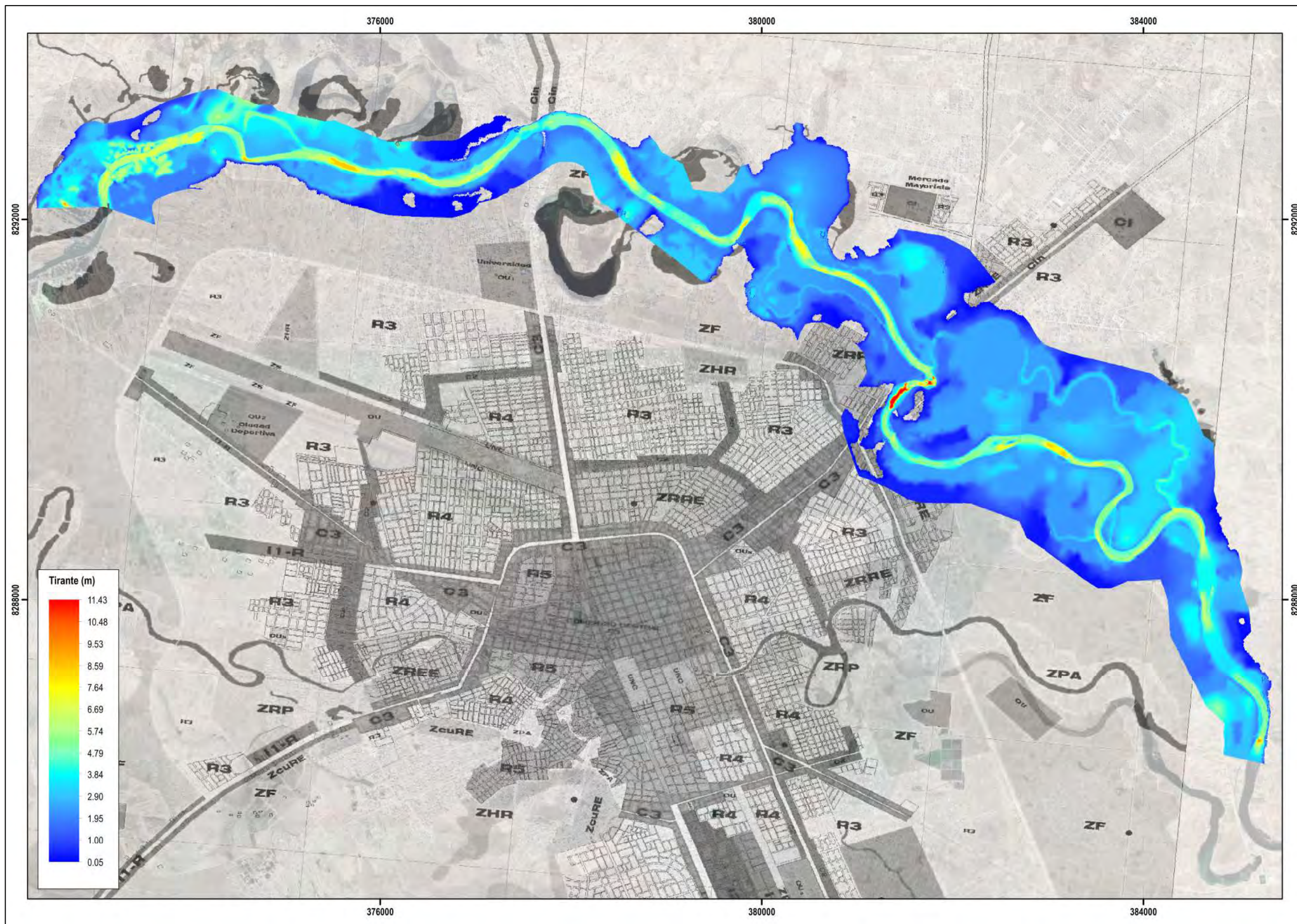


Figura 46. Mapa de resultados de tirantes máximos, para un caudal de TR = 500 años..



## 4.4. Mapas de tensión de fondo

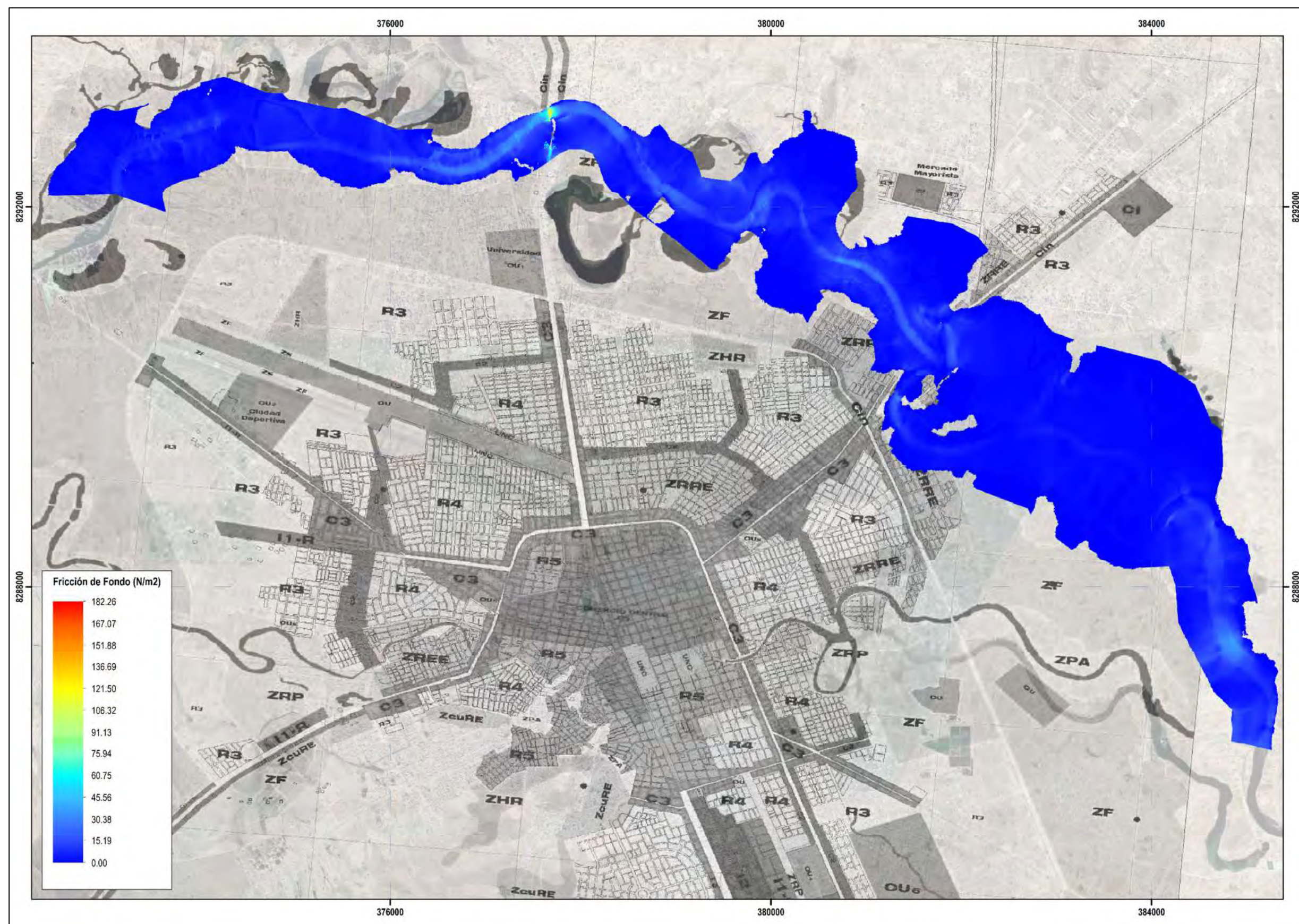


Figura 47. Mapa de resultados de esfuerzos de fricción en el fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 25 años.



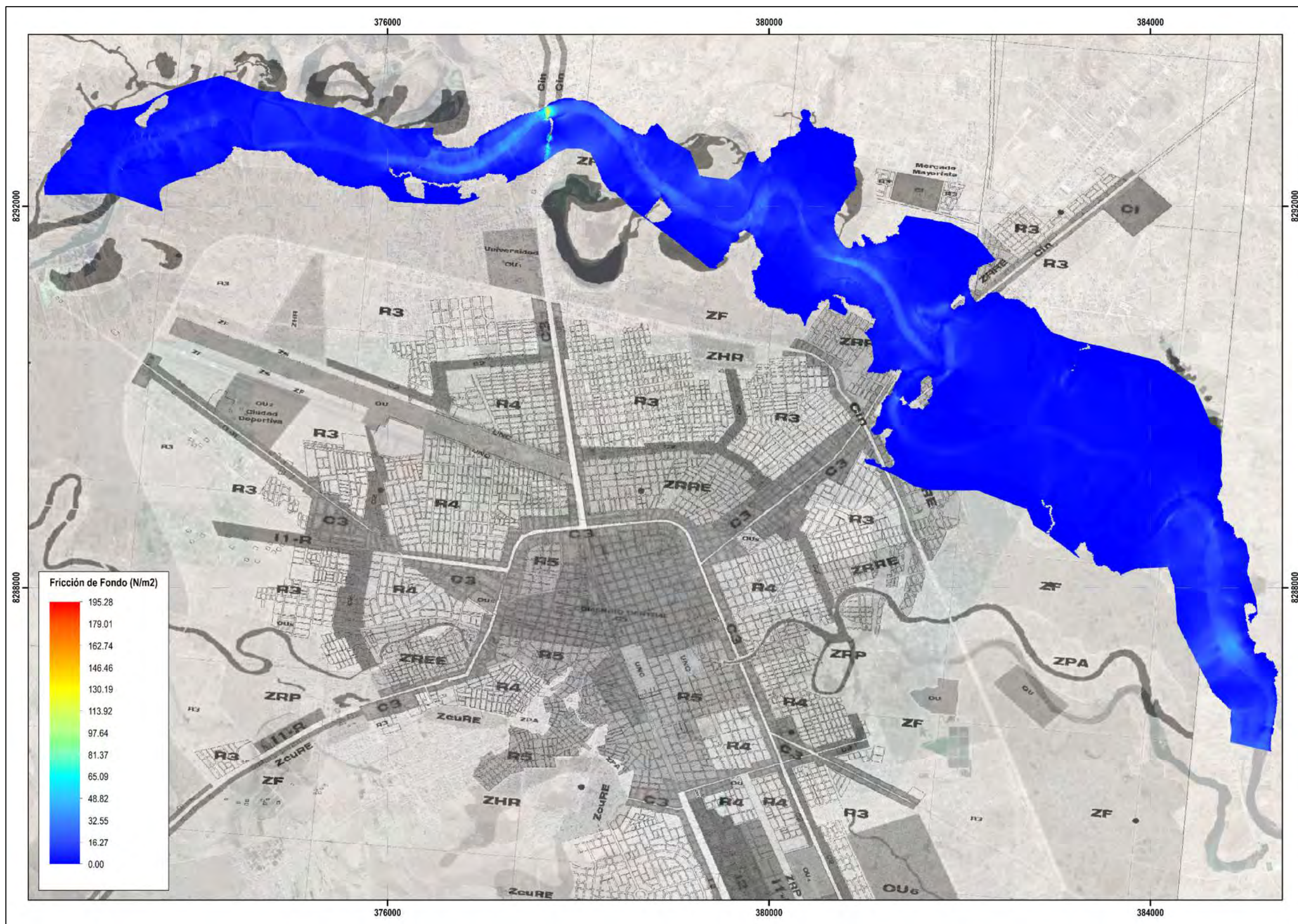


Figura 48. Mapa de resultados de esfuerzos de fricción en el fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 100 años.



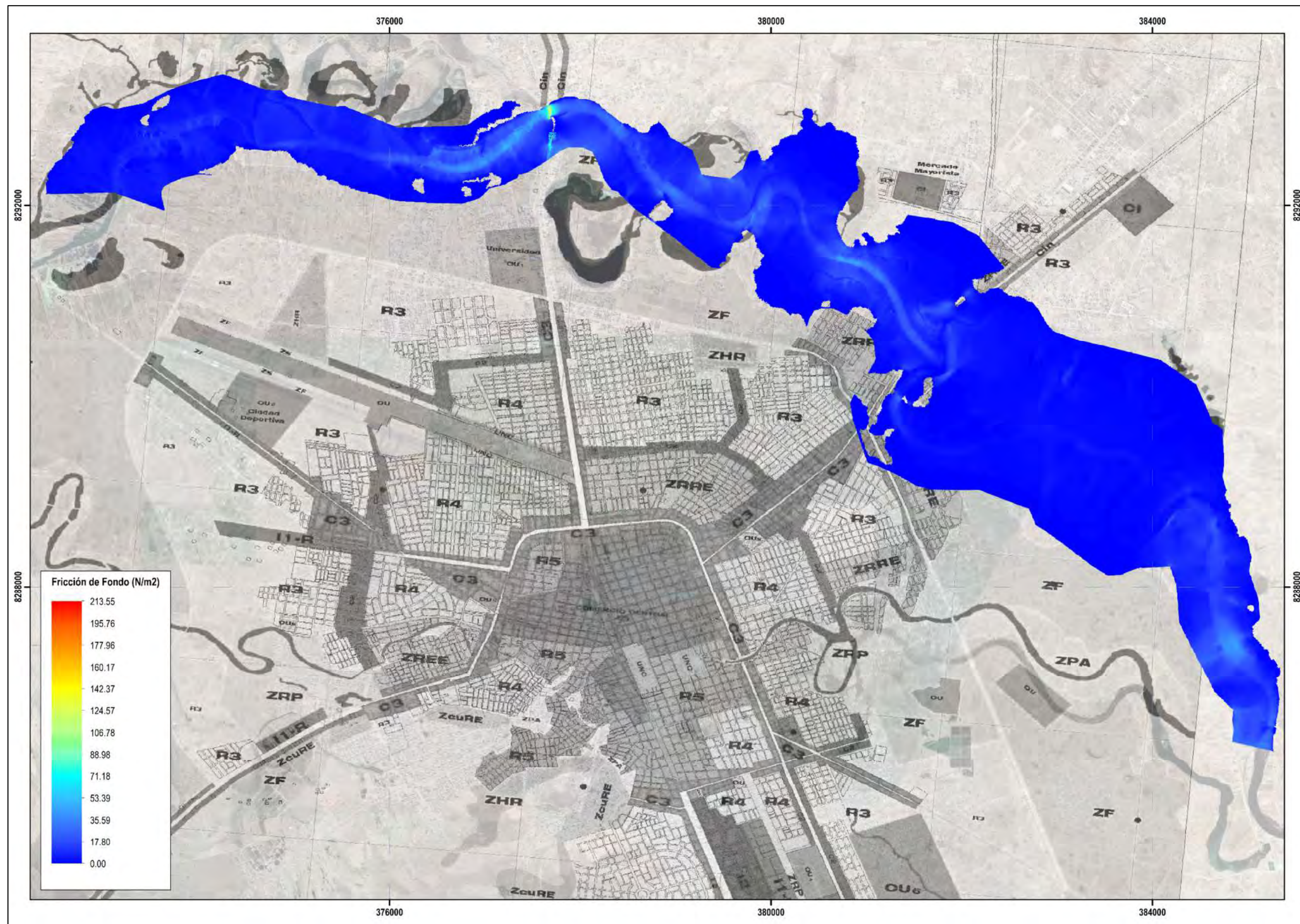


Figura 49. Mapa de resultados de esfuerzos de fricción en el fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 500 años.



### 4.5. Mapas de diámetro crítico

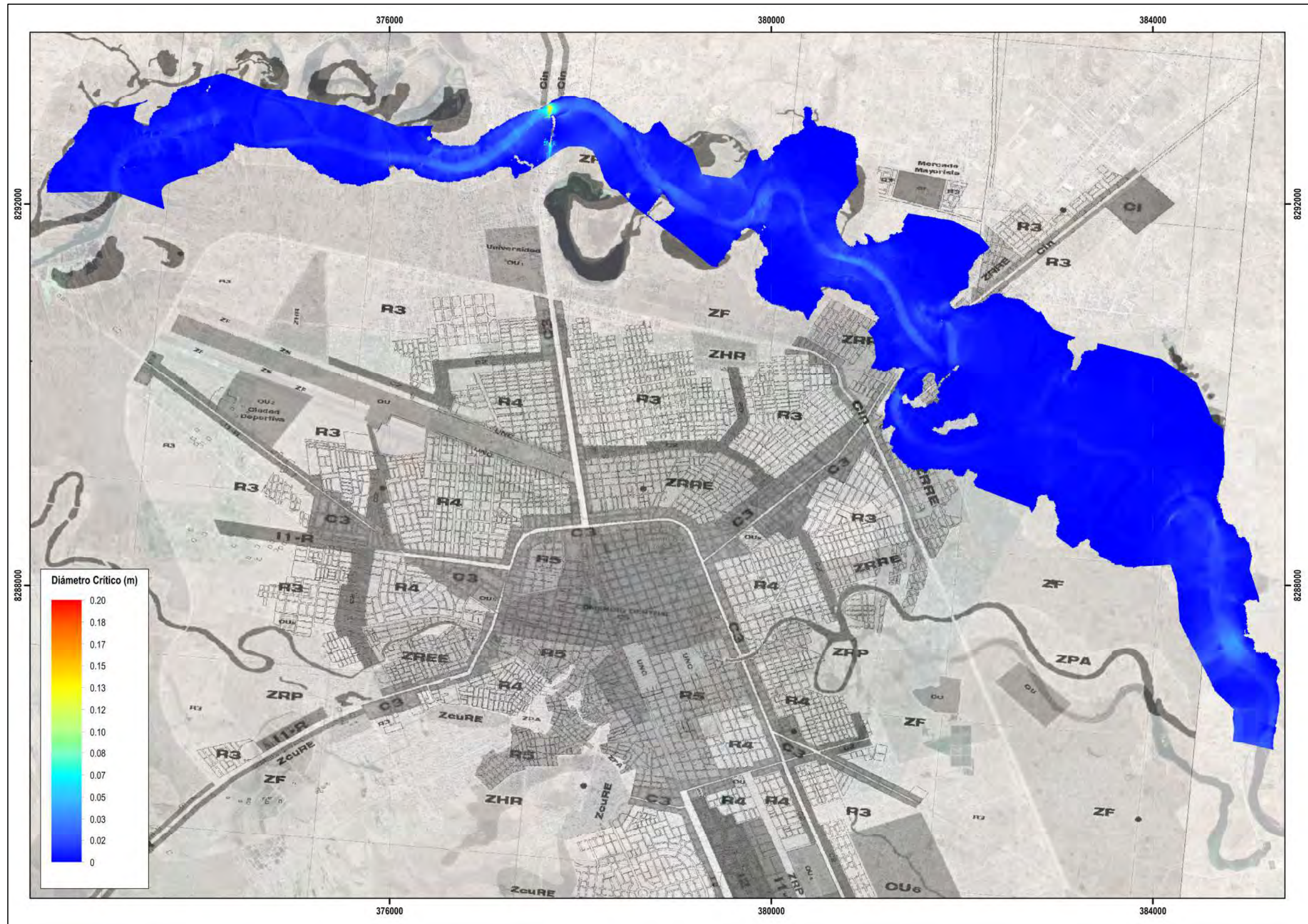


Figura 50. Mapa de resultados de diámetro máximo de sedimento para permitir la erosión del fondo del lecho del río, para un caudal de TR = 25 años.











#### 4.6. Mapas de hidro-morfodinámica en obras civiles

##### Puente Independencia

La ubicación de esta estructura se detalla en la Figura 15. Es importante mencionar que debido al alto costo computacional para modelar transporte de sedimentos en Iber 3.1, se simplificó el modelo para un tramo de 4.5 km, compuesto por 3.0 km y 1.5 km aguas arriba y abajo del puente Independencia, respectivamente; en donde se consideró los 6 pilares octogonales con lados de 45 cm que compone la estructura de este puente y los estribos (ver Figura 24 y Figura 26). También con el objetivo de analizar los procesos morfodinámicos, los modelos fueron procesados para un tránsito de flujo de  $T_r = 500$  años, tiempo de retorno recomendado por el Manual del MTC para el análisis de socavación en puentes (MTC, 2014). Es así que se obtuvieron los mapas de resultados que se describen a seguir:

Primero, respecto al número de Froude (ver Figura 54), se evidencia valores menores a la unidad que indican un régimen de flujo subcrítico, con máximos valores entre 0.5 a 0.8 desde los valles hasta las crestas de sedimentación formadas, y predominancia de valores menores o iguales a 0.5 en el tramo.

Segundo, en relación con las velocidades obtenidas (ver Figura 53), se observa la predominancia de valores entre 1 y 2 m/s, con una tendencia de máximos aguas abajo del puente y en dirección a la margen izquierda, y valores cercanos a 0 m/s circundantes a los pilares del puente y a los bancos internos y externos de la curvatura. También se observa una aceleración del flujo desde los valles hasta las crestas de sedimentación y una desaceleración de flujo desde las crestas hasta el próximo valle, en dirección del flujo.

Tercero, en cuanto a los tirantes o calado de agua (ver Figura 55), se obtuvieron valores máximos de hasta 6 m en las zonas erosionadas cerca a los pilares centrales y los pegados a la margen izquierda; valores entre 4 y 5 m en los valles de las dunas y rizos formados por procesos de erosión del lecho; y con disminución progresiva de valores menores a 3 m en zonas cercanas a los bancos del río y en zonas de formación de crestas de dunas o rizos. Para tener un mayor alcance de estos resultados, se dispone del panel de perfiles adjuntado en el Anexo E.

Cuarto, sobre los resultados de sedimentación y erosión obtenido del modelo con lecho móvil (ver Figura 56 y Figura 57, respectivamente), se ha obtenido erosiones acentuadas de 2.67 m a la derecha de los pilares centrales y aquellos pegados a la margen izquierda, también, una erosión de 1.85 m cerca al estribo de la margen izquierda y una erosión promedio de 0.30 m a partir de 15 m en dirección aguas arriba del puente. Asimismo, se han obtenido la



predominancia de zonas de sedimentación aguas abajo del puente y a la margen derecha del tramo. En dirección a la margen izquierda, desde y cercano a los pilares centrales, se evidencia la formación de un depósito de sedimentación de 40 m de largo que gradualmente alcanza dos crestas: la primera cresta de hasta 2 m de altura que decrece hasta un valle de 1.40 m y se incrementa hasta una segunda cresta de 2 m, para luego disminuir su altura hasta alcanzar la zona de erosión; en dirección a la margen izquierda y paralelo a este depósito, aguas abajo del puente, se formaron 2 depósitos similares con una longitud de 30 m de largo y una cresta de 1.40 m. También, aguas abajo de la mitad entre los pilares centrales y derechos se evidencia la formación de un depósito de 30 m, cuyo incremento gradual en altura alcanza hasta 3 m que es la cresta de la formación. Para finalizar, se evidencia una tendencia de sedimentación en la margen derecha, con valores de sedimentación que se distribuyen gradualmente hasta alcanzar valores entre 0.8 a 1 m.

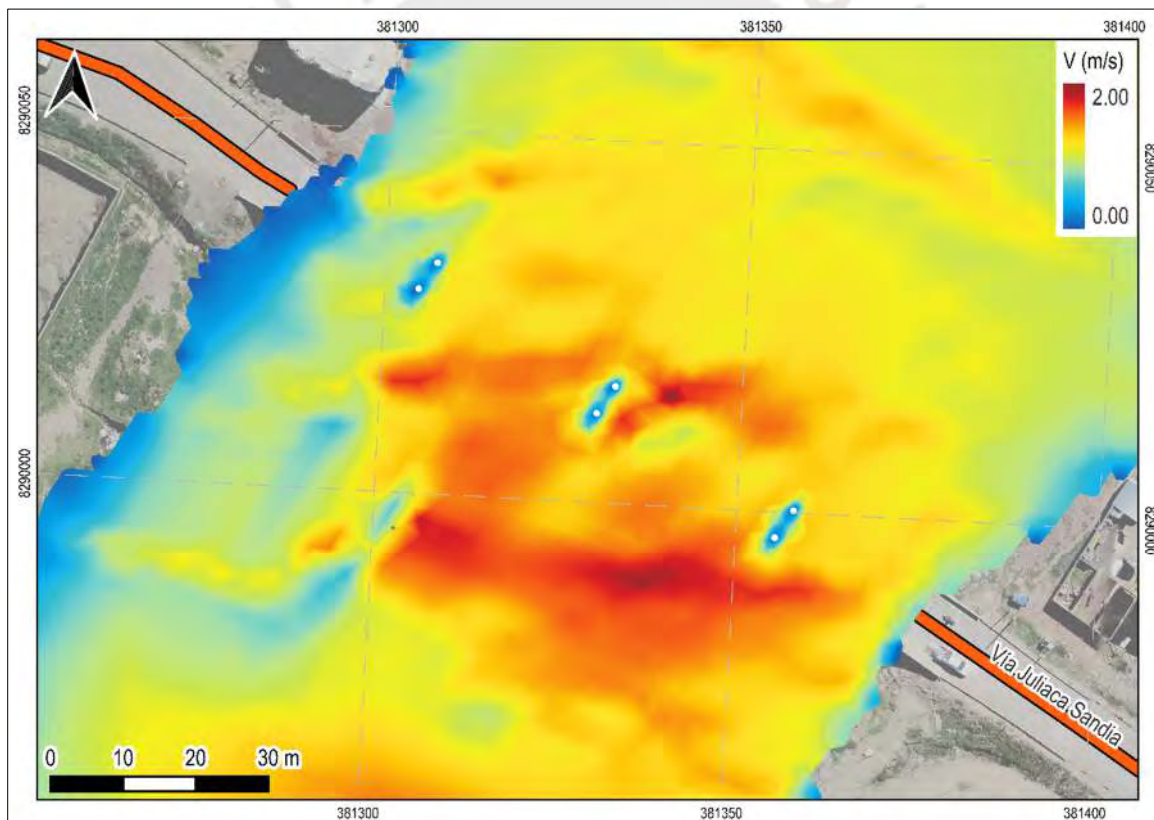


Figura 53. Hidrodinámica: Distribución de velocidades máximas en el tramo del puente Independencia

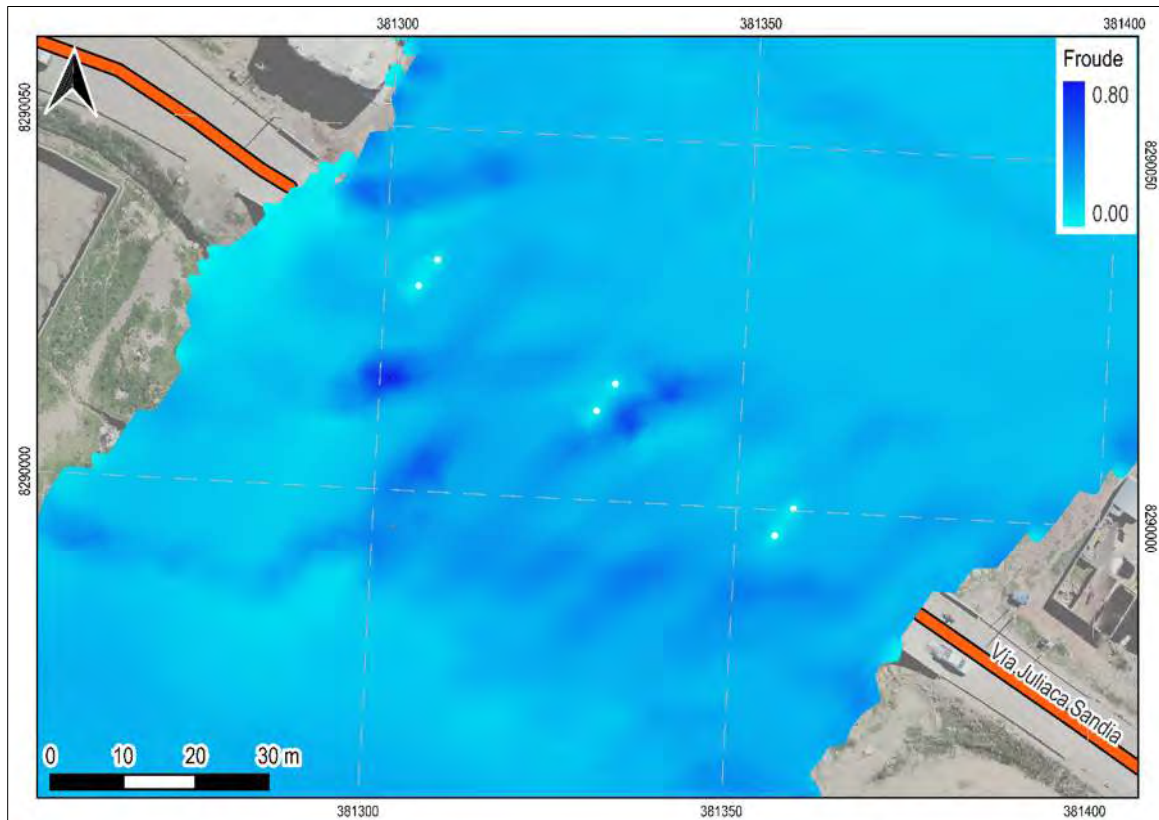


Figura 54. Hidrodinámica: Distribución del número de Froude en el tramo del puente Independencia

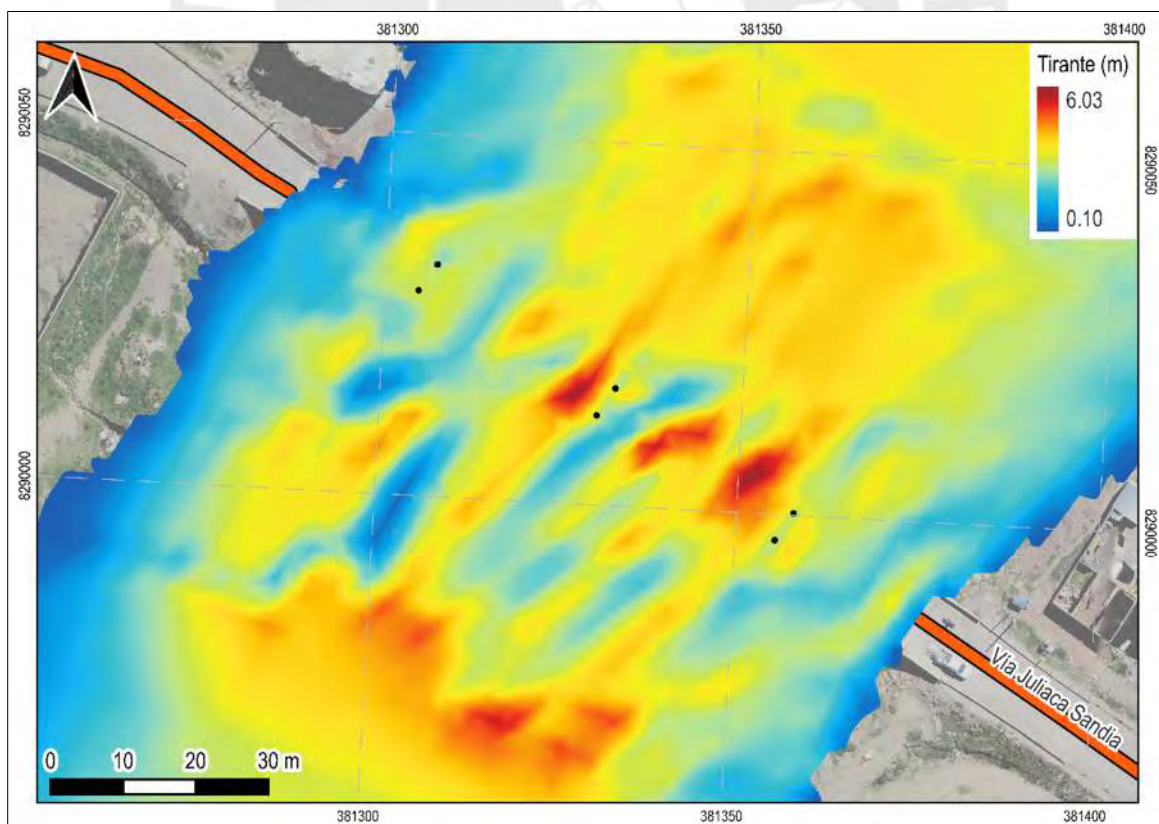


Figura 55. Hidrodinámica: Distribución de tirantes en el tramo del puente Independencia



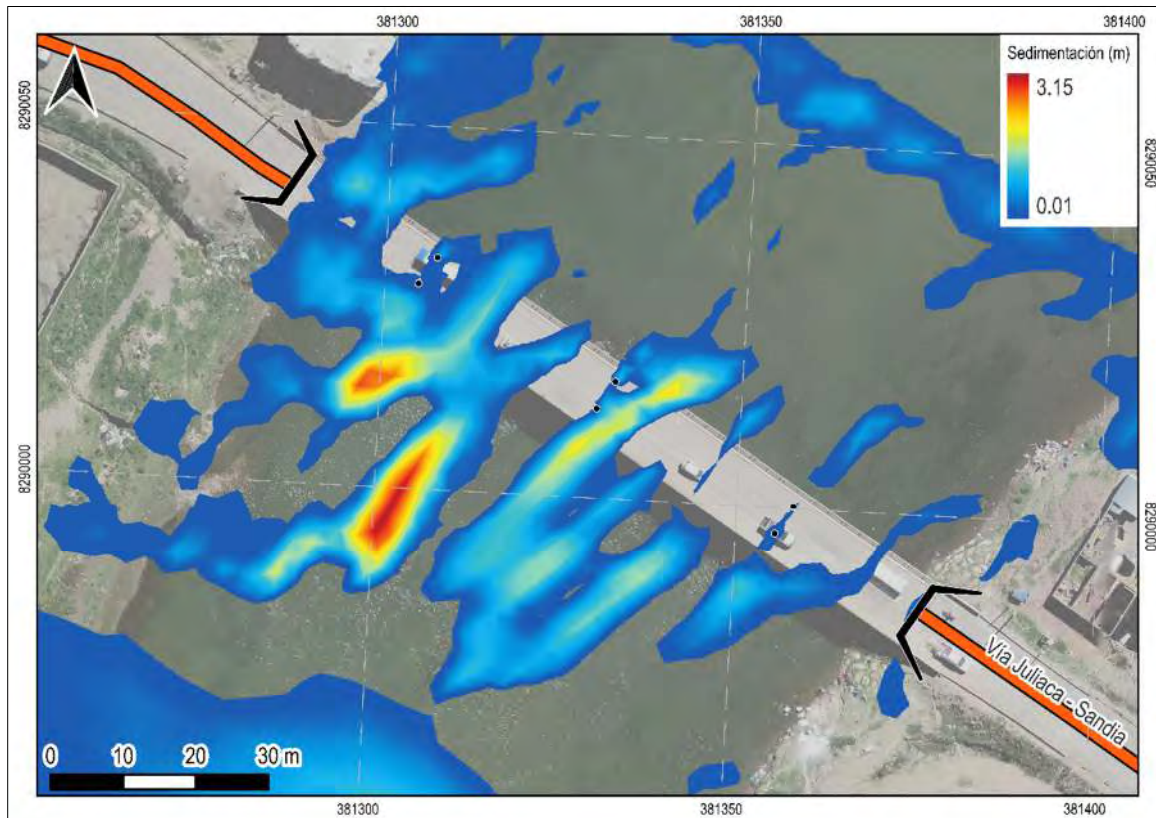


Figura 56. Morfodinámica: Distribución de sedimentación en el tramo del puente Independencia

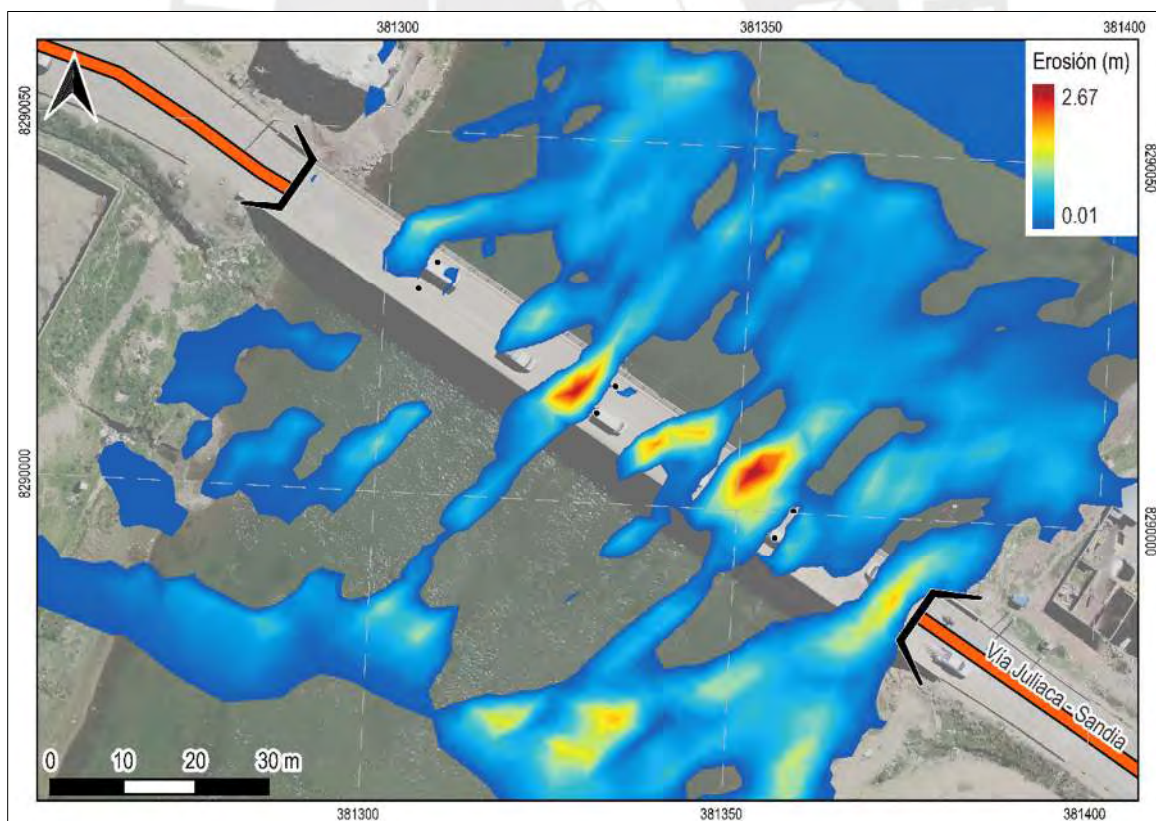


Figura 57. Morfodinámica: Distribución de erosión en el tramo del puente Independencia

## Puente Maravillas

La ubicación del puente Maravillas se detalla en la Figura 15. El análisis realizado en este tramo fue hidrodinámico, debido a las limitaciones de costo computacional. Asimismo, el modelo de transporte de sedimentos, requiere mayor capacidad computacional para el caso de estructuras complejas y detalladas como la batería de alcantarillas, cuya geometría ha sido construida y mallada detalladamente en Iber; en otras palabras, no se ha considerado las estructuras tipo alcantarilla que tiene el software. Es importante mencionar que la estructura predeterminada para alcantarilla en Iber es de tipo circular y rectangular, y no abovedada, como en la presente investigación. En el caso de los muros de aproximación ubicados entre alcantarillas, y la losa del puente, han sido considerados como estructuras huecas (sin mallado) para optimizar el modelo. Del mismo modo, se han modelado los pilares del puente de la vía ferroviaria como estructuras huecas (operaciones *booleanas*), es decir, estos elementos fueron reconocidos como elementos de borde por el software.

Primero, respecto al número de Froude se observa zonas de transición de régimen entre condiciones supercríticas y subcríticas ( $Fr=1$ ). La primera franja en este cambio de comportamiento se desarrolla en el estrangulamiento provocado por la geometría de las alcantarillas del puente. Asimismo, se desarrolla zonas de resalto hidráulico a la salida de las alcantarillas y nuevamente se presenta una transición por el estrangulamiento en los pilares de la vía ferroviaria. Los valores de número de Froude predominantes son menores a 0.8, lo cual implica una tendencia de flujo subcrítico (ver Figura 58) y el rango de valores es entre 0 a 3.5, con los mayores en zonas de reducción de sección.

Segundo, respecto a las velocidades de flujo se han obtenido valores que oscilan entre 0 a 6.92 m/s (ver Figura 59). De forma análoga, por lo visto en la Figura 58, el comportamiento de las zonas de máxima velocidad concuerda con valores de Froude mayores a 1. Esto evidencia el estrangulamiento provocado por la geometría de la alcantarilla que genera aceleración del flujo desde la entrada hasta la salida de las alcantarillas y entre los pilares de la ferrovía, con valores de 4 a 7 m/s. Asimismo, se destaca una predominancia de velocidades menores a 3 m/s aguas arriba del puente Maravillas y aguas abajo de la ferrovía.

Tercero, en relación a los tirantes o calados (ver Figura 60), se observa que los valores máximos tienden a la margen izquierda con valores máximos de 4.8 m, y aguas abajo de la ferrovía se evidencia un incremento gradual del tirante hasta alcanzar su máximo en la zona central y valores cercanos a 0 m en las proximidades a los bancos. Asimismo, se observa una



franja con tirantes menores aguas abajo de la salida de las alcantarillas, producto del inicio del resalto, y en las paredes internas de las mismas. Cabe resaltar la presencia de tirantes pequeños con valores comprendidos entre 1 a 3 m en dirección a la margen izquierda de los pilares de la ferrovía. Los valores de tirante aguas arriba y aguas abajo de ambas infraestructuras indican un remanso del flujo aguas arriba del puente Maravillas y un flujo subcrítico aguas abajo del puente ferroviario. Para tener un mayor alcance de los tirantes, ver la Figura 76 y los perfiles adjuntados en el Anexo D.

Cuarto, en la Figura 61 y Figura 62, elaboradas, se tienen los resultados de la tensión de fondo y el diámetro crítico (inicio del movimiento incipiente), respectivamente. A partir de estos mapas se identifican zonas vulnerables a sufrir erosión que son a la salida de las alcantarillas y entre los pilares del puente ferroviario. El rango de valores obtenidos oscila entre 0 a 663.21 N/m<sup>2</sup> para la fuerza tractiva, con valores de 350 N/m<sup>2</sup> a la salida de las alcantarillas y contiguo a los pilares del puente ferroviario; y los valores de diámetro crítico oscilan entre 0 y 0.73 m de diámetro de partícula.

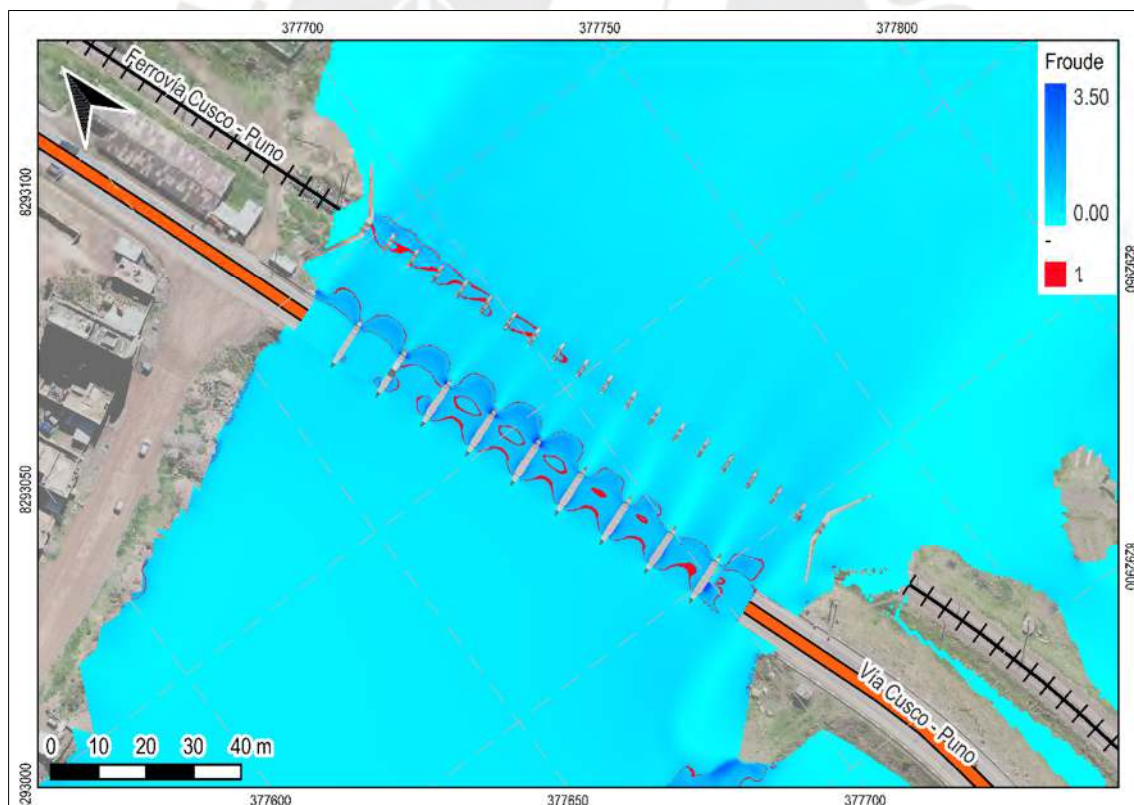


Figura 58. Distribución del número de Froude en el tramo del puente Maravillas

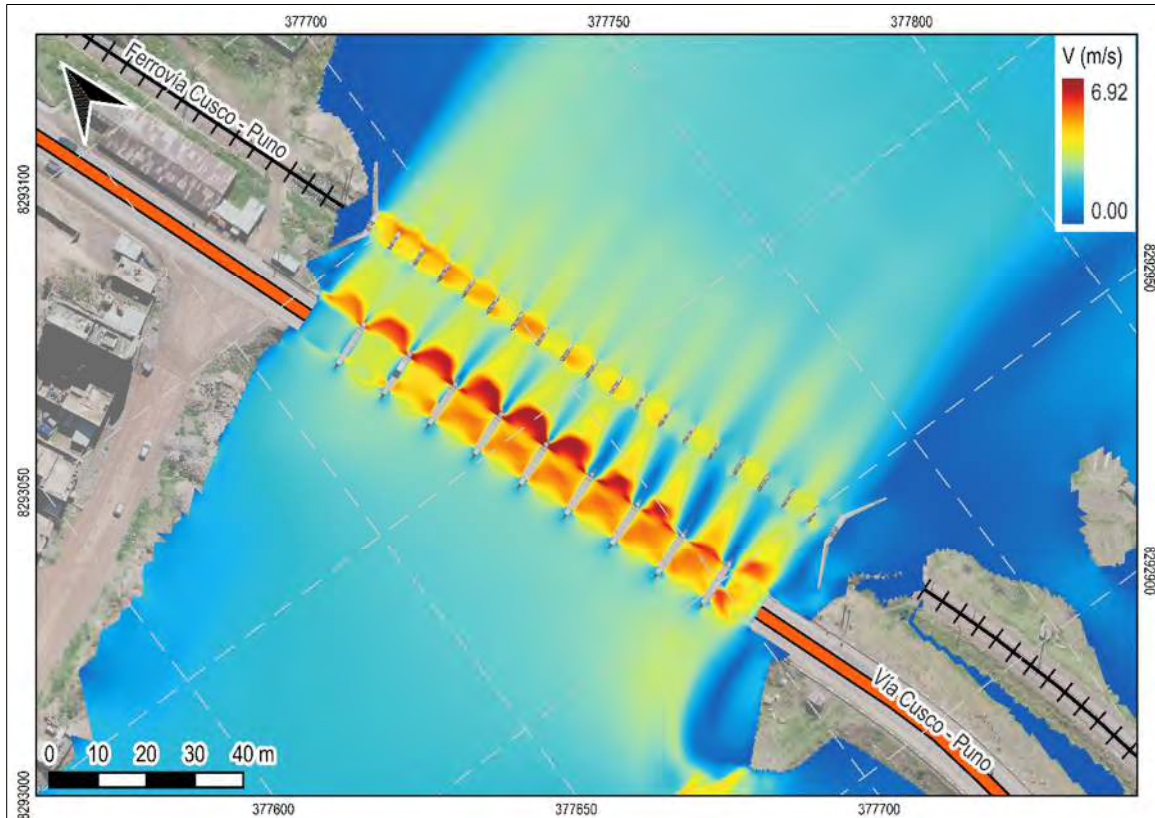


Figura 59. Distribución de velocidades en el tramo del puente Maravillas

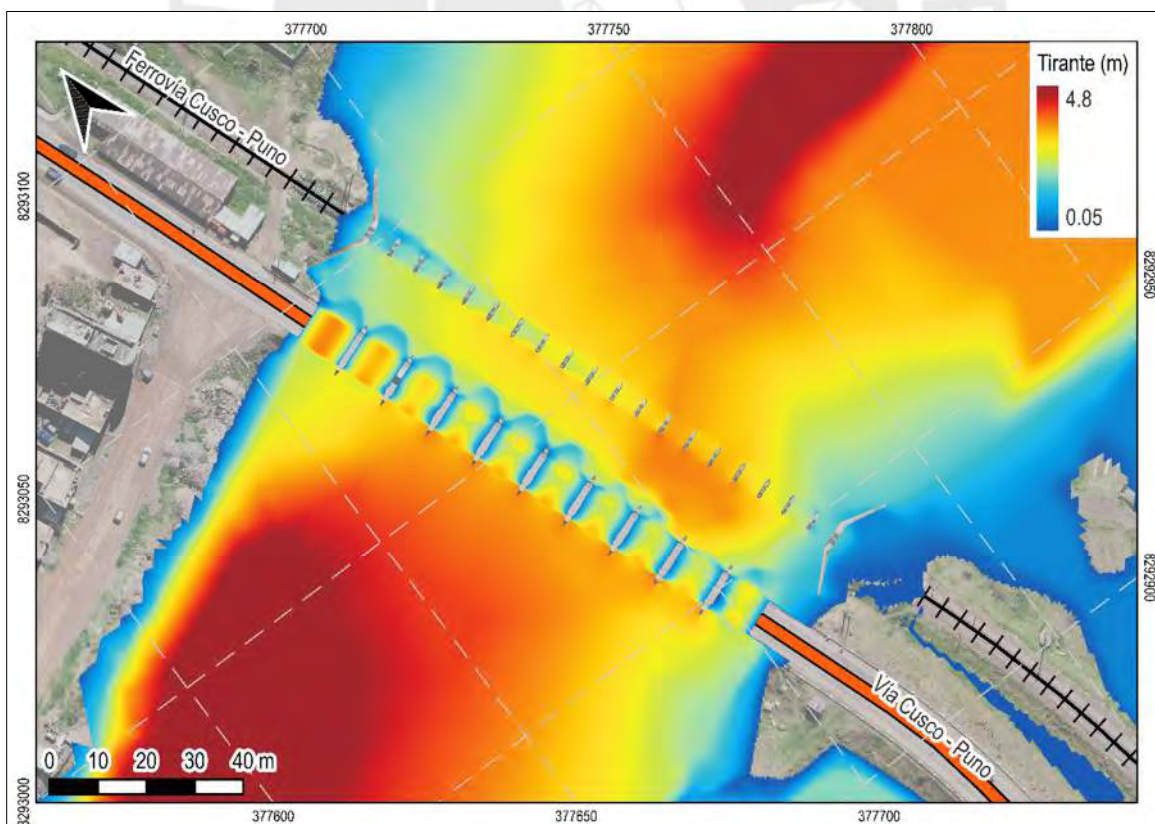


Figura 60. Distribución de tirantes en el tramo del puente Maravillas



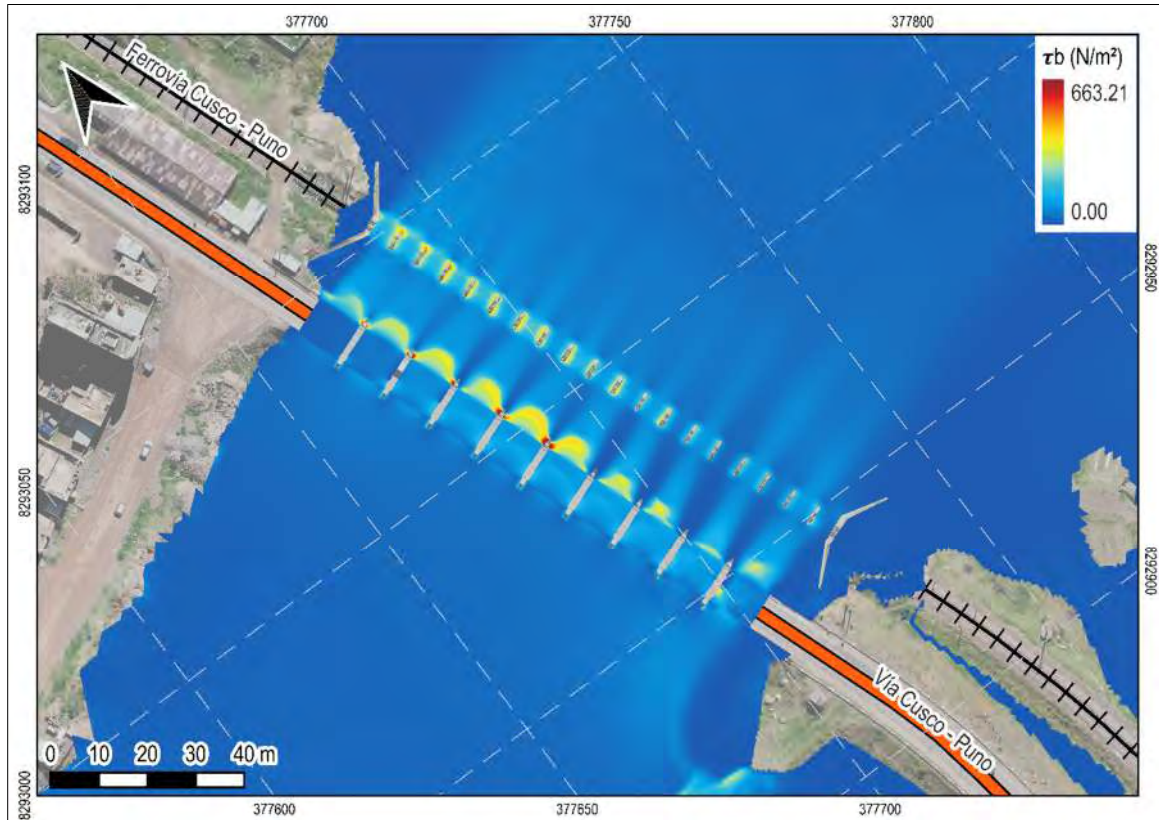


Figura 61. Distribución de tensión de fondo o fuerza tractiva en el puente Maravillas

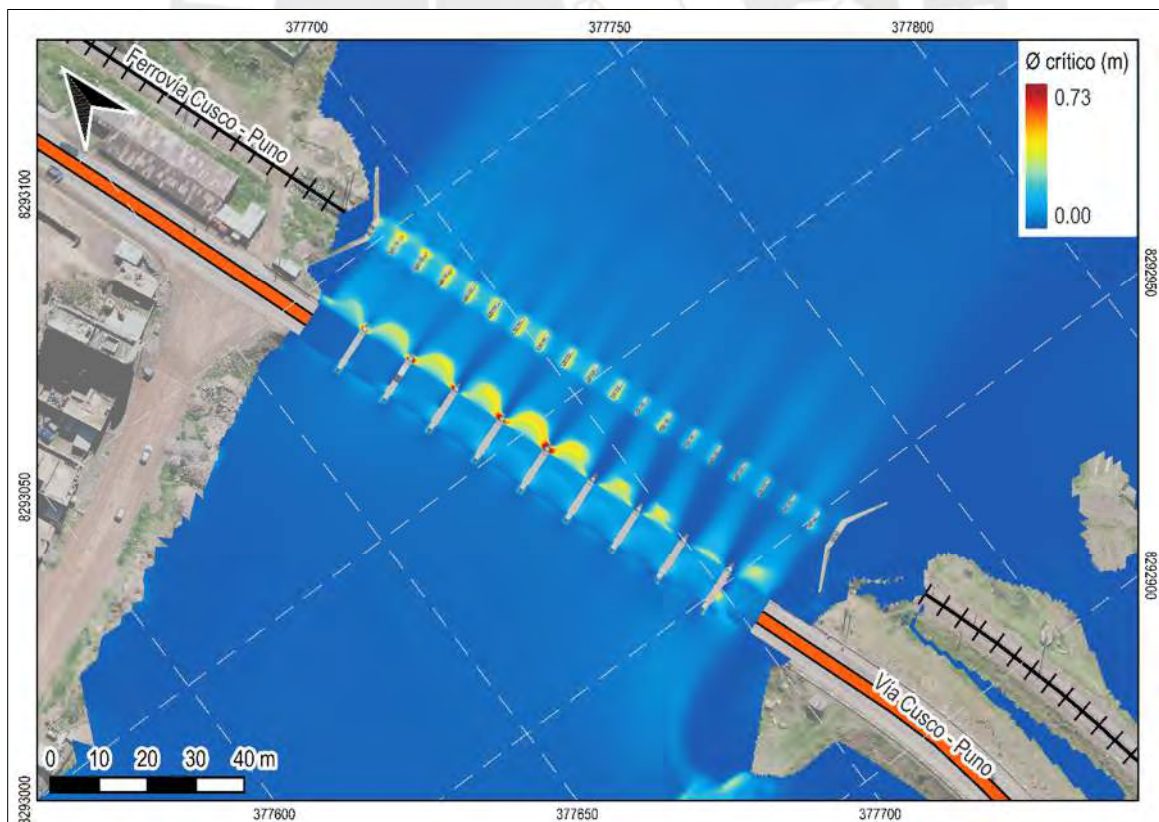


Figura 62. Distribución de diámetro crítico de partícula en el puente Maravillas

## Obras de arte

Con base en los resultados del análisis hidrodinámico en todo el tramo de estudio, se han ubicado las obras de arte que presentan riesgo de inundación ante una avenida para  $Tr = 100$  años. Se han encontrado obras artesanales tales como muros perimetrales en propiedades privadas, rellenos de agregados, obras de protección con gaviones, cruces peatonales artesanales, entre otros. Al evaluar el estado de dichas obras, se observa un limitado criterio técnico al momento de planificarlas. Por ejemplo, se han encontrado cruces peatonales improvisados con relleno de grava; asimismo, se ha identificado un puente en un meandro abandonado con riesgo de inundación. El catálogo general de imágenes de las obras y viviendas encontradas a lo largo del río se detallan en el Anexo F

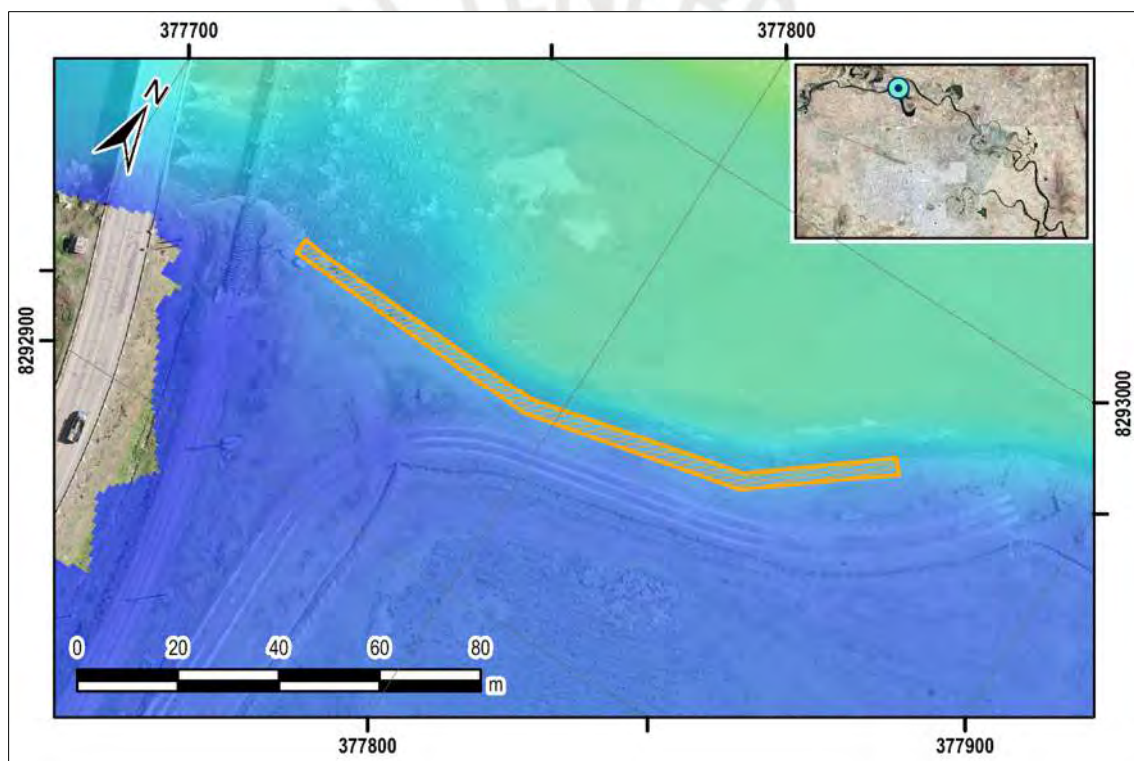


Figura 63. Escenario de inundación para  $Tr = 100$  años. Obra de protección con gaviones.

Por un lado, se elaboró la Figura 63, en donde, por ejemplo, se observa la existencia de una obra de protección en el banco de inundación del lado derecho, para un sentido del flujo hacia aguas abajo. Dicha obra se ubica aguas abajo del puente Maravillas y cumpliría con el rol de limitar la erosión del margen derecho del río. No obstante, la cota no es suficiente para retener el agua ante una eventualidad de desborde del río.



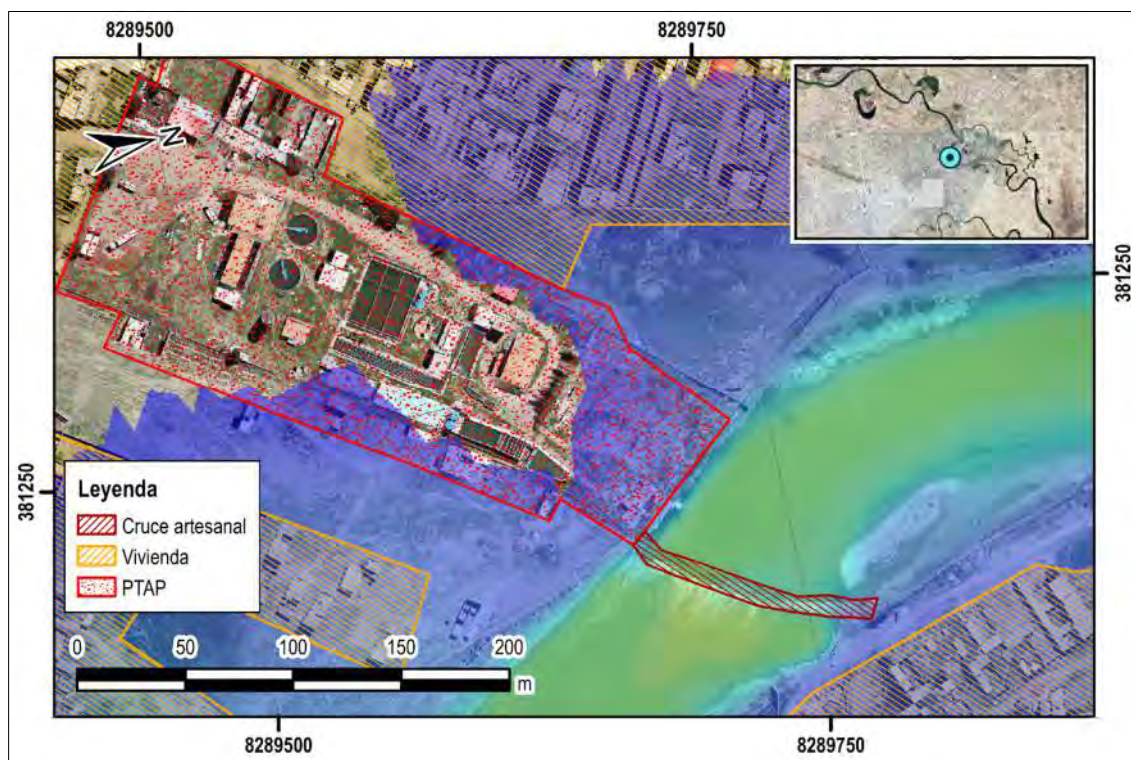


Figura 64. Escenario de inundación para  $Tr = 100$  años. Planta de Tratamiento de Agua Potable y su captación.

Por otro lado, se elaboró la Figura 64, donde se observa el riesgo de inundación en la Planta de Tratamiento de Agua Potable en el distrito de San Miguel. Puede observarse que pese a existir riesgo de inundación, el nivel de agua no logra ocupar todas las instalaciones de la planta. Esto se debería a que dichas instalaciones son de gran importancia para la población en general. Asimismo, se observa una pequeña obra artesanal improvisada en la zona de captación. Esta obra genera un pequeño efecto de embalsamiento y retiene en menor medida el flujo del río.

### Obras de edificación y vivienda

En primer lugar, la zona urbana ubicada en el puente Maravillas (carretera Juliaca – Pucará) presenta riesgo de inundación ante una avenida de  $Tr = 100$  años. Los valores de profundidad de inundación obtenidos varían desde 0.30 m hasta 2.8 m en las zonas más profundas. Asimismo, se han detectado algunas viviendas con riesgo de colapso por la erosión de su superficie de soporte como se muestra en la Figura 65. En segundo lugar, la zona urbana aledaña al puente Independencia presenta un alto riesgo de inundación, tal como muestra la Figura 66, en donde las zonas afectadas serían las urbanizaciones San Carlos, Alfonzo Ugarte, Santa Emilia, San Isidro Ccaccachi, Villa Marcelina, en el distrito de San Miguel. Estas urbanizaciones están zonificadas como Zonas Residenciales de Reglamentación Especial; esto se debe a que están ubicados sobre terrenos declarados como Zonas de Preservación Ambiental.



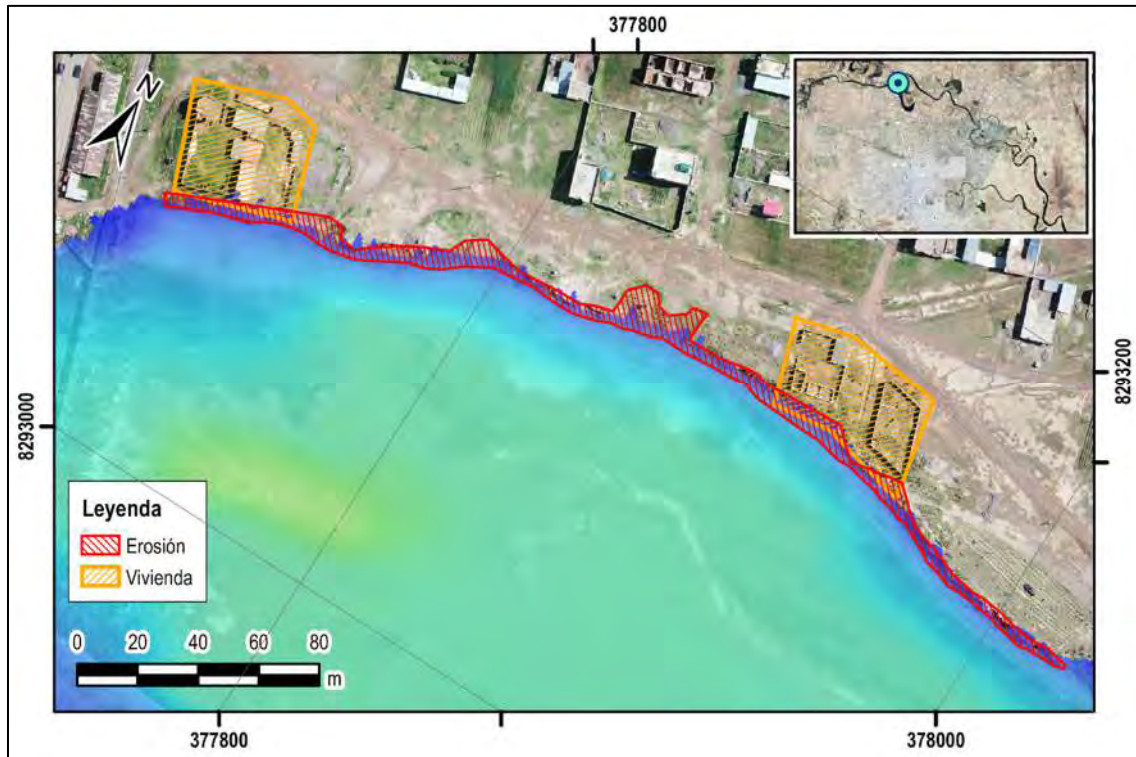


Figura 65. Riesgo de falla por erosión para  $Tr = 100$  años, vivienda cercana al puente Maravillas

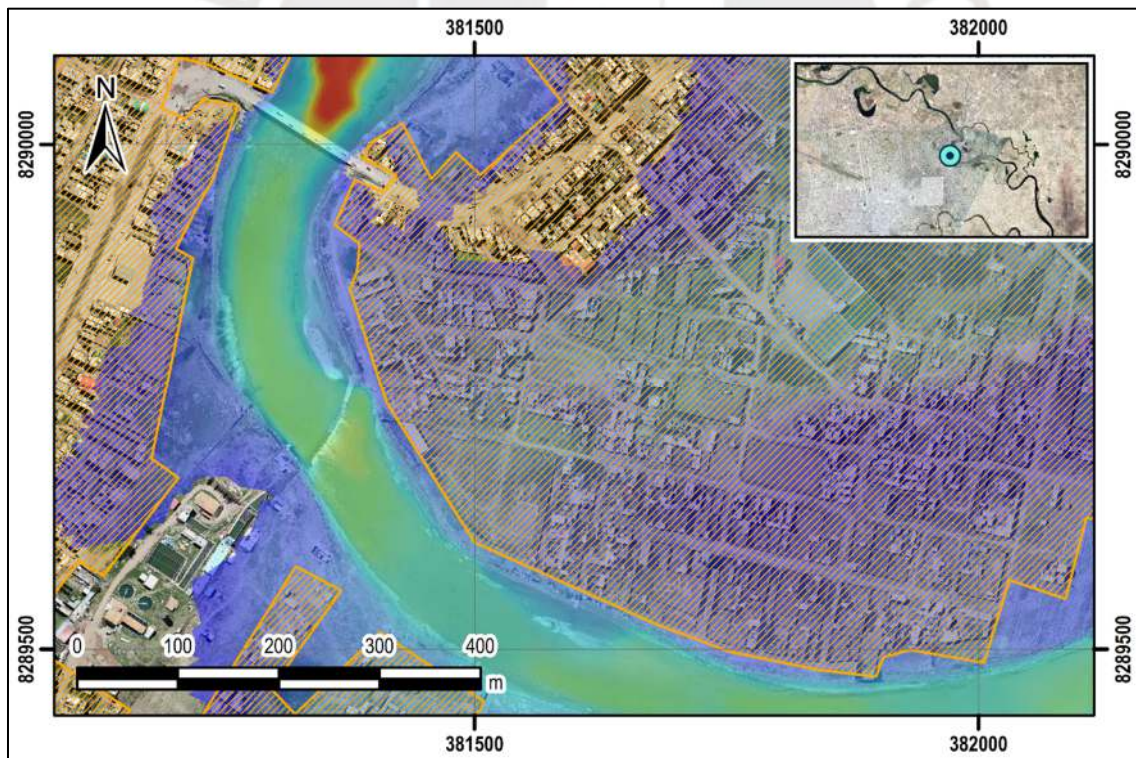


Figura 66. Riesgo de inundación para  $Tr = 100$  años, tramo urbano aledaño al puente Independencia.



## 5. CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

### 5.1. Morfodinámica fluvial

El tramo de estudio del río Coata es categorizado como un río meándrico, ya que la sinusoidad es aproximadamente igual a 1.54 (23 302 m / 15 126 m). Esto se corrobora con las características del cauce y el material del lecho observados en las visitas de campo. El cauce es invariable en los periodos de estiaje desde el mes de abril hasta octubre. Asimismo, la pendiente es muy baja, aproximadamente de 0.8 % (20 m / 23 302 m). Además, el comportamiento del lecho es variable con transporte de sedimentos de granulometría fina. Estas características del río y el bajo caudal del flujo han generado recurrentemente la formación de zonas de suelos hidromórficos. Cabe recalcar la presencia además de meandros abandonados a lo largo del tramo de estudio, propio de ríos meándricos, como se ve en la Figura 67.



Figura 67. Evidencia de meandro abandonados cerca tramo del puente Maravillas.

Tomado de “Puente Maravillas – Juliaca – Perú”(Google, n.d.).

En el proceso de la calibración y obtención de datos hidráulicos registrados solo se contó con la información proveniente del registro de SENAMHI en el puente Unocolla. En contraste a los puentes Independencia, Maravillas y Churi, el puente Unocolla es el único punto de control en los 20 km del tramo de análisis. Esto demuestra la falta de control y gestión en el tramo urbano del río Coata. Por ello, se tuvo que uniformizar el coeficiente de rugosidad en todo el tramo de estudio, ya que la carencia de puntos de control dificultó el proceso de calibración. Por otro lado, el punto de control para la calibración y el análisis de sensibilidad

se obtuvo mediante una visita en campo y ubicando con GPS manual la regla de medición del tirante. Este proceso presenta un margen de error de  $\pm 5$  m que, al traducirlo en error del tirante obtenido, se observó un margen de error de 0.20 m para el tirante. Finalmente, la estimación de las zonas con riesgo de inundación del Plan de contingencia ante las lluvias de la Municipalidad de San Miguel, Juliaca, sirven como referente en la calibración.

Mediante el análisis de máximas avenidas, se observa un comportamiento morfodinámico poco variable, ya que las velocidades del flujo son bajas en el cauce principal y casi nulas en las llanuras de inundación. Los valores de la velocidad del río alcanzan valores máximos de 2.11, 2.31, 2.37 m/s, para un  $Tr = 25, 100$  y 500 años, respectivamente. Asimismo, estas bajas velocidades han generado la presencia de procesos anaeróbicos y de descomposición orgánica a lo largo del río. En conjunto con un alto nivel freático se produce hidro-morfismo en el lecho del río, siendo una evidencia los encharcamientos registrados en varios tramos del río.

Los valores de diámetro crítico máximo registrados (véase Figura 50, Figura 51, Figura 52) son 0.20 m, 0.22 m, 0.24 m para escenarios de  $Tr = 25, 100$  y 500 años, respectivamente. Del mismo modo, los valores de fricción de fondo máximos registrados (véase Figura 47, Figura 48, Figura 49) son 182.26  $N/m^2$ , 195.28  $N/m^2$ , 213.55  $N/m^2$  para  $Tr = 25, 100$  y 500 años, respectivamente. Al comparar ambos resultados, se observa que la concentración de la fuerza de fricción de fondo se ubicaría en el puente Maravillas, zona donde se observa que no se genera desbordamiento debido a que se elevaron los terraplenes en los extremos del puente para satisfacer el gálibo. También, a lo largo del río Coata se tienen valores bajos de fricción de fondo del orden de 55  $N/m^2$  y diámetro crítico en un rango de 0 a 5 cm de tamaño de partícula, de ello se puede afirmar que la forma del río es definida por los flujos estables que se presentan a lo largo del año. Esto se debe a que la baja pendiente y bajas velocidades de flujo generan bajos valores de erosión a lo largo del cauce del río, asociados al caudal formativo, que define la forma predominante a lo largo del tiempo y cuyas definiciones según los autores referenciados se detallan en el acápite 2.8.

Respecto a los las mediciones de ensayos de calidad de agua, se ha observado una relación entre el caudal máximo diario registrado por mes y el máximo valor de turbidez registrado el mismo mes. En la Figura 68 se observó una cierta tendencia de aproximación de orden cuadrático entre el caudal máximo y la turbidez. Esta observación podría facilitar la predicción de turbidez en distintos escenarios de caudal; asimismo, se podría establecer una



relación con el transporte de sedimentos, el caudal máximo y la turbidez. Por ejemplo, en Italia se desarrolló un caso de estudio mediante la toma de datos de 28 estaciones hidrométricas, con registros de al menos 10 años contemporáneos de caudal y turbidez; al establecer una relación entre caudal y turbidez se resaltó la relación lineal entre sedimento transportado, caudal de descarga y la turbidez promedio (De Vincenzo et al., 2011, p. 118). No obstante, por limitaciones en el trámite de la información solicitada, solo se cuenta con 26 datos de dicha grafica. Se requieren de más mediciones para concluir que se tiene una relación entre dichos parámetros.

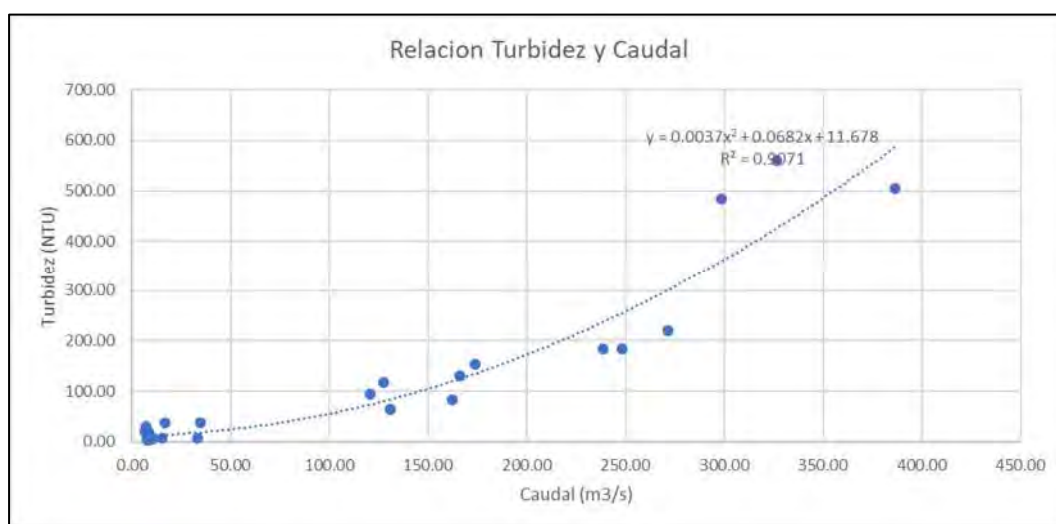


Figura 68. Grafica de dispersión de valores entre turbidez máxima mensual y caudal máximo diario en un mes

Finalmente, de los monitoreos de calidad de agua realizados por la ANA, se concluye que los parámetros cumplen con los Estándares de Calidad Ambiental (ECA), tanto para el uso de agua en riegos y para el consumo humano. No obstante, se detectó un exceso de arsénico (As) en el agua superficial del río Coata; hierro (Fe) en ciertos años de lectura; DBO<sub>5</sub>, pero en años pasados hasta el 2012 y el fósforo total en el 2019. El punto de control de esta muestra fue a 10 m aguas abajo del puente Independencia; por ello, se deberá tener consideración con estos contaminantes, ya que la captación para la planta de tratamiento de agua potable está ubicada en esta zona. En adición, el estudio realizado por Belizario Quispe et al. resalta la excedencia de contaminantes como el hierro (Fe) en época de avenida, arsénico (As) en época de estiaje, fósforo (P) en épocas de estiaje. (Belizario Quispe et al., 2019, pp. 225–227)

Por un lado, a partir de los resultados de ensayos de calidad de agua, se observa que la concentración de contaminantes depende de la época del año, ya que las épocas de avenidas implican un mayor transporte de material lavado por escorrentía en la cuenca. Esto explicaría el motivo de que los estudios realizados por la ANA no muestren muchos valores que excedan

al límite establecido por los ECA, ya que las actividades de muestreo se ejecutan al culminar la época de avenida. Por otro lado, la excedencia de los límites establecidos por los ECA, para una subcategoría de aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional (A2), sugiere que la concentración de estos contaminantes podría aumentar en el agua tratada. En adición, estos contaminantes podrían generar complicaciones en la salud de los usuarios que consuman esta agua; por ejemplo, la exposición a altas concentraciones de arsénico causa lesiones cutáneas, lesiones vasculares y puede provocar cáncer a la piel, pulmón, linfoma, vejiga y riñón. (Londoño Franco et al., 2015). Sin embargo, será necesario evaluar la calidad del agua potable tratada que consumen los usuarios, para corroborar esta afirmación, ya que el tratamiento del agua en la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) disminuye la concentración de los contaminantes presentes en el agua.

## **5.2. Interacción entre morfodinámica-obras de arte**

Las obras de protección localizadas en la zona de estudio son muy pocas. Al comparar su ubicación con los mapas obtenidos como resultados, se observa una carencia de obras de protección y un subdimensionamiento de los mismos; por ende, se ve la necesidad de proyectar estas obras en los tramos urbanos. En primer lugar, se ha observado que la zona urbana ubicada en el puente Maravillas tiene riesgo de inundación, una evidencia de ello es la ubicación de un meandro abandonado cerca de la urbanización Santa Juana (ver Figura 67), ubicada aproximadamente 900 m al sur del puente Maravillas. Por ello, se sugiere la ejecución de infraestructura preventiva como obras de protección de cauce, para limitar la erosión del margen izquierdo aguas abajo del puente Maravillas, donde se ubican viviendas. Asimismo, se sugiere la implementación de planes de conservación de suelos mediante reforestación, ya que la vegetación permite la retención y retardar el agua de escorrentía; además, facilita la infiltración del agua, lo que estabiliza el cauce (Herrerías & Marín, 2000). En segundo lugar, los resultados muestran que la zona urbana aledaña al puente Independencia presenta un alto riesgo de inundación. Por ello, será necesario dimensionar las obras de drenaje, para la evacuación diferenciada de aguas grises y agua acumulada de lluvia, ya que la superposición de efectos produce el anegamiento y daños a la infraestructura dependiendo de la duración de sumersión; asimismo, se debe mejorar la infraestructura de protección de cauces, para limitar los efectos de erosión en el tramo aledaño al puente (Herrerías & Marín, 2000). Por último, existen áreas rurales con poca presencia de viviendas ubicadas en zonas de riesgo de inundación. Debido a que éstas son una cantidad limitada se propone realizar actividades de capacitación preventiva ante una inundación.



En adición, es importante mencionar que la zona de estudio se limitó al área obtenida por el levantamiento topográfico y batimétrico. Según los resultados de la simulación, la zona con riesgo de inundación es mayor a la zona estudiada; por ende, es probable que el alcance de los resultados mostrados estén subdimensionados en las llanuras de inundación. Además, las limitaciones económicas y temporales han impedido ampliar el área de estudio.

### **5.3. Interacción de la hidrodinámica y morfodinámica en el puente Independencia**

Como se describió en los resultados, la tendencia de sedimentación se da aguas abajo del puente y en dirección a la margen derecha. Este comportamiento se puede sustentar por la ubicación de tramo de estudio respecto a la curvatura del meandro. Como se observa en la Figura 15, el tramo en mención se ubica a la entrada del ápice, que es conocido por la mayoría de autores como el rápido (American Society of Civil Engineers, 2008; Julien, 2018; Ochoa, 2011; Rocha, 2009). Es en esta zona donde se generan las mayores velocidades y por ende mayor erosión contigua al banco interno, conforme a la Figura 69, donde se esquematiza las distribuciones en secciones típicas y el curso de las velocidades y tirantes máximos en meandros continuos. Es evidente que el curso de velocidades y tirantes máximos tienden a pegarse más a la margen interna del meandro al inicio de la curvatura, y a la margen externa, a la salida del ápice, tal como se evidencia en los resultados del presente estudio.

La tendencia de sedimentación y erosión mencionada en el párrafo precedente, también puede ser sustentada por el uso de un  $D_{50}$  representativo, tal como se detalla en un estudio realizado en *Fall River* (Julien, 2018, pp. 447–449), que tuvo como objetivo analizar la distribución del porcentaje de transporte de fondo tanto para cada sección y con ello determinar el centro de masa de carga de sedimento de fondo para cada tamaño de partícula. Los resultados de este estudio demuestran el interesante comportamiento diferenciado del centro de masa de material transportado de fondo para un grano fino y uno grueso de partícula (ver Figura 70). En este sentido, para el tramo del puente Independencia, las zonificaciones de erosión y sedimentación dependerán en gran medida de la distribución del porcentaje de carga de transporte de sedimentos de fondo. En otras palabras, se debe realizar una calibración mediante un análisis de sensibilidad del modelo en función del diámetro de partícula y confrontarlo con las formaciones del cauce existentes para satisfacer la distribución homogénea de la masa transportada en cada sección y que el centro de masa coincida con el eje central del río. Sin embargo, debido al alto costo computacional que requiere procesar modelos de transporte de sedimentos, el presente estudio muestra resultados solo para el escenario de  $D_{50}=0.47$  mm y con un coeficiente de rugosidad calibrado en función a un modelo de lecho fijo. Lo mencionado

demuestra el alto tiempo y costo computacional necesario que puede resultar de calibrar ambos parámetros en paralelo: coeficiente de rugosidad y tamaño de partícula.

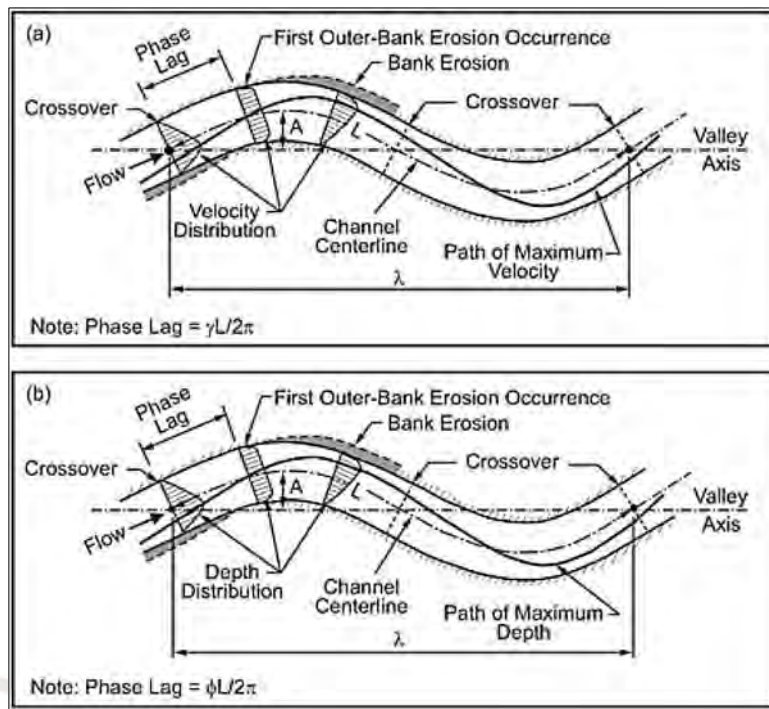


Figura 69. Distribución longitudinal y transversal de velocidades (a) y tirantes (b) en meandros continuos

Tomado de “Sedimentation Engineering” (American Society of Civil Engineers, 2008, p. 449)

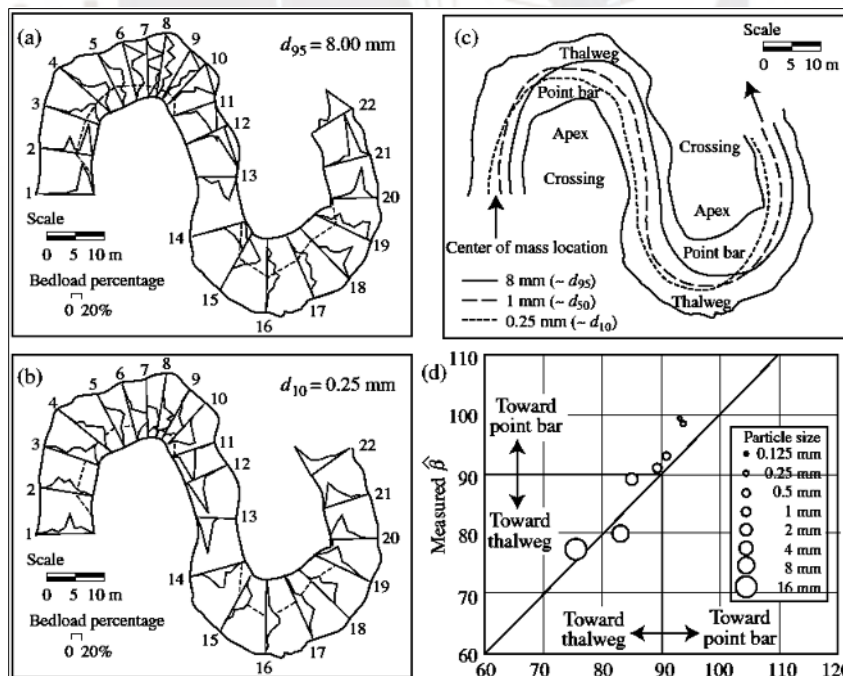


Figura 70. Distribución de carga de sedimento por transporte de fondo para modelos con diferentes diámetros de partícula uniforme

Tomado de “River Mechanics” (Julien, 2018, p. 271)

Es importante mencionar que el flujo secundario, producto de la circulación helicoidal, es el factor preponderante en los procesos de sedimentación y erosión en ríos meándricos.



Como menciona Ochoa (2011, p. 324), el material erosionado del lado del banco externo (cóncavo) del meandro tiende a ser depositado en las barras de punta del siguiente meandro aguas abajo y no en la barra del lado convexo opuesto, pero, si hay corrientes transversales muy altas, el material se puede transportar de la zona cóncava a la zona convexa de la misma curva o ápice (*apex*) hasta aguas abajo de la curva donde inicia el tramo del rápido o zona de inflexión (*crossing*). De acuerdo a los resultados de tendencia de sedimentación obtenidos y la ubicación del tramo respecto a la curvatura, se puede deducir que el puente está en la zona de inflexión, ya que la sedimentación se está produciendo en la margen derecha del río producto de la predominancia de flujo secundario que genera el depósito de material erosionado justo al finalizar el lado convexo, y el material erosionado en la margen izquierda será depositada en el lado convexo del próximo meandro.

En la Figura 71, se tiene la cota de fondo erosionada-sedimentada y seis secciones delimitadas en planta, cuyos perfiles en elevación aportarán en el análisis de la influencia de los procesos hidro-morfodinámicos en la estructura del puente Independencia. Los perfiles de las secciones SEC1, SEC2 y SEC5 serán analizadas por ser las más representativas, y los perfiles de las secciones restantes se detallan en el Anexo E.

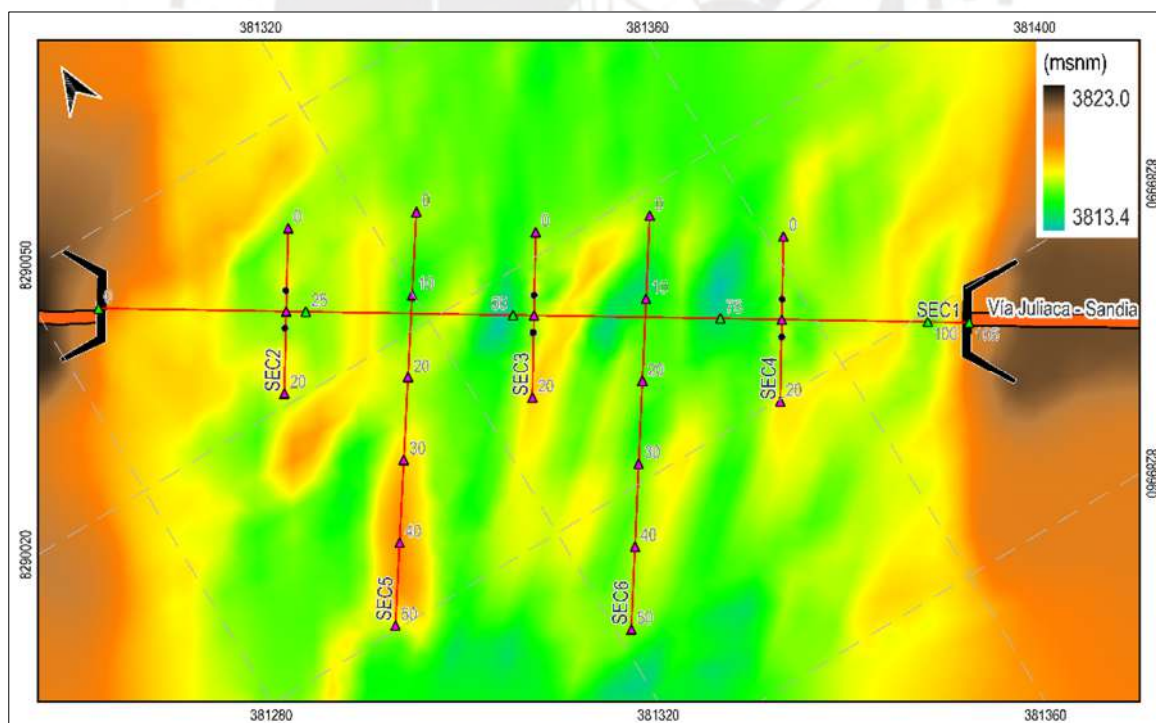


Figura 71. Cota de fondo erosionada-sedimentada y secciones de análisis en el tramo del puente Independencia

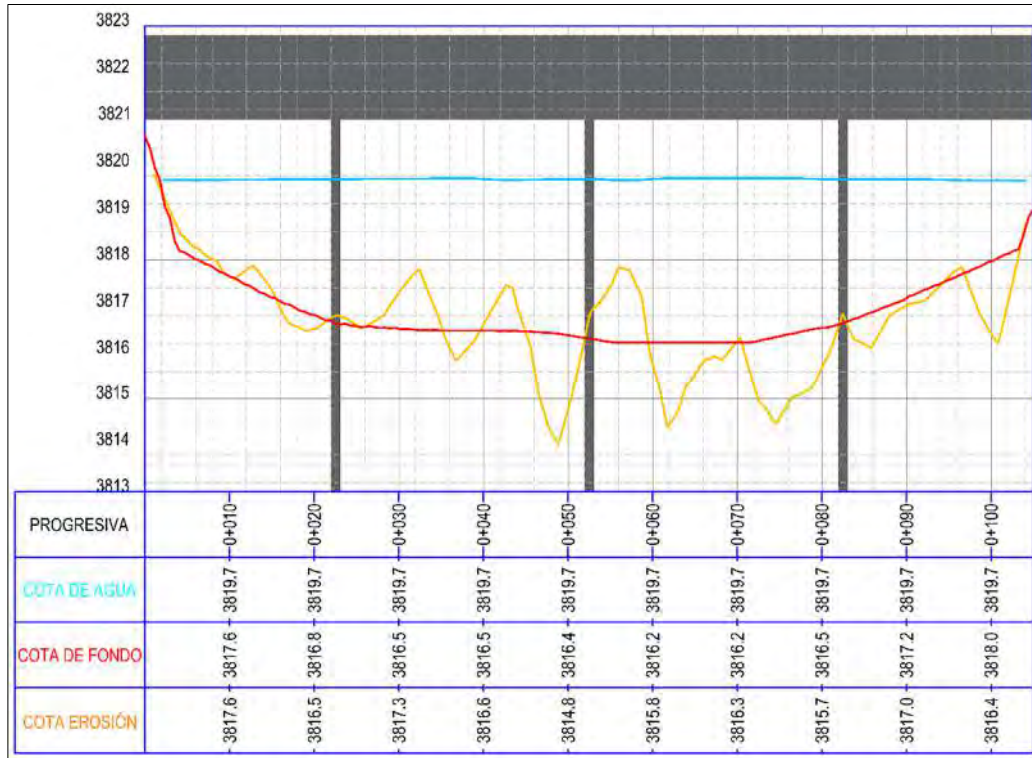


Figura 72. Perfil de sección 1 (SEC1) en el tramo del puente Independencia

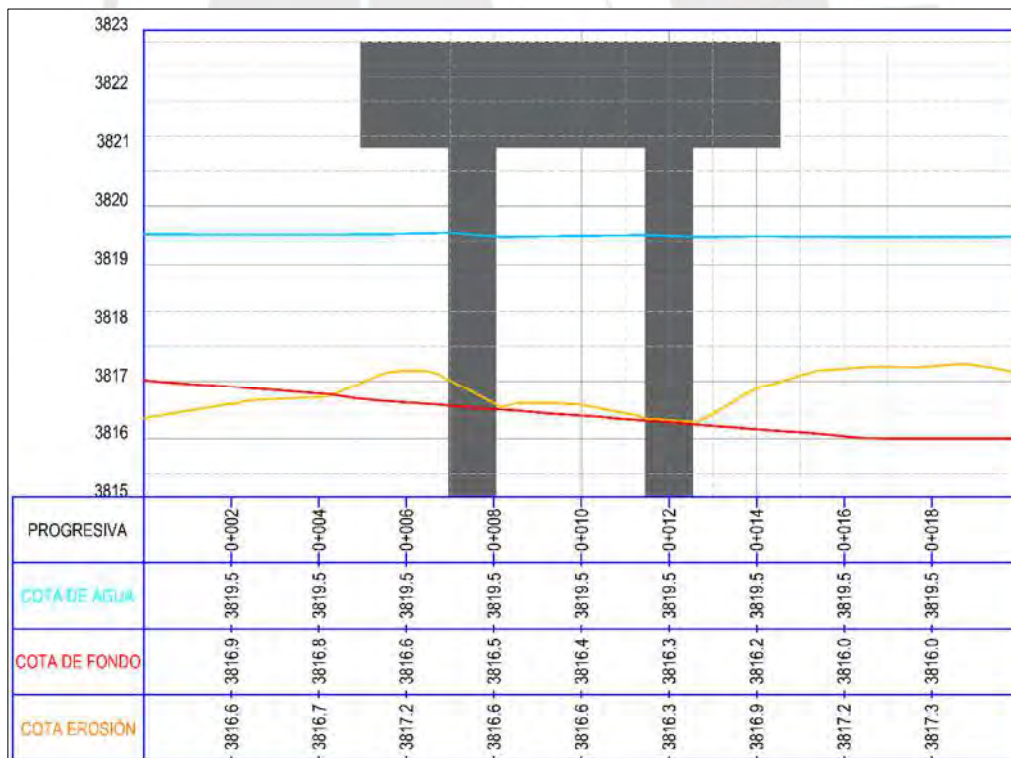


Figura 73. Perfil de sección 2 (SEC2) en el tramo del puente Independencia



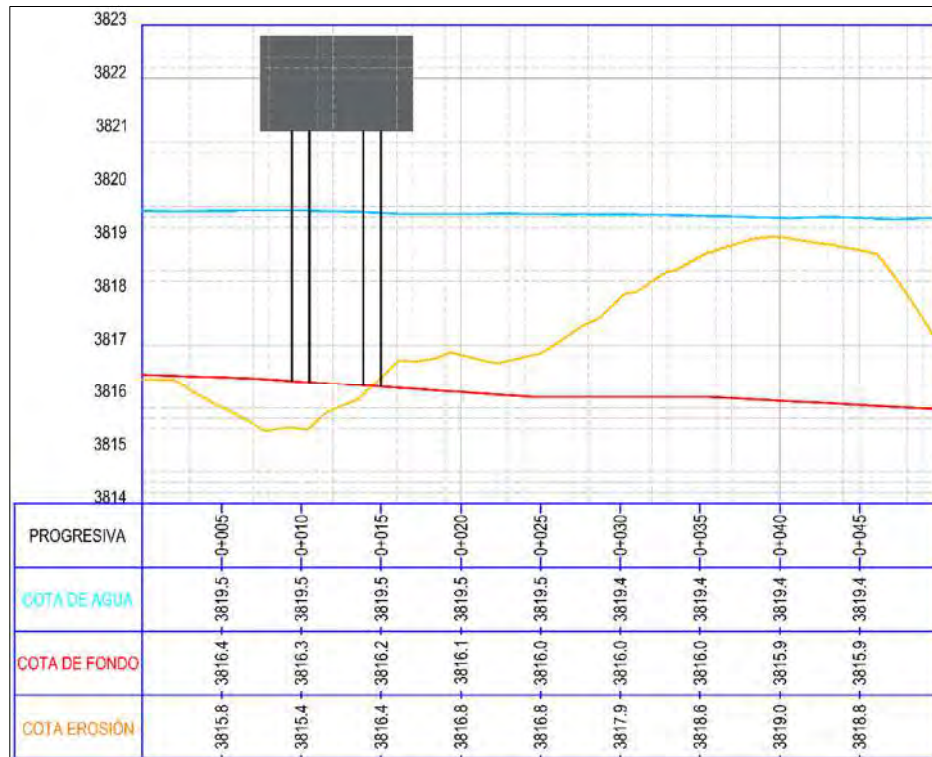


Figura 74. Perfil de sección 5 (SEC5) en el tramo del puente Independencia

Al analizar el perfil de extremos del puente Independencia (Figura 72), se evidencia lo ya mencionado que es la tendencia de erosión en la margen izquierda del río. Respecto a los pilares extremos, se detalla depresiones contiguas a estos que son característicos de la socavación local por este tipo de obstrucciones, y depósitos justo en el espacio entre pilares alineados que se detallan mejor en la Figura 73. Es evidente la erosión local que se ha producido contigua y en dirección a la margen derecha del pilar central de 2.5 m, el cual podría afectar la estabilidad de la estructura, y de la misma forma las erosiones contiguas a los pilares de la margen y el estribo izquierdos, con valores de 1.7 m.

En la Figura 73, se presenta los resultados de perfiles de lecho móvil en la sección del pilar pegado a la margen derecha, es evidente que se tienen formaciones de lomas de sedimentación entre los pilares (con 20 cm de altura) y aguas abajo del puente (con un incremento gradual hasta 1.20 m de altura). Sin embargo, se tiene una zona de sedimentación justo aguas arriba del primer pilar, lo cual no converge con la socavación local que se debería presentar en esta zona según los resultados de levantamiento de información medida de eventos acontecidos o según los modelos físicos como el de Daneshfaraz et al. (2021), quienes realizaron la comparación de modelos hidromorfodinámicos físicos y computacionales 3D de socavación en un grupo de pilares, ambos con lecho móvil, y la influencia de la modificación del lecho por la minería de agregados. En este estudio en mención, se obtuvo los resultados

comparativos y se evidencia la formación de socavación puntual justo aguas arriba del primer pilar del grupo, que difiere de lo obtenido en la Figura 73; este resultado tiene como fundamento las limitaciones de los modelos computacionales 2D que resuelven las interacciones del flujo secundario (en el sentido de la profundidad) mediante modelos de turbulencia, tal como lo mencionan Spasojeic & Holly (2008, p. 755): el modelado bidimensional es incapaz o presenta dificultades los comportamiento de lechos móviles que están muy relacionados con el flujo secundario, la dinámica detallada del agua y los sedimentos alrededor de las estructuras y otros efectos tridimensionales complejos.

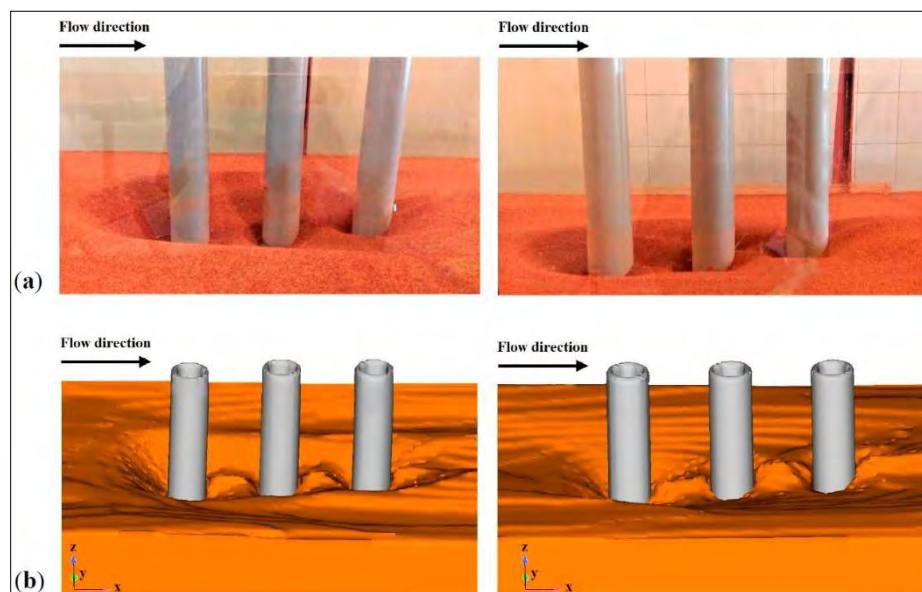


Figura 75. Comparación de socavación local en pilares evaluados en laboratorio y de estudios numéricos computacionales: (a) socavación en modelo físico sin (izquierda) y con (derecha) minería de agregados aguas arriba; (b) socavación en numérico computacional 3D sin (izquierda) y con (derecha) minería de agregados aguas arriba

Tomado de “*Investigation of local scouring around hydrodynamic and circular pile groups under the influence of river material harvesting pits*” (Daneshfaraz et al., 2021)

Sin embargo, para tener una mayor precisión con relación a las profundidades de socavación, se debería realizar un estudio de estratigrafía del lecho del cauce y los bancos, y realizar un modelo de transporte de sedimentos discretizado por capas con diámetros de partículas representativos. Como lo detallan Spasojevic & Holly (2008, pp. 717–718), para el transporte de sedimentos, se pueden identificar tres niveles de calibración: Primero, la discretización del sedimento en clases de tamaño apropiadas, es decir, el número de clases de tamaño y el diámetro de partícula representativo asignado a cada capa; segundo, la selección de relaciones empíricas auxiliares más adecuadas para el área particular de estudio, tales como las ecuaciones para determinar la carga del lecho, el arrastre de sedimentos suspendidos, la



velocidad de caída y la caracterización de la rugosidad del lecho; por último, la correcta asignación de los parámetros ajustables dentro de cada relación empírica auxiliar mencionada.

Es así que la discretización de sedimentos no uniformes en clases de tamaños, tiene como principal fuente la necesidad de lograr la resolución de resultados más alta posible dentro de las limitaciones de costo y tiempo computacional, y la influencia que pueden tener los sedimentos más finos y/o más gruesos presentes en la realidad del área de estudio (Spasojevic & Holly, 2008).

#### **5.4. Interacción de la hidrodinámica y morfodinámica en el puente Maravillas**

Según lo observado en los resultados del modelo en el puente Maravillas, se puede deducir la presencia de varios procesos desarrollados por causa de la geometría de la alcantarilla del puente. En primer lugar, se resalta la presencia de un efecto de embalsamiento aguas arriba del puente Maravillas, este efecto se debería a la contracción de la sección transversal del río en la alcantarilla del puente. Este cambio en la geometría y reducción de la sección transversal del cauce genera un efecto de estrangulamiento que permite el almacenamiento de agua, antes del ingreso a las alcantarillas del puente. En segundo lugar, el cambio de tipo de flujo de subcrítico a uno supercrítico en la alcantarilla genera un resalto hidráulico a la salida del mismo. Esto se debe a que el flujo en condiciones normales debería ser subcrítico, pero por el embalsamiento este flujo cambio de régimen. Por ello, las zonas que presenten flujos supercríticos y resaltos hidráulicos, serán propensas a la erosión del material del lecho, ya que se obtendría velocidades elevadas en dichas áreas. Bajo esta lógica, se debería reforzar el lecho del río en el tramo aguas abajo del puente e incluir el puente ferroviario. No obstante, en la exploración de campo se ha observado socavación en los pilares del puente ferroviario; asimismo, no se ha visualizado la presencia de estructuras de prevención ante la erosión como enrocados o *riprap*. Asumiendo que el concreto vaciado en ambos puentes tiene una resistencia a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , se obtiene que la máxima velocidad permitida por el contacto del flujo con pilotes será de  $4.3 \text{ m/s}$  (Véase la Tabla 16); el cual es menor al valor de  $6.92 \text{ m/s}$ . Entonces, se puede sugerir que existe riesgo de degradación del material en los pilares de los puentes.

Tabla 16. Valores máximos de velocidad de flujo permitidas en tuberías, según el material.

VELOCIDAD MÁXIMA PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO (m/s)	
Material de la Tubería	Agua con fragmentos de Arena y Grava
Asbesto Cemento	3.0
Hierro Fundido Dúctil	3.0
Cloruro de Polivinilo	6.0
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	3.0
Arcilla Vitrificada	3.5
Concreto Armado de: 140 Kg/cm <sup>2</sup>	2.0
Concreto Armado de: 210 Kg/cm <sup>2</sup>	3.3
Concreto Armado de: 250 Kg/cm <sup>2</sup>	4.0
Concreto Armado de: 280 Kg/cm <sup>2</sup>	4.3
Concreto Armado de: 315 Kg/cm <sup>2</sup>	5.0
Concreto Armado de > 280 Kg/cm <sup>2</sup> , curado al vapor	6.6

Tomado de “Norma Técnica OS.060 Drenaje Pluvial” (Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano, 2006)

Con el fin de describir mejor los resultados obtenidos en el modelo hidrodinámico se han desarrollado perfiles y secciones transversales que describen el comportamiento del río. El esquema de la ubicación de dichas secciones se observa en la Figura 76. Asimismo, las figuras que muestran dichos perfiles se adjuntan en el Anexo D. Por otro lado, la Figura 77. describe el comportamiento del flujo en su paso a través de los pilares de los puentes analizados. Como se mencionó anteriormente, se observa la existencia de resaltos hidráulicos o tramos de remanso del flujo. Debido a que el análisis es hidrodinámico, se considera que la sección del lecho es invariable con el tiempo. Por la ecuación de continuidad, las reducciones provocadas por los pilares ubicados a lo largo de la sección transversal generan un aumento en la velocidad del flujo debido a la reducción de la sección por estrangulamiento. El aumento de la velocidad se traduce a menores tirantes en flujos supercríticos ( $Fr > 1$ ); por ende, es lógico deducir que el comportamiento observado del flujo es el adecuado.

Respecto a la verificación del galibo, la sección más alta de la sección elíptica de las alcantarillas se encuentra a una cota de 3824.7 m y la cota del agua máxima registrada en el ingreso a las alcantarillas es de 3822.6 m, siendo la diferencia un valor de 2.1 m; el cual es mayor a los 1.5 m establecidos en el Manual de Puentes del MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).



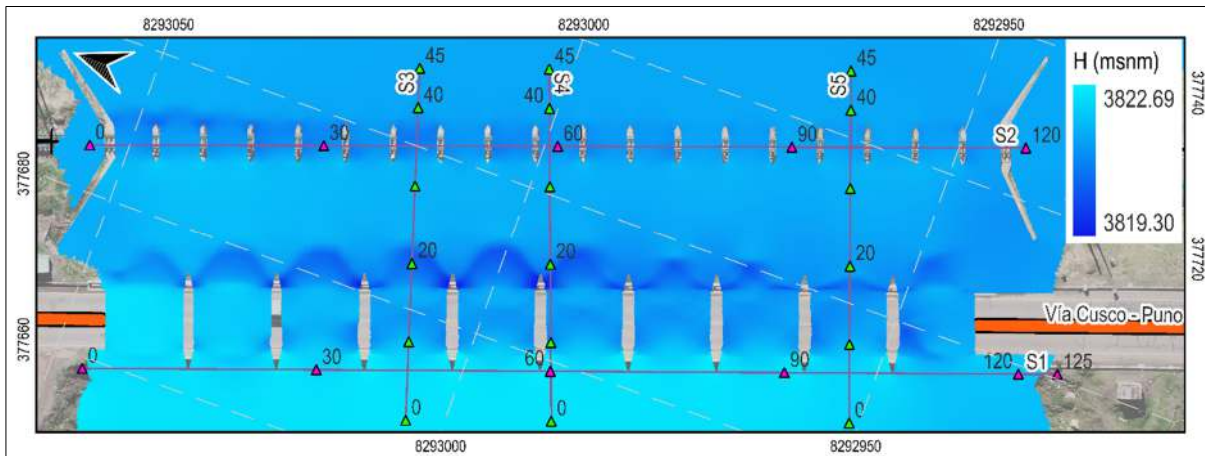


Figura 76. Secciones de análisis y cota de superficie de agua en el puente Maravillas para  $Tr = 500$  años.

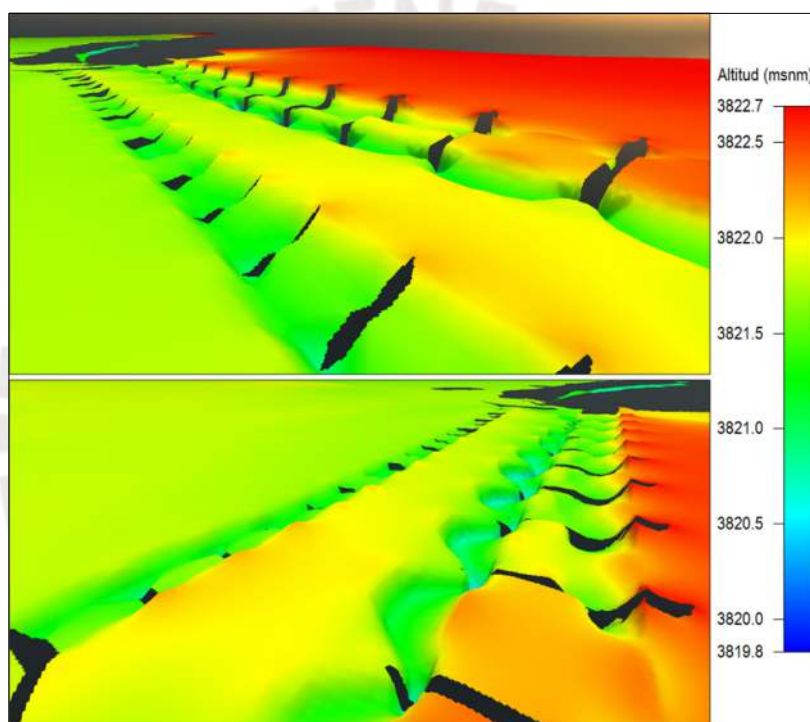


Figura 77. Vista 3D de la superficie de agua. Se observa la formación de resaltos hidráulicos y el efecto de laminación aguas arriba del puente Maravillas.

## 6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. Conclusiones

Respecto al primer objetivo, se documentó información de ensayos de calidad de agua, consultadas a entidades públicas, de las cuales se concluye que existe una relación entre los periodos de avenidas y los valores de parámetros de calidad. Por un lado, se concluye que existe una relación entre los valores de turbidez, transporte de sedimentos y caudal de descarga. Esto se corrobora con la tendencia observada en estudios previos como el elaborado por De Vincenzo et al. (2011) y la gráfica obtenida entre el valor máximo de turbidez y el caudal de

descarga, medidos en periodos mensuales. No obstante, se requiere complementar con información detallada de medición de sedimentos compatibilizada en el tiempo, para precisar esta relación. Por otro lado, según los resultados obtenidos por Belizario Quispe et al. (2019) y los obtenidos por estudios de calidad de agua realizados por la ANA, se diferencian resultados para dos periodos característicos: para estaciones de estiaje y para estaciones de avenidas. La estación de avenidas presenta los mayores valores de contaminantes como Fe, As, P.

Relacionado al segundo objetivo, mediante las visitas a campo, la topo-batimetría, ortofotos y el registro temporal anual de imágenes satelitales, se concluye que el tramo de estudio tiene una morfología característica de los ríos meándricos. Esto se sustenta con el valor de sinuosidad obtenido de 1.54 y la ubicación del tramo en la cuenca baja del río Coata, ubicada exactamente a 36 km de la desembocadura hacia el Lago Titicaca. En el tramo analizado se tiene la presencia de meandros abandonados y la gran influencia de alteraciones antropogénicas que generaron impactos en las modificaciones las formas del lecho del río. Es importante mencionar que, debido al crecimiento acelerado de la población de Juliaca, las áreas contiguas al tramo de estudio del río ya se encuentran lotizadas para diferentes usos (vivienda, agrícola e industrial). Por tal, por las obras de control y protección; diseñadas y artesanales; existentes y proyectadas, se puede concluir que este tramo se encuentra o se buscará encauzarlo en su totalidad, lo que conlleva a que no se tendrán migraciones futuras en la planimetría río, pero si en la altimetría, para compensar la interacción de procesos de transporte de sedimentos.

La hidromorfodinámica del tramo indica que el material del lecho del río es un suelo hidromórfico. Asimismo, la presencia de meandros abandonados y charcos antropogénicos indican una alta presencia de agua en la zona; por ello, se concluye que todo el tramo en estudio también presenta hidromorfismo en las llanuras de inundación. En adición, de este comportamiento se concluye que el río presenta un flujo lento que provoca descomposición orgánica mediante procesos anaeróbicos; asimismo, los charcos presentan esta descomposición con evidencia de microalgas.

Relacionado al tercer objetivo, para los escenarios de avenidas de  $T_r = 100$  y 500 años, se obtienen velocidades medias en el lecho del río desde 1.00 m/s hasta 1.80 m/s de velocidad de flujo; en adición, el máximo diámetro crítico de partícula obtenido es de 0.05 m, para ambos escenarios y la fricción de fondo 4.49 kg/m<sup>2</sup>. Por ende, se concluye que la celeridad del flujo es lenta, pero los resultados de tensión de fondo y diámetro máximo crítico sugieren que se tendrá una influencia de erosión del lecho considerable, por el incremento del umbral del



tamaño de sedimentos, desde finos, arenas hasta gravas pequeñas, que serán arrastrados por transporte de fondo. No obstante, considerando un año hidrológico, estas modificaciones en la morfodinámica, por avenidas, serán restauradas por los caudales dominantes anuales, que por el bajo umbral de Shields tienen una mayor tasa de transporte de material fino, hasta obtener la morfodinámica estable.

Respecto al cuarto objetivo, a partir de la modelización 2D, se obtuvieron resultados de la influencia de procesos hidromorfodinámicos en dos puentes importantes de la ciudad para una avenida de  $Tr = 500$  años. Por un lado, del modelo lecho móvil en el puente Independencia, se obtuvieron valores de erosión de hasta 2.5 m y con tendencia de sedimentación pegada a la margen derecha de este tramo, que corresponde al banco externo del inicio del meandro donde se ubica este puente; asimismo, en relación al máximo nivel de superficie de cota de agua obtenido, se determinó que este valor es ligeramente elevado, lo que conlleva a que el gálibo obtenido sea menor al normado de 1.5 m, pero se debe considerar realizar un análisis para una avenida de  $Tr = 100$  años para verificar este valor.

Por otro lado, del modelo hidrodinámico del puente Maravillas, se determinó que se genera el efecto de estrangulamiento del flujo y remanso aguas arriba del puente, ya que en esta zona no se genera desborde debido al incremento de la cota de los terraplenes donde se soporta la subestructura. Este efecto de estrangulamiento es provocado por la reducción de la sección hidráulica a través de la batería de 10 alcantarillas abovedadas existentes que, a sus salidas, generan velocidades erosionables de hasta 7 m/s y un efecto de resalto hidráulico justo antes del puente ferroviario ubicado aguas abajo del puente Maravillas. En adición, aguas abajo del resalto hidráulico generado, se evidencia un segundo efecto de estrangulamiento del flujo debido a la reducción de la sección por los pilares del puente ferroviario; este comportamiento del flujo conlleva a que también se generen velocidades erosionables entre los pilares, cuyos perjuicios de socavación puntual fueron verificadas en las visitas de campo.

Referente al riesgo de daños en infraestructura urbana y de protección, se concluye que se requiere plantear alternativas de protección de cauce, encauzamiento, drenaje urbano y en de ser posible reforestación. Esto se debe a los resultados ante avenidas de  $Tr = 100$ , que muestran varias zonas urbanas inundadas con tirantes máximos hasta 1.8 m. La presencia de meandros abandonados refuerza esta afirmación, ya que evidencian el antiguo curso del cauce del río. En adición, la ocupación urbana se ha expandido hasta delimitar con los bancos de

inundación del río; por ello, la infraestructura se orientará a proteger dicho cauce y evitar alteraciones en el rumbo del mismo.

## **6.2. Recomendaciones**

Por las limitaciones en la disponibilidad de datos presentadas en la presente investigación, se recomienda implementar mayores puntos de control de caudal, tirante y de ensayos de calidad de agua. Esto se debe a que, de los cuatro puentes identificados en el tramo de estudio, solo uno cuenta con una estación hidrométrica. Esta carencia de registros dificulta el proceso de modelamiento y calibración. Asimismo, consideramos que se debe fomentar el libre acceso a la información para fines de investigación. Este comentario se origina por las restricciones que se tuvieron al momento de solicitar los datos de turbidez y ensayos de calidad para los parámetros físicos y químicos del agua, por parte del SEDA JULIACA. De contar con más años de información se podría establecer una relación conclusiva entre el transporte de sedimentos, el caudal de flujo y la turbidez del agua.

Respecto al alcance de los modelos 2D, se han identificado y reconocido las limitaciones existentes en su módulo de transporte de sedimentos. A partir del estudio desarrollado por Daneshfaraz et al. (2021), se entiende mejor el comportamiento modificador del transporte de sedimentos en el lecho del río, ante la presencia de subestructuras como pilares. Comparando los resultados obtenidos con los resultados de este estudio, se evidencia la dificultad de modelar el comportamiento de lechos móviles provocados por el flujo secundario, la dinámica detallada del agua, sedimentos alrededor de estructuras y otros efectos tridimensionales. Es por esto que se resalta la necesidad de establecer objetivos claros antes de optar por un método de análisis. Asimismo, considerar las necesidades computacionales y limitaciones en la información recopilada, ya que la precisión de los modelos se ajusta a las necesidades del usuario, pero no será la misma en todo tipo de análisis.

El análisis hidrodinámico de avenidas ha demostrado la existencia de zonas de riesgo por inundación en los tramos urbanos. Se recomienda reconocer las viviendas que de forma puntual han invadido las fajas marginales reconocidas por la Autoridad Nacional del Agua. Asimismo, se recomienda establecer planes de acción ante una eventualidad, en el cual se concientice sobre el riesgo que se exponen las familias que invaden espacio protegido o alteran el comportamiento natural del río.

Se recomienda realizar estudios para la proyección de obras de drenaje urbano. Esta necesidad incurre en que el distrito de San Miguel carece en varias zonas de servicios de



alcantarillado y drenaje. Por ello, la evacuación de agua proveniente de precipitaciones es un proceso lento que aumenta el riesgo de inundación. Por otro lado, se recomienda realizar inspecciones periódicas en las obras de comunicación como los puentes, ya que, ante una avenida de  $Tr = 100$  años, estas presentan riesgos por socavación o por abrasión; siendo esta última dependiente del estado del material del puente. Asimismo, se deberá aumentar la presencia de las autoridades mediante el monitoreo de las zonas de preservación ambiental y el control de las deposiciones que podrían generar una sobrecarga al material transportado por el río.

Debido a la baja pendiente del río Coata, existe el riesgo de contaminación por descomposición de compuestos orgánicos. Esto se debe al transporte de sedimentos de granulometría fina; los cuales pueden generar la deposición de materiales grasos que generarían el afloramiento de organismos. Este proceso se vería vinculado con el hidro morfismo existente en el lecho del río Coata, ya que el material del lecho presentaba una apariencia descompuesta y olores pútridos. Además, existe el riesgo de eutrofización en los charcos y meandros abandonados aledaños al río Coata; lo cual podría agravar la contaminación del río Coata. Por ende, se sugiere la elaboración de programas de protección y recuperación de estos ecosistemas abandonados.

Por último, se resalta la necesidad de la elección de un software adecuado para los propósitos de la investigación. En el presente trabajo se ha utilizado el software Iber como opción más idónea en comparación de otros softwares como HEC-RAS en análisis unidimensional o su módulo 2D incorporado desde la versión 5.0. El primer motivo fue la necesidad de desarrollar un modelo matemático en 2D, ya que se requería realizar un análisis de inundación en escenarios de maximas avenidas; por ello, un modelo numérico lineal o de solo una dimensión no permitiría tener resultados de carácter bidimensional como los mapas de inundación. Por otro lado, hasta el momento en que se realizó los estudios y la elaboración de los modelos, el módulo 2D de HEC-RAS aún era reciente desde su lanzamiento; por ende, estaba en constantes procesos de corrección de errores y aun no implementaba correctamente su módulo de turbulencia, la cual permite incluir tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico. En adición, se opta por usar Iber, ya que implementa mejores funciones de tratamiento de malla, visualización de resultados y permite configurar los recursos que usara la simulación, agilizando la velocidad de cálculo realizada por el ordenador.

## 7. REFERENCIAS

- Agencia Estatal de Meteorología. (2014). *Radiación solar*. Ministerio del Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino de España.
- American Society of Civil Engineers. (2008). *Sedimentation Engineering*. Marcelo Garcia.
- Arcement, G. J., & Schneider, V. R. (1989). Guide for Selecting Manning ' s Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains United States Geological Survey Water-supply Paper 2339. *Area*, 2339(2339), 39. <http://www.fhwa.dot.gov/BRIDGE/wsp2339.pdf>
- Autoridad Nacional del Agua. (n.d.). *Observatorio del agua*. Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos. Retrieved 30 March 2022, from <https://snirh.ana.gob.pe/observatorioSNIRH/>
- Autoridad Nacional del Agua. (2021). . Información sobre las acciones realizadas en la elaboración de estudios de pre-inversión al cierre del primer semestre 2021 (Informe N° 0125-2021-ANA-OPP). [https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/file\\_content/Informe\\_125-2021\\_0.pdf](https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/file_content/Informe_125-2021_0.pdf)
- Autoridad Nacional del Agua. (2022). *Análisis de Datos y Recursos Estadísticos del Agua*. Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos. <https://snirh.ana.gob.pe/ANDREA/Integrado.aspx>
- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales* (UNR (Ed.); Primera edición). Universidad Nacional de Rosario. [https://blogdelagua.com/wp-content/uploads/2019/09/TSyMRA\\_Pedro\\_A\\_Basile.pdf](https://blogdelagua.com/wp-content/uploads/2019/09/TSyMRA_Pedro_A_Basile.pdf)
- Beck, J. (2016). Comparison of three methodologies for quasi-2D river flood modeling with SWMM5. *Journal of Water Management Modeling*, 24, 1–9. <https://doi.org/10.14796/jwmm.c402>
- Belizario Quispe, G., Capacoila Coila, J., Huaquisto Ramos, E., Cornejo Olarte, D. A., & Chui Betancur, H. N. (2019). DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE FÓSFORO Y ARSÉNICO, Y DE OTROS METALES CONTAMINANTES DE LAS AGUAS SUPERFICIALES DEL RÍO COATA, AFLUENTE DEL LAGO TITICACA, PERÚ. *Revista Boliviana de Química*, 36(5). <https://doi.org/10.34098/2078-3949.36.5.4>
- Bladé, E., Cea, L., & Corestein, G. (2014). Numerical modelling of river inundations. *Ingeniería Del Agua*, 18, 71–82. <https://doi.org/10.4995/ia.2014.3144>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., & Coll, A. (2012). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 30(1), 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Cea, L., Puertas, J., & Vázquez, M. (2007). Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 14(3), 303–341. <https://doi.org/10.1007/s11831-007-9009-3>
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. (2014). Manual de referencia hidráulico. In *Iber: Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas*. CEDEX.
- Chow, V. Te, Maidment, D., & Mays, L. (1993). *Applied Hydrology*. Nueva Delhi: McGraw-Hill.
- Consortio Coata. (2021). *Estudio de pre inversión: Mejoramiento y ampliación del servicio de protección contra inundaciones fluviales en los Distritos de Vilavila, Palca, Lampa, Cabanilla, Cabana, Caracoto y Coata; Provincias de Lampa, San Román y Puno en la Cuenca del río Coata*. Autoridad Nacional del Agua.
- Consortio Cuenca del Río Coata. (2021). *Expediente técnico: Creación del servicio de protección contra inundaciones en la localidad de Juliaca, márgenes derecha e izquierda del río Coata progresiva Km 0+000-22+500, servicios Unacolla, Maravilla y Cacachi San Miguel*. Autoridad Nacional del Agua.
- Crowder, R. (2009). Chapter 7: Hydraulic analysis and design. In *Fluvial design guide*. Environment



- Agency UK. <https://www.gov.uk/flood-and-coastal-erosion-risk-management-research-reports/fluvial-design-guide#fluvial-design-user-guide>
- Cueva, M. (2022). *Inundaciones fluviales y transporte de sedimentos con Iber 3.1*. Escuela Peruana del Agua.
- Daneshfaraz, R., Ghaderi, A., Sattariyan, M., Alinejad, B., Asl, M., & Di Francesco, S. (2021). Investigation of Local Scouring around Hydrodynamic and Circular Pile Groups under the Influence of River Material Harvesting Pits. *Water*, 13. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/w13162192>
- De Vincenzo, A., Molino, B., Viparelli, R., & Caramuscio, P. (2011). A methodological approach for estimating turbidity in a river. *International Journal of Sediment Research* 26, 112–119.
- Formaggio, L. (2021). *¿Qué es el ciclo hidrológico?* Revista Ciencias de La Tierra. <https://revistacienciasdelatierra.com/geociencias/el-ciclo-hidrologico/9149/>
- Google. (n.d.). [Puente Maravillas - Juliaca - Perú]. [https://www.google.com/maps/place/Puente+Maravillas,+Juliaca+21100/@-15.441271,-70.153839,2858m/data=!3m1!1e3!4m6!3m5!1s0x9167f21c08f47239:0x33b2273c2814929!8m2!3d-15.4373404!4d-70.1399768!16s%2Fg%2F11f4qm2f\\_m?entry=ttu](https://www.google.com/maps/place/Puente+Maravillas,+Juliaca+21100/@-15.441271,-70.153839,2858m/data=!3m1!1e3!4m6!3m5!1s0x9167f21c08f47239:0x33b2273c2814929!8m2!3d-15.4373404!4d-70.1399768!16s%2Fg%2F11f4qm2f_m?entry=ttu)
- Griensven, A. van, Popescu, I., Abdelhamid, M. R., Ndonga, M., Beevers, L. B., & Betrie, G. (2013). Comparison of sediment transport computations using hydrodynamic versus hydrologic models in the Simiyu River in Tanzania. *Physics and Chemistry of the Earth*, 14.
- Herreras, J. A., & Marín, G. (2000). El tratamiento de los cauces: Protección y defensa de avenidas. Zonas de riesgo. *La Gestión Del Agua*, II. [https://hispagua.cedex.es/sites/default/files/hispagua\\_articulo/op/51/op51\\_5.htm](https://hispagua.cedex.es/sites/default/files/hispagua_articulo/op/51/op51_5.htm)
- Ibañez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. M. (2011). *Morfología de las cuencas hidrológicas*. <https://riunet.upv.es/handle/10251/10782>
- Iberaula*. (n.d.). Retrieved 18 May 2022, from <https://iberaula.es/>
- IDEAM. (2018). *Protocolo de modelación hidrológica e hidráulica*. <http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/023833/023833.html>
- Inglis, C. (1947). Meanders and their bearing on river training. *Maritime*, 7.
- INRENA. (2007). *Evaluación de los recursos hídricos de las cuencas de los ríos Cabanillas y Lampa*. [https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/estudio\\_hidrologico\\_lampa\\_0\\_0\\_3.pdf](https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/estudio_hidrologico_lampa_0_0_3.pdf)
- Julien, P. (2018). *River Mechanics* (Cambridge). Sheridan Books, Inc.
- Leopold, L. B. (1994). *A view of the river*. Harvard University Press.
- Lindenschmidt, K. E. (2008). Quasi-2D approach in modeling the transport of contaminated sediments in floodplains during river flooding - Model coupling and uncertainty analysis. *Environmental Engineering Science*, 25(3), 333–351. <https://doi.org/10.1089/ees.2006.0192>
- Lobo, E. V. (2017). *Estudio hidrológico para la identificación de la vulnerabilidad a desbordes de la cuenca baja del río Coata-Puno* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Agraria La Molina]. <https://hdl.handle.net/20.500.12996/3366>
- Londoño Franco, L. F., Londoño Muños, P. T., & Muñoz Garcia, F. G. (2015). Los riesgos de los metales pesados en la salud humana y animal. *Bioteología En El Sector Agropecuario y Agroindustrial*, 145–153.
- Lujano, E. (2013). *Caracterización hidroclimática, modelización hidrológica y eventos extremos en las cuencas de los ríos Coata e Ilave*. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). <https://hdl.handle.net/20.500.12543/4675>

- Maza Álvarez, J. A., & García Flores, M. (2017). Capítulo 10: Transporte de sedimentos. In *Manual de Ingeniería de Ríos*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Metzger, L. (2017). *Modelamiento hidrológico para pronóstico estacional de caudales del río Ramis*. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). <https://hdl.handle.net/20.500.12542/115>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2014). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
- Neelz, S., & Pender, G. (2010). *Benchmarking the latest generation of 2D Hydraulic Modelling Packages*. Bristol: Environment Agency.
- Norma técnica O.S. 060 Drenaje pluvial urbano, Pub. L. No. O.S. 060, 45 (2006).
- Ochoa, T. (2011). *Hidráulica de ríos y procesos morfológicos* (1st ed.). Ecoe Ediciones.
- Ramírez, E. (2015). *Municipalidad provincial de San Román. Juliaca. Plan director 2004-2015*. 295. [http://eudora.vivienda.gob.pe/observatorio/pdu\\_municipalidades/JULIACA/PDU-JULIACA.pdf](http://eudora.vivienda.gob.pe/observatorio/pdu_municipalidades/JULIACA/PDU-JULIACA.pdf)
- Reyes, A., Ulises, F., & Carvajal, Y. (2010). *Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas* (1st ed.). Universidad del Valle Programa Editorial. <https://books.google.com.pe/books?id=LLNJDwAAQBAJ&printsec=copyright#v=onepage&q&f=false>
- Rocha, A. (2009). La morfología fluvial y su incidencia en la estabilidad de las obras viales. *VIII CONGRESO INTERNACIONAL OBRAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL*. [http://www.imefen.uni.edu.pe/Temas\\_interes/ROCHA/Morfologia\\_fluvial\\_y\\_su\\_influencia.pdf](http://www.imefen.uni.edu.pe/Temas_interes/ROCHA/Morfologia_fluvial_y_su_influencia.pdf)
- Romero, J. A. (2015). *Efecto de la modelación 1D y 2D en el diseño de jarillones. Caso de estudio: Sector Sabana de Bogotá* [Tesis de maestría, Universidad de Los Andes]. <http://hdl.handle.net/1992/12863>
- SENAMHI. (2021). *Cuenca de los ríos Ilave y Coata*. Programa Presupuestal: Reducción de Vulnerabilidad y Atención de Emergencias. <https://www.senamhi.gob.pe/site/prevae-puno/>
- Spasojevic, M., & Holly, F. (2008). Two and three dimensional numerical simulation of mobile-bed hydrodynamics and sedimentation. In M. García (Ed.), *Sedimentation Engineering* (pp. 683–759). ASCE. <https://doi.org/10.1061/9780784408148.ch15>
- Weather Spark. (n.d.). *El clima y el tiempo promedio en todo el año en Puno - Perú*. Weather Spark. Retrieved 7 July 2021, from <https://es.weatherspark.com/y/26593/Clima-promedio-en-Puno-Peru-durante-todo-el-año>
- Williams, R. D., Brasington, J., & Hicks, D. M. (2016). Numerical modelling of braided river morphodynamics: Review and future challenges. *Geography Compass*, 10(3), 102–127. <https://doi.org/10.1111/gec3.12260>
- Zavoianu, I. (1985). Perimeter of drainage basins. In *Morphometry of Drainage Basins* (Vol. 20). Elsevier Science. <https://www.sciencedirect.com/bookseries/developments-in-water-science/vol/20/suppl/C>

8. ANEXOS





## Anexo A: Tablas empleadas

Tabla A.1. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
D. Corrientes Naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual que el anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual a 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: Gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: Cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Arboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel de agua por debajo de las ramas	0.080	0.110	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	....	0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035	....	0.100

Fuente: "Hidraulica de canales abiertos" (Chow, 2004).

Tabla A.2. Valores de factores de corrección de la rugosidad, para la ecuación de Cowan.

Condiciones del canal		Valores de n	Ejemplo
Grado de irregularidad (n1)	Suave	0.000	Comparable a la condición más lisa obtenible para un material de lecho dado.
	Menor	0.001-0.005	Comparable a canales, dragados cuidadosamente, en buenas condiciones, pero con ligera muestra de erosión y desgaste de los taludes laterales
	Moderado	0.006-0.010	Comparable a canales dragados con moderada o considerable rugosidad de lecho y moderada muestra de erosión y desgaste de los taludes laterales
	Severo	0.011-0.020	Alto desprendimiento o bancas de flujo natural. Alta erosión o desprendimiento de los lados del canal; presencia de drenado sin forma, dentada, superficie irregular o canal en roca.
Variaciones de la sección transversal (n2)	Gradual	0.000	Forma y tamaño de canal cambian gradualmente
	Ocasionalmente Alternante	0.001-0.005	Alternancia entre secciones transversales amplias o cortas, o cambios del flujo de lado a lado en las secciones transversales, debido a cambios en dicha sección.
	Frecuentemente Alternante	0.010-0.015	Alternancia frecuente entre secciones transversales amplias o cortas, o cambios frecuentes del flujo de lado a lado en las secciones transversales, debido a cambios en dicha sección.
Efecto relativo de las obstrucciones (n3)	Insignificante	0.000-0.004	Unas cuantas obstrucciones dispersas, que incluyen escombros, tocones, raíces, troncos, pilares, cantos rodados aislados, que ocupan menos de 5% del área de la sección transversal.
	Menor	0.005-0.015	Obstrucciones que ocupan menos del 15% del área de la sección. Espaciamiento entre obstrucciones de tal forma que la esfera de influencia de un obstáculo no alcance a la esfera de influencia de otro obstáculo.
	Apreciable	0.020-0.030	Obstrucciones que ocupan entre el 15 a 50% del área de la sección transversal. Espaciamiento entre obstrucciones de tal forma que la esfera de influencia de los obstáculos incremente los efectos entre ellos
	Severo	0.040-0.050	Obstrucciones que ocupan más del 50% del área de la sección transversal. El espacio entre obstrucciones es lo suficientemente pequeño para generar turbulencia en la mayoría de la sección transversal.
Vegetación (n4)	Baja	0.005-0.010	Crecimientos densos de césped flexible o crecimiento de hierba donde la profundidad de flujo es al menos 2 veces la altura de vegetación. Plántulas de árboles flexibles como el sauce, álamo, hierba de flecha o cedro salado creciendo donde la profundidad de flujo es al menos 3 veces la altura de vegetación
	Media	0.010-0.025	Crecimientos de césped donde la profundidad media de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación; moderada a densa presencia de arbusto con tallo, hierba, semillas de árboles creciendo donde la profundidad media de flujo es dos a tres veces la altura de la vegetación; moderadamente densa vegetación, similar a cedros con 1 a 2 años de crecimiento en estaciones invernales, creciendo entre los bancos y no significativa vegetación en el lecho del canal, donde el radio hidráulico es mayor a 2 pies.
	Alta	0.025-0.050	Crecimientos de césped donde la profundidad media de flujo es igual a la altura de la vegetación; presencia de cedros o álamos con 8 a 10 años de crecimiento con arbustos y hierbas donde el radio hidráulico es mayor a 2. Cedros con un año de crecimiento con arbustos en los taludes laterales del canal, y no significativa

Condiciones del canal		Valores de n	Ejemplo
	Muy alta	0.050-0.100	vegetación en el lecho del canal, donde el radio hidráulico es mayor a 2 pies. Crecimientos de césped donde la profundidad media de flujo es menor a la altura de la vegetación; presencia de cedros con 1 año de inter crecimiento con hierbas creciendo a los lados del canal; o crecimiento denso de totora en el lecho del canal. Árboles en crecimiento con arbusto y hierbas.
	Menor	1.000	Ratio entre longitud del canal y longitud del valle es 1 a 1.2
Grado de los efectos por Meandro (m)	Apreciable	1.150	Ratio entre longitud del canal y longitud del valle es 1.2 a 1.5
	Severo	1.300	Ratio entre longitud del canal y longitud del valle es mayor a 1.5

Fuente: "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains" (Arcement & Schneider, 1989)

Tabla A.3. Valores de factores de corrección de la rugosidad, para la ecuación de Cowan en llanuras de inundación.

Condiciones del canal		Valores de n	Ejemplo
Grado de irregularidad (n1)	Suave	0.000	Comparable a la condición más lisa obtenible para un material de lecho dado.
	Menor	0.001-0.005	Llanura de inundación ligeramente irregular. Algunos obstáculos como fango o elevaciones son apreciables a la vista
	Moderado	0.006-0.010	Presenta más fangos o elevaciones. Presencia de montículos
	Severo	0.011-0.020	Altamente irregular. Presencia de montículos y fangos visibles. Irregularidad en suelos agrícolas con surcos perpendiculares a la dirección del flujo.
Variaciones de la sección transversal (n2)		0.000	No se aplica en llanuras de inundación
Efecto relativo de las obstrucciones (n3)	Insignificante	0.000-0.004	Unas cuantas obstrucciones dispersas, que incluyen escombros, tocones, raíces, troncos, pilares, cantos rodados aislados, que ocupan menos de 5% del área de la sección transversal.
	Menor	0.005-0.019	Obstrucciones que ocupan menos del 15% del área de la sección.
	Apreciable	0.020-0.030	Obstrucciones que ocupan entre el 15 a 50% del área de la sección transversal.
Vegetación (n4)	Baja	0.001-0.010	Crecimientos densos de césped flexible o crecimiento de hierba donde la profundidad de flujo es al menos 2 veces la altura de vegetación. Plántulas de árboles flexibles como el sauce, álamo, hierba de flecha o cedro salado creciendo donde la profundidad de flujo es al menos 3 veces la altura de vegetación
	Media	0.011-0.025	Crecimientos de césped donde la profundidad media de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación; moderada a densa presencia de arbusto con tallo, hierba, semillas de árboles creciendo donde la profundidad media de flujo es dos a tres veces la altura de la vegetación; moderadamente densa vegetación, similar a cedros con 1 a 2 años de crecimiento en estaciones invernales, creciendo entre los bancos y no significativa vegetación en el lecho del canal, donde el radio hidráulico es mayor a 2 pies.
	Alta	0.025-0.050	Crecimientos de césped donde la profundidad media de flujo es igual a la altura de la vegetación; presencia de cedros o álamos con 8 a 10 años de crecimiento con



Condiciones del canal		Valores de n	Ejemplo
			arbustos y hierbas donde el radio hidráulico es mayor a 2. Cedros con un año de crecimiento con arbustos en los taludes laterales del canal, y no significativa vegetación en el lecho del canal, donde el radio hidráulico es mayor a 2 pies.
	Muy alta	0.050-0.100	Crecimientos de césped donde la profundidad media de flujo es menor a la altura de la vegetación; presencia de cedros con 1 año de inter crecimiento con hierbas creciendo a los lados del canal; o crecimiento denso de totora en el lecho del canal. Árboles en crecimiento con arbusto y hierbas.
	Extremo	0.100-0.200	Densamente vegetado por ejemplo con sauce tupido, mezquite, cedro, obstrucciones de madera o arboles caídos.
Grado de los efectos por Meandro (m)		1.000	No se aplican factores de corrección a llanuras de inundación

Fuente: "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains" (Arcement & Schneider, 1989)

Tabla A.4. Valores del coeficiente de rugosidad propuestos por Iber.

Land Use	Uso de suelo	Valores
River	Rio	0.025
Bare soil	Suelo desnudo	0.023
Brushland	Pradera	0.050
Forest	Bosque	0.120
Sand/clay	Arena/arcilla	0.023
Brush	Arbustos	0.050
Trees	Arboles	0.120
Urban vegetation	Vegetación urbana	0.032
Sparse vegetation	Vegetación dispersa	0.080
Dense vegetation	Vegetación densa	0.180
Concrete	Hormigón	0.018
Unclassified	Sin clasificar	0.032
Infrastructure	Infraestructura	0.020
Single building	Edificios aislados	0.000
Industrial	Industrial	0.100
Residential	Residencial	0.150
Continuous urban fabric	Tejido urbano continuo	0.100
Discontinuous urban fabric	Tejido urbano discontinuo	0.090
Industrial and transport infrastructure	Infraestructuras de transporte y uso industrial	0.100
Extraction and dump zones	Canteras y zonas de acumulación de áridos	0.040
Construction sites	Áreas en construcción	0.040
Green urban areas	Zonas verdes urbanas	0.090
Sport and leisure facilities	Instalaciones deportivas	0.090
Arable land	Tierra labrada	0.040
Vineyards	Viñedos	0.050
Fruit tree and olive groves	Frutales y olivos	0.060
Pastures and meadows	Praderas	0.035
Complex cultivation patterns	Cultivos con patrones complejos	0.045
Agro-forestry areas	Zonas agroforestales	0.060

Broad-leaved forest	Bosque de hoja ancha	0.070
Natural grassland	Pastizal natural	0.035
Moors and heathland	Páramos y brezales	0.065
Sand plains and bare rock	Arenales o roquedos	0.025
Burnt areas	Zonas quemadas	0.040
Sparsely vegetated areas	Vegetación dispersa	0.025
Peatbogs and intertidal flats	Zonas de turba o intermareales	0.040
Water courses	Cursos de agua	0.040
Water bodies and estuaries	Cuerpos de agua y estuarios	0.025
Golf course	Campo de golf	0.035

Fuente: Base de datos en Iber

Tabla A.5. Resultados de ensayos de los parámetros físicos en la calidad de agua.

Año	Mes	Poten. Hidro. (PH)	Turbidez (NTU)	Conductividad (Us/cm)
2019	ENERO	8.998	95.10	1141.00
2019	FEBRERO	7.702	560.00	384.00
2019	MARZO	7.988	64.10	470.00
2019	ABRIL	8.372	83.20	543.00
2019	MAYO	8.728	7.91	846.00
2019	JUNIO	8.655	2.63	1154.00
2019	JULIO	8.449	9.81	1249.00
2019	AGOSTO	8.611	3.32	1290.00
2019	SEPTIEMBRE	8.877	21.20	1317.00
2019	OCTUBRE	8.896	30.00	1366.00
2019	NOVIEMBRE	8.72	37.70	1381.00
2019	DICIEMBRE	8.808	37.30	1258.00
2020	ENERO	8.389	131.00	659.00
2020	FEBRERO	8.016	484.00	367.00
2020	MARZO	7.776	183.00	269.00
2020	ABRIL	8.113	21.10	690.00
2020	MAYO	8.241	4.44	895.00
2020	JUNIO	8.537	3.15	1205.00
2020	JULIO	8.655	3.10	1323.00
2020	AGOSTO	8.632	7.07	1354.00
2020	SEPTIEMBRE	8.896	17.60	1330.00
2020	OCTUBRE	9.038	6.46	1339.00
2020	NOVIEMBRE	8.02	2.57	1379.00
2020	DICIEMBRE	9.056	117.00	1415.00
2021	ENERO	8.431	505.00	373.00
2021	FEBRERO	8.595	154.00	589.00
2021	MARZO	8.113	183.00	183.00
2021	ABRIL	8.185	219.00	750.00
2021	MAYO	8.26	31.70	960.00
2021	JUNIO	8.421	4.60	1184.00

Fuente: "Parámetros de control de calidad de agua" (EPS SEDAJULIACA S.A., 2021)

Tabla A.6. Resumen de valores de parámetros de calidad de agua a 10 m aguas abajo del puente del Independencia.

Parámetro	Unidad	2011-8	2011-12	2012-8	2013-10	2014-3	2014-10	2015-9	2016-4	2016-9	2017-8	2017-12	2018-4	2018-9	2019-4	2019-9	2020-10	2021-5	ECA
NO3	mg/L	<0.066	0.106	<0.062	0.062	0.03	<0.03	0.54	<0.05	0	<0.004	<0.004	0.0089	0.214	0.984	2.016	<0.004	<0.006	10
P-PO4	mg/L	NA	<0.061	<0.061	<0.03	0.065	<0.03	0.058	--	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	0.07	0.242	0.121	0.045	1
DQO	mg/L	<9	13	<9	<10	<10	<10	16	16	20	<2	8	3	16	<2	4	11	2	40
DBO5	mg/L	<6	<3	<6	<2	<2	<2	3	<3	3	<2	1.9	3	1.9	<2	1.9	2	2	15
CN wad	mg/L	<0.002	<0.002	<0.002	<0.006	--	--	--	<0.004	0.0036	0.049	0.0009	<0.001	0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	0.1
Sulfuros	mg/L	<0.006	<0.006	<0.002	0.018	<0.002	<0.002	51.3	--	<0.002	<0.002	<0.002	0.0004	<0.002	0.0004	0.0004	<0.001	<0.001	0.05
Coliformes fecales	NMP/100ml	5	33	68	13	<1.8	790	79	790	49	220	2	94	49	140	33	170	170	1000
As	mg/L	0.018	0.029	0.035	0.02	0.016	0.023	0.021	0.015	0.02	0.03	0.031	0.022	0.026	0.016	0.031	0.034	0.022	0.01
Fe	mg/L	0.11	0.088	1.004	0.44	0.152	0.329	0.284	0.182	0.625	0.2915	0.1795	0.157	0.109	0.327	0.205	0.192	0.158	1
Hg	mg/L	<0.0003	<0.0003	<0.0001	<0.0001	<0.00006	<0.00006	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	<0.0001	0.001
Pb	mg/L	<0.003	<0.003	0.0019	0.02	0.043	0.064	<0.001	0.007	0.004	0.0014	0.0005	0.001	0.0002	0.0024	0.0002	0.0007	0.0012	0.05
Zn	mg/L	<0.003	0.005	0.013	0.01	0.011	0.008	0.012	0.017	0.005	0.0124	0.009	0.014	0.013	0.023	0.034	<0.008	<0.008	2

Fuente: Extracto obtenido de los informes técnicos de los monitoreos de calidad de agua de la Autoridad Nacional del Agua



Tabla A.7. Inventario de obras de prevención proyectadas para la defensa del río Coata, Juliaca

COATA	N° TRAMO	Tramo	N°	CURSO	Margen	Defensa Ribereña	Longitud
							(m)
	Tramo 25	Rio Coata	1	Principal	Izquierda	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud + dique de material propio	8338.00
		Sector Curicanchi-San Antonio				Alt 2: Muro gavión relleno con geobolsa asentado en talud	
		Rio Coata			Derecha	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud + dique de material propio	8248.00
		Sector Curicanchi-San Antonio				Alt 2: Muro gavión relleno con geobolsa asentado en talud	
	Tramo 26	Rio Coata	2	Principal	Izquierda	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud	743.00
		Sector Curicanchi-San Antonio				Alt 2: Muro gavión relleno con geobolsa asentado en talud	
		Rio Coata			Derecha	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud	360.00
		Sector Curicanchi-San Antonio				Alt 2: Muro gavión relleno con geobolsa asentado en talud	
	Tramo 27	Rio Coata	3	Principal	Izquierda	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud	1789.00
		Sector Huallaspata				Alt 2: Muro gavión relleno con geo bolsa asentado en talud	
		Rio Coata			Derecha	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud	1237.00
		Sector Curicanchi-San Antonio				Alt 2: Muro gavión relleno con geobolsa asentado en talud	
	Tramo 28	Rio Coata	4	Principal	Izquierda	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud + dique de material propio	12697.00
		Sector Coata Grande				Alt 2: Muro gavión relleno con geo bolsa asentado en talud	
		Rio Coata			Derecha	Alt 1: Muro gavión relleno con piedra asentado en talud + dique de material propio	12589.00
		Sector Coata Grande				Alt 2: Muro gavión relleno con geobolsa asentado en talud	
Tramo 29	Rio Coata Chico	5	Principal	Izquierda	Alt 1: Dique de material propio seleccionado	5568.00	
				Derecha	Alt 1: Dique de material propio seleccionado	5610.00	
Tramo 30	Rio Coata Chico	6	Principal	Izquierda	Alt 1: Dique de material propio seleccionado	2231.00	
				Derecha	Alt 1: Dique de material propio seleccionado	2142.00	

Fuente: “Mejoramiento y ampliación del servicio de protección contra inundaciones fluviales en los distritos de Vilavila, Palca, Lampa, Cabanilla, Cabana, Caracoto y Coata; provincias de Lampa, San Román y Puno en la cuenca del río Coata - región Puno” (Consortio Coata, 2021)

## Anexo B: Registro fotográfico de exploración de campo



Imagen B.1. Vista panorámica del punto 1 de la visita de campo.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Unocolla.



Imagen B.2. Vista de la sección transversal del río en el punto 1 de la visita de campo.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Unocolla.



Imagen B.3. Vista del material del lecho del río en el punto 1 de la visita de campo.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Unocolla.



Imagen B.4. Vista panorámica del punto 2 de la visita de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del puente Unocolla.





Imagen B.5. Vista de la sección transversal del río en el punto 2 de la visita de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del puente Unocolla.



Imagen B.6. Vista del material del lecho en el punto 2 de la visita de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del puente Unocolla.



Imagen B.7. Puente Unocolla, conexión entre Juliaca y Lampa.  
Ubicación: Puente Unocolla, carretera Juliaca – Lampa



Imagen B.8. Poza de inundación ubicada en los alrededores del río.  
Ubicación: Puente Unocolla, carretera Juliaca - Lampa





Imagen B.9. Poza de inundación provocada por obras de excavación en los alrededores del río.  
Ubicación: Puente Aguas abajo del puente Unocolla



Imagen B.10. Vista panorámica del río en el punto 3 de la exploración en campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 2 de exploración.





Imagen B.11. Vista de la sección transversal del río en el punto 3 de la exploración en campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 2 de exploración.



Imagen B.12. Vista del material del lecho del río en el punto 3 de la exploración en campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 2 de exploración.



Imagen B.13. Poza de inundación y rastros de extracción de material alrededor del río.  
Ubicación: Próximo al punto 3 de la exploración en campo



Imagen B.14. Vista panorámica de zona de excavación en el borde del río.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 3 de exploración en campo.





Imagen B.15. Vista panorámica del río en el punto 4 de la exploración en campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 3 de exploración.



Imagen B.16. Vista transversal del río en el punto 4 de la exploración en campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 3 de exploración.





Imagen B.17. Vista del material del lecho del río en el punto 4 de la exploración en campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 3 de exploración.



Imagen B.18. Vista panorámica de la zona de excavación aledaña al cauce del río.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 4 de exploración.



Imagen B.19. Vista panorámica de la zona de inundación aledaña al cauce del río.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 4 de exploración.



Imagen B.20. Vista panorámica del río en el punto 5 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 4 de exploración.





Imagen B.21. Vista transversal del río en el punto 5 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 4 de exploración.



Imagen B.22. Vista panorámica del río en el punto 6 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 5 de exploración.





Imagen B.23. Vista transversal del río en el punto 6 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 5 de exploración.



Imagen B.24. Vista del material del lecho del río en el punto 6 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 5 de exploración.



Imagen B.25. Vista panorámica del río en el punto 7 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 6 de exploración.

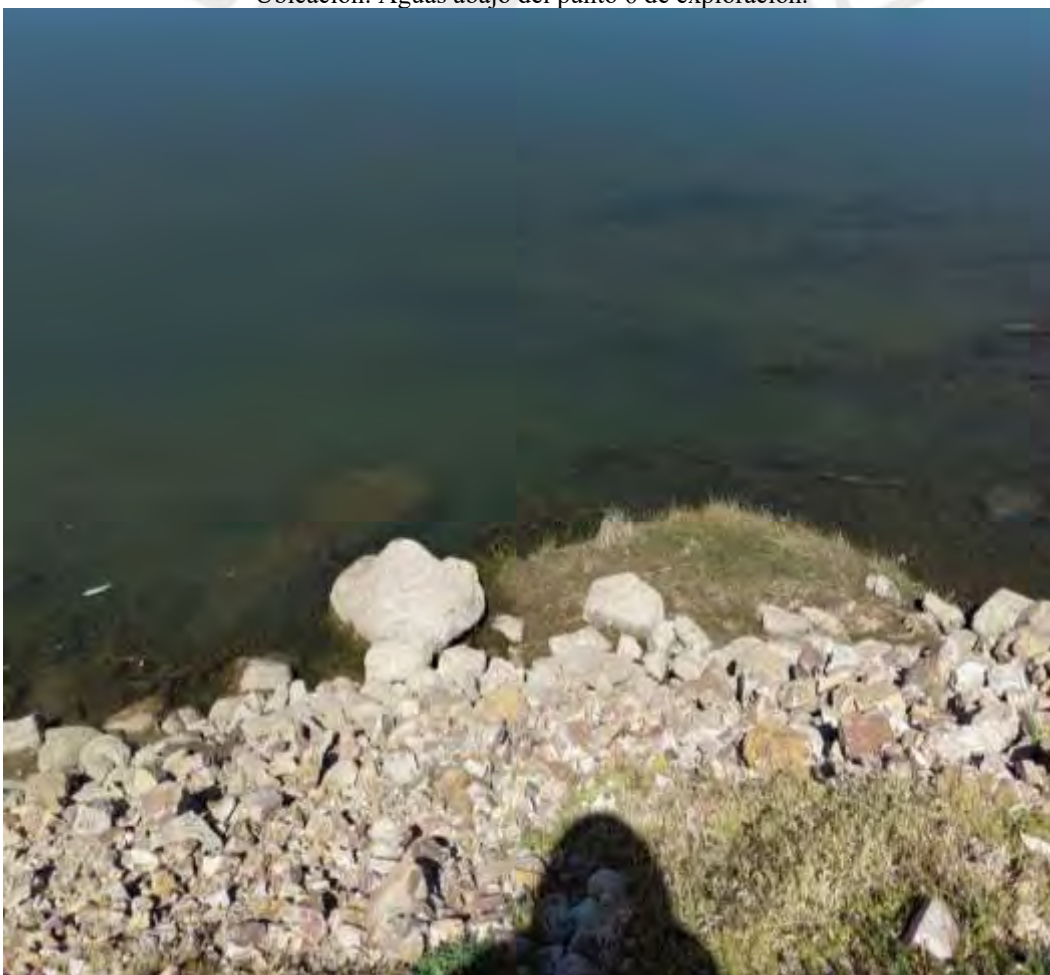


Imagen B.26. Vista transversal del río en el punto 7 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 6 de exploración.





Imagen B.27. Vista del material del lecho del río en el punto 7 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del punto 6 de exploración.



Imagen B.28. Vista panorámica de zona de excavación y separación del río.  
Ubicación: Punto 8 en la exploración





Imagen B.29. Vista transversal del cauce en la zona de excavación y separación del río.  
Ubicación: Punto 8 en la exploración



Imagen B.30. Vista del material de lecho del cauce en la zona de excavación y separación del río.  
Ubicación: Punto 8 en la exploración



Imagen B.31. Vista panorámica del río en el punto 9 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.



Imagen B.32. Vista transversal del río en el punto 9 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.





Imagen B.33. Vista del material del lecho del río en el punto 9 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.



Imagen B.34. Vista transversal aguas abajo del punto 9, se ubican obstrucciones al cauce del río.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.





Imagen B.35. Vista panorámica de la obra de infraestructura Puente Maravillas.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.



Imagen B.36. Vista panorámica del río y el puente Maravillas, aguas arriba del puente  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.



Imagen B.37. Vista panorámica del río aguas arriba del puente, presencia de viviendas aledañas al río.  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.



Imagen B.38. Vista panorámica del río y el puente Maravillas, cruce para trenes al lado de la carretera  
Ubicación: Aguas arriba del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.





Imagen B.39. Vista panorámica del río en el punto 10 de la exploración de campo  
Ubicación: Aguas abajo del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.



Imagen B.40. Vista transversal del río en el punto 10 de la exploración de campo  
Ubicación: Aguas abajo del puente Maravillas – Carretera Juliaca - Pucara.





Imagen B.41. Vista panorámica del río en el punto 11 de la exploración de campo y el puente Independencia  
Ubicación: Aguas abajo del puente Independencia: Carretera Juliaca - Huancané.



Imagen B.42. Vista transversal del río en el punto 11 de la exploración de campo.  
Ubicación: Aguas abajo del puente Independencia: Carretera Juliaca - Huancané.



Imagen B.43. Vista panorámica del puente Independencia  
Ubicación: Aguas abajo del puente Independencia: Carretera Juliaca - Huancané.



Imagen B.44. Vista transversal y material del lecho del río en el puente Independencia.  
Ubicación: Aguas abajo del puente Independencia: Carretera Juliaca - Huancané.





Imagen B.45 Vista panorámica del río en el punto 12 de la exploración de campo  
Ubicación: Aguas arriba del puente Churi: Carretera Juliaca – San Antonio.



Imagen B.46. Vista transversal y material del lecho del río en el punto 12 de la exploración de campo  
Ubicación: Aguas abajo del puente Churi: Carretera Juliaca – San Antonio.





Imagen B.47. Vista transversal y material del lecho del río en el puente Churi.  
Ubicación: Aguas abajo del puente Churi: Carretera Juliaca – San Antonio.



Imagen B.48. Vista panorámica del río en el punto 13 de la exploración de campo  
Ubicación: Aguas abajo del puente Churi: Carretera Juliaca – San Antonio.



Imagen B.49. Vista transversal del río en el punto 13 de la exploración de campo  
Ubicación: Aguas abajo del puente Churi: Carretera Juliaca – San Antonio.



Imagen B.50 Vista panorámica del río en el punto 13 de la exploración de campo, vista aguas abajo  
Ubicación: Aguas abajo del puente Churi: Carretera Juliaca – San Antonio.

### **Anexo C: Grafica de caudal medio diario vs tirante medio diario**

Para realizar el proceso de calibración se deberá generar una curva del comportamiento del río comparando el tirante y el caudal. Por ello, se ha utilizado la información brindada por el SENAMHI de caudal y tirante, obtenidas en la estación ubicada en el puente Unocolla en

Juliaca. Debido a que las estaciones registran los datos 4 veces al día, solo se dispone de datos medios diarios; por ello, la Figura b.1 compara ambos datos mencionados.

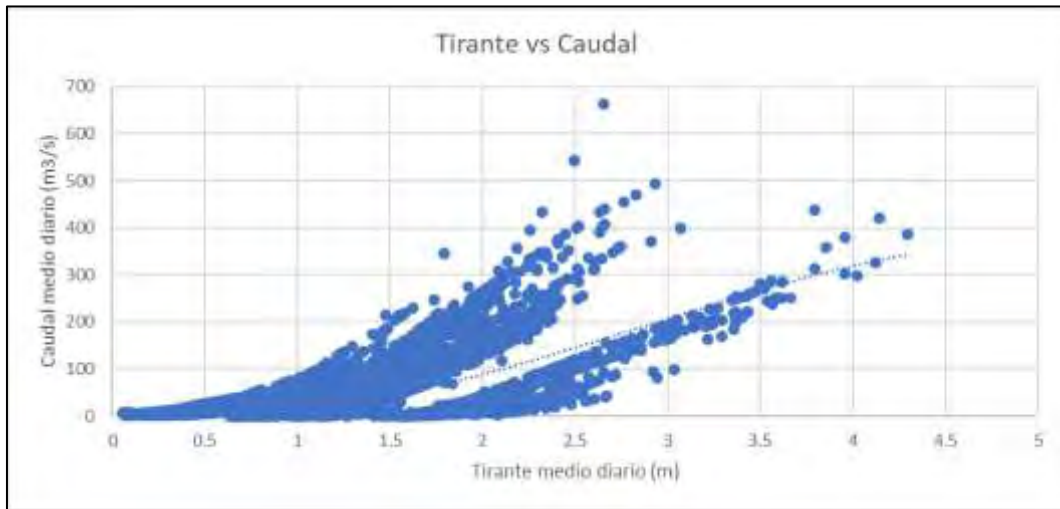


Imagen C.1. Grafica de tirante medio diario vs caudal medio diario. Estación Puesto Unocolla - Juliaca  
Fuente: Elaboración propia

### Anexo D: Perfiles y secciones descriptivas de resultados hidrodinámicos del puente Maravillas

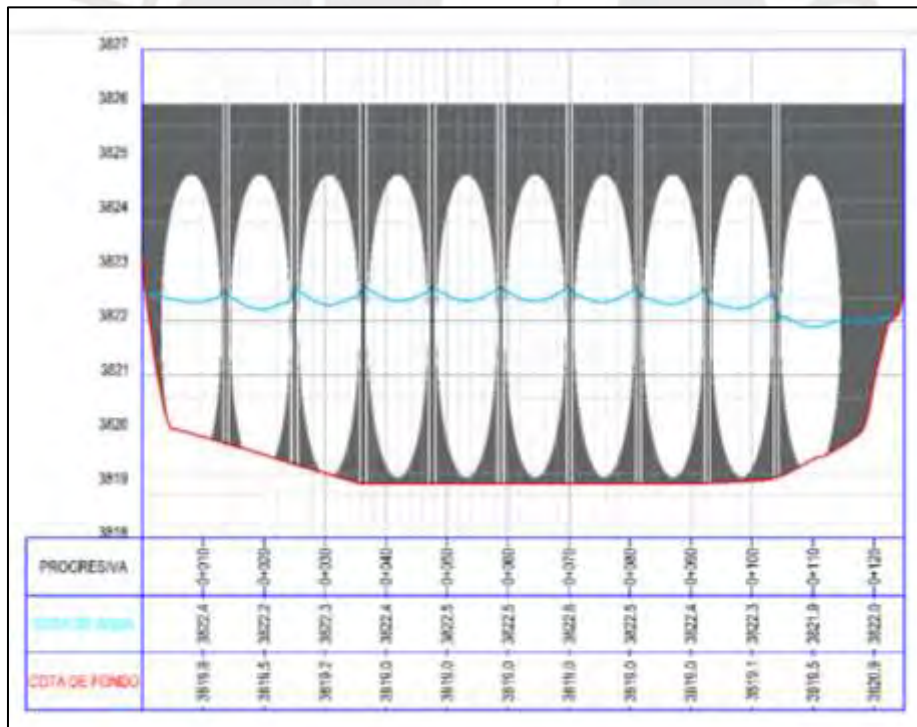


Figura D.1. Sección SEC1. Sección transversal al flujo del río. Descripción hidrodinámica del comportamiento del tirante en alcantarillas del puente Maravillas.

Fuente: Elaboración propia



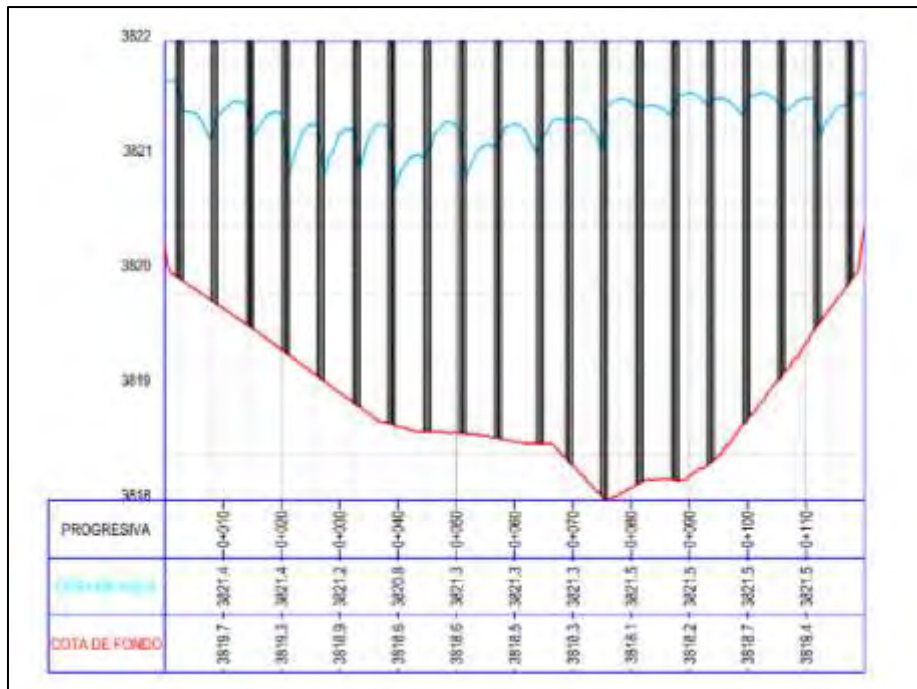


Figura D.2. Sección SEC2. Sección transversal al flujo del río. Descripción hidrodinámica del comportamiento del tirante en pilares del puente de ferrocarril, contiguo al puente Maravillas.  
Fuente: Elaboración propia

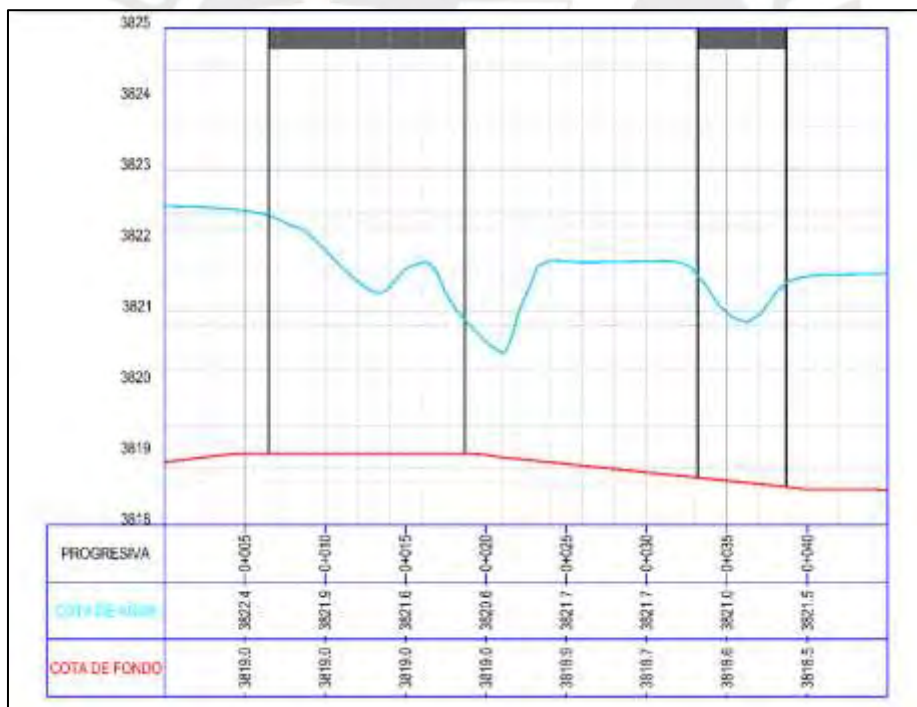


Figura D.3. Sección SEC3. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidrodinámica del comportamiento del tirante al ingresar a la alcantarilla del puente Maravillas y la abertura entre pilares del puente ferrovial.  
Fuente: Elaboración propia

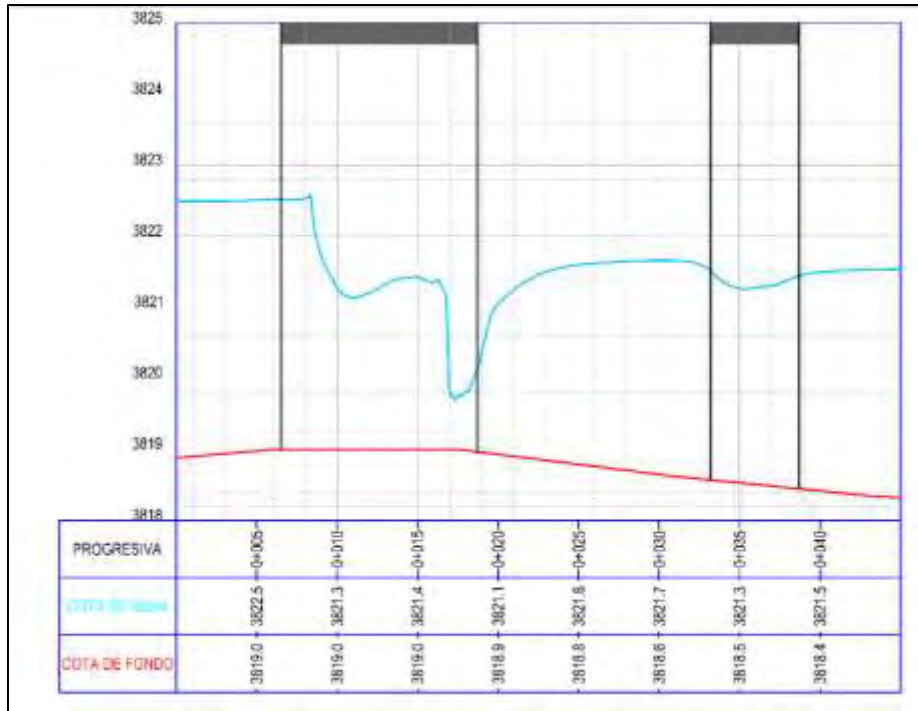


Figura D.4. Sección SEC4. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidrodinámica del comportamiento del tirante al ingresar a la alcantarilla del puente Maravillas y la abertura entre pilares del puente ferroviario.

Fuente: Elaboración propia

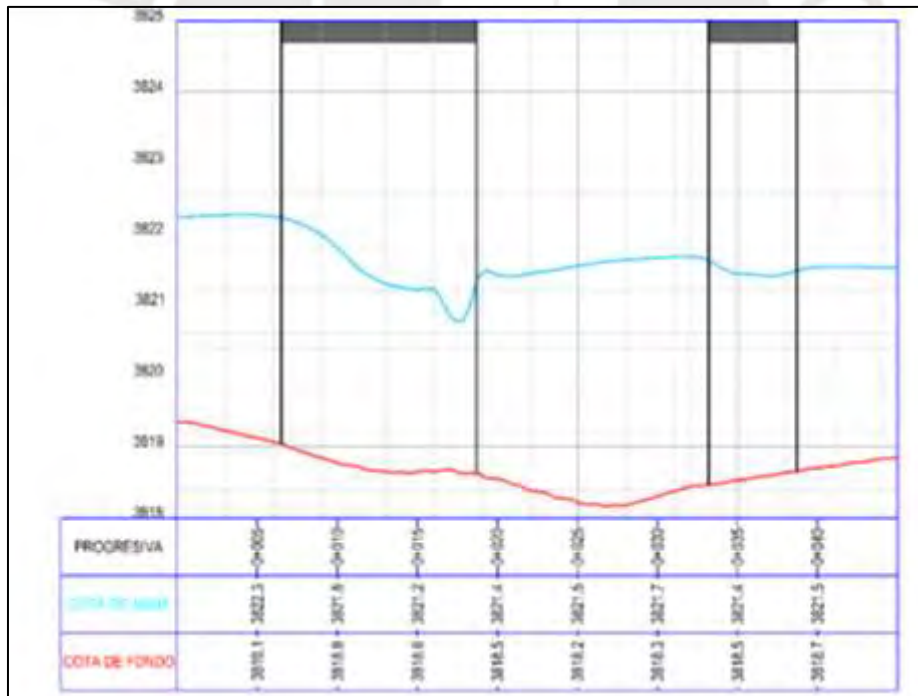


Figura D.5. Sección SEC5. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidrodinámica del comportamiento del tirante al ingresar a la alcantarilla del puente Maravillas y la abertura entre pilares del puente ferroviario.

Fuente: Elaboración propia

## Anexo E: Perfiles y secciones descriptivas de resultados hidro morfodinámicos del puente Independencia

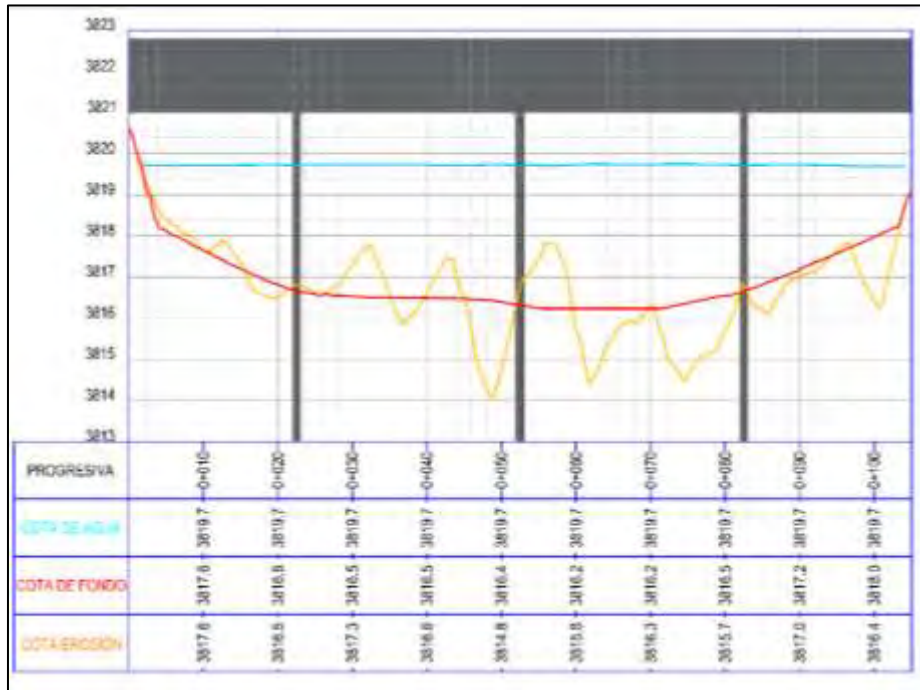


Figura E.1. Sección SEC1. Sección transversal al flujo del río. Descripción hidro-morfodinámica del comportamiento de la sedimentación y erosión entre pilares del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia

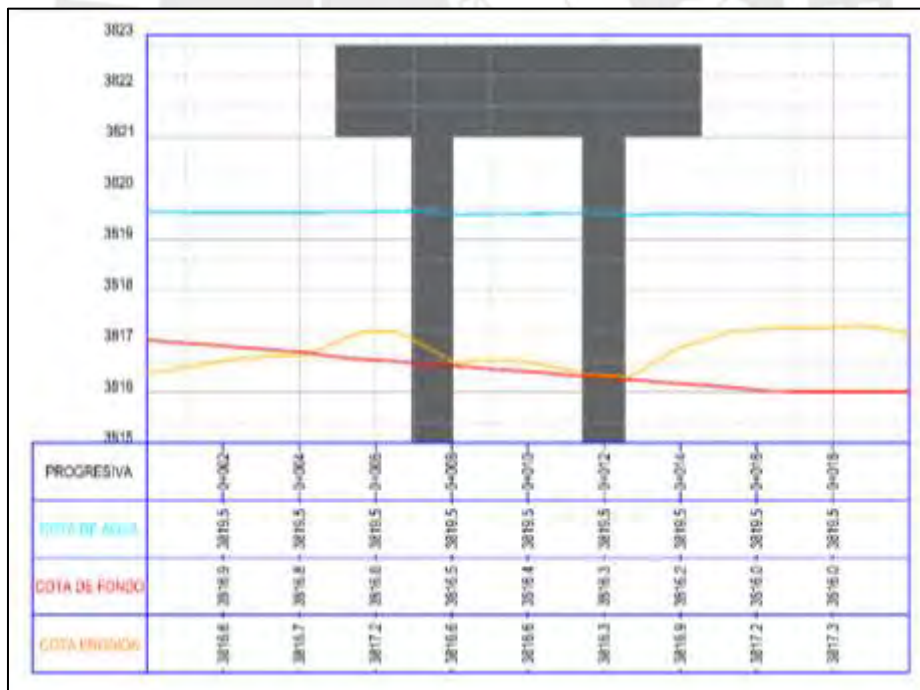


Figura E.2. Sección SEC2. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidro-morfodinámica del comportamiento de sedimentación y erosión aguas arriba y abajo del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia



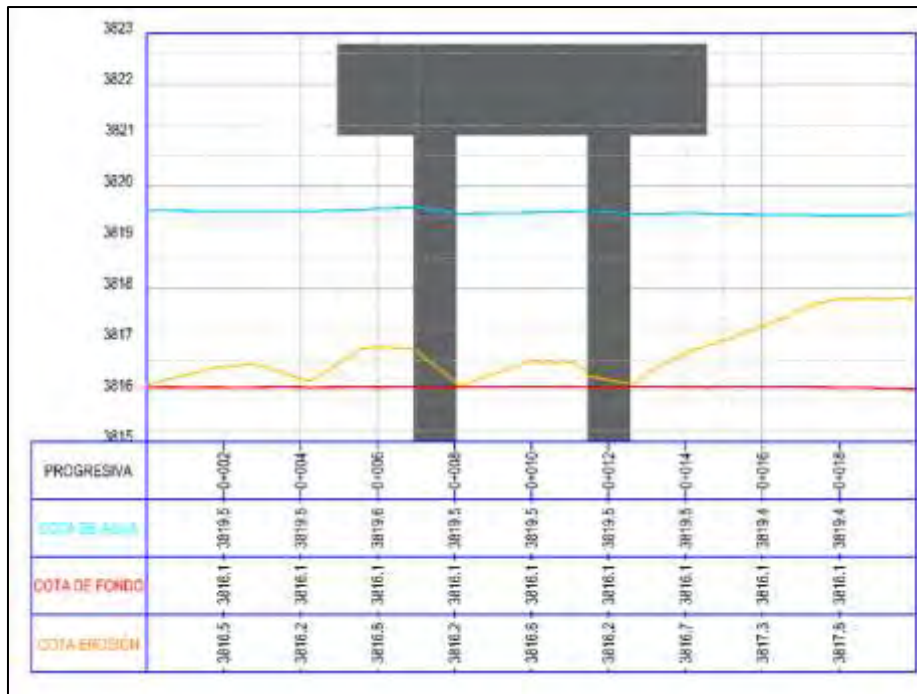


Figura E.3. Sección SEC3. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidro-morfodinámica del comportamiento de sedimentación y erosión aguas arriba y abajo del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia

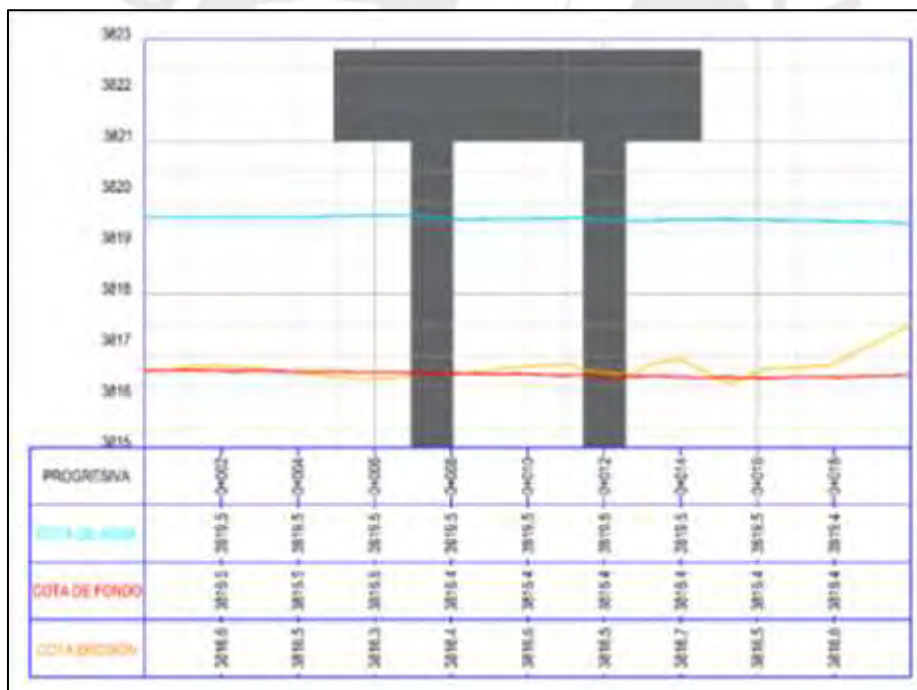


Figura E.4. Sección SEC4. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidro-morfodinámica del comportamiento de sedimentación y erosión aguas arriba y abajo del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia

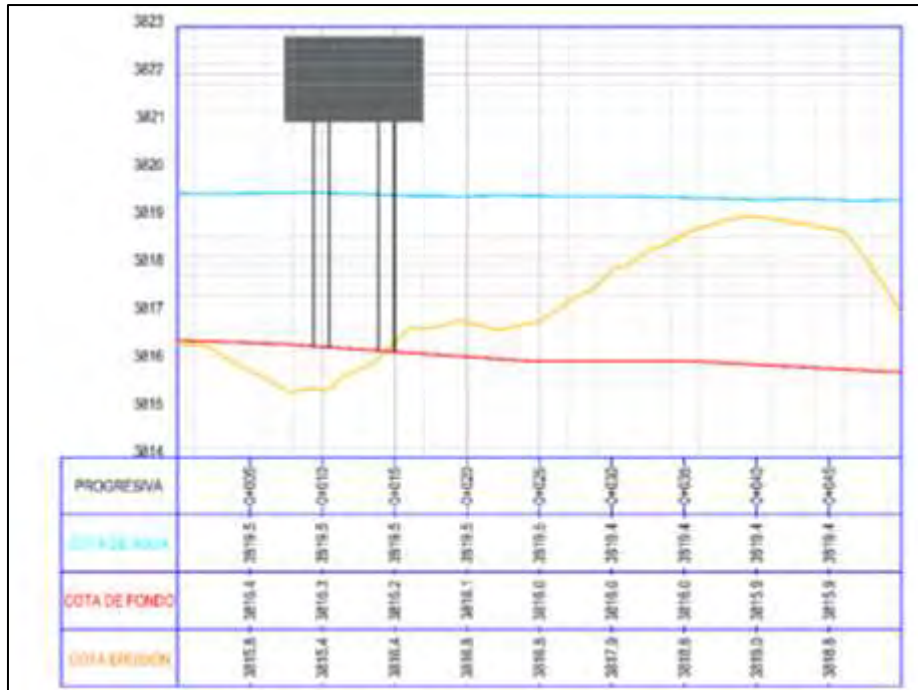


Figura E.5. Sección SEC5. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidro-morfodinámica del comportamiento de sedimentación y erosión aguas abajo del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia

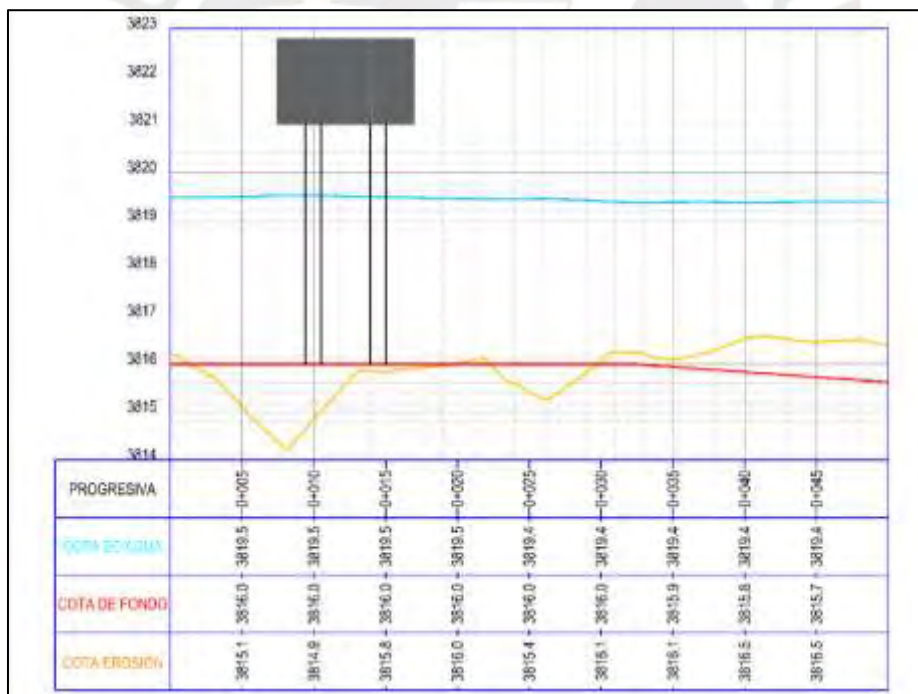


Figura E.6. Sección SEC6. Sección longitudinal en sentido del flujo del río. Descripción hidro-morfodinámica del comportamiento de sedimentación y erosión aguas abajo del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia

## Anexo F: Reconocimiento de Infraestructura a lo largo del rio Coata.

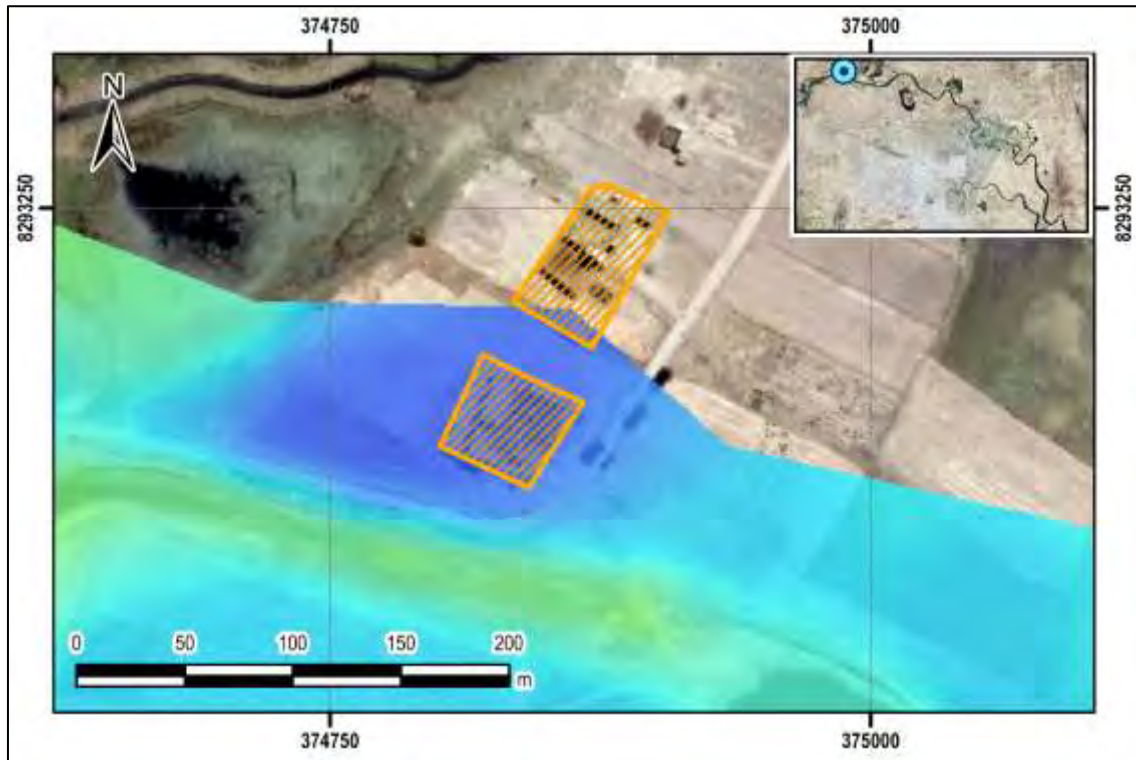


Figura F.1. Punto de reconocimiento N°1, vivienda con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia

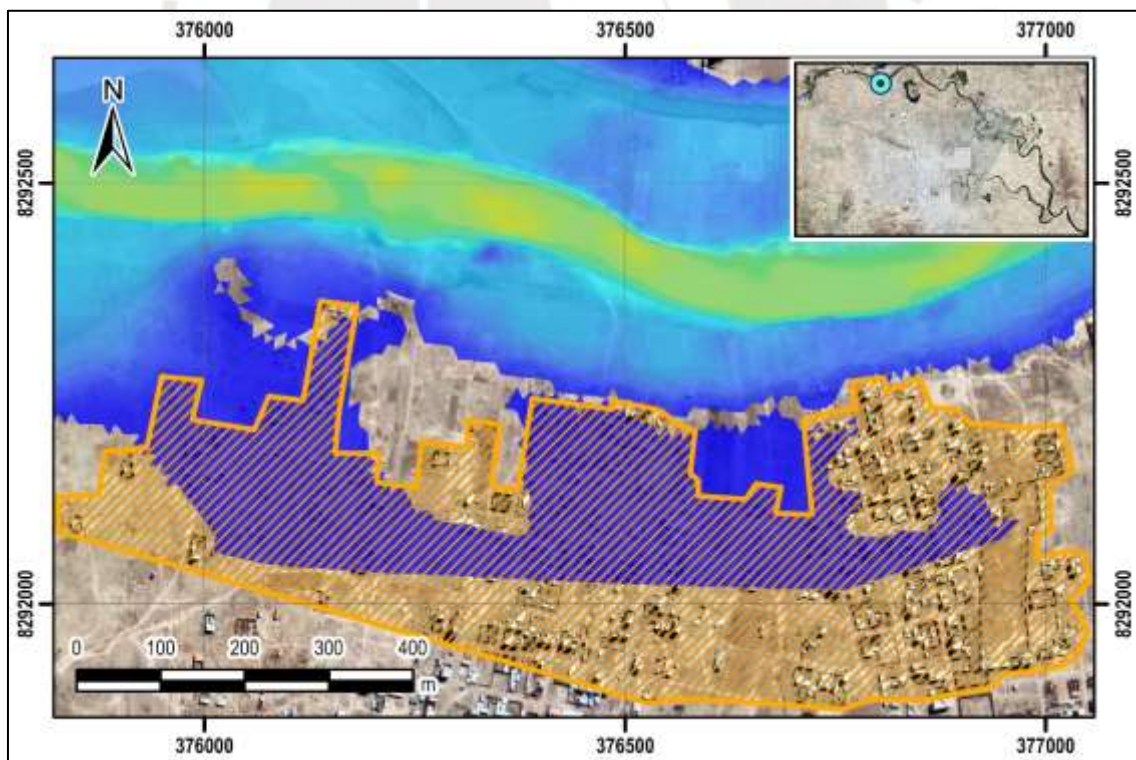


Figura F.2. Punto de reconocimiento N°2, urbanización con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia



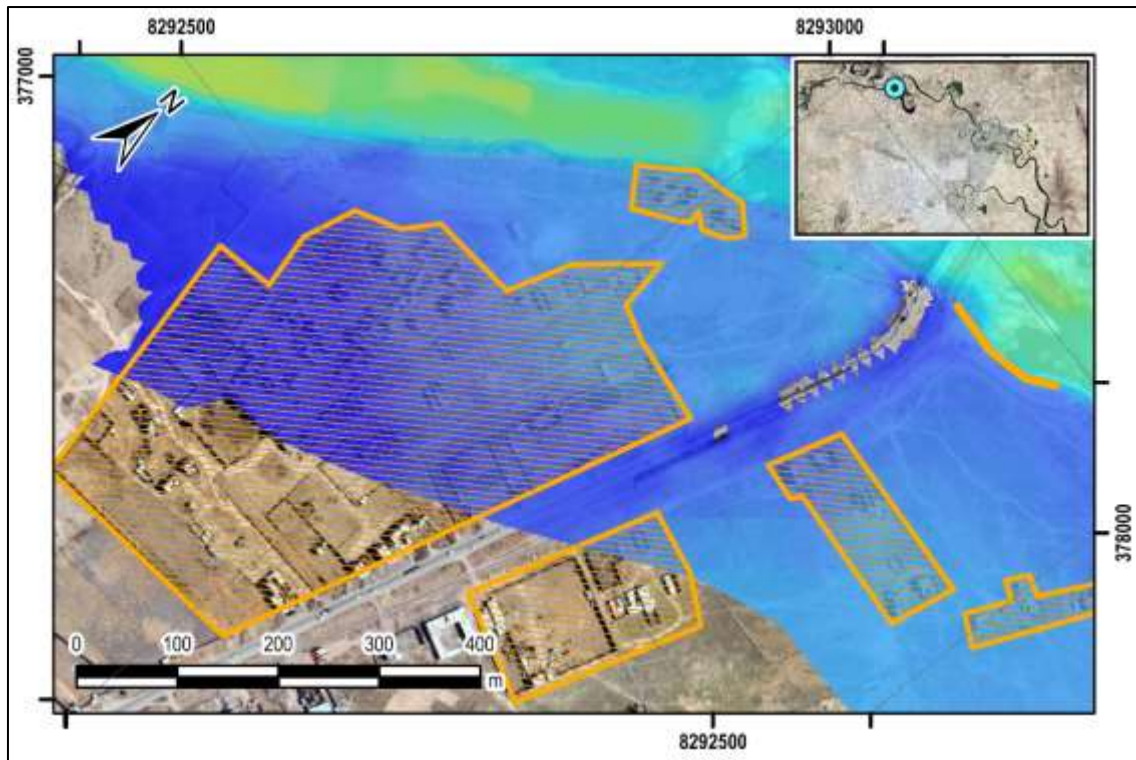


Figura F.3. Punto de reconocimiento N°3, viviendas cerca del puente Maravillas con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia



Figura F.4. Punto de reconocimiento N°4, acumulación de agregados y piedras, asimilar función de un disipador de energía.  
Fuente: Elaboración propia

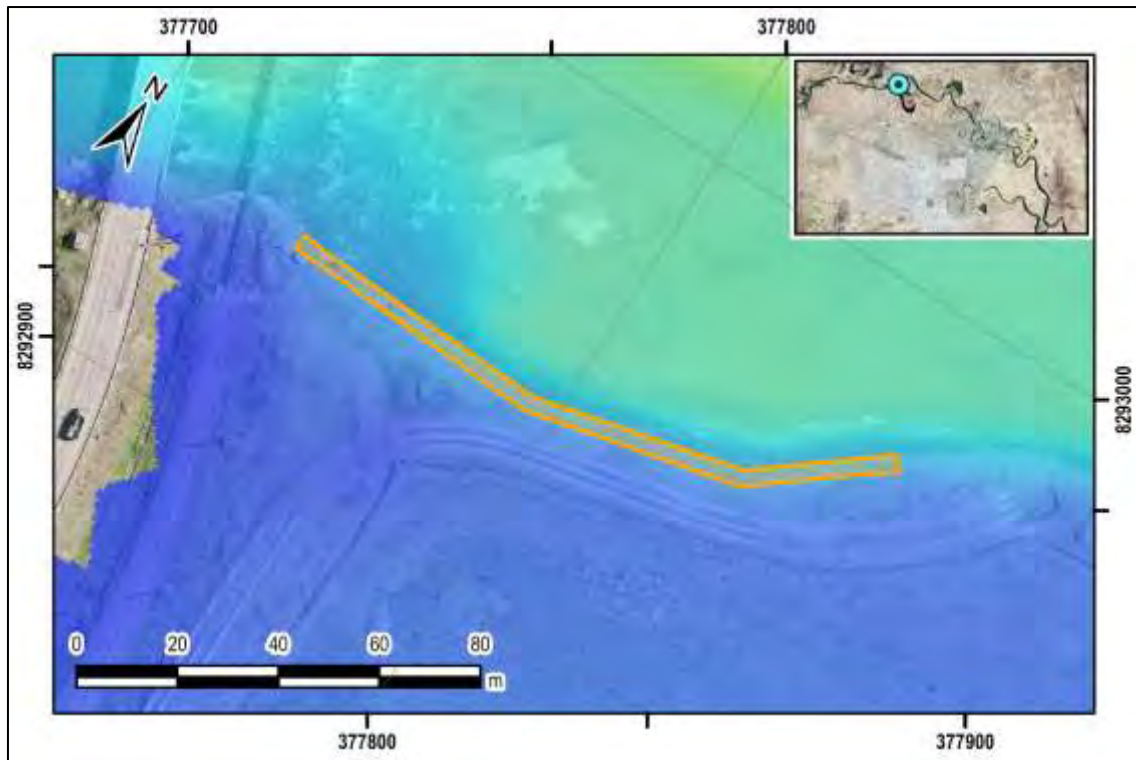


Figura F.5. Punto de reconocimiento N°5, obra de protección, gaviones.  
 Fuente: Elaboración propia



Figura F.6. Punto de reconocimiento N°6, viviendas con riesgo de falla por erosión en talud.  
 Fuente: Elaboración propia



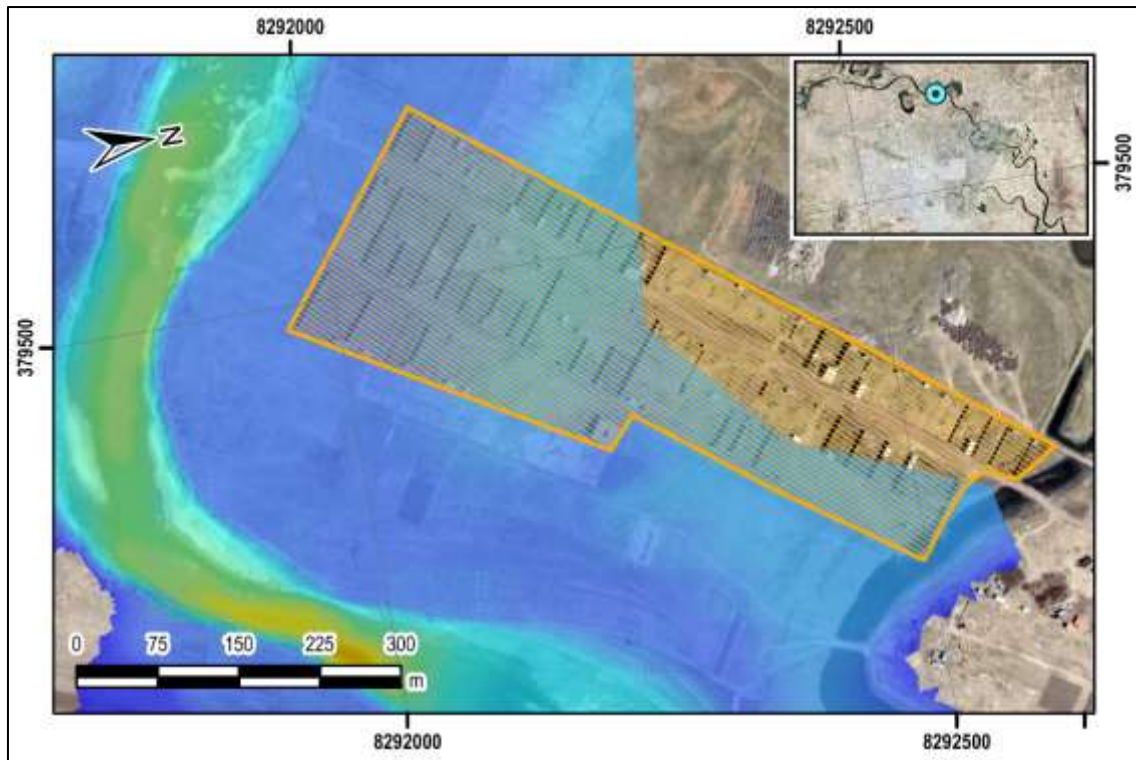


Figura F.7. Punto de reconocimiento N°7, viviendas con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia

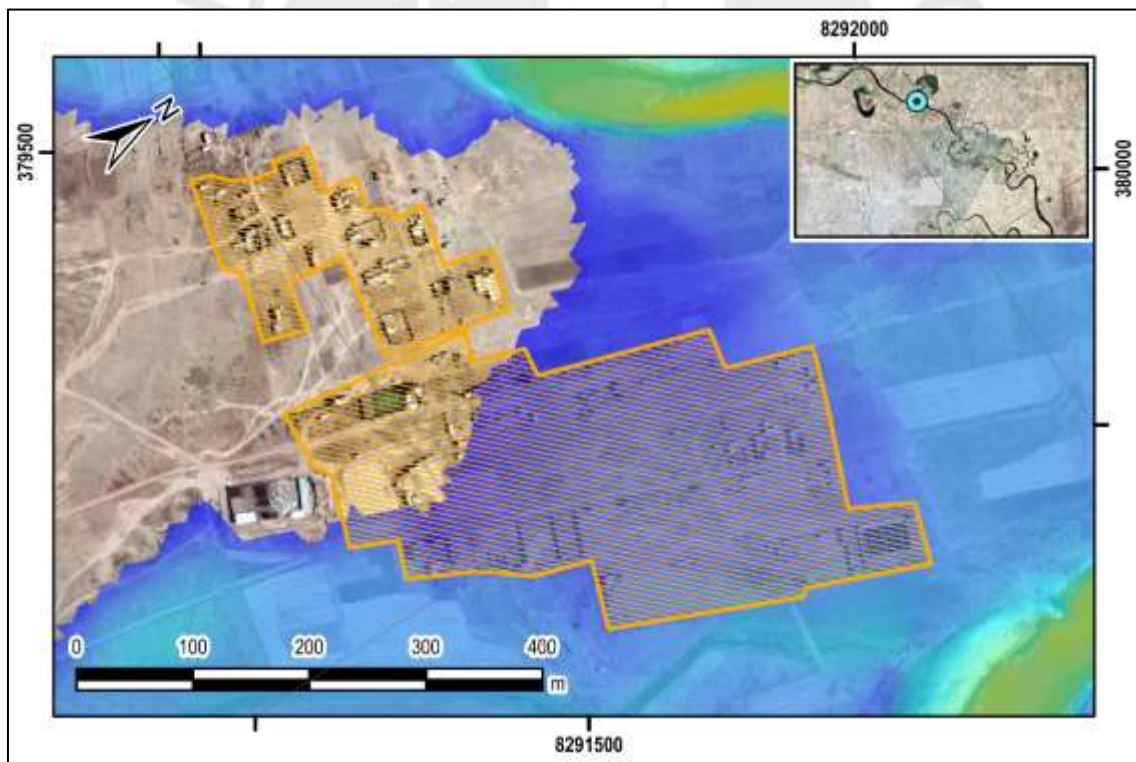


Figura F.8. Punto de reconocimiento N°8, viviendas con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia





Figura F.9. Punto de reconocimiento N°9, viviendas con riesgo de inundación, ubicados en meandro abandonado del cauce del río Coata.

Fuente: Elaboración propia.

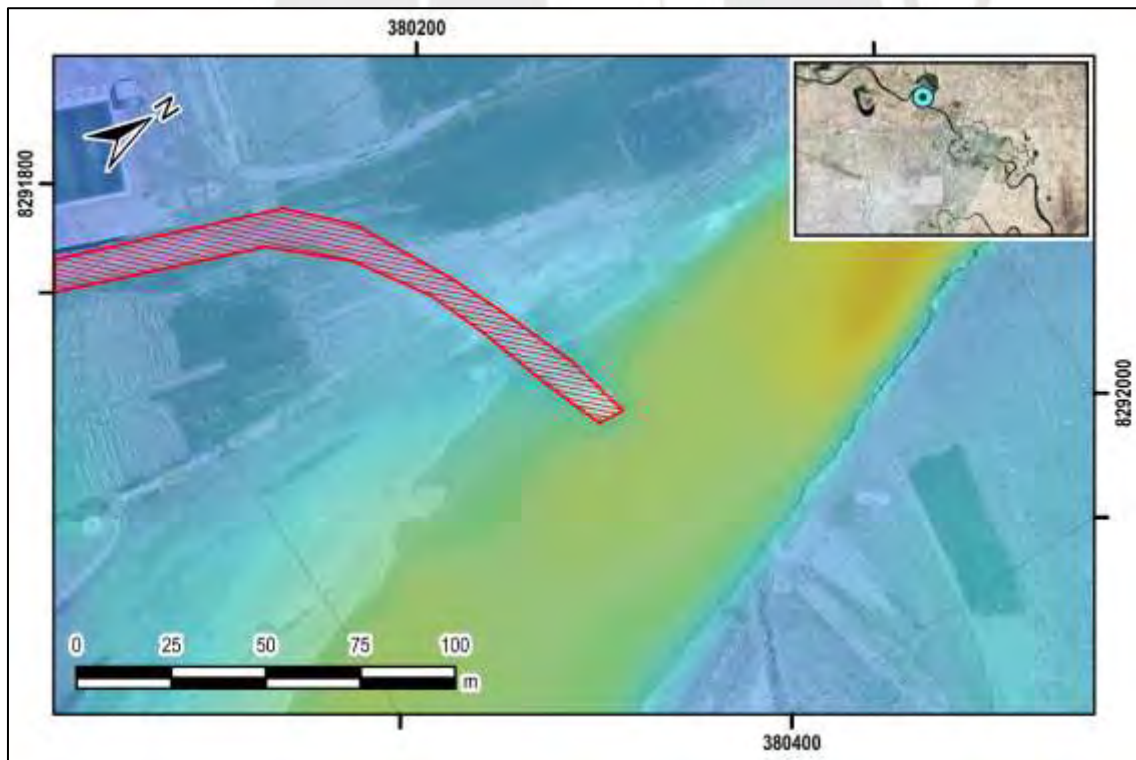


Figura F.10. Punto de reconocimiento N°10, formación antropogénica, invasión del cauce mediante relleno para ejecución de vivienda.

Fuente: Elaboración propia

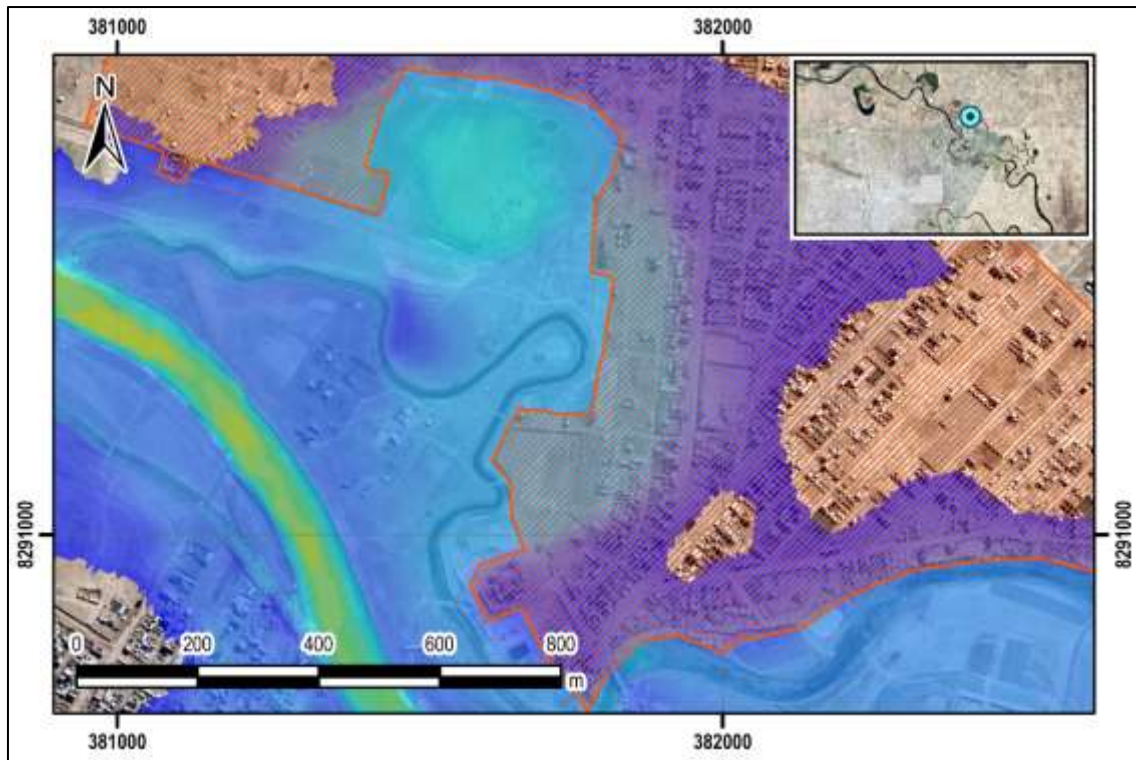


Figura F.11. Punto de reconocimiento N°11, urbanización con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia



Figura F.12. Punto de reconocimiento N°12, riesgo de inundación en puente ubicado en meandro abandonado.  
Fuente: Elaboración propia



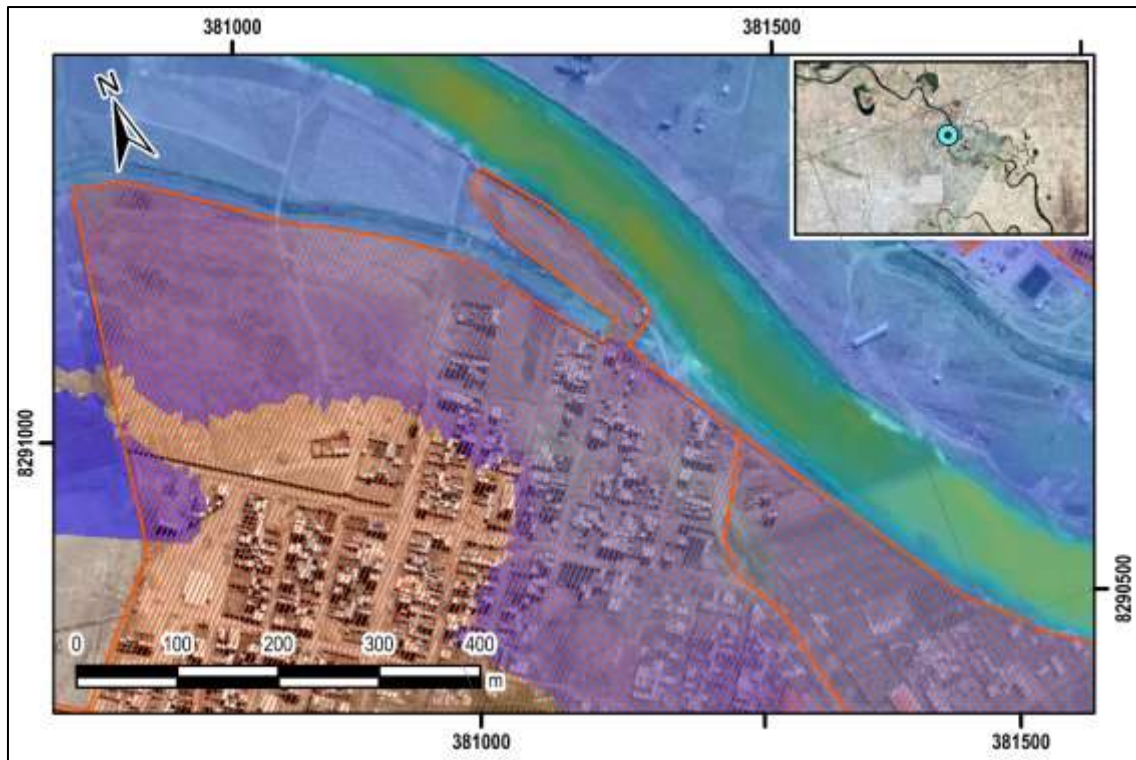


Figura F.13. Punto de reconocimiento N°13, urbanización con riesgo de inundación.  
Fuente: Elaboración propia

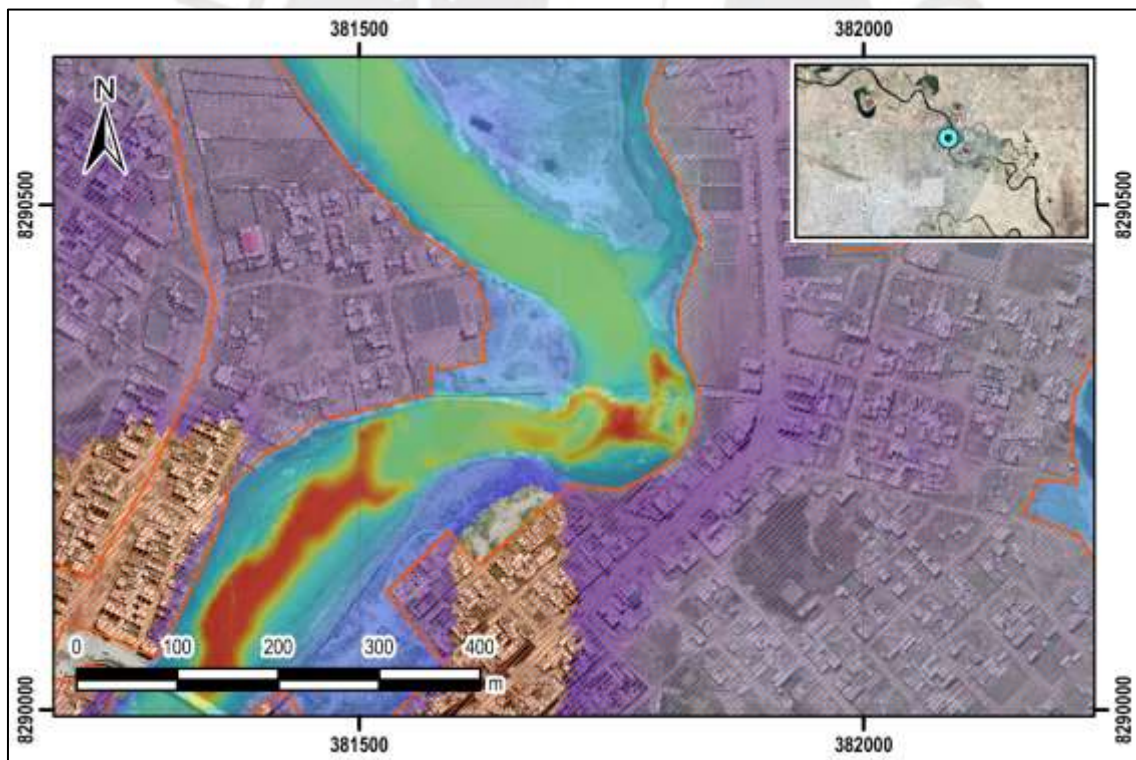


Figura F.14. Punto de reconocimiento N°14, urbanización con riesgo de inundación, aguas arriba del puente Independencia.  
Fuente: Elaboración propia





Figura F.15. Punto de reconocimiento N°15, formación antropogénica. Cruce peatonal artesanal mediante aglomerado de agregado y piedras.  
Fuente: Elaboración propia

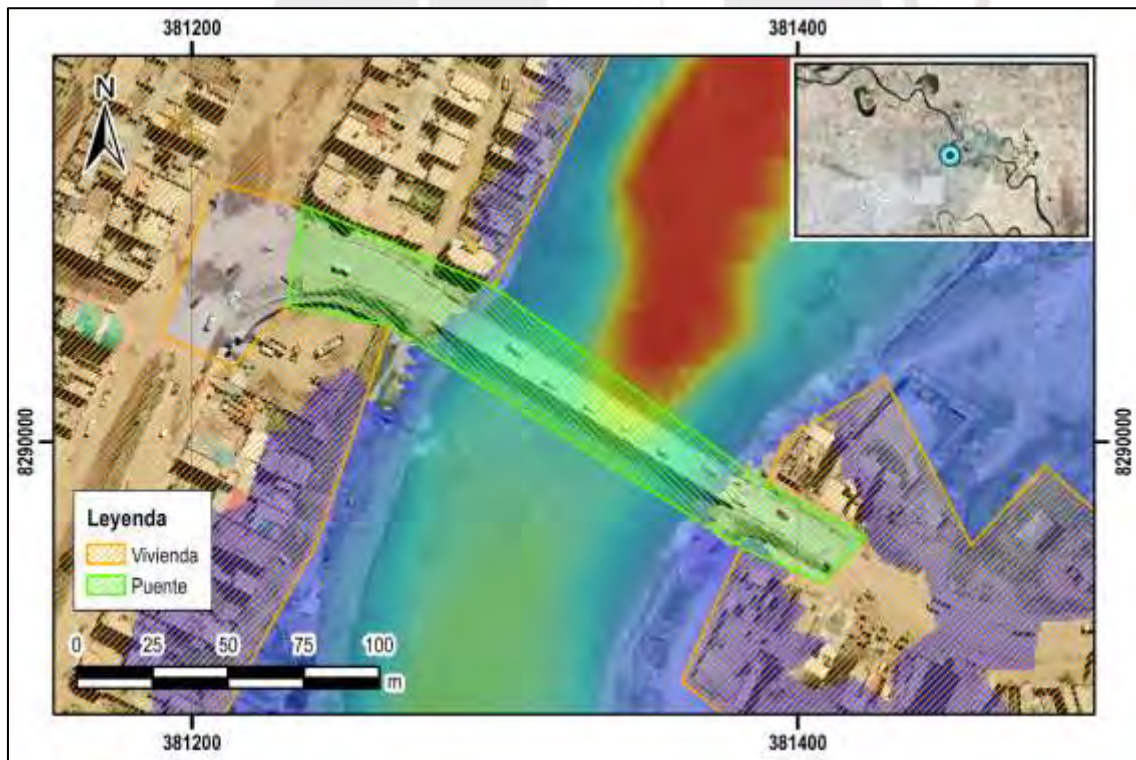


Figura F.16. Punto de reconocimiento N°16, riesgo de inundación en viviendas cercanas al puente Independencia  
Fuente: Elaboración propia



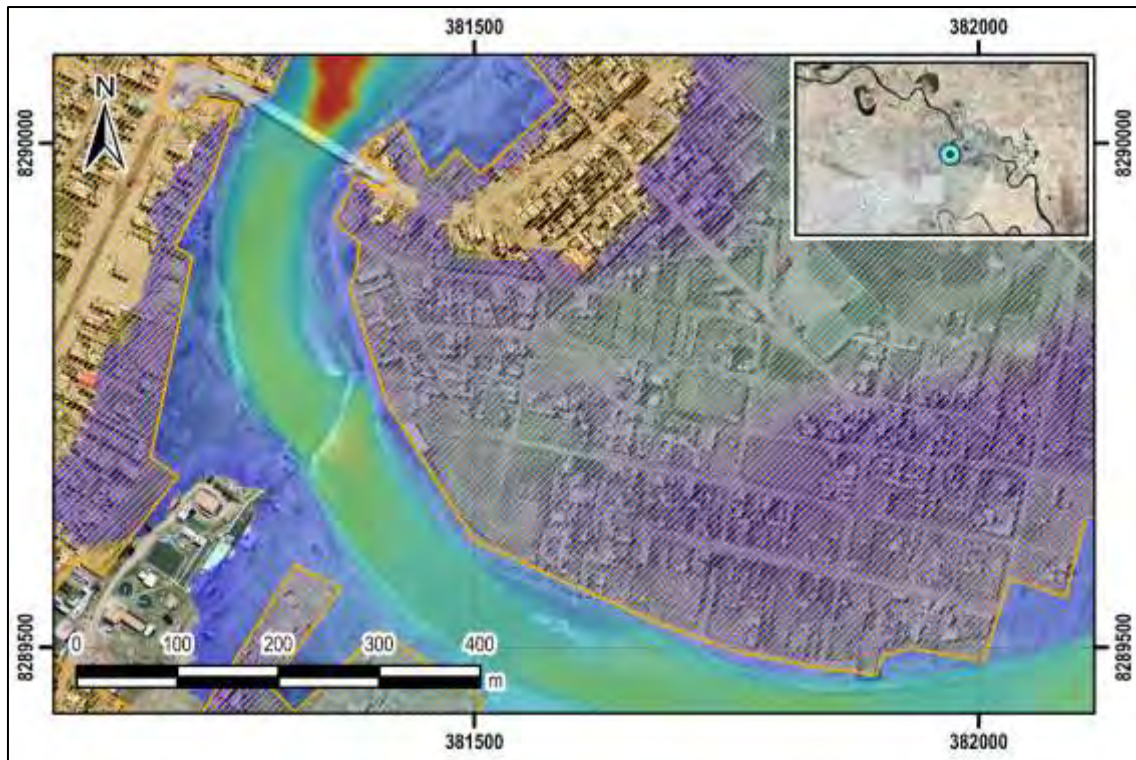


Figura F.17. Punto de reconocimiento N°17, riesgo de inundación en urbanización aguas abajo al puente Independencia

Fuente: Elaboración propia

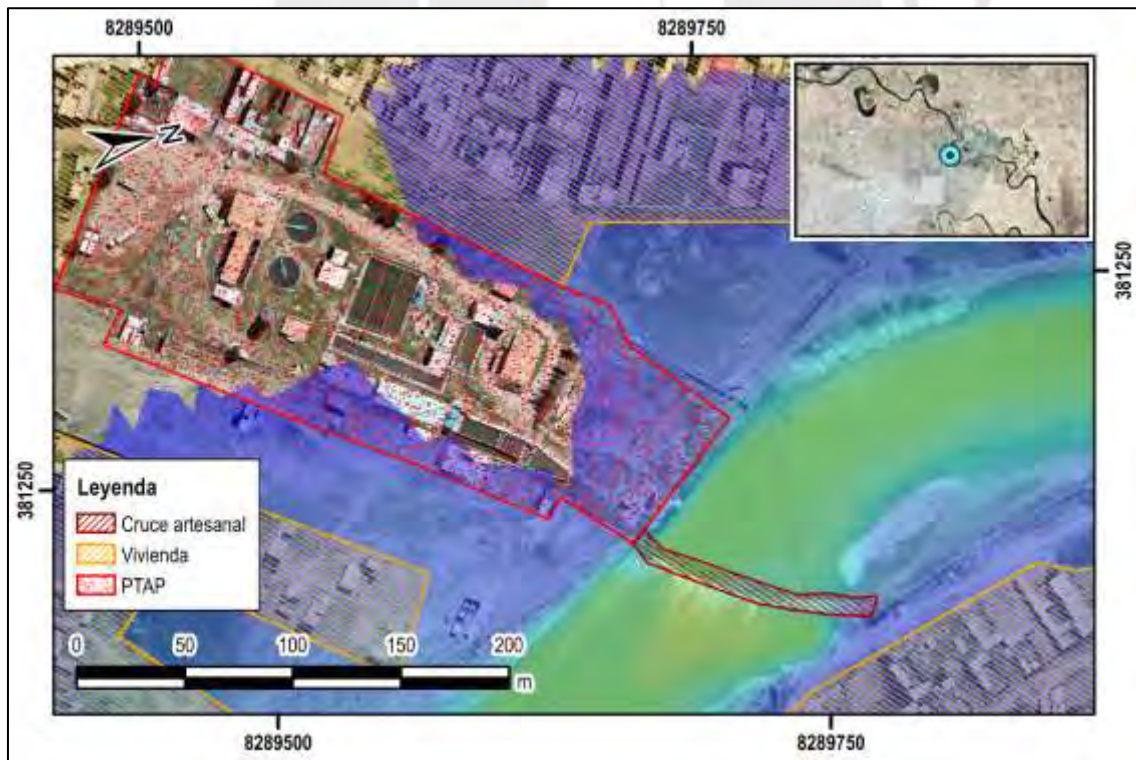


Figura F.18. Punto de reconocimiento N°18, riesgo de inundación en Planta de Tratamiento de Agua Potable del SEDA Juliaca. Asimismo, formación antropogénica con forma de cruce peatonal artesanal.

Fuente: Elaboración propia



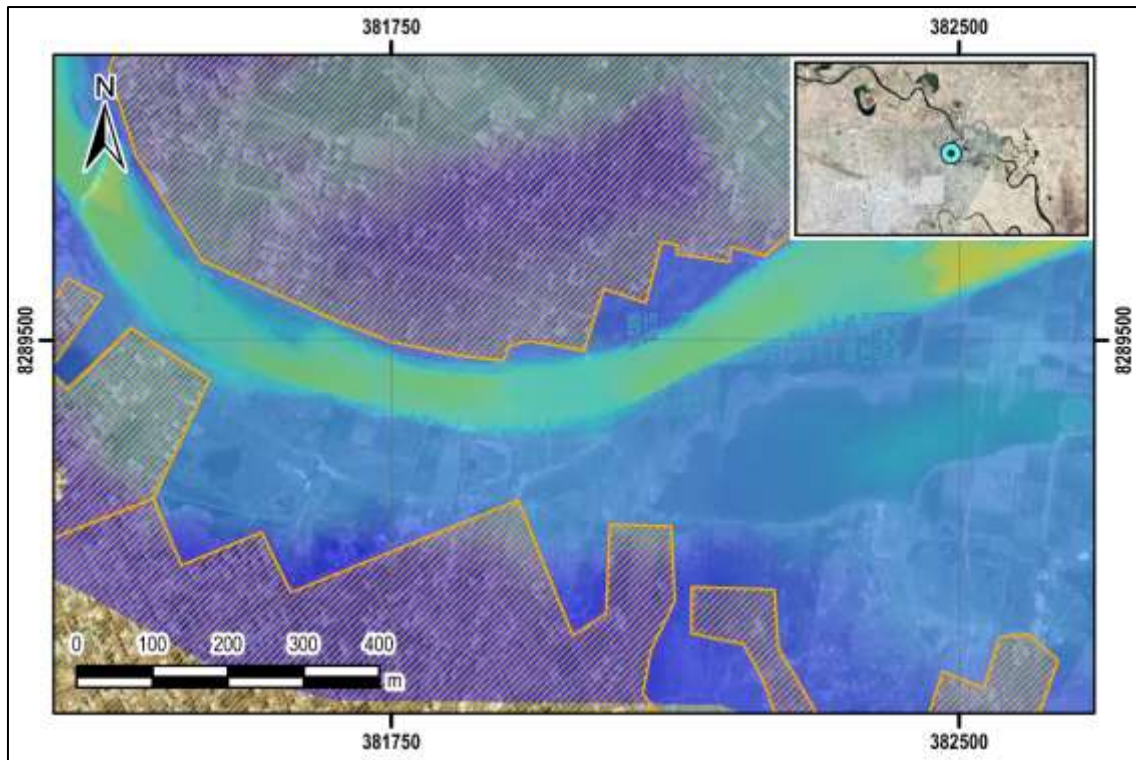


Figura F.19. Punto de reconocimiento N°19, riesgo de inundación en urbanizaciones aguas abajo a la captación de la Planta de Tratamiento de Agua Potable.

Fuente: Elaboración propia

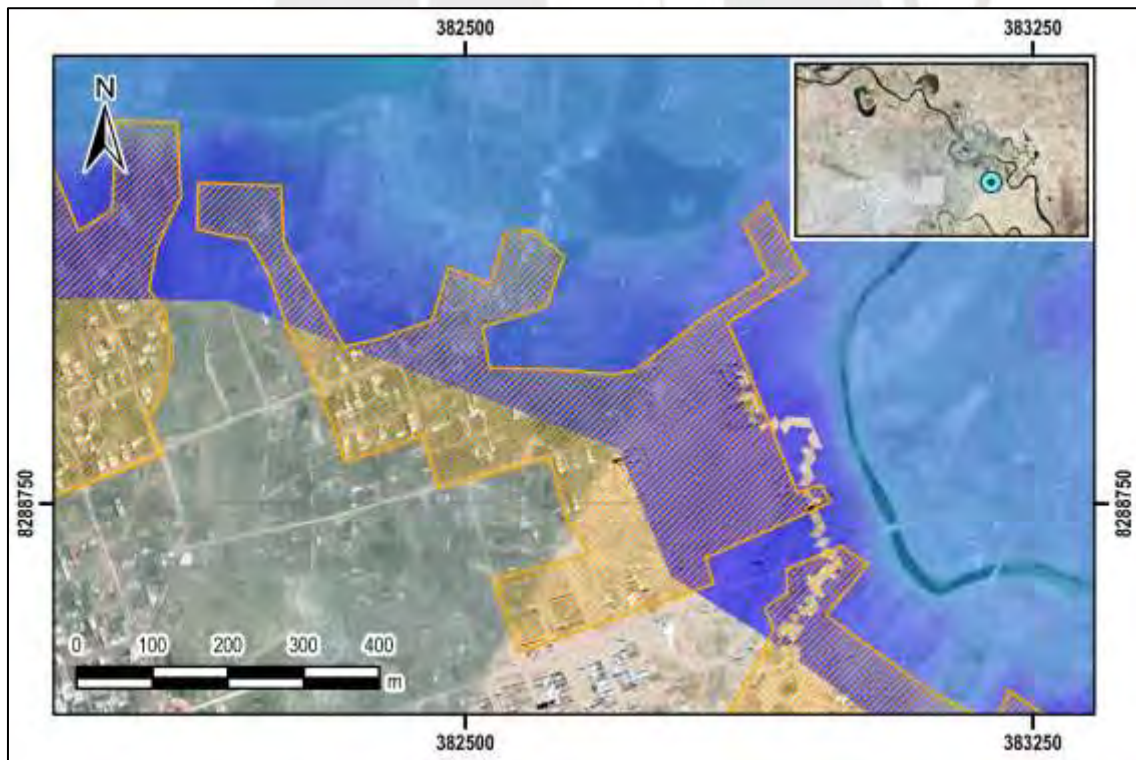


Figura F.20. Punto de reconocimiento N°20, riesgo de inundación en viviendas ubicadas cerca de un meandro abandonado.

Fuente: Elaboración propia



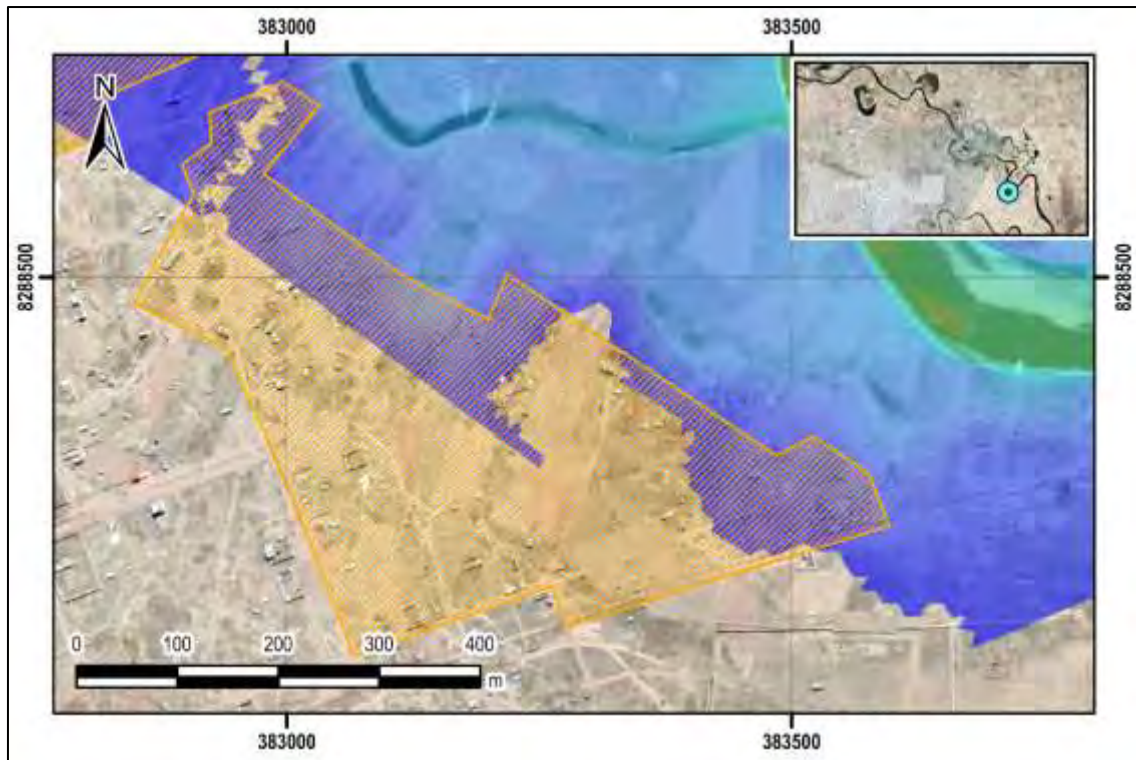


Figura F.21. Punto de reconocimiento N°21, riesgo de inundación en viviendas ubicadas cerca de la confluencia entre meandro abandonado y cauce principal del río Coata.  
Fuente: Elaboración propia

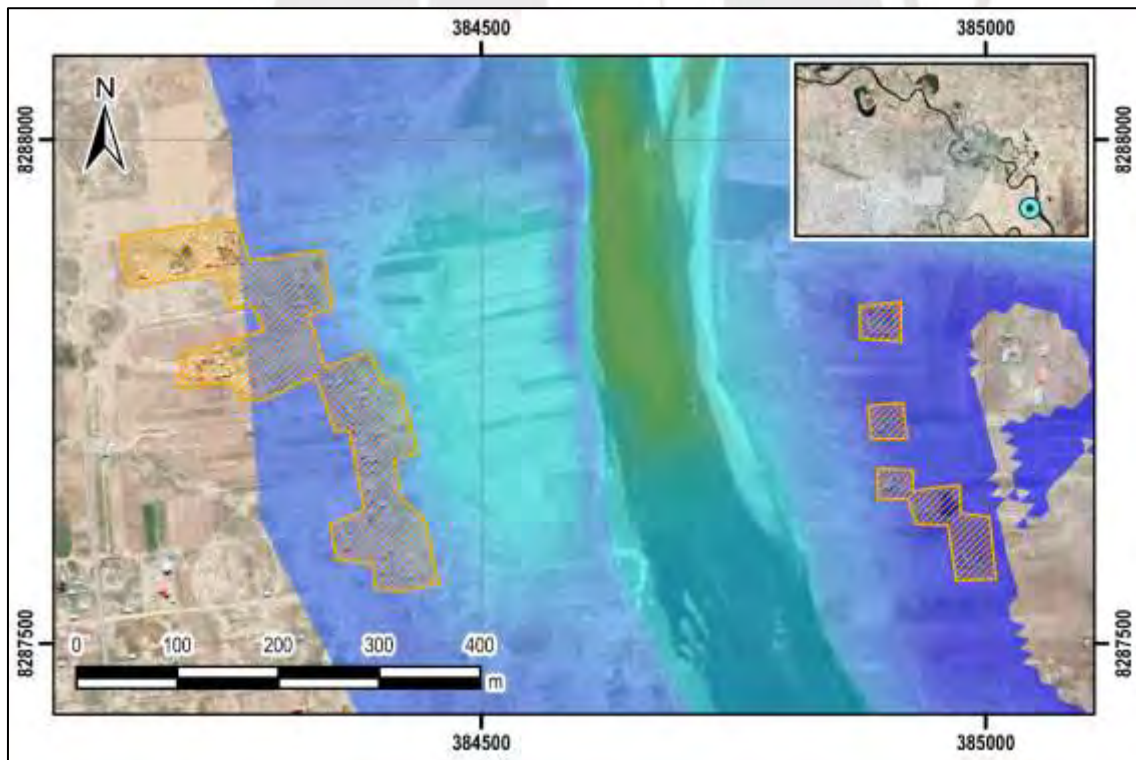


Figura F.22. Punto de reconocimiento N°22, riesgo de inundación en viviendas.  
Fuente: Elaboración propia

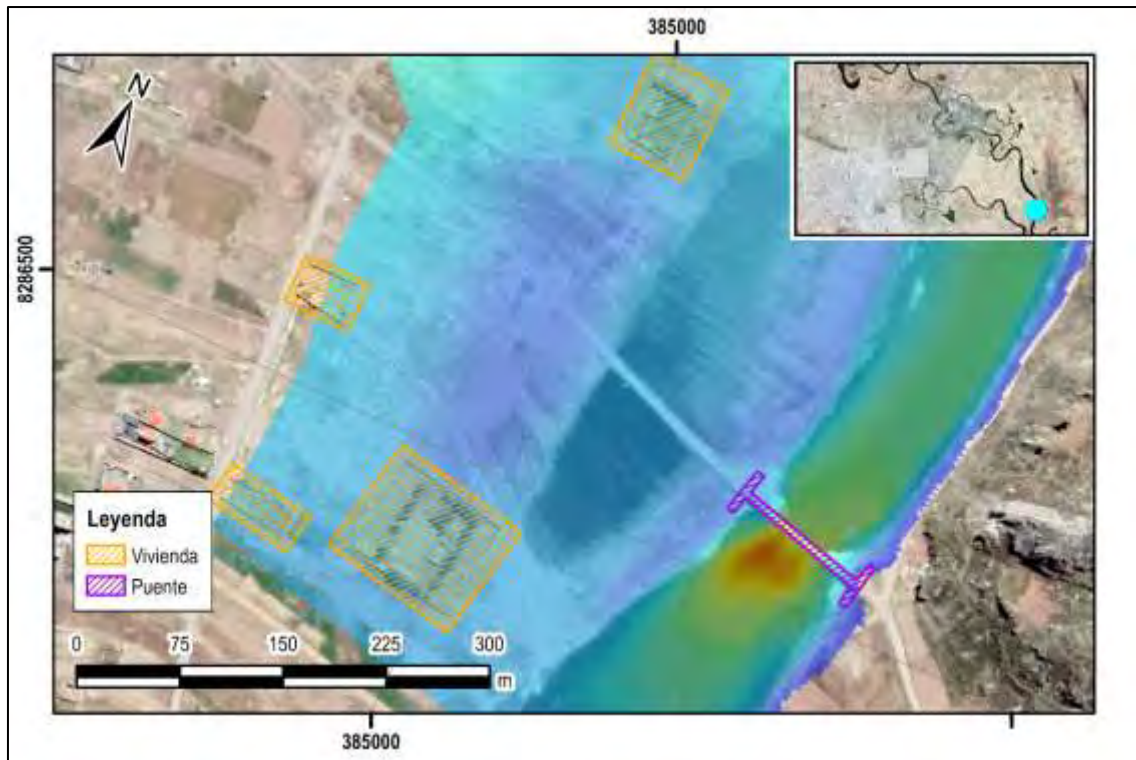
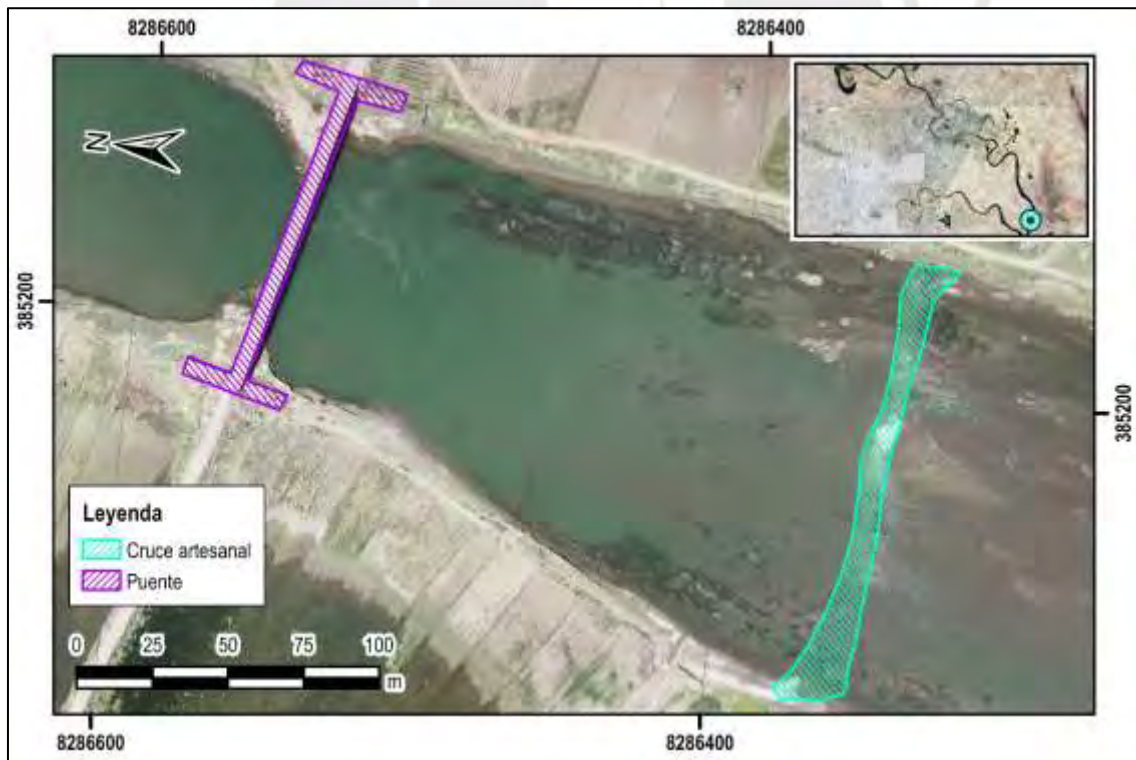


Figura F.23. Punto de reconocimiento N°23, riesgo de inundación en viviendas ubicadas cerca del puente Churi. Carretera Juliaca - Escallani.  
Fuente: Elaboración propia



Punto de reconocimiento N°24, Formación por sedimentación aguas abajo a la contracción del cauce en el puente Churi. Se evidencia actividad humana cerca de la zona.  
Fuente: Elaboración propia