

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**SIMULACIÓN NUMÉRICA BIDIMENSIONAL DEL FLUJO GENERADO POR
LA ROTURA DE UNA PRESA Y ANÁLISIS DE LA ZONA DE AFECTACIÓN
UTILIZANDO EL SOFTWARE IBER, CASO DE ESTUDIO: PRESA
CHIQUICAHUA UBICADA EN EL CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE
TUNGURAHUA.**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DE GRADO DE MÁSTER (MSc.) EN
HIDRÁULICA**

AUTOR: SUÁREZ NARANJO, PAULINA ELIZABETH

paulina16suarez1995@gmail.com

DIRECTOR: Dr. ORTEGA LARA PATRICIO RUBÉN

patricio.ortega@epn.edu.ec

CO-DIRECTOR: Dra. HARO RUÍZ, PATRICIA LORENA

patricia.haro@epn.edu.ec

QUITO, OCTUBRE 2023

DECLARACIÓN

Yo, Paulina Elizabeth Suárez Naranjo, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.



Paulina Suárez Naranjo

CERTIFICACIÓN

Como director del trabajo de titulación “*Simulación numérica bidimensional del flujo generado por la rotura de una presa y análisis de la zona de afectación utilizando el software Iber, caso de estudio: presa Chiquicahua ubicada en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua.*” desarrollado por Paulina Elizabeth Suárez Naranjo, estudiante de la Maestría en Hidráulica, mención en diseño de Obras hidráulicas, habiendo supervisado la realización de este trabajo y realizado las correcciones correspondientes, doy por aprobada la redacción final del documento escrito para que prosiga con los trámites correspondientes a la sustentación de la Defensa Oral.



Dr. Patricio Ortega Lara

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A mi Padre omnipotente quien me ha guiado y cuidado con todo su amor, gracias Padre porque me has dado fuerzas en momentos donde más necesitaba de ti, por darme señales de que escuchas cada vez que hago mis oraciones. A ti siempre, porque eres el único Padre de cielo y tierra que está junto a mí.

Agradezco a mi tía Marcela Naranjo quien me incentivó desde un inicio a seguir la maestría, sin su ayuda y preocupación todo sería distinto.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional, en especial al Dr. Patricio Ortega Lara por su amistad, ayuda y enseñanza en este proceso, a la Dra. Patricia Haro Ruiz y Dr. Jorge Toapaxi por su predisposición de apoyo.

Al Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua por ayudarme con información para la realización del trabajo de titulación.

Gracias Elvis y Sarita por ser mi compañía.

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi amada familia.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 ASPECTOS GENERALES	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	3
1.3 ALCANCE	4
1.4 OBJETIVOS	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1 GENERALIDADES	6
2.2 PRESAS DE FÁBRICA	6
2.2.1 Clasificación de Presas de Fábrica	6
2.2.1.1 Presas de Gravedad.	6
2.2.1.2 Presas en Arco.	7
2.2.1.3 Presas Aligeradas o con Contrafuertes.	8
2.2.1.4 Presas de Hormigón Compactado.	8
2.3 PRESAS DE MATERIALES SUELTOS	9
2.3.1 Clasificación de Presas de Materiales Suelos	10
2.3.1.1 Presas Homogéneas.	10
2.3.1.2 Presas de material heterogéneo	12
▪ Presa heterogénea con núcleo vertical	13
▪ Presa heterogénea con núcleo inclinado	14
2.4 ROTURA DE PRESAS	15
2.4.1 Causas de Rotura	15
2.4.1.1 Sobrevertido o desbordamiento.	17
2.4.1.2 Tubificación	17

2.4.1.3 Agrietamiento	18
2.4.1.4 Estabilidad de taludes	18
2.4.1.5 Licuefacción	18
2.4.1.6 Eventos sísmicos	19
2.5 FORMACIÓN DE LA BRECHA PREVIO A LA ROTURA DE LA PRESA	19
2.5.1 Brecha en Presas Rígidas	19
2.5.2 Brecha en Presas de Materiales Suelos	20
2.6 IMPORTANCIA DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA	20
2.6.2 Parámetros Físicos	21
2.6.2.1 Profundidad de la Brecha (hb)	21
2.6.2.2 Ancho de la Brecha (B)	22
2.6.2.3 Pendientes Laterales de la Brecha	22
2.6.3 Parámetros de Tiempo	22
2.6.3.1 Tiempo de inicio de la brecha	22
2.6.3.2 Tiempo de formación de la brecha	23
2.7 ECUACIONES PARA LA ESTIMACIÓN DE LA BRECHA	23
2.7.1 Singh & Snorrason (1982)	23
2.7.2 Macdonald & Langridge–Monopolis (1984)	24
2.7.3 Froehlich (1987 – 1995)	24
2.7.4 U.S. Bureau of Reclamation (1988)	26
2.7.5 Singh & Scarlatos (1988)	27
2.7.6 Von Thun & Gillette (1990) – Dewey & Gillette (1993)	27
2.8 RIESGO POTENCIAL EN LAS PRESAS	29
2.8.1 Reglamento Técnico Español	29
2.8.2 Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA (EEUU)	31
2.9 DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL	33
2.9.2 Modelación Numérica Unidimensional	33
2.9.3 Modelación Numérica Bidimensional	34

2.9.1 Criterios de Estabilidad Numérica	35
2.9.1.1 Criterio de Courant (<i>CFL</i>)	35
2.9.3.1 Criterio de estabilidad de onda dinámica	36
2.10 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO CHIQUICAHUA	36
2.10.1 Ubicación de la Zona de Estudio	36
2.10.2 Información Base Disponible	38
2.10.3 Generalidades de la Presa Chiquicahua	38
2.10.4 Obras Civiles	39
2.10.5 Embalse	40
2.10.5.1 Volumen de embalse	41
2.10.6 Caracterización Climática	41
2.10.6.1 Precipitación	42
2.10.7 Parámetros morfométricos	45
CAPÍTULO III	46
METODOLOGÍA	46
3.1 IBER V. 2.6	46
3.2 DATOS DE ENTRADA PARA LA MODELACIÓN NUMÉRICA	47
3.2.1 Procesamiento de la información topográfica	47
3.2.2 Mallado	48
3.2.3 Rugosidad	49
3.3 PLAN DE SIMULACIONES	50
3.3.1 Condiciones iniciales	51
3.3.2 Datos numéricos de simulación	51
3.2.2.1 Consideraciones de normativa internacional	52
3.3.3 Consideraciones para la generación de la Brecha	54
CAPÍTULO IV	57
ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN	57
4.1 POSTPROCESO	57

4.1.1	Resultados Escenario 1A	59
4.1.1.1	Velocidades máximas	61
4.1.1.2	Calados máximos	64
4.1.1.3	Caudal	67
4.1.1.4	Número de Froude	70
4.1.1.5	Código Español RD9/2008	72
4.1.1.6	Evolución de calado a lo largo de la sección transversal	77
4.1.2	Resultados del Escenario 1B	81
4.1.2.1	Código Americano FEMA	82
4.1.3	Resultados Escenario 2A	86
4.1.3.1	Velocidades máximas	86
4.1.3.2	Calados máximos	91
4.1.3.3	Caudal	96
4.1.3.4	Número de Froude	101
4.1.3.5	RD9/2008	103
4.1.3.6	Evolución del calado	107
4.1.4	Escenario 2B	111
4.1.4.1	Erosión y Sedimentación	112
4.1.4.2	Evolución de la erosión y sedimentación	116
4.1.5	Hidrogramas	120
4.1.6	Clasificación de la presa Chiquicahua según la Guía Técnica	121
	CAPÍTULO V	122
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
	5.1 CONCLUSIONES	122
	5.2 RECOMENDACIONES	127
	Bibliografía	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Presa a gravedad, Srisailam India.	7
Figura 2. Presa de arco Hoover, Estados Unidos.	7
Figura 3. Presa de contrafuerte Roselend, Saboya.	8
Figura 4. Presa de hormigón a gravedad.	9
Figura 5. Presa homogénea.	10
Figura 6. Presa homogénea con espaldón.	11
Figura 7. Presa con capas dentrantes paralelas.	11
Figura 8. Presa con dren chimenea vertical.	12
Figura 9. Presa con dren chimenea inclinado.	12
Figura 10. Presa con núcleo vertical.	13
Figura 11. Presa con núcleo inclinado.	14
Figura 12. Desbordamiento de la presa Las Vírgenes, México.	17
Figura 13. Tubificación en presa de tierra.	18
Figura 14. Parámetros de la brecha en una presa idealizada.	22
Figura 15. Ubicación de la zona en estudio, Presa Chiquicahua.	37
Figura 16. Esquema de la presa.	39
Figura 17. Ubicación de la zona en estudio, Presa Chiquicahua.	40
Figura 18. Mapa de Isoyetas.	43
Figura 19. Unidades y zonas hídricas.	43
Figura 20. Flujograma de investigación.	47
Figura 21. Red de drenaje en SAGA.	48
Figura 22. Clasificación de zonas con distinto mallado.	49
Figura 23. Mapa de rugosidad de la posible zona afectada.	49
Figura 24. Períodos de retorno en la zona de la presa Chiquicahua.	51
Figura 25. Parámetros para la simulación.	52
Figura 26. Clasificación del riesgo de acuerdo a FEMA.	53
Figura 27. Parámetros de la brecha.	55
Figura 28. Puntos de interés.	59
Figura 29. Tramos del proyecto.	60
Figura 30. Velocidades máximas tramo 1.	61
Figura 31. Velocidades máximas tramo 2 y 3.	62
Figura 32. Velocidades máximas tramo 4 y 5.	63

Figura 33. Calados máximos tramo 1.....	64
Figura 34. Calados máximos tramo 2 y 3.....	65
Figura 35. Calados máximos tramo 4 y 5.....	66
Figura 36. Caudal tramo 1.....	67
Figura 37. Caudal tramo 2 y 3.....	68
Figura 38. Caudal tramo 4 y 5.....	69
Figura 39. Froude tramo 1, para el tiempo 840s.....	70
Figura 40. Froude tramo 2 y 3 para los tiempos (a) 2040s y (b) +3660s.....	71
Figura 41. Froude tramo 4 y 5 para los tiempos (a) 4800s y (b) +9300s.....	71
Figura 42. Tramos del proyecto código español RD9/2008.....	72
Figura 43. Hazard RD9/2008 tramo 1.....	73
Figura 44. Hazard RD9/2008 tramo 2.....	73
Figura 45. Hazard RD9/2008 tramo 3.....	74
Figura 46. Hazard RD9/2008 tramo 4.....	74
Figura 47. Hazard RD9/2008 tramo 5.....	75
Figura 48. Hazard RD9/2008 tramo 6.....	75
Figura 49. Hazard RD9/2008 tramo 7.....	76
Figura 50. Hazard RD9/2008 tramo 8.....	76
Figura 51. Secciones a lo largo del cauce.....	77
Figura 52. Sección transversal A.....	77
Figura 53. Sección transversal B.....	78
Figura 54. Sección transversal C.....	78
Figura 55. Sección transversal D.....	79
Figura 56. Sección transversal E.....	79
Figura 57. Sección transversal F.....	80
Figura 58. Tramos del proyecto FEMA.....	81
Figura 59. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 1.....	82
Figura 60. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 2.....	82
Figura 61. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 3.....	83
Figura 62. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 4.....	83
Figura 63. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 5.....	84
Figura 64. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 6.....	84
Figura 65. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 7.....	84

Figura 66. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 8.	85
Figura 67. Velocidades máximas tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A. .	86
Figura 68. Velocidades máximas tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A. .	87
Figura 69. Velocidades máximas tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A. .	88
Figura 70. Velocidades máximas tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A. .	89
Figura 71. Velocidades máximas tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A. .	90
Figura 72. Calados máximos tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	91
Figura 73. Calados máximos tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	92
Figura 74. Calados máximos tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	93
Figura 75. Calados máximos tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	94
Figura 76. Calados máximos tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	95
Figura 77. Caudal tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	96
Figura 78. Caudal tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	97
Figura 79. Caudal tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	98
Figura 80. Caudal tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	99
Figura 81. Caudal tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.	100
Figura 82. Froude tramo 1: $t = 840s$, (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	101
Figura 83. Froude tramo 2, $t = 2040 s$: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	101
Figura 84. Froude tramo 3, $t = 3660 s$: (a) escenario 1A y (b) escenario.	102
Figura 85. Froude tramo 4 $t = 4800 s$: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	102
Figura 86. Froude tramo 5, $t = 9300 s$: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	103
Figura 87. RD9/2008 tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	103
Figura 88. RD9/2008 tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	104
Figura 89. RD9/2008 tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	104
Figura 90. RD9/2008 tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	105
Figura 91. RD9/2008 tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	105
Figura 92. RD9/2008 tramo 6: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	106
Figura 93. RD9/2008 tramo 7: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	106
Figura 94. RD9/2008 tramo 8: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.....	107
Figura 95. Puntos a lo largo del cauce.	107
Figura 96. Sección transversal A.....	108
Figura 97. Sección transversal B.....	108
Figura 98. Sección transversal C.....	109

Figura 99. Sección transversal D.....	109
Figura 100. Sección transversal D.....	110
Figura 101. Sección transversal F.....	110
Figura 102. Tramo 1, (a) erosión y (b) sedimentación.	112
Figura 103. Tramo 2, (a) erosión y (b) sedimentación.	112
Figura 104. Tramo 3, (a) erosión y (b) sedimentación.	113
Figura 105. Tramo 4, (a) erosión y (b) sedimentación.	113
Figura 106. Tramo 5, (a) erosión y (b) sedimentación.	114
Figura 107. Tramo 6, (a) erosión y (b) sedimentación.	114
Figura 108. Tramo 7, (a) erosión y (b) sedimentación.	115
Figura 109. Tramo 8, (a) erosión y (b) sedimentación.	115
Figura 110. Variación del proceso erosivo y sedimentario - A.	117
Figura 111. Variación del proceso erosivo y sedimentario - B.	117
Figura 112. Variación del proceso erosivo y sedimentario - C.	118
Figura 113. Variación del proceso erosivo y sedimentario - D.	118
Figura 114. Variación del proceso erosivo y sedimentario - E.	119
Figura 115. Variación del proceso erosivo y sedimentario - F.	119
Figura 116. Hidrogramas post rotura.	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Geometrías de brechas recomendadas.	20
Tabla 2. Valores para el coeficiente C_b	28
Tabla 3. Resumen de ecuaciones para formación de la brecha.	28
Tabla 4. Clasificación de las presas según su riesgo potencial.	32
Tabla 5. Datos generales de la presa.	38
Tabla 6. Datos generales del embalse.	41
Tabla 7. Criterios INAMHI de cobertura geoespacial.	42
Tabla 8. Precipitación media mensual multianual.	42
Tabla 9. Distribución de la precipitación por unidad hídrica.	44
Tabla 10. Distribución de la precipitación por zona hídrica.	44
Tabla 11. Precipitación media mensual por Unidad y Zona hídrica.	44
Tabla 12. Parámetros morfométricos de las unidades hídricas.	45
Tabla 13. Parámetros morfométricos de las zonas hídricas.	45
Tabla 14. Tamaños de malla de las superficies.	48
Tabla 15. Superficies asignadas y valores de Manning.	50
Tabla 16. Escenarios planteados.	51
Tabla 17. Clasificación de Afectación Norma Española RD9/2008.	52
Tabla 18. Clasificación de gravedad de inundación FEMA.	53
Tabla 19. Parámetros de sedimentos para el modelo Iber.	53
Tabla 20. Sitios de interés.	57
Tabla 21. Velocidades máximas tramo 1.	61
Tabla 22. Velocidades máximas tramo 2 y 3.	62
Tabla 23. Velocidades máximas tramo 4 y 5.	63
Tabla 24. Calados máximos tramo 1.	64
Tabla 25. Calados máximos tramo 2 y 3.	65
Tabla 26. Calados máximos tramo 4 y 5.	66
Tabla 27. Caudal tramo 1.	67
Tabla 28. Caudal tramo 2 y 3.	69
Tabla 29. Caudal tramo 4 y 5.	70
Tabla 30. Grado de peligrosidad en los sitios de interés.	85
Tabla 31. Velocidades máximas tramo 1.	87
Tabla 32. Velocidades máximas tramo 2.	88

Tabla 33. Velocidades máximas tramo 3.	89
Tabla 34. Velocidades máximas tramo 5.	90
Tabla 35. Velocidades máximas tramo 5.	91
Tabla 36. Calados máximos tramo 1.	91
Tabla 37. Calados máximos tramo 2.	92
Tabla 38. Calados máximos tramo 3.	93
Tabla 39. Calados máximos tramo 4.	94
Tabla 40. Calados máximos tramo 6.	95
Tabla 41. Caudal tramo 1.	96
Tabla 42. Caudal tramo 2.	97
Tabla 43. Caudal tramo 3.	98
Tabla 44. Caudal tramo 4.	99
Tabla 45. Caudal tramo 5.	100
Tabla 46. Variación de calados en tiempos fijos.	111
Tabla 47. Parámetros para la clasificación de la Presa Chiquicahua.	121

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

ICOLD: Comisión Internacional de Grandes Presas, en inglés *International Commission on Large Dams*.

RCC: Concreto compactado con rodillo.

GID: Interfaz gráfica del usuario, en inglés *graphical user interface*.

SAT: Sistemas de alerta temprana.

MDT: Modelo digital del terreno.

ICODS: Comité Interinstitucional sobre Seguridad de Presas, en inglés *The Interagency Committee on Dam Safety*.

FEMA: Agencia Federal de Gestión de Emergencias, en inglés *Federal Emergency Management Agency*.

CFL: Courant Friedrich Lewy.

UTM: Universal Transverse Mercator.

IGM: Instituto Geográfico Militar.

INAMHI: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.

HGPT: Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua.

SAT: Sistema de Alerta Temprana.

RESUMEN

El presente estudio tiene el propósito de identificar las zonas de afectación debido a una posible rotura de la presa Chiquicahua, información de gran relevancia que servirá para la elaboración de planes emergentes o de contingencia ante la probabilidad de ocurrencia de un evento extraordinario. El programa que se utiliza es el *Iber*, un software de uso libre que permite la simulación numérica de flujo en ríos.

Para esto, se identifica varios puntos de interés como edificaciones con mayor flujo de personas e infraestructura civil de varios servicios para determinar su grado de afectación.

Se plantea diferentes escenarios para poder determinar las zonas que serán inundadas y el peligro que conlleva; la clasificación del grado de peligrosidad estará regida bajo normas internacionales como el código español RD9/2008 y el código americano FEMA por lo que permite diferenciar los distintos modos de clasificación de cada código, así como también se determina velocidades máximas, calados máximos, número de Froude y los procesos de erosión y sedimentación en la zona de estudio.

Como resultado se obtuvo los calados máximos alrededor de los 15.73 m y velocidades máximas de hasta 36.10m/s, parámetros indispensables para la estimación de grado de peligro a lo largo de la mancha de inundación; a su vez se determinó un tiempo aproximado de la llegada del flujo a la ciudad de Ambato de 48 minutos.

De esta forma se concluye que existe afectación en ciertos puntos de interés cercanos al cauce del río, en la zona de estudio, y se recomienda que esta información sirva como una base para planes de contingencia del cantón Ambato.

ABSTRACT

The purpose of this study is to identify the affected areas due to the failure of the Chiquichahua dam, highly relevant information that will serve to prepare emergent or contingency plans due to the probability of occurrence of an extraordinary event. The program used is Iber, a free-use software that allows numerical simulation of flow in rivers.

For this, several points of interest are identified such as buildings with a greater flow of people and civil infrastructure of various services to determine the degree of affectation.

Different scenarios are proposed to determine the areas that will be flooded and the danger that entails; the classification of the degree of danger will be governed by international standards as the Spanish code RD9/2008 and the American code FEMA, so it allows to differentiate the different classification modes of each code, as well as determine maximum velocities, maximum depths, Froude number and erosion and sedimentation processes in the study area.

As results it was obtained, the maximum depths around 15.73 m and maximum velocities of up to 36.10m/s, essential parameters for estimating the degree of danger throughout the flood zone; at the same time, it was determined an approximate time of the arrival of the flow to the city of Ambato of 48 minutes.

Thus, it's concluded that there is an impact on certain points of interest near the riverbed, in the study area, and it's recommended that the information serve as a basis for contingency plans for the Ambato city.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ASPECTOS GENERALES

Una presa de agua es conocida como una barrera construida por diferentes materiales (e.g. concreto, piedra o materiales sueltos) tiene la finalidad de prevenir inundaciones, generar energía eléctrica, almacenamiento de agua para distribución y consumo humano, cultivo de peces o actividades de recreación (International Commission of Large Dams, 2008). La construcción de las presas considera criterios de seguridad, sin embargo, existen numerosos componentes que pueden poner en riesgo su correcto desempeño hidráulico y estructural, causando la rotura de la estructura y generando una descarga abrupta del volumen almacenado en la presa hacia aguas abajo.

De acuerdo con iAgua (2018), existe una afectación directa por este tipo de eventos cerca del 40% de la población mundial y aproximadamente un 80% de la misma es vulnerable a los daños colaterales, como interrupción de vías de comunicación, servicio eléctrico, agua potable, y pérdidas relacionadas a la agricultura e infraestructura, existen aproximadamente más de 15000 presas en América Latina (Padrino, 2018), las cuales necesitan una evaluación más exhaustiva para entender fenómenos como la rotura de presas, azolve, etc.

En el transcurso del tiempo se han registrado roturas de presas y existen casos documentados sobre este fenómeno que se ha evidenciado a lo largo de los años. Según registros históricos en el año 1975 las presas chinas de Ban Qiao y Shimantan causaron la muerte de aproximadamente 230,000 personas, la falla se debió al paso del tifón Nina Nina (Yi, 1998). De igual forma, en el año 2019 la rotura de la presa Córrego do Feijão en Brasil provocó un alud de aguas residuales, dejando 300 víctimas entre muertos y desaparecidos en el estado de Minas Gerais; según un reciente estudio el desastre pudo ser previsto con el uso de tecnología de monitoreo que hubiese visualizado la falla con anticipación (Grebby et al., 2021). En Ecuador, cantón Paute, sector La Josefina, se produjo un aluvión en el cauce del río Cuenca que obstruyó la conexión de los ríos Paute y Jadán en 1993, generando un dique artificial que almacenó 200 millones de

metros cúbicos de agua, que al romperse provocó pérdidas humanas y desaparición de aproximadamente 150 personas y 7,000 personas afectadas (Zeas, 2013).

En este contexto, un análisis más a detalle del fenómeno de rotura de presa es importante para conocer y comprender el proceso que genera este tipo de fenómenos con la finalidad de prevenir o mitigar realidades similares. Para este y otros fines hidráulicos se han dado avances en la capacidad de procesamiento computacional en los últimos veinte años, siendo herramientas de gran apoyo para la elaboración de análisis hidráulicos asistidos por computador, que son aplicables en campos como el tránsito de crecidas en ríos, evaluación del desempeño hidráulico en obras, etc. Estas herramientas pueden ser utilizadas para evaluar fenómenos como la rotura de presas y los peligros que puede representar este fenómeno aguas abajo (Rodríguez et al., 2015). Por lo tanto, para entender este tipo de fenómeno durante la etapa inicial de la onda de rotura, se emplea modelos matemáticos que simulen el tránsito de un flujo no permanente y variable (Shigematsu et al., 2004).

En este caso de estudio, se utiliza el software *Iber* V.2.6 (<https://iberaula.es/space/54/downloads>), que es un modelo numérico que simula flujo turbulento en lámina libre con régimen no permanente, además de procesos ambientales, hidráulica fluvial y problemas de turbulencia. El alcance de aplicación de esta herramienta comprende la hidrodinámica de ríos, simulación de falla o rotura de presas, análisis de áreas de inundación, transporte de sedimentos, flujo de marea en estuarios y transporte de contaminantes (Rodríguez & Mokrova, 2019). *Iber* trabaja en una interfaz GIS que permite el acoplamiento de Modelos Digitales de Terreno para una mayor precisión en las simulaciones numéricas. Además, incorpora la posibilidad de añadir mapas de uso de suelo para la conocer el coeficiente de resistencia al movimiento propios de cada zona de estudio. Los resultados obtenidos son áreas inundadas, variables hidrodinámicas: calados, velocidades, determinación de grados de amenaza y riesgo en función del relieve de la zona. El proyecto beneficiará a un total de 47,656 habitantes, es decir 12,499 familias de Pilahuín, Santa Rosa, Juan Benigno Vela y parte del cantón Tisaleo distribuidos en un área de 3536.08 hectáreas (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022).

1.2 JUSTIFICACIÓN

El crecimiento demográfico y la demanda de mayores cantidades de agua para abastecer las necesidades a nivel mundial ha provocado que se construyan estructuras que almacenen el agua y permita el control de inundaciones como las presas. Dichas estructuras podrían poner en peligro a poblaciones y zonas agropecuarias que desde la antigüedad se han alojado en zonas cercanas a los márgenes de inundación y que su efecto amenace vidas humanas e infraestructura civil en las zonas expuestas (Maza, 2004).

El presente trabajo comprende el análisis de este fenómeno en base a datos reales de la presa Chiquicahua, para identificar las zonas de afectación y así poder mitigar los daños que pueda generar la misma. Para realizar la modelación de este fenómeno existe paquetes computacionales especializados que ayudan a evaluar el comportamiento. Este es el caso del software de libre acceso *Iber* que ha mostrado ser robusto y presentar buenos resultados para flujos de aguas someras o poco profundas (Sanz, et al., 2019).

Existen estudios previos en la cuenca del río Ambato, de presas como Mulacorral (Acero, 2019) y Chiquiurcu (López, 2022), que advierten las posibles afectaciones en caso de que alguna de las presas falle. Es importante mencionar que en el presente año el Gobierno Nacional a través del Banco de Desarrollo del Ecuador destinó el presupuesto al Gobierno Provincial de Tungurahua para el financiamiento de la construcción de la presa Chiquicahua (Banco de Desarrollo del Ecuador, 2022). Al encontrarse en la misma cuenca y geográficamente más cerca de la ciudad de Ambato que Mulacorral y Chiquiurcu representan una amenaza directa y latente para las posibles zonas afectadas. Cabe recalcar, que de la presa Chiquicahua no existe un análisis técnico de la posible rotura de la estructura ni de las zonas que se verían afectadas. Por lo tanto, no se tiene una evaluación del área de inundación ni el tiempo de llegada del flujo a la ciudad del flujo. En base a lo expuesto, se plantea la siguiente hipótesis: ¿Existiría zonas de afectación aguas abajo de la presa Chiquicahua en caso de su rotura?

1.3 ALCANCE

El presente estudio tiene como finalidad la implementación de una simulación bidimensional mediante el software *Iber V. 2.6*, que permitirá la simulación de la rotura y conocer el comportamiento de flujo a consecuencia de la falla de la presa. Además, será uno de los pocos estudios que si considera el efecto del transporte de material sólido y cómo éste afectaría en el hidrograma de crecida durante el evento de rotura.

Al conocer los posibles efectos y zonas de mayor riesgo se puede prever a mediano y largo plazo con los organismos de gestión del riesgo, servidores encargados del monitoreo del embalse y mecanismos que no afecten a la población. Esta información podría evitar a futuro pérdidas humanas y económicas. Además, con los resultados se pueden instalar Sistemas de Alerta Temprana (SAT) y capacitar a la población sobre cómo actuar frente a una emergencia debido al colapso de una presa, de igual forma es imprescindible determinar zonas seguras de resguardo durante la misma (Chalco, 2018). El presente estudio está centrado en la presa Chiquicahua ubicada en las faldas del volcán Carihuairazo, que desemboca sobre el cauce y márgenes del río Ambato y podría afectar directamente a la ciudad de Ambato. Estas evaluaciones permiten analizar las zonas de riesgo y afectación con ayuda de modelación numérica bidimensional, Modelos Digitales de Terreno (MDT) e información de campo.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento del flujo y tránsito de crecida producto de la rotura de la presa Chiquicahua mediante simulación numérica bidimensional, a fin de evaluar las posibles zonas de riesgo y zonas inundables.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar los efectos hidráulico–hidrológico que produce la rotura de la presa aguas abajo de la misma.
- Determinar cuales podrán ser las áreas de afectación y zonas expuestas tanto por inundación, y afectación de obras aledañas debido a la rotura

repentina de la presa, considerando códigos internacionales sobre evaluación del riesgo

- Analizar las distintas variables hidrodinámicas obtenidas tales como calados, cota de agua, velocidades, número de Froude y zonas de sedimentación y erosión.
- Analizar las zonas de afectación con el módulo de peligrosidad de *Iber* generando mapas de peligrosidad como medida para el control de inundaciones.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

Las presas son barreras construidas por diferentes materiales como piedra, concreto o material suelto, estructuras que almacenan y controlan el agua, de acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (2008), por sus siglas en inglés (ICOLD), define a una presa como una barrera artificial al flujo natural de agua, construida con diferentes finalidades como el almacenamiento de agua para irrigación, dotación de agua, generación de energía eléctrica, navegación y recreación, control de inundaciones, entre otros.

La zona que almacena el agua se denomina vaso o embalse, esta estructura tiene el objetivo de acumular un volumen de agua en la cuenca, es decir, son volúmenes retenidos en un vaso topográfico natural o artificial (Pérez, 2016). Las presas se clasifican de muchas formas, en este apartado las clasificaremos en dos grupos: presas de fábrica y presas de materiales sueltos.

2.2 PRESAS DE FÁBRICA

Son presas elaboradas de hormigón, capaces de resistir esfuerzos a compresión y tracción. Esbeltas en comparación con presas de materiales sueltos y más anchas en su base.

2.2.1 Clasificación de Presas de Fábrica

2.2.1.1 Presas de Gravedad.

Según registros históricos se sabe que la primera presa a gravedad construida de materiales de mampostería y mortero fue cimentada en el año 4000 A.C. en Egipto que de manera generalizada poseía un aspecto rectangular (Bureau of Reclamation, 1987). Sin embargo, al pasar los siglos Navier (1826) y Sazilly (1853), concluyeron que la forma triangular de una presa presenta mayor resistencia y optimización de economía. Posteriormente, se optó por colocar aliviaderos o vertederos sobre el cuerpo de la presa.

La particularidad de estas presas es por el peso que tiene el material con el que son construidas (Figura 1), capaces de resistir al empuje hidrostático del agua y se

construyen en cimientos que estén conformados por rocas con buenas características (Acero, 2019), es decir: ángulo de fricción, presión admisible, cohesión, y módulo de deformación (Lombardi, 2004).



Figura 1. Presa a gravedad, Srisailem India.
Fuente: (Unsplash, 2020)

La presa debe tener estabilidad para que soporte las cargas que se transmiten por el peso que ejerce el agua sobre la estructura; entre sus tipologías constructivas están las de hormigón vibrado (convencional o de fábrica) y la de hormigón compactado con rodillo o RCC (Amador, 2016).

2.2.1.2 Presas en Arco.

Esta clase de presa posee forma tridimensional que resiste el empuje del agua, donde predomina el efecto arco sobre el peso (Figura 2). Esta tipología de presa puede tener una curvatura horizontal o doble curvatura, presenta mayor seguridad debido a que su forma se adapta a diferentes cargas, sin embargo, está limitada por la condición topográfica y geológica (Santaella & Morales, 2001).



Figura 2. Presa de arco Hoover, Estados Unidos.
Fuente: (THE B1M, 2018)

2.2.1.3 Presas Aligeradas o con Contrafuertes.

Estas presas están formadas por una serie de soportes verticales llamados contrafuertes ubicados en el lado de aguas abajo de la presa mientras que el lado aguas arriba está inclinado unos 45 grados generalmente ayudando a transferir el empuje hacia abajo, en dirección de los cimientos de la presa, como se muestra en la Figura 3, (Comisión Internacional de Grandes Presas, 2007). Al inclinar el lado aguas arriba, se aprovecha el peso del agua para brindar mayor estabilidad a la presa; esta presa con contrafuertes genera mayor esfuerzo a trabajar por parte del concreto generando reducción de su volumen y superficie de apoyo (Arreguín, 2021).



Figura 3. Presa de contrafuerte Roselend, Saboya.
Fuente: (Feraud, 2019)

2.2.1.4 Presas de Hormigón Compactado.

Está conformado por los mismos componentes al igual que el hormigón convencional, sin embargo, difieren de su consistencia, dosificación de la mezcla y características de los componentes (Aguiar et al., 2011). Al colocar el hormigón en un estado seco genera disminución en el uso de cemento y se reemplaza con puzolana u otros aditivos (Figura 4).

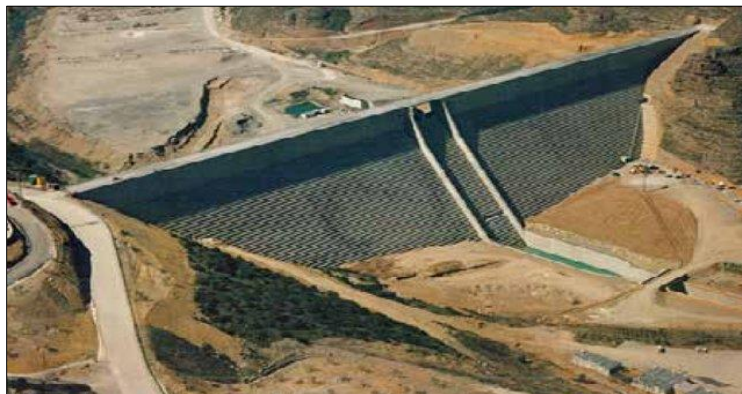


Figura 4. Presa de hormigón a gravedad compactado con rodillo Val, España.

Fuente: (Martínez, 2019)

Por la metodología de construcción se genera un ahorro económico significativo y optimización de tiempo por lo que son consideradas para proyectos hidroeléctricos en razón de la simplificación de construcción de obras de desviación de los ríos. Se detallan algunas ventajas adicionales establecidas por Petrovich (1998):

- Rapidez constructiva, reducción de mano de obra y disminución de costos.
- Consideración de reducir o no construir el túnel de desvío por el rápido tiempo constructivo y optar por construcción de vertidos.
- Menor consumo de cemento (entre 2 a 3 veces).
- Reducción de la utilización del encofrado, principalmente para los taludes ubicados aguas abajo.
- La construcción de aliviaderos por coronación con o sin compuertas.

2.3 PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Las presas de materiales sueltos son aquellas que son construidas con materiales naturales como limos, arcillas, escollera, gravas y piedras; materiales que no han pasado por algún proceso químico, su cohesión es limitada o nula, es decir, sus elementos no están ligados entre sí, y colocados bajo un proceso de compactación (Aguirre, 2014).

Por lo tanto, no es necesario una elaboración artificial de materiales, pues se encuentran disponibles en el medio, siendo fácil transportarlos y compactarlos. Además, se adaptan a todo tipo de terreno siendo estructuras más económicas. Es importante considerar, que debido a su poca cohesión y por el vertido que causa el agua sobre la presa puede causar arrastre y erosión de los materiales.

2.3.1 Clasificación de Presas de Materiales Suelos

2.3.1.1 Presas Homogéneas.

Estas presas emplean material impermeable lo que provoca una baja permeabilidad, en este caso se puede hablar de arcillas o limos que son compactados para formar el cuerpo de la presa, o mezcla de arenas o gravas y gran proporción de finos. Los granos de arcilla de tamaño inferior a los 0.002 milímetros de diámetro generan gran impermeabilidad en la presa (Figura 5). En consecuencia, sus taludes son tendidos que oscilan entre $2 \frac{H}{1}$ a $4 \frac{H}{1}$ (relación entre la dimensión horizontal (H) y la vertical (V)) dependiendo el material, y el tamaño de la base es aproximadamente de 6 a 8 veces la altura de la presa (Cánovas, 1998).

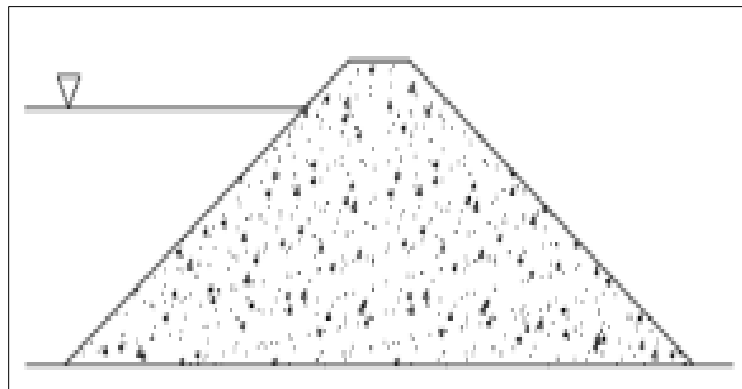


Figura 5. Presa homogénea.

Fuente: (Murillo, 2012)

Al hablar que los taludes deben ser necesariamente tendidos, es en razón de que se debe evitar desprendimientos, es decir deben ser tendidos tanto aguas arriba en el caso que se dé un desembalse rápido y aguas abajo para mayor resistencia a los desprendimientos cuando haya mayor saturación hasta un nivel alto.

Al presentarse un calado de agua de gran magnitud en el embalse durante un tiempo considerable, el paramento aguas abajo estará afectado por las filtraciones; alcanzado una altura de hasta un tercio de la altura del embalse. Según Cánovas (1998) existen diferentes técnicas para poder solucionar la zona de saturación del paramento entre ellas:

- La introducción de un espaldón permeable aguas abajo que permitirá el equilibrio de las cuñas deslizantes (Figura 6).

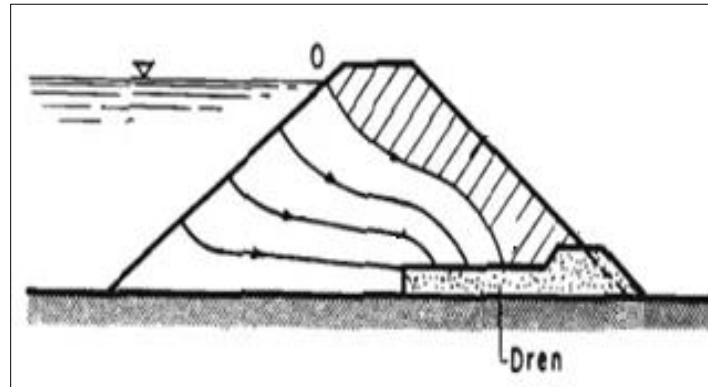


Figura 6. Presa homogénea con espaldón.

Fuente: (Cánovas, 1998)

- Inducir el descenso de la línea de saturación mediante una capa horizontal permeable que puede ser reforzado con capas drenantes paralelas (Figura 7) con el objetivo de que la línea de saturación se distancie de paramento libre.

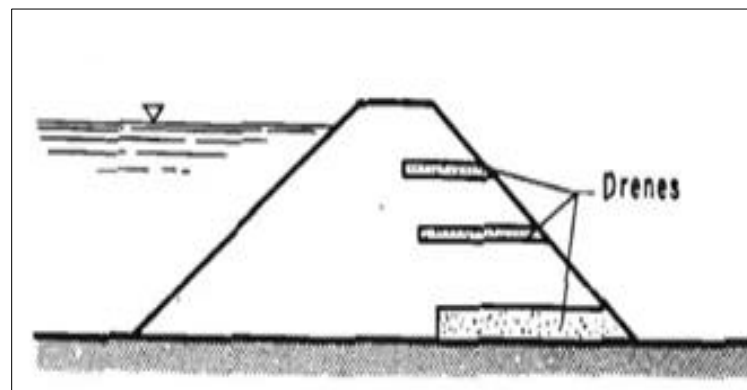


Figura 7. Presa con capas drenantes paralelas.

Fuente: (Cánovas, 1998)

- Los drenes chimenea son también una buena solución, ubicados de manera vertical o inclinados en cualquiera de los dos sentidos (Figura 8 y Figura 9), con la ventaja que corta las líneas de corriente a lo largo de toda la altura y evita la tendencia a la estratificación horizontal.

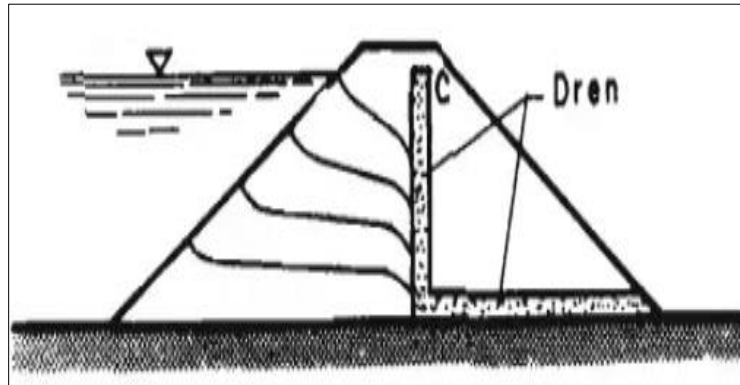


Figura 8. Presa con dren chimenea vertical.
Fuente: (Cánovas, 1998)

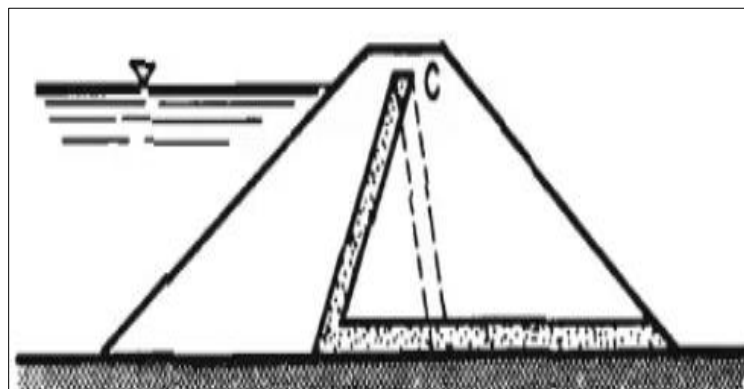


Figura 9. Presa con dren chimenea inclinado.
Fuente: (Cánovas, 1998)

2.3.1.2 Presas de material heterogéneo.

Para este tipo de presas se habla de la construcción con más de un material. Posee un núcleo impermeable que puede estar ubicado de forma vertical o inclinada dentro de la presa, cubierto por diferentes áreas conformadas por materiales más permeables que se encargan de la protección del núcleo impermeable; estos materiales generalmente están conformados por arena, cantos rodados, roca, grava o mezcla de los mismos.

El núcleo impermeable divide en dos espaldones a la presa, uno de aguas arriba y otro de aguas abajo donde generalmente es el más permeable y reduce la presión intersticial generando estabilidad, estas presas pueden ser de tierra o escollera. Sin embargo, hay que considerar una gran cantidad de tipología intermedia, tomando en consideración la introducción de un dren para reducir las presiones a las que está sometida la presa.

Se dice que una presa es heterogénea si en cualquier punto el ancho de la zona que es impermeable es igual o mayor a la altura del terraplén situado sobre el

mismo punto de la presa. El ancho de la zona impermeable estará bajo condicionantes de criterios de estabilidad, filtración y disposición del material para la construcción. En el caso del núcleo impermeable con ancho moderado puede tener taludes con grandes pendientes con la limitación de la resistencia de cimientos, estabilidad del dique y estimaciones de conservación. Cánovas (1998) clasifica a las presas de la siguiente forma:

- **Presa heterogénea con núcleo vertical**

Como se mencionó anteriormente, el núcleo divide a la presa en: espaldón aguas arriba (saturado por el agua) y espaldón aguas abajo (con saturación baja o seca). Por lo general, estos dos taludes son similares (presa isósceles) como se muestra en la Figura 10. El espaldón aguas abajo funciona como una presa a gravedad mientras que el espaldón aguas arriba sirve como soporte a sí mismo y al núcleo (Cánovas, 1998). De manera funcional se prevé que el espaldón aguas abajo sea muy permeable para que la línea de saturación descienda y quede libre de presiones internas.

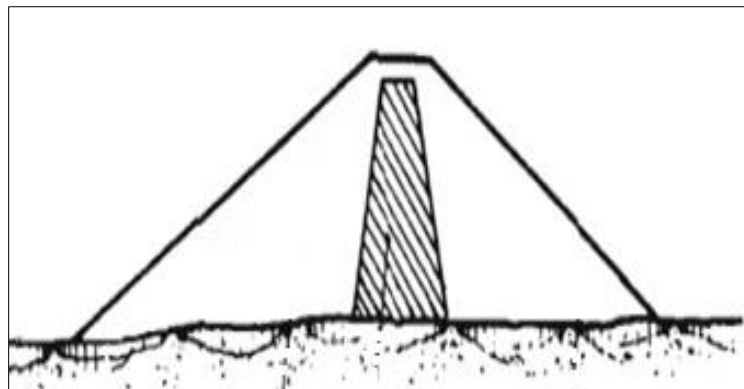


Figura 10. Presa con núcleo vertical.

Fuente: (Cánovas, 1998)

Entre las ventajas del núcleo vertical se detallan:

- El ancho horizontal en cada nivel es igual en ambas posiciones, el espesor en dirección al núcleo es menor en el inclinado, por tal razón presenta menor impermeabilidad que el vertical.
- En muchos casos no se conoce la profundidad del cimiento a menos que se realice una excavación en los núcleos verticales.

- En el núcleo inclinado la componente de su peso que está en contacto con el terreno y en cualquier sección transversal es menor, a diferencia del núcleo vertical.
- Al momento de realizar inyecciones del núcleo o del contacto que exista con el cimiento de la presa y el núcleo vertical, se lo hace directamente desde la coronación a diferencia del inclinado que se debe abatir el embalse y usar taladros que eviten afectar el embalse.

- **Presas heterogéneas con núcleo inclinado**

Este núcleo se encuentra en posición inclinada junto al paramento saturado donde existe un espaldón (Figura 11). Es decir, aguas arriba del núcleo no hay espaldón propiamente sino una capa de forma trapecial conformado del material que protege contra la disolución y el oleaje, equipada de un filtro contra la migración de finos hacia el embalse.

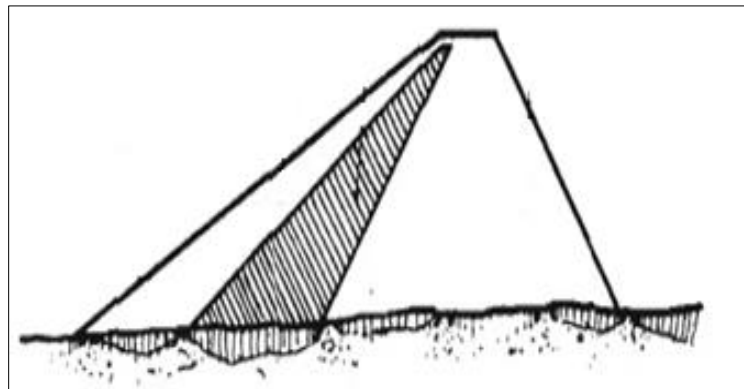


Figura 11. Presa con núcleo inclinado.

Fuente: (Cánovas, 1998)

Al tener el núcleo inclinado, el espaldón que resiste al empuje es mayor, por tal motivo el talud es menos tendido. Sin embargo, necesita ser suavizada la pendiente del talud aguas arriba para mayor estabilidad ante una descarga rápida. A continuación, se detallan ventajas del núcleo inclinado:

- Se encuentra en discusión que las presas con núcleo inclinado poseen mejor comportamiento sísmico. Sin embargo, hay mayor acuerdo en las presas de escollera donde la gran cantidad de volumen de piedra existente aguas abajo del núcleo genera mayor estabilidad.
- Posee un efecto favorable a la estabilidad contra la fisuración debido a que se apoyan en el espaldón y con sensible componente normal, son más

resistentes a las fisuraciones y tenderán a cerrar una fisura o grieta en caso que se formase.

- En el ámbito constructivo hay optimización de tiempo, debido a que se puede inyectar el cemento mientras continúa en construcción la presa.

La presa Chiquicahua es una presa con núcleo de hormigón asfáltico, la construcción de este núcleo y el control de calidad son sencillos, en comparación con las presas de pantalla de hormigón armado (Pujol, 2010). El núcleo de hormigón asfáltico crea una barrera impermeable con características de flexibilidad y resistencia a la erosión; las presas tienen un buen comportamiento a las cargas estáticas y dinámicas debido a las características propias del asfalto como rigidez, ductilidad y viscosidad (Estación, 2019).

De acuerdo con Wang (2008), las ventajas que presentan este tipo de presas es que su construcción es simple y robusta, presenta una buena conducta en lo que refiere a la flexibilidad y ductilidad con propiedades viscoelasto-plásticas, tiene la capacidad de resistir movimientos debido a un sismo y es resistente a la erosión por posible sobrevertido. Es decir, tienen buen comportamiento en el transcurso de la vida útil de la presa.

2.4 ROTURA DE PRESAS

Existe el peligro de que la rotura o mal funcionamiento de la estructura ocurra, a pesar de todas las medidas de precaución estructural en los distintos periodos de vida de la presa (De Blas, 2016). La rotura de la presa es la salida descontrolada de agua en un embalse a través de la presa, como resultado de fallos estructurales u otros problemas existentes en la estructura; estos fallos pueden ser de bajo impacto o considerarse catastróficos y pueden atentar contra la vida e infraestructura aguas abajo.

2.4.1 Causas de Rotura

Al momento de una rotura de presa se generan diversas afectaciones aguas abajo del sitio de implantación relacionadas con: el aspecto humano, social, económico, territorial y de infraestructura básica. Es importante conocer cuál es el mecanismo del proceso de falla y todos los elementos que intervienen en la misma. Para poder

estimar y establecer las posibles causas es importante conocer el tipo de falla y sus elementos. Por esta razón, es preciso la definición de la secuencia lógica de los diferentes mecanismos de falla (Morgan & Hernion, 1990).

De cierta forma, debido a las fallas de las presas a lo largo de la historia se tiene información relevante para poder determinar las probabilidades de falla, teniendo en cuenta que arrojan valores globales que no pueden tomarse en consideración a peligros de forma individual. Middlebrooks (1953) estudió las causas de fallas de 220 presas de materiales sueltos ocurridos en el periodo 1850 y 1950, período en el cual existieron la mayor parte de roturas debido a sobrevertido y otras causas a las que se sumó avenidas de gran magnitud o un dique totalmente saturado llegando a un nivel de operación máximo normal.

Al reducirse su capacidad de almacenamiento puede generar incidentes como el desbordamiento por coronación y al romperse la presa se considera como una rotura; las diferentes causas de falla de una presa pueden ser:

- Terremotos y crecidas de agua.
- Construcción deficiente o diseño insuficiente.
- Materiales de baja calidad.
- Escasa conservación.
- Problemas de estabilidad en la cimentación y empotramiento.
- Presencia de infiltraciones y subpresiones.
- Defectos en los vertedores.
- Incorrecto desempeño en el vaso y vertedor.
- Sobrevertido por coronación

Según varios autores que han analizado la periodicidad de las fallas, se ha reportado que al menos un tercio de las presas fallan debido al desbordamiento por coronación. Por lo tanto, el volumen que almacena el agua y su capacidad de descarga mediante estructuras hidráulicas de control fueron deficientes. A continuación, se describen brevemente las fallas más comunes:

2.4.1.1 Sobrevertido o desbordamiento.

El sobrevertido se origina debido al tránsito de un caudal extraordinario. Es decir, el caudal de gran magnitud no puede descargarse adecuadamente por el vertedero de excesos, generando que el caudal se desborde por la corona produciendo erosión en la cara aguas abajo de la presa. En la mayor parte de casos el diseño de la estructura es deficiente debido a los pocos registros hidrológicos disponibles o la mala calidad de los datos hidrológicos obtenidos en el sitio (Figura 12).



Figura 12. Desbordamiento de la presa Las Vírgenes, México.

Fuente: (García, 2022)

2.4.1.2 Tubificación

En este tipo de falla se forma una cavidad tubular debido al flujo que transita por las líneas de corriente dentro del cuerpo de la presa donde el agua acarrea la partícula en medio de los huecos existentes. Al presentar el flujo una alta velocidad provoca que se arrastren las partículas por lo que aumentará el gradiente hidráulico y generará el aumento de erosión por la formación de un tubo donde transita un flujo turbulento (Yepes, 2020). Según Novack (2007) este fenómeno es conocido también como “piping” y se presenta en zonas donde hay mayor riesgo que se produzca infiltraciones en el interior del cuerpo, por lo que crea tubos o huecos que crecerán a lo largo del tiempo (Figura 13). Para poder evitar este fenómeno, es recomendable usar filtros graduados o geotextiles.



Figura 13. Tubificación en presa de tierra.

Fuente: (Farrar, 2014)

2.4.1.3 Agrietamiento

Los procesos físicos como la tubificación y la falla hidráulica, según Fell y Foster (2000) generan como fase inicial el agrietamiento de las presas, que detectado a tiempo puede ser corregido, o a su vez evolucionar en una falla total de la presa. Generalmente es un fenómeno frecuente en presas de altura moderada; el agrietamiento produce afección en los suelos cohesivos debido a que no presentan fisuras los suelos que carecen de cohesión, de igual forma se presenta en áreas donde la presa está expuesta a esfuerzos de tracción (Pardo, 2010).

2.4.1.4 Estabilidad de taludes

La falla en los taludes se genera cuando el peso de la masa de suelo es mayor que su resistencia al corte en una superficie. La gran cantidad de volumen de agua en el embalse y la erosión en el talud generado por fuertes precipitaciones, provoca que exista filtraciones en el talud aguas abajo de la presa, pero a su vez también por materiales expansivos (arcillas) que se encuentren en los cimientos. Para la cara aguas arriba la falla del talud se produce por un vaciado rápido del embalse.

2.4.1.5 Licuefacción

Se da como producto de las cargas en el suelo, donde los suelos pueden cambiar de estado sólido a líquido; este evento es más susceptible de ocurrir en la corona de la presa y en depósitos recientes, pues no presentan estabilidad ni consolidación por su corto tiempo de formación (Palavecino, 2015). Este fenómeno es producto de un sismo, por lo que es importante evitar el uso de material fino con baja o nula cohesión, con saturación y de estructura suelta (arenas finas de igual dimensión y limos no plásticos, o su mezcla) para evitar la disgregación del talud (Acero, 2019).

2.4.1.6 Eventos sísmicos

En un evento sísmico no siempre genera una falla total debido a las fuerzas de este fenómeno natural, aun así, podría generar daños en el cuerpo de la presa generando diversos fenómenos detallados anteriormente como licuefacción, deslizamiento, agrietamiento y asentamientos que con el paso del tiempo se pueden agravar y generar daños aguas abajo de la estructura.

2.5 FORMACIÓN DE LA BRECHA PREVIO A LA ROTURA DE LA PRESA

La rotura en las presas de materiales sueltos se produce de manera gradual acorde pasa los minutos evoluciona geoméricamente de manera inicial hasta la totalidad del cuerpo de la estructura (Cuervo, 2012). Tras la rotura de una presa se desarrolla un fenómeno eventual denominado “brecha” que compromete la longitud del terraplén, este fenómeno depende tanto de las dimensiones geométricas de la presa, los materiales utilizados en la construcción y la causa propia de falla. El caudal pico de descarga y el hidrograma de salida son controlados por la geometría de la abertura, la profundidad y el volumen que se almacena, tiempo de desarrollo de la brecha y el flujo de entrada en el momento de la rotura (Lábaque, 2010).

2.5.1 Brecha en Presas Rígidas

Durante la construcción de una presa hay la posibilidad de que se presenten brechas parciales en una o más secciones monolíticas las cuales son transportadas por el flujo que se escurre (sección rectangular). El tiempo en el que se forma la brecha se genera en pocos minutos.

Actualmente las presas con más estudios son de materiales sueltos debido a que en esta tipología de estructuras se han presentado más fallas. Por esa razón, las diferentes metodologías están encaminadas a las presas de materiales sueltos. En 1977 el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos establece las geometrías de brecha recomendadas (Tabla 1).

2.5.2 Brecha en Presas de Materiales Suelos

Las presas de materiales sueltos son las más construidas, la brecha presenta una forma trapezoidal y una vez que inicia su desarrollo la erosión ocurre en consecuencia de la descarga del agua almacenada hasta agotarla. Generalmente una brecha desarrollada en presas de tierra posee un ancho (b) entre el rango $h_d < b < 3h_d$ donde h_d es la longitud vertical de la presa (Lábaque, 2010). La longitud horizontal de la brecha en las presas de tierra presenta generalmente una menor dimensión que la longitud total de cierre.

Tabla 1. Geometrías de brechas recomendadas.

TIPO DE PRESA	ANCHO PROMEDIO DE LA BRECHA (expresado como altura de la presa)	TALUD LATERAL DE LA BRECHA Z (Z horizontal: 1 vertical)	TIEMPO DE FALLA (horas)
Presa de materiales sueltos	Mín: 0.4 Máx: 13 Medio: 4	Mín: 0 Máx: 6 Medio: 1	Mín: 0.1 Máx: 12 Medio: 2
Presas de gravedad	Numero entero de tamaño de bloques monolíticos.	Vertical a 1:1	0.1 a 0.5
Presa de arco	Ancho total del Valle	Talud del valle	0 a 0.1

Fuente: (U.S. Army Corps of Engineers & Fread in National Weather Service, 1977)

2.6 IMPORTANCIA DE LOS PARÁMETROS DE LA BRECHA

Los parámetros de gran relevancia en la falla de una presa son sus características físicas y geométricas como también los parámetros que influyen en el tiempo que transcurre desde la formación y su desarrollo.

De acuerdo con Singh y Snorrason (1984) mediante un estudio sobre la variabilidad de las variables las brechas, se ha considerado la relación que existe entre la geometría y el tiempo de colapso respecto al caudal de descarga. Dichas variaciones provocan efectos como la variación del caudal pico de descarga.

- Descenso a un 50% en la duración de falla, genera el aumento de 13-83 % en el caudal pico de descarga en presas de almacenamiento pequeño, y para embalses de gran almacenamiento un aumento de 1-5 %.

- Para embalses pequeños el incremento de caudal pico se presenta en el rango de 6-50% mientras que para embalses con volúmenes grandes de agua su incremento resultó del 35–87%.
- Variaciones en la profundidad de la presa.

Wurbs (1987) establece que la principal incertidumbre en la modelización de la falla de una presa es la caracterización de la brecha, los parámetros están en función de la cantidad de almacenamiento. El autor demostró que en embalses con volúmenes de gran magnitud y la brecha alcance su dimensión máxima de profundidad y anchura, se genera el caudal pico de descarga. Sin embargo, para embalses pequeños se produce una variación considerable en la altura al momento que la brecha se forma. En ambos casos, es imprescindible conocer el tiempo que tarda en formarse la brecha.

La finalidad de estos estudios es evitar pérdidas materiales y humanas durante una avenida, por eso es importante la precisión de los parámetros de la brecha (Wahl, 1998). El Bureau of Reclamation estableció procedimientos para la evaluación de la amenaza humana que implica la falla de las presas. Este procedimiento se realizó en base a un análisis de 24 fallas de presas y grandes inundaciones que ocurrieron desde 1950; demostraron que durante tiempos de alerta de 90 minutos las pérdidas humanas tienden a incrementar en un 0.02% a un tiempo de 15 minutos con 50%. El tiempo de alerta es considerado la suma de los tiempos tanto de inicio de la brecha y de su formación, así como del tiempo de la onda de avenida (Brown & Graham, 1988).

2.6.2 Parámetros Físicos

Los parámetros físicos de una brecha se detallan a continuación de acuerdo con lo planteado por Wahl (1998).

2.6.2.1 Profundidad de la Brecha (*hb*)

Es la distancia vertical de la brecha, considerada desde la cresta de la presa a su base como se muestra en la Figura 14.

2.6.2.2 Ancho de la Brecha (B)

Es la distancia horizontal de la brecha medida desde el talud del lado derecho al izquierdo.

2.6.2.3 Pendientes Laterales de la Brecha

La geometría trapezoidal o rectangular están definidas por la relación de la unidad vertical en base a la horizontal, la forma de la brecha está definida por las pendientes laterales. Este parámetro influye en pequeña proporción en lo que refiere a la falla (Tapia, 2012).

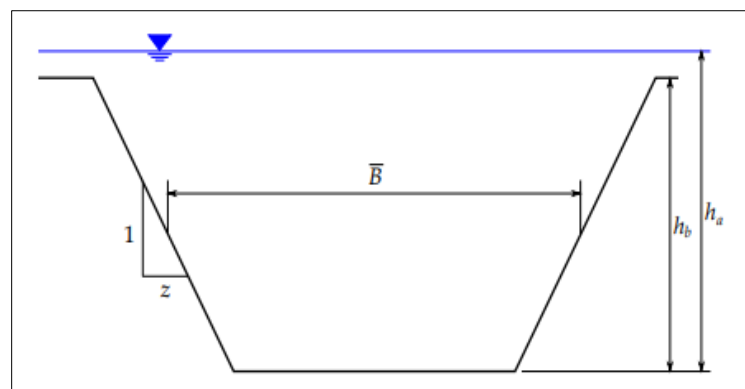


Figura 14. Parámetros de la brecha en una presa idealizada.
Fuente: (Sánchez, 2016)

2.6.3 Parámetros de Tiempo

2.6.3.1 Tiempo de inicio de la brecha

Es el periodo donde los caudales iniciales de sobrevertido empiezan su descarga, alertando y desplazando a las vidas humanas aguas abajo por la posible rotura de la presa. En la fase inicial, no existe el colapso total de la presa y la descarga de caudal es mínima. Es posible que se evite el colapso de la presa en la fase de inicio si es que la erosión se detiene inmediatamente (Sánchez, 2016). El tiempo de aviso apto para evacuación de la población situada aguas abajo depende del tiempo de inicio de la brecha. En la actualidad no hay disponibilidad de muchas guías para poder conocer el tiempo que tarda en iniciar la brecha, la más conocida en nuestro medio es la “*Guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presas de España*”, del año 2001.

2.6.3.2 Tiempo de formación de la brecha

Es el tiempo en el que se desarrolla por completo la brecha; definido por el tiempo que transcurre a partir la aparición de la primera brecha en la cara aguas arriba hasta que se desarrolle por completo. En el tiempo que la presa empieza a presentar erosión debido a la descarga se considera sobrevertido. La presa no llega a colapsar en el periodo inicial de falla, y la descarga no es de gran magnitud por lo que se puede establecer que es una falla por sobrevertido con dimensiones pequeñas sobre la cresta o por una abertura producida por la infiltración en medio de la grieta.

2.7 ECUACIONES PARA LA ESTIMACIÓN DE LA BRECHA

La brecha es una abertura generada por la rotura de una presa que puede adoptar diversas formas y características, donde los parámetros de la brecha están relacionados con su área inundable y el caudal. Estos parámetros se relacionan con el hidrograma de salida de la presa. Se detalla a continuación las ecuaciones para la estimación de una brecha (Márquez, 2009).

2.7.1 Singh & Snorrason (1982)

Estos autores plantean una guía cuantitativa acerca de dimensión horizontal de la presa. En esta guía vincula a la dimensión horizontal (ancho) con la vertical (alto) altura, orientadas a dos docenas de registros ocurridos de rotura, y determinaron que el ancho de la brecha se encontraba en el rango de 2 y 5 veces la altura como se describe en la Ecuación 2.1; además registraron que en el tiempo de falla comprendido entre 15 y 60 minutos era el que se demoraba hasta desarrollarse en su totalidad (Ecuación 2.2). Adicionalmente, se percataron que en las fallas por desbordamiento antes de fallar su profundidad máxima estaba entre 0.15 y 0.6 metros, considerando que la brecha es de forma trapecoide con un ángulo inclinado de talud en la brecha de 45°.

$$2h_d \leq B \leq 5h_d \quad (2.1)$$

$$0.15 \text{ m} \leq d_{ovtop} \leq 0.61 \text{ m} \quad (2.2)$$

$$0.25 \text{ hr} \leq t_f \leq 1.0 \text{ hr} \quad (2.3)$$

Donde:

B : Ancho de la brecha promedio en metros.

h_d = Altura de la presa en metros.

d_{ovtop} = Altura de agua que excede a la presa.

t_f = Tiempo de formación de la brecha en horas.

2.7.2 Macdonald & Langridge–Monopolis (1984)

En base a diferentes estudios se propone la consideración del producto entre variables como el volumen de agua que circula a través de la falla y el calado del agua al momento de la rotura; este producto es conocido como un factor de formación de la brecha; se asume también, una relación de 1h:2v para sus taludes laterales. Las formas que podría adoptar la brecha según la proyección que presente puede ser triangular o trapezoidal, dependiendo si llegase a la base de la estructura.

$$V_{er} = 0.0261 (v_{out} * h_w)^{0.769} \quad (2.4)$$

$$t_f = 0.0179 V_{er}^{0.364} \quad (2.5)$$

Donde:

V_{er} = Volumen del material erosionado en metros cúbicos.

V_{out} = Volumen del agua que circula por la brecha en metros cúbicos.

h_w = Altura de agua sobre el fondo de la presa en metros.

t_f = Tiempo de formación de la brecha en horas.

2.7.3 Froehlich (1987 – 1995)

El autor se basa en ecuaciones que pueden predecir mediante un coeficiente adimensional la distancia horizontal promedio de la brecha (ancho), de igual forma para las pendientes de la brecha y el tiempo que tarda en formarse la brecha predice un factor promedio. Las estimaciones se basan en las particularidades de la estructura donde incluye el volumen que, almacenado, el tirante de agua, la profundidad y nivel de fondo de la brecha, la longitud horizontal de la cresta. Al considerar que la falla por sobrevertido es más ancha se estima que la erosión se genera rápidamente en comparación a

otras fallas; es decir, considera los coeficientes (Ecuación 2.7) que están en función de que se presente o no el desbordamiento y si contiene o no un núcleo (Ecuación 2.6).

$$\underline{B}^* = 0.47 K_0 S^{*0.25} \quad (2.6)$$

Donde:

\underline{B}^* : Ancho promedio adimensional de la brecha $\left(\frac{B}{h_d}\right)$

S^* : Volumen adimensional $\left(\frac{S}{h_b^3}\right)$.

K_0 : Factor de corrección por desbordamiento.

Para el factor K_0 adoptará los siguientes valores:

$K_0 = 1.4$ Cuando la falla sea por sobrevertido.

$K_0 = 1.0$ Para fallas de otra naturaleza.

$$Z = 0.75 K_c * (h_w^*)^{1.57} * \underline{B}^{*0.73} \quad (2.7)$$

Donde:

Z : Factor de abertura de la pendiente lateral de la brecha.

h_w^* : Altura adimensional del agua sobre la parte inferior de la brecha $\left(\frac{h_w}{h_b}\right)$

K_c : Factor de corrección del núcleo.

Para el factor K_c adoptará los siguientes valores:

$K_c = 0.6$ Cuando tenga núcleo o pared central.

$K_c = 1.0$ Cuando no tenga núcleo o pared central.

$$t_f = 79 S^{*0.47} \quad (2.8)$$

Donde:

S^* : Volumen adimensional $\left(\frac{S}{h_b^3}\right)$.

Para este estudio, se extendió la investigación incluyendo más casos, y se desarrolló nuevas ecuaciones mostradas en la Ecuación 2.9 y 2.10, que permitan predecir parámetros de una brecha y mejores coeficientes. Las ecuaciones detalladas anteriormente se diferencian a las actuales en razón que las actualizadas no son adimensionales. No se determinaron nuevas ecuaciones en lo que respecta al factor de abertura (Z). Acorde a los nuevos

casos de estudio que en total fueron 63 análisis se establece para el factor K_0 los siguientes valores:

$K_0 = 1.4$ Cuando la falla sea por sobrevertido.

$K_0 = 0.90$ Para fallas de otra naturaleza.

Ecuación dimensionada:

$$\underline{B}^* = 0.1803 K_0 V_w^{0.32} h_b^{0.19} \quad (2.9)$$

$$t_f = 0.00254 V_w^{0.53} h_b^{-0.90} \quad (2.10)$$

Donde:

V_w : Volumen de embalse en metros cúbicos.

h_b : Altura de la brecha en metros.

t_f : Tiempo de formación de la brecha en horas.

\underline{B} : Ancho promedio de la brecha en metros.

2.7.4 U.S. Bureau of Reclamation (1988)

Las expresiones de este apartado no tienen el objetivo de brindar valores fijos acerca del caudal descargado, sino de lo opuesto. La finalidad de las expresiones a continuación es establecer cifras que abarque un factor de seguridad. En el caso de las brechas de tierra se recomienda un ancho de brecha que sea 3 veces la dimensión de la profundidad de la misma como lo muestra la Ecuación 2.11, dimensión que será medida desde la cota de agua hasta la cota de fondo de la brecha.

$$B = 3 h_w \quad (2.11)$$

$$t_f = 0.011 B \quad (2.12)$$

Donde:

B : Ancho de la brecha en metros.

h_w : Altura del agua sobre el fondo de la brecha en metros.

t_f : Tiempo de formación de la brecha en horas.

2.7.5 Singh & Scarlatos (1988)

Se analiza 52 casos donde se constata la tendencia que presenta la geometría de la estructura y el tiempo de falla; se estableció un rango de relación de 1.06 y 1.74 entre ancho mayor y menor de la brecha, con un valor promedio de 1.29 y la desviación estándar con un valor de 0.18.

Para casi todos los casos se tiene pendientes de 10° a 50° con la vertical (relación 1H:5.8V a 1H:0.8V), así mismo la mayor parte de los tiempos de fallas resultaron menos de 3 horas y un 50% fueron menos de 1.5 horas.

$$\frac{B_{top}}{B_{bottom}} \cong 1.29 \quad (2.13)$$

Donde:

B_{top} : Ancho mayor de la brecha en metros.

B_{bottom} : Ancho menor de la brecha en metros.

2.7.6 Von Thun & Gillette (1990) – Dewey & Gillette (1993)

Para el desarrollo de una guía para la estimación de las pendientes, el valor del ancho medido en la altura media y el tiempo de falla, los autores usaron los datos de los estudios de Froehlich y Langridge – Monopolis. Es así que plantearon que se adoptará la relación 1H:1V para las pendientes, exceptuando las estructuras que presenten alta cohesión como pantallas o sus propios cuerpos cohesivos y las pendientes con relación 1H:2V o 1H: 3V podrían resultar convenientes. Para el ancho promedio Von Thun & Gillette plantearon la Ecuación 2.14:

$$B = 2.5 h_w + C_b \quad (2.14)$$

Donde:

B : Ancho de la brecha en metros.

h_w : Profundidad del agua en la presa en el instante de la falla, medida desde el nivel base de la brecha en metros.

C_b : Función de almacenamiento en el embalse.

Para el coeficiente C_b se establecerá valores según la capacidad de almacenamiento del embalse en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores para el coeficiente C_b .

TAMAÑO DEL EMBALSE ($10^6 m^3$)	C_b
< 1.23	6.1
1.23 a 6.17	18.3
6.18 a 12.3	42.7
> 12.3	54.9

Fuente: (Wahl, 1998)

A su vez, en función del ancho de la brecha y el calado de agua en el instante de la rotura cuantificada desde el nivel de la base de la brecha, se establecieron las siguientes ecuaciones 2.15 y 2.16 para determinar el tiempo que tarde en formarse la brecha:

$$t_{f1} = \frac{B}{4 * h_w} \quad (2.15)$$

$$t_{f2} = \frac{B}{4 * h_w + 61} \quad (2.16)$$

Donde: t_{f1} : Para material resistente a la erosión t_{f2} : Para material altamente erosionable.

A continuación, en la Tabla 3, se plantea un resumen de las principales ecuaciones que son usadas para poder predecir la formación de la brecha:

Tabla 3. Resumen de ecuaciones para formación de la brecha.

AUTOR	AÑO	Nº DE CASOS ESTUDIADOS	ECUACIÓN
K. Singh & Snorrason	1982 – 1984	20	$2 h_d \leq 5 h_d$ $0.15 m \leq d_{ovtop} \leq 0.61m$ $0.25 hr \leq t_f \leq 1.0 hr$
Mc. Donald & Langridge-Monopolis	1984	42	$V_{er} = 0.0261 (v_{out} * h_w)^{0.769}$ $t_f = 0.0179 V_{er}^{0.364}$
Froehlich	1987	43	$\bar{B}^* = 0.47 K_0 S^{*0.25}$ $K_0 = 1.4$ Falla por sobrevertido. $K_0 = 1.0$ Fallas de otra naturaleza. $Z = 0.75 K_c * (h_w^*)^{1.57} * \bar{B}^{*0.73}$ $K_c = 0.6$ Con núcleo o pared central. $K_c = 1.0$ Sin núcleo. $t_f = 79 S^{*0.47}$

AUTOR	AÑO	Nº DE CASOS ESTUDIADOS	ECUACIÓN
Reclamation	1988	-	$B = 3 h_w$ $t_f = 0.011 B$
V. Singh & Scarlatos	1988	52	$\frac{B_{top}}{B_{bottom}} \cong 1.29$
Von Thun & Gillette	1990	57	Guía para B, Z, tf.
Dewey & Gillette	1993	53	Modelo de iniciación de brecha, guía B,Z, tf
Froehlich	1995	63	$\bar{B}^* = 0.1803 K_0 V_w^{0.32} h_b^{0.19}$ $t_f = 0.00254 V_w^{0.53} h_b^{-0.90}$ $K_0 = 1.4$ Cuando la falla sea por sobrevertido. $K_0 = 0.90$ Para fallas de otra naturaleza.

Fuente: (Wahl, 1998)

2.8 RIESGO POTENCIAL EN LAS PRESAS

2.8.1 Reglamento Técnico Español

El Ministerio del Ambiente de España en el 2016 aceptó el “Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses” que contempla criterios de seguridad, daños potenciales que ocasiona el fallo de una presa o el mal funcionamiento de la misma y la clasificación de presas en categorías de riesgo.

La presa tiene origen artificial el cual se funda en el cauce natural o fuera del mismo con la finalidad de la retención del flujo (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, 2021). Uno de los casos para su aplicación es ser considerada en la clasificación como grandes presas, el cual deberá cumplir como mínimo una de las premisas detalladas:

- Altura mayor a 15 metros medidos desde la coronación a la superficie del cimientto.
- Elevación entre los 10 a 15 metros, con un volumen de almacenamiento del embalse mayor a los 100,000 metros cúbicos.
- Tener una singularidad en relación a las dimensiones geométricas, localización u otra circunstancia por la que pueda ser considerada de gran importancia.

De igual manera para presas que posean una altura entre 10 a 15 metros, medida desde la coronación al cimiento, donde la longitud de coronación sea mayor a 500 metros y el caudal mayor a 3000 m³/s.

Finalmente, una rotura o mal funcionamiento puede derivar en un parámetro conocido como “Riesgo Potencial”. Por lo tanto, según la guía técnica para la clasificación de presas del Gobierno de España (2021) tenemos:

- **Categoría A:** escenario en el cual afecta de manera grave al caso urbano o servicios básicos, o produce afecciones materiales o medioambientales considerables debido a la falla o mal desempeño de la presa.

Consideraciones:

- Se considerará núcleo de población a aquel que esté formado por al menos diez edificaciones que formen vías, poblaciones y otras calles urbanas (Instituto Nacional de Estadística, 2022) .
 - Se consideran a las edificaciones aisladas que están distantes al menos de 200 metros del límite exterior del conjunto, excluyendo para conocer la distancia de las áreas en las que estén instalaciones industriales o comerciales, áreas de recreación como parques, jardines, espacios deportivos, camposantos, estacionamientos y otros. De igual forma cauces que necesiten ser atravesados por puentes.
- **Categoría B:** donde ocasione daños materiales, afecciones medioambientales relevantes o afectación a una pequeña cantidad de domicilios por la falla de la presa.

Consideraciones:

a. Daños materiales

- Se considerarán en caso de que se puedan cuantificar económicamente, de manera directa (pérdida de elementos) o de forma indirecta (que haya disminución de producción u otros).
- Para la categoría A, la afección más grave será cuando exceda de 50 instalaciones/propiedades, a más de 5000 hectáreas de regadío, a más de 10000 hectáreas de tierras que no cuentan regadío, a carreteras

pertencientes a la Red de Carreteras del Estado, a vías autónomas que sean de primer nivel y ferrocarriles de vía ancha o de alta velocidad.

- En la categoría B, la afectación más grave será cuando se supere las 10 instalaciones/propiedades, a más de 1000 hectáreas de regadío, a más de 3000 hectáreas de tierras que no cuentan regadío, a carreteras autónomas que son de segundo y tercer nivel y ferrocarriles de vía angosta.
 - Para los daños materiales que no excedan los límites descritos serán considerados considerables y clasificados en la categoría C.
- b. Daños medioambientales, histórico-artísticos y culturales
- Se entenderán como daños medioambientales o al patrimonio histórico-artístico o cultural, para las afecciones “graves” en los bienes o territorios que formen parte de algún estatuto de protección a nivel estatal o astronómico.
 - En la categoría A, la afectación grave a elementos con protección estatal.
 - En la categoría B, a elementos considerados a nivel autónomo.
- **Categoría C:** presas que puedan generar daños materiales de importancia considerable y eventualmente la pérdida de vidas humanas. De igual forma se incluyen las presas que no forman parte de las categorías A y B.

2.8.2 Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA (EEUU)

En el año 1979 el Comité Interinstitucional sobre Seguridad de Presas con sus siglas en inglés (ICODS) emite un informe que contiene las primeras pautas para los encargados de presas en las agencias federales; las directrices federales fomentan normas de carácter estricto de seguridad en las prácticas y procedimientos seguidos por agencias federales o requeridos por los propietarios de presas reguladas por agencias federales. Por tal motivo ICODS, elaboró y aprobó pautas federales en el ámbito de planificación de acciones de emergencia, análisis sísmicos y diseño de presas para determinar y simular inundaciones de diseño de flujo de entrada en presas.

Las oficinas de seguridad de presas federales y estatales realizan una clasificación de estas estructuras de acuerdo con el impacto potencial que podría tener una falla en las áreas aguas arriba y/o abajo de la presa o a su vez en lugares distantes. En abril 2004, en las directrices para la seguridad de presas, FEMA establece un

“Sistema de Clasificación de Riesgos Potenciales para Presas” en el que se crea un sistema de clasificación de los peligros potenciales de presas de manera simple, sencilla y adaptable al sistema actual de cualquier agencia, para brindar sencillas definiciones que puedan ser usadas por todas las agencias de seguridad de presas federales y estatales donde la sociedad pueda comprender fácilmente.

De esta forma se contemplan tres niveles:

- **Potencial de peligro bajo:** Son aquellas presas que presentan un mal funcionamiento y pueden a futuro provocar pérdida de vidas humanas, económicas y/o ambientales bajas.
- **Potencial de peligro significativo:** No generan como resultado la pérdida probable de vidas humanas, sin embargo, causan pérdidas económicas, daño ambiental, paralización de funcionamiento de instalaciones vitales u otras afectaciones. Este tipo de presas se ubican en mayor cantidad en zonas rurales o agrícolas, sin embargo, pueden ubicarse en zonas con habitantes e infraestructura expuesta.
- **Alto potencial de peligro:** Son aquellas presas que su falla o mal funcionamiento causa pérdidas humanas directas.

A continuación, en la Tabla 4, un cuadro resumen de la clasificación de acuerdo con su riesgo potencial:

Tabla 4. *Clasificación de las presas según su riesgo potencial.*

CLASIFICACIÓN	PÉRDIDAS HUMANAS	DAÑOS MEDIOAMBIENTALES, PÉRDIDAS HUMANAS Y ECONÓMICAS.
Bajo	Cero	Bajo generalmente limitado al propietario
Significativo	Cero	Si
Alto	Uno o más	Si (no necesario para esta clasificación)

Fuente: Federal Guidelines for Dam Safety, FEMA -2014.

2.9 DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL

Forma parte de una de las especialidades de mecánica de fluidos, usa métodos numéricos y recursos computacionales con el fin de resolver problemas relacionados con la Dinámica de Fluidos en diferentes situaciones (Cruz et al., 2020) incluyendo la transferencia de calor, reacciones químicas, turbulencia entre otros (Rodríguez, 2016). Entre las ventajas se tiene:

- a) Analiza sistemas que estén bajo condiciones peligrosas sin exponer vidas humanas.
- b) Reduce considerablemente los costos, tiempo, el nivel de detalle es ilimitado, abarca gran cantidad de información. Es posible analizar condiciones difíciles de estudiar o reproducir experimentalmente (velocidades hipersónicas, temperaturas extremas altas o bajas, movimientos relativos, etc.)

De igual manera, puede darse algunas limitaciones:

- a) En algunos casos se requiere máquinas de gran capacidad de cálculo.
- b) Programas con costos de licencia elevados.
- c) Limitación de modelos para fenómenos físicos complejos.
- d) No siempre se obtiene resultados suficientemente precisos dada la complejidad del fenómeno a analizar. Por lo que es necesario simplificar el fenómeno.

2.9.2 Modelación Numérica Unidimensional

Esta modelación considera que una dimensión predomina sobre las otras dos, dicha dimensión generalmente corresponde a la longitud a lo largo del cauce. Para el cálculo del tirante y velocidad promedio se introduce información que corresponde a la topográfica e hidráulica por medio de secciones transversales, por lo tanto, el valor medio de la velocidad es el que representa la sección, sin cambios de velocidades, ni en el valor de energía (Vásquez, 2003).

Para solventar las ecuaciones unidimensionales de Saint Venant, se ha empleado varios esquemas numéricos que utilizan las ecuaciones completas y también esquemas simplificados (Bladé & Gómez, 2006).

2.9.3 Modelación Numérica Bidimensional

Este tipo de modelos son usados para describir fenómenos naturales, entre ellos tránsito de crecidas y márgenes de inundación, cruce de cauces, el flujo en un cauce irregular y ancho, estuarios, lagos y todos los casos en los que exista un movimiento de flujo bidimensional también conocido como aguas someras o poco profundas (Vásquez, 2003). Estos modelos usualmente son utilizados para variaciones verticales que tengan una velocidad mínima, se los conoce generalmente como modelos de aguas someras (*shallow water*) (Rodríguez, 2016). Cabe recalcar que estos modelos no se aplican cuando la variación vertical es considerable, como en el caso de vertederos o estructuras similares. Entre los principales usos se tiene:

- Identificación de zonas inundables
- Diseño de encauzamientos
- Diseño de estructuras de protección
- Restablecimiento de ríos
- Técnicas emergentes ante la rotura de una presa
- Dinámica fluvial
- Drenaje urbano
- Flujo de estuarios o desembocaduras.

A continuación, se detalla en forma no conservativa las ecuaciones de Saint-Venant que describen el movimiento del flujo en dos dimensiones:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (hu)}{\partial x} + \frac{\partial (hv)}{\partial y} = 0 \quad (2.17)$$

Eje x:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g (S_{0x} - S_{fx}) \quad (2.18)$$

Eje y:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = g (S_{0y} - S_{fy}) \quad (2.19)$$

Donde:

h : Profundidad de lámina de agua

u, v : Componentes de velocidad

t : Tiempo

S_{0x}, S_{0y} : Componentes de las pendientes

g : Fuerza gravitacional

S_{fx}, S_{fy} : Componentes de fricción

Las ecuaciones conservativas de Saint-Venant presentan ventajas cuando se plantea esquemas de resolución con el fin de la determinación de soluciones con discontinuidades.

2.9.1 Criterios de Estabilidad Numérica

Para el cálculo computacional las ecuaciones deben ser linealizadas, por lo que es necesario aplicar métodos numéricos para solucionarlas. La solución generalmente presenta divergencia o residuales numéricos, que se conoce como “estabilidad numérica”. Los métodos más utilizados para evaluar la estabilidad numérica son el criterio de Courant-Friedrich-Lewy (*CFL*) y el criterio de estabilidad de la onda dinámica.

2.9.1.1 Criterio de Courant (*CFL*)

Establece una limitación sobre el paso de tiempo (Δt) para la incorporación temporal de las ecuaciones de flujo, la celeridad de onda de la avenida está relacionada con los incrementos espaciales y temporales del modelo.

La relación que implica parámetros hidrodinámicos y de modelación debe ser menor a la unidad para una estabilidad idónea. El mayor valor del periodo de tiempo para la incorporación de dichas ecuaciones está limitado por Ecuación 2.20:

$$\Delta t_{CFL} = CFL \frac{\Delta x}{U + \sqrt{gh}} \quad (2.20)$$

$$CFL \leq 1 \quad (2.21)$$

Donde:

Δx : Tamaño de la malla.

g : aceleración de la gravedad.

U : Velocidad del flujo.

h : Calado.

CFL: Variable menor o igual a la unidad (Ecuación 2.21).

2.9.3.1 Criterio de estabilidad de onda dinámica

Este criterio fue establecido por Ponce y Theurer mediante la Ecuación 2.22; el incremento del paso de tiempo Δt adoptan valores en el rango de 0.1 segundos a 60 segundos; desde un inicio con un valor mínimo de paso de tiempo y que luego se incrementa hasta que alguno de los principios de equilibrio numérico sea superado, y se procede a disminuir el paso de tiempo:

$$\Delta t = \zeta S_0 \frac{\Delta x^2}{q_0} \quad (2.22)$$

Donde:

Δt : Diferencial de tiempo.

ζ : Coeficiente $0.25 < \zeta < 1$.

S_0 : Pendiente de lecho.

Δx : Elemento de malla.

q_0 : Caudal unitario

2.10 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO CHIQUICAHUA

Dado que el proyecto se encuentra en fase de estudios definitivos se procedió a remitir al Honorable Consejo Provincial de Tungurahua el oficio N° 001-PENS-HGPT, por lo que designó a quien corresponde la entrega de información respecto al estudio definitivo, datos necesarios y puntuales con la única finalidad de realizar el presente estudio para aporte a la sociedad y bajo previa autorización de la información para uso académico.

2.10.1 Ubicación de la Zona de Estudio

Está ubicado en la Parroquia Pilahuín en las estribaciones del norte del volcán Carihuayrazo sobre la quebrada Chiquicahua (coordenadas N 9850154.96 y 748919.21 E; sistema UTM, 17S) como lo indica la Figura 15. El proyecto de acuerdo con Honorable Consejo Provincial de Tungurahua (2022), se encuentra en fase de Diseños Definitivos, la altura total del embalse es de 39 metros medidos desde la cota 3751.00 msnm hasta el nivel de coronación en los 3790.00 msnm. El nivel máximo de operación de la presa se ubica en la cota 3788.00 msnm, con un volumen útil 3.06 Hm³.

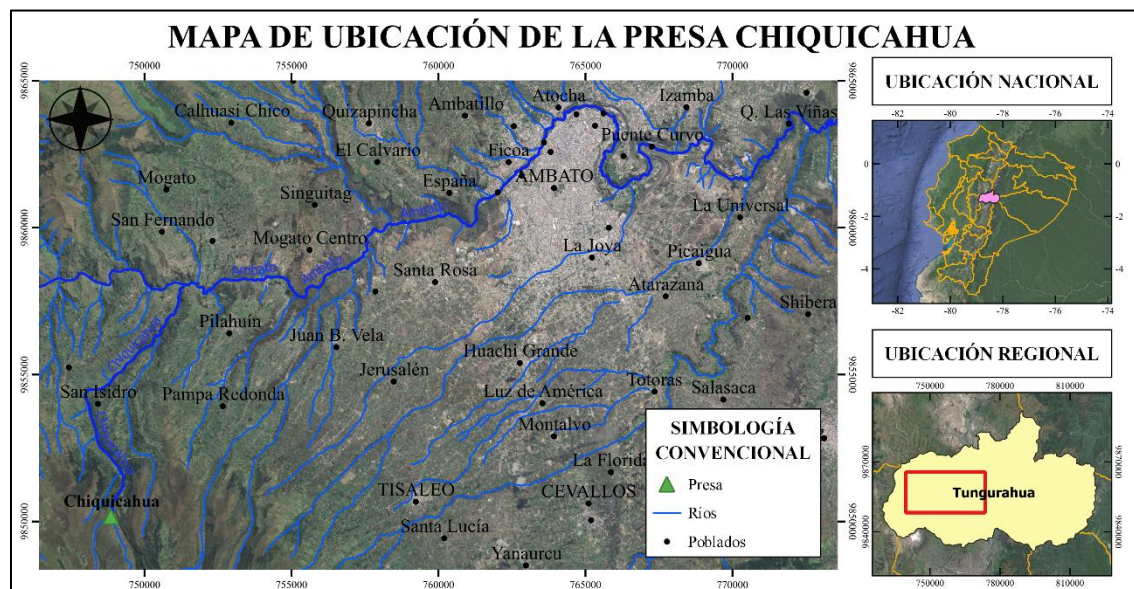


Figura 15. Ubicación de la zona en estudio, Presa Chiquicahua.
Fuente: Paulina Suárez.

La temperatura media anual es de 4°C, entre los meses de abril y noviembre se generan las temperaturas máximas, en cambio las temperaturas mínimas para el mes de julio y julio (Hidroestudios, 1990). El hábitat de los páramos de montaña generalmente acumula agua y regula los flujos hídricos, por lo tanto, la estructura del suelo y vegetación desarrollan sistemas que ayudan al almacenamiento y flujo de agua. Estos medios se forman por los bosques andinos a alturas mayores de 3750 msnm, su clima es frío a lo largo del año y poseen suelos de origen volcánico de gran fertilidad.

Sus características permiten almacenar, filtrar y regular el recurso hídrico que llega por medio de precipitaciones, estados nubosos y deshielos; a su vez son el hábitat de muchas especies endémicas de la zona, cumpliendo funciones mitigadoras y adaptivas a la variabilidad climática por la acumulación de materia orgánica del suelo donde almacena carbón en grandes proporciones respecto a otros ecosistemas (Herrera, 2013).

El acceso a la zona de estudio viene demarcado por una vía de cuarto orden al margen izquierdo de la quebrada Chiquicahua, iniciando desde el kilómetro 26 en la vía Ambato-Guaranda. Sin embargo, debido a la carencia de obras viales para pasar sobre las acequias la vía no llega al sitio exacto donde será construida la presa, por tal motivo el Honorable Consejo Provincial de Tungurahua abarca en sus

estudios definitivos el mejoramiento de la vía con la colocación de sub-base y lastrado.

2.10.2 Información Base Disponible

Existe información disponible generada por el Instituto Geográfico Militar (IGM), Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), H. Gobierno Provincial de Tungurahua, la cual se detalla a continuación:

- Cartografía perteneciente al Instituto Geográfico Militar (IGM) con cartas topográficas a escala 1:50.000 y 1:25.000.
- Registros climatológicos de caudales en ríos y cuencas adyacentes a la zona del estudio. Esta información pertenece al H. Gobierno Provincial de Tungurahua y el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). Según los estudios definitivos elaborados por el H. Gobierno Provincial de Tungurahua en la Unidad Hídrica de la quebrada Chiquicahua hasta el sitio del embalse no existe registro alguno de medición de parámetros hidrológicos.
- Estudios de diseño definitivos del proyecto por parte del H. Gobierno Provincial de Tungurahua.

2.10.3 Generalidades de la Presa Chiquicahua

Se ha considerado un diseño clásico de la presa de materiales sueltos, conformado de un núcleo de hormigón asfáltico conocido también como hormigón bituminoso siendo muy común para la construcción de este tipo de estructuras, está compuesto por un agregado de asfalto y minerales mezclados (Figura 16). Por su baja permeabilidad se usan como núcleo de las presas (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022). Se detalla en la Tabla 5, las dimensiones generales de la presa:

Tabla 5. Datos generales de la presa.

Espesor núcleo de hormigón asfáltico	1 metro
Espesor material filtro	2.5 metros
Ancho libre de la corona	8 metros
Cota de coronamiento	3790 msnm
Nivel de fundación	3751 msnm
Altura de la presa	39 metros desde la cimentación del núcleo.

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

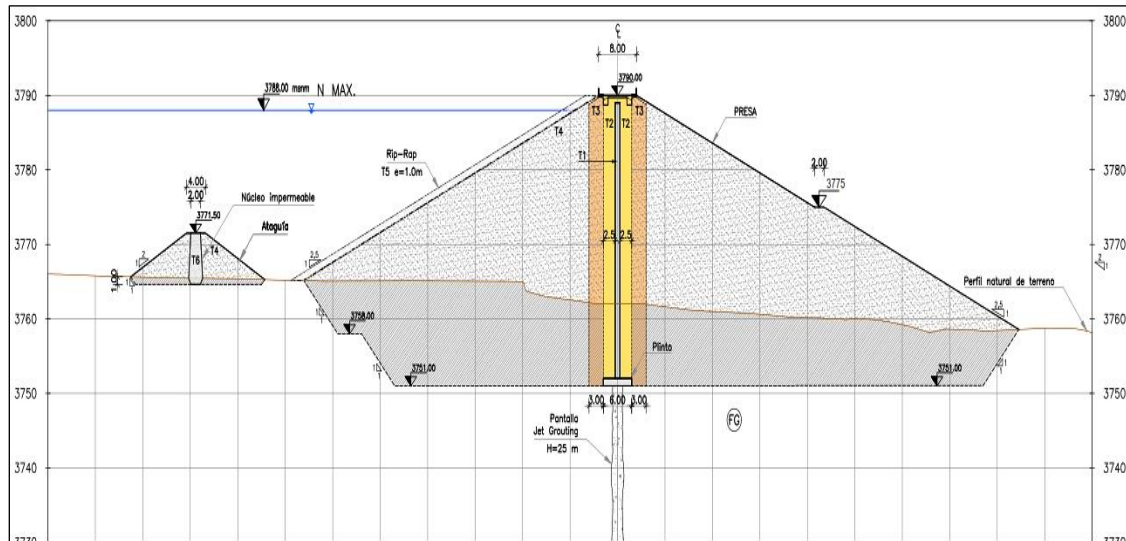


Figura 16. Esquema de la presa.

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

2.10.4 Obras Civiles

Los estudios contemplan los diseños de las obras detalladas en la Figura 17.

- Construcción del embalse
- Obras de desvío en el momento de la construcción del embalse
- Obras de toma
- Obra de ingreso del caudal al embalse de las acequias Casimiro Pazmiño y Cunuyacu Chimborazo.
- Tanque repartidor de caudales
- Obras de excedencia: vertedero, rápida, cuenco de disipación y protección del cauce.

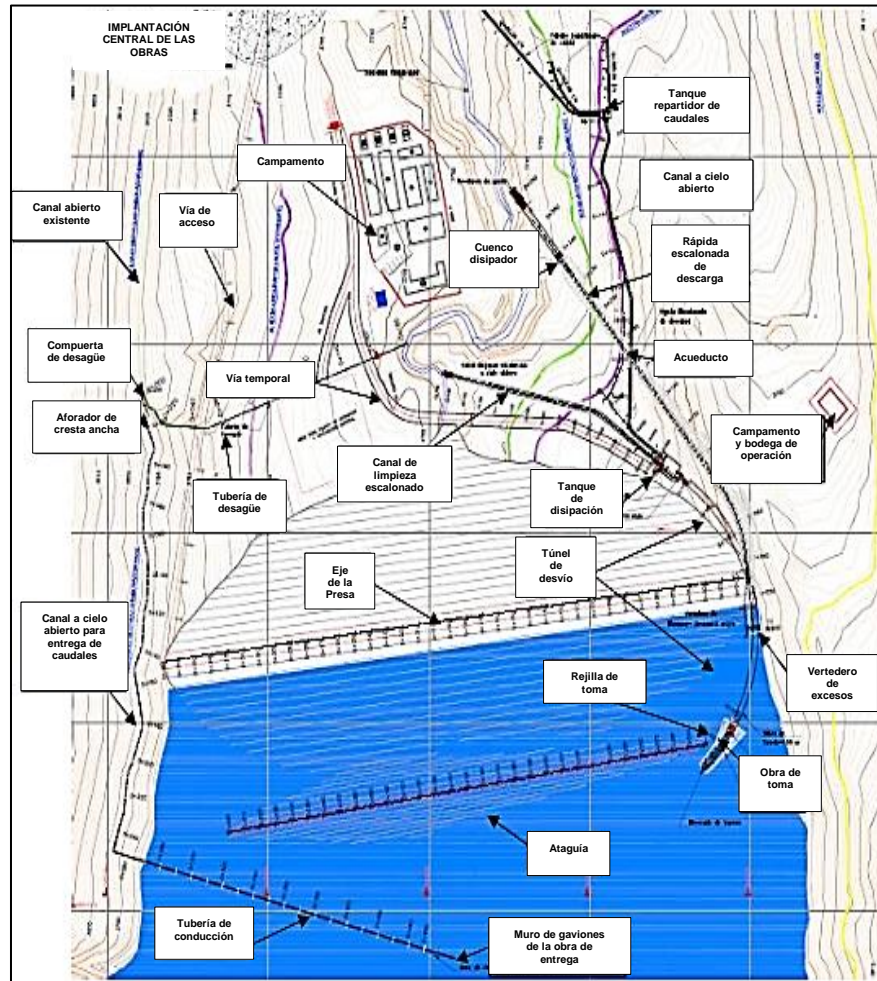


Figura 17. Ubicación de la zona en estudio, Presa Chiquicahua.
Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

2.10.5 Embalse

La presa se diseñó en base a las circunstancias geológicas del sitio de cimentación, disponibilidad de materiales para la construcción y las características geofísicas del sector (sísmicas). Por lo que concluyen que la construcción de una presa de enrocado conformado por un núcleo de hormigón asfáltico es la mejor alternativa económica en las condiciones que presenta el emplazamiento (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022).

El espaldón aguas arriba tiene una protección contra el oleaje con pantalla de bloques decimétricos de material de la cantera, con tamaño superior a un diámetro de 30 centímetros y el nivel máximo de aguas en el embalse llega a 3788 msnm con el borde libre de 2.0 metros, mediante este nivel máximo se determina la coronación de la presa.

2.10.5.1 Volumen de embalse

Mediante la información existente de las acequias Chiquicahua, Cunucyacu – Chimborazo, Casimiro Pazmiño y Alta San Carlos dispusieron de aforos desde 2013 a 2021, que permitieron obtener información para realizar la determinación del volumen del embalse, por lo que su almacenamiento útil es de 3.065 Hm³, con una altura total de 39 metros medidos desde la cota 3751.00 msnm., hasta el nivel de coronación en los 3790.00 msnm (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022). Los datos generales se detallan en la Tabla 6.

Tabla 6. *Datos generales del embalse.*

Cota de coronación embalse	3790 msnm
Volumen útil	3'065.000 m ³

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

2.10.6 Caracterización Climática

La zona del proyecto está ubicada en el centro del callejón andino del país, en base al comportamiento de temperatura regional y estacional de las precipitaciones y a la precipitación anual (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022). Esta zona no tiene periodos de sequía; donde las lluvias se conservan en el rango de 80 a 150 mm en los meses de menor precipitación.

Los meses secos comprenden dos fases a lo largo del año, entre el mes de enero a febrero, y agosto a octubre, es importante mencionar que existe lluvia intermitente en los periodos secos. Desde el mes de noviembre a diciembre y de marzo a inicios de julio se presenta el periodo de máxima lluvia. El mes de noviembre está influenciado bajo los efectos de climas fríos que provienen del hemisferio norte. Se detalla en la Tabla 7, los criterios de cobertura geoespacial.

Tabla 7. Criterios INAMHI de cobertura geoespacial.

TIPO DE ESTACIÓN METEOROLÓGICA	VARIABLES METEOROLÓGICAS OBSERVADAS	CRITERIOS DE INHAMI	
		ZONA MONTAÑOSA	ZONAS DE LLANURA
Climatológica	Precipitación, temperatura, humedad, evaporación, heliofanía, dirección y velocidad del viento.	25	30
Pluviográfica	Muestra la distribución de la intensidad de la Precipitación.	20	50
Pluviométrica	Cantidad de Precipitación (mm).	20	50

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

2.10.6.1 Precipitación

El H. Gobierno Provincial de Tungurahua estima la precipitación en series mensuales para todo el periodo de análisis. Para evaluar la precipitación espacial agrupó todas las estaciones validadas y determinar la media mensual multianual detallada en la Tabla 8:

Tabla 8. Precipitación media mensual multianual.

NOMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ACUMULADA ANUAL
Chiquihuro	98,40	70,25	99,75	92,30	106,94	154,95	123,63	83,10	53,99	67,57	73,61	75,34	1099,83
Calamaca Convenio	61,80	39,28	78,38	70,41	74,53	78,89	65,66	43,95	31,50	46,21	56,08	55,28	701,96
Mulacorrall	94,30	64,10	96,16	87,12	95,37	139,93	112,63	74,01	42,62	60,19	64,51	67,55	998,50
Quispincha	90,76	71,37	97,49	92,34	88,94	100,19	79,20	58,39	40,85	67,71	80,05	76,85	944,13
Pampas de Salasaca	107,04	86,01	123,54	120,18	104,25	136,69	117,06	70,46	54,74	73,89	74,86	78,65	1147,36
Pilahuín	53,55	50,20	63,84	85,36	67,39	70,85	60,84	42,84	35,55	50,04	71,01	62,61	714,08
Pilahuín	42,61	56,85	67,58	78,08	71,97	68,37	57,21	46,80	44,18	53,49	53,50	49,77	690,41
Tisaleo	42,08	56,07	70,82	82,51	74,71	81,60	59,96	46,40	49,01	56,18	54,77	43,74	717,86
MÁX	107,04	86,01	123,54	120,18	106,94	154,95	123,63	83,10	54,74	73,89	80,05	78,65	1147,36
MIN	42,08	39,28	63,84	70,41	67,39	68,37	57,21	42,84	31,50	46,21	53,50	43,74	690,41
MEDIA	73,82	61,77	87,19	88,54	85,51	103,93	84,52	58,24	44,05	59,41	66,05	63,72	876,77

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

A partir de esto, se genera la gráfica de isoyetas (Figura 18) que conserva una distribución geoespacial semejante de la precipitación, presentando cifras alrededor de los 700mm a 900mm.

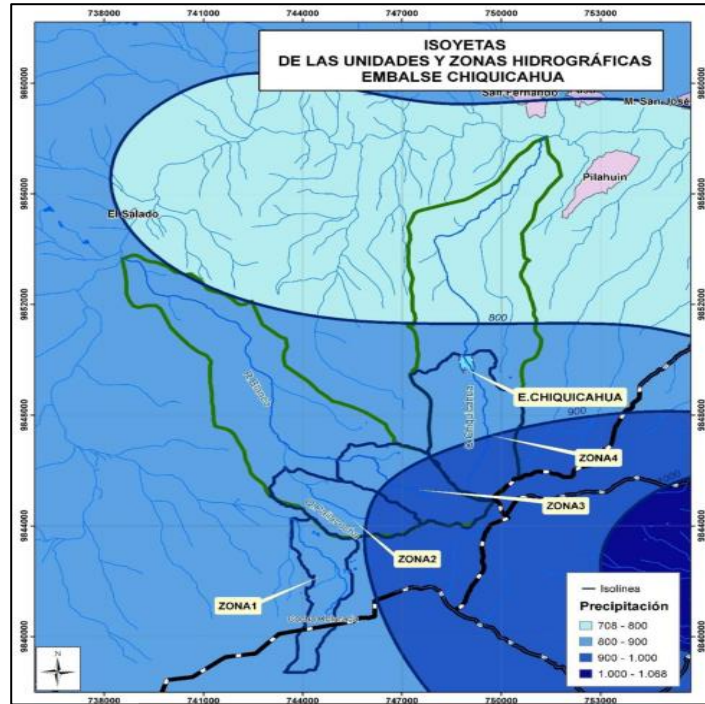


Figura 18. Mapa de Isoyetas.

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

A continuación, se muestra el mapa de las Unidades y Zonas Hidrográficas planteadas por el HGPT (Figura 19) y la distribución de precipitación por unidad (Tabla 9) y zona hídrica (Tabla 10).

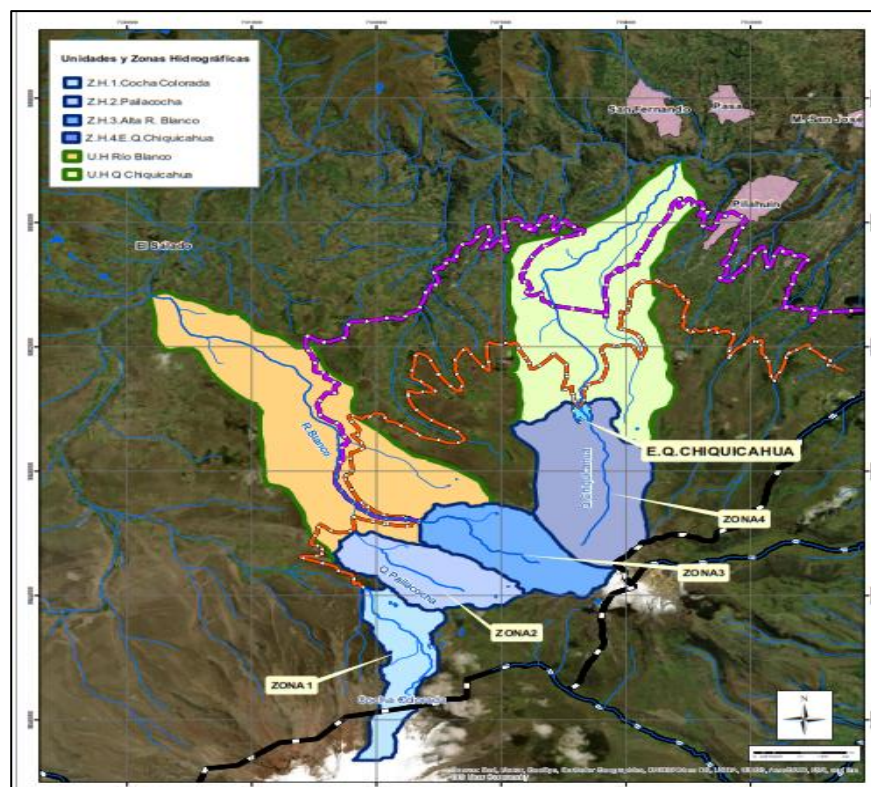


Figura 19. Unidades y zonas hídricas.

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

Tabla 9. Distribución de la precipitación por unidad hídrica.

PRECIPITACIONES ACUMULADAS	PRECIPITACIONES ACUMULADAS		
	MÍNIMO	MÁXIMO	MEDIA
U.H Río Blanco	797,11	937,47	866,64
U.H Chiquicahua	720,01	935,35	808,22

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

Tabla 10. Distribución de la precipitación por zona hídrica.

ZONA HÍDRICA	PRECIPITACIONES ACUMULADAS		
	MÍNIMO	MÁXIMO	MEDIA
Z.H Cocha Colorada	884,62	897,50	888,51
Z.H Paila Cocha	880,37	917,10	894,25
Z.H Alta Río Blanco	878,75	938,04	906,02
Z.H Embalse Chiquicahua	826,44	935,36	886,23

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

Por lo expuesto en las tablas no existe mayor variación en las precipitaciones, se detalla valores en el rango de 700 mm a 1000 mm anuales (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022). Se plantea la distribución de la precipitación media mensual de las unidades y zona hídrica de estudio, donde se evidencia que desde noviembre a diciembre y desde marzo a al mes de julio se presenta mayor precipitación (Tabla 11).

Tabla 11. Precipitación media mensual por Unidad y Zona hídrica.

NOMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
U.H. Río Blanco	72,02	61,14	90,16	89,22	85,11	100,41	82,10	56,73	43,78	59,41	65,19	60,36
U.H. Q. Chiquicahua	60,80	60,75	82,47	87,30	80,03	88,56	73,79	52,61	43,59	59,41	65,19	58,01
Z.H 1. Cocha Colorada	77,78	61,16	91,09	96,18	86,60	105,70	86,69	58,76	44,62	59,41	65,19	62,92
Z.H 2. Pailacocha	77,04	61,16	92,37	93,79	87,16	106,37	87,42	59,14	44,37	59,41	65,19	61,66
Z.H 3. Alta Río Blanco	77,08	61,16	94,91	94,66	88,17	107,88	89,26	59,77	44,53	59,41	65,19	60,89
Z.H 4. Del embalse Chiquicahua	71,40	61,10	92,79	93,00	86,50	103,76	85,90	58,20	44,40	59,41	65,19	59,00

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

El modelo hidrológico fue obtenido con la utilización del software HEC-HMS, programa del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos que permite la simulación del proceso de precipitación escurrimiento de unidades hídricas; por lo que, para la obtención del hidrograma de salida para un periodo de retorno de 1000 años el Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua realizó la modelación con la utilización de hietogramas.

2.10.7 Parámetros morfométricos

De acuerdo a las unidades y zonas hídricas planteadas por el HGPT (Figura 19) y su respectiva delimitación se detalla las características morfológicas:

Tabla 12. Parámetros morfométricos de las unidades hídricas.

PARÁMETROS	UNIDAD	U.H. RÍO BLANCO	U.H.Q CHIUICAHUA
Área	Km ²	38,21	36,48
Perímetro	km	31,43	31,86
Coefficiente de Gravelius	(-)	1,43	1,49

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

Tabla 13. Parámetros morfométricos de las zonas hídricas.

PARÁMETROS	UNIDAD	Z.H.1 COCHA COLORADA	Z.H.2 PAILA COCHA	Z.H.3 RÍO BLANCO ALTO	Z.H.4 EMBALSE CHIUICAHUA
Área	Km ²	5,98	6,45	7,67	12,09
Perímetro	km	15,48	12,12	13,35	15,39
Coefficiente de Gravelius	(-)	1,79	1,35	1,40	1,25

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 IBER V. 2.6

Iber es un programa de Dinámica de Fluidos Computacional que se utiliza para modelar numéricamente tránsito de crecidas en ríos, determinación de zonas de riesgo, profundidades de inundación, peligrosidad, riesgos asociados y definición de hidrogramas por consecuencia de la rotura de una presa.

Iber v. 2.6 utiliza los criterios normativos de las agencias internacionales sobre rotura de presas dentro del método de análisis de la rotura. Una función importante y que hasta la fecha no se ha considerado en el análisis de rotura de presas es simular el fenómeno de rotura con el aterramiento del material aguas arriba del embalse. Ni tampoco considerando el efecto en la dinámica fluvial (erosión-sedimentación) en el cauce principal por donde transitará el caudal de avenida.

Los métodos que integra *Iber* para evaluar la rotura de presa se clasifican en tres: un modelo que considere el fondo móvil (transporte de sedimentos), realizando la formación de la brecha para la determinación del hidrograma post rotura; un modelo que mediante el hidrograma del periodo de retorno de 1000 años posibilite la simulación de la inundación; y analizar los diferentes modelos para cuantificar los posibles daños (Sanz et al., 2019). Por lo tanto, dada las prestaciones que ofrece este software el presente trabajo usará la herramienta *Iber* v. 2.6, con la finalidad de simular el flujo consecuente de la rotura de la presa, este flujo estará caracterizado por las condiciones de frontera del modelo y las propiedades físico/numéricas correspondientes, abordando criterios y fundamentos técnicos a fin de representar y/o replicar el comportamiento real de flujo apoyados en datos de campo y mediciones en la Presa Chiquicahua.

Con todos estos resultados se puede contribuir con criterios técnicos sobre cómo manejar una situación de rotura de presa y el análisis de las posibles zonas de afectación.

3.2 DATOS DE ENTRADA PARA LA MODELACIÓN NUMÉRICA

La simulación matemática sigue una serie de pasos lógicos que permiten tener un modelo eficiente y sigue el flujograma de trabajo presentado en la Figura 20. La resolución plantea una etapa de preproceso, procesamiento y de postproceso de los resultados obtenidos.

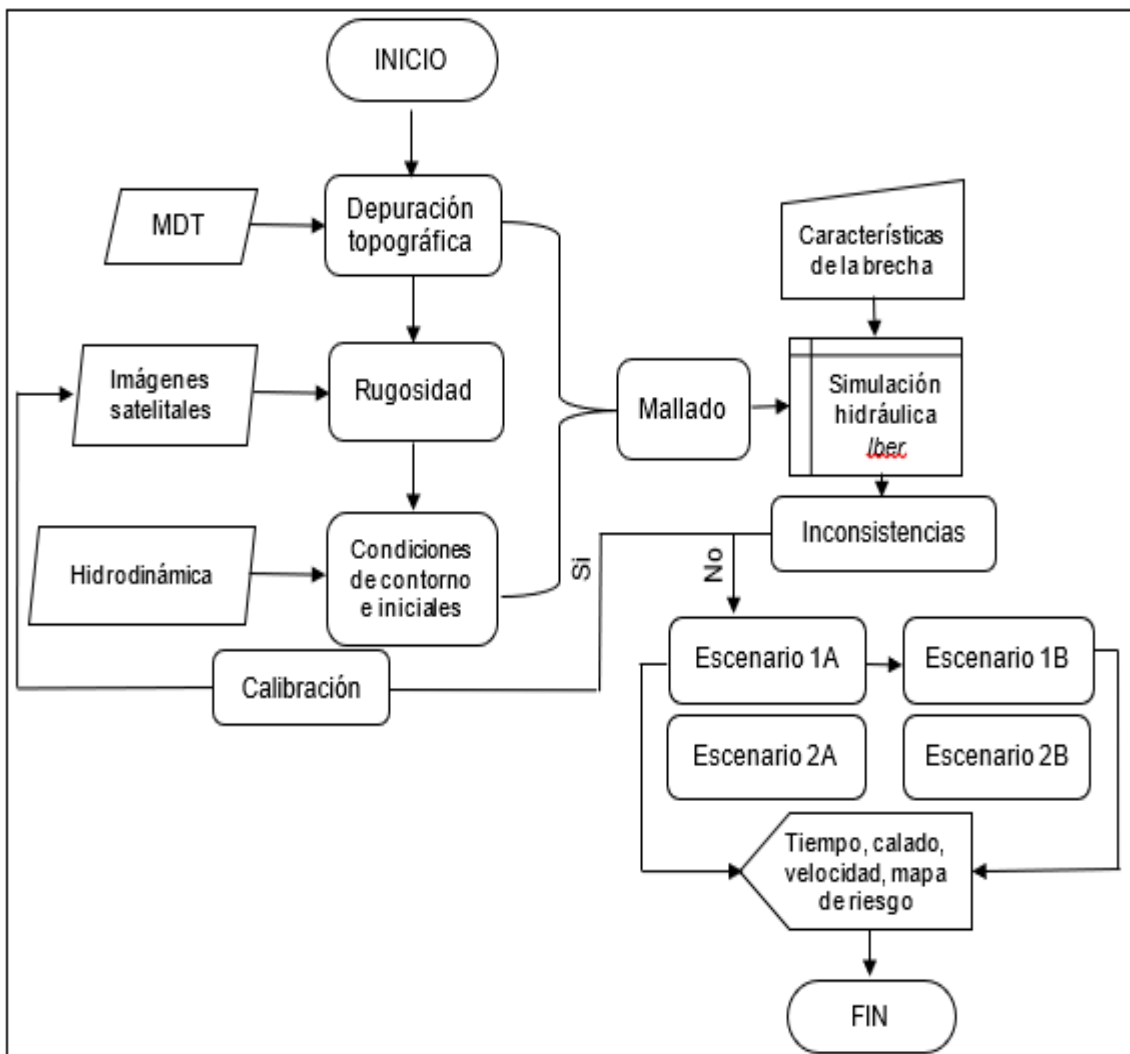


Figura 20. Flujograma de investigación.

Fuente: Paulina Suárez

3.2.1 Procesamiento de la información topográfica

La información base empieza con el Modelo Digital del Terreno (MDT) de 3 x 3 m de resolución por píxel proporcionado por *SIG Tierras* del Ministerio de Agricultura de Ecuador. Dicho MDT fue procesado en el software QGIS para que sea topográficamente consistente, y no tenga inconsistencias producto del método de obtención del MDT. Posteriormente al MDT se lo transformó en formato .asc para

que sea interpretado por el software *Iber*. Además, el programa SAGA GIS, el cual es un Sistema de Información Geográfica de código abierto que es usado para editar y analizar los datos espaciales, el mismo que para el presente estudio permitió extraer la red de drenaje para observar el recorrido del cauce principal de acuerdo con el MDT como lo muestra la Figura 21.

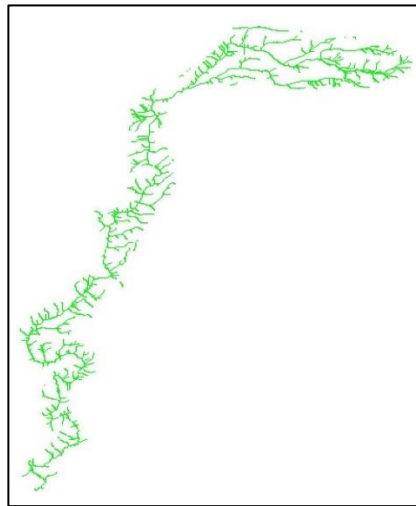


Figura 21. Red de drenaje en SAGA.
Fuente: Paulina Suárez.

3.2.2 Mallado

Para la generación de la malla se escogió un mallado no estructurado, es decir sus elementos son triangulares. Este tipo de mallas han sido recomendadas para cauces naturales de ríos dado que las geometrías triangulares se adaptan mejor al contorno curvo de los cauces. A fin de optimizar el tiempo de simulación y considerando que es un dominio computacional muy grande, se ha planteado la construcción de varios tamaños de malla no estructurada, agrupado en zonas, según la importancia de la zona a simular y cuyos tamaños de malla son múltiplos del tamaño de pixel del MDT (Tabla 14).

Tabla 14. *Tamaños de malla de las superficies.*

N°	LUGAR	TAMAÑO DE LA MALLA
1	Aguas arriba de la presa	21 metros
2	Presa	3 metros
3	Aguas abajo de la presa	9 metros
4	Zona urbana	6 metros
5	Zona rural	15 metros

Fuente: Paulina Suárez.

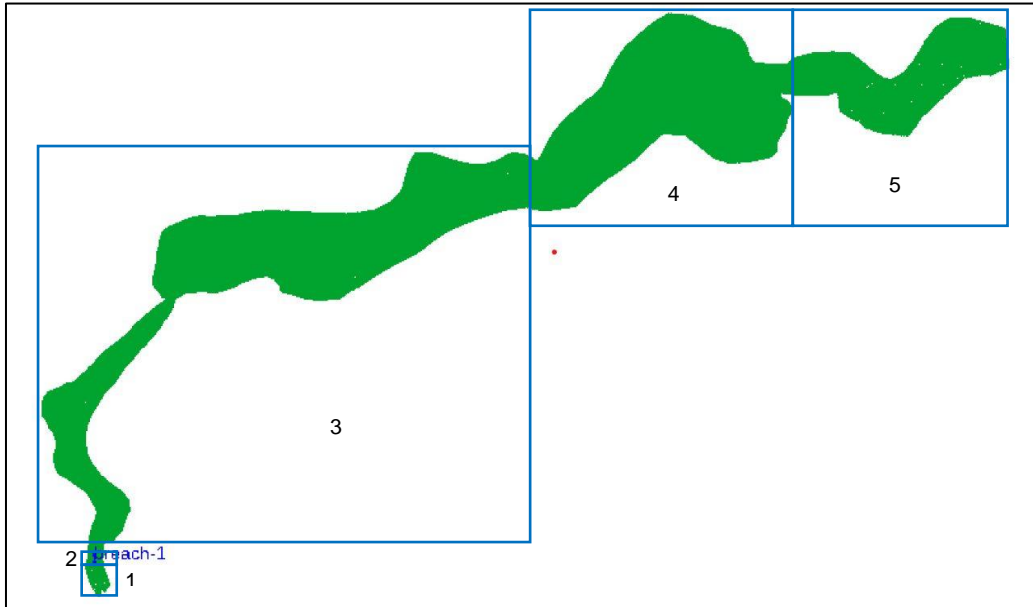


Figura 22. Clasificación de zonas con distinto mallado.
Fuente: Paulina Suárez.

3.2.3 Rugosidad

La resistencia al movimiento es uno de los parámetros más relevantes en el momento de la realización de este tipo de simulaciones. Por tal motivo, fue necesario crear un mapa de rugosidades del área de inundación con su uso de suelo correspondiente (Figura 23 y Tabla 15).

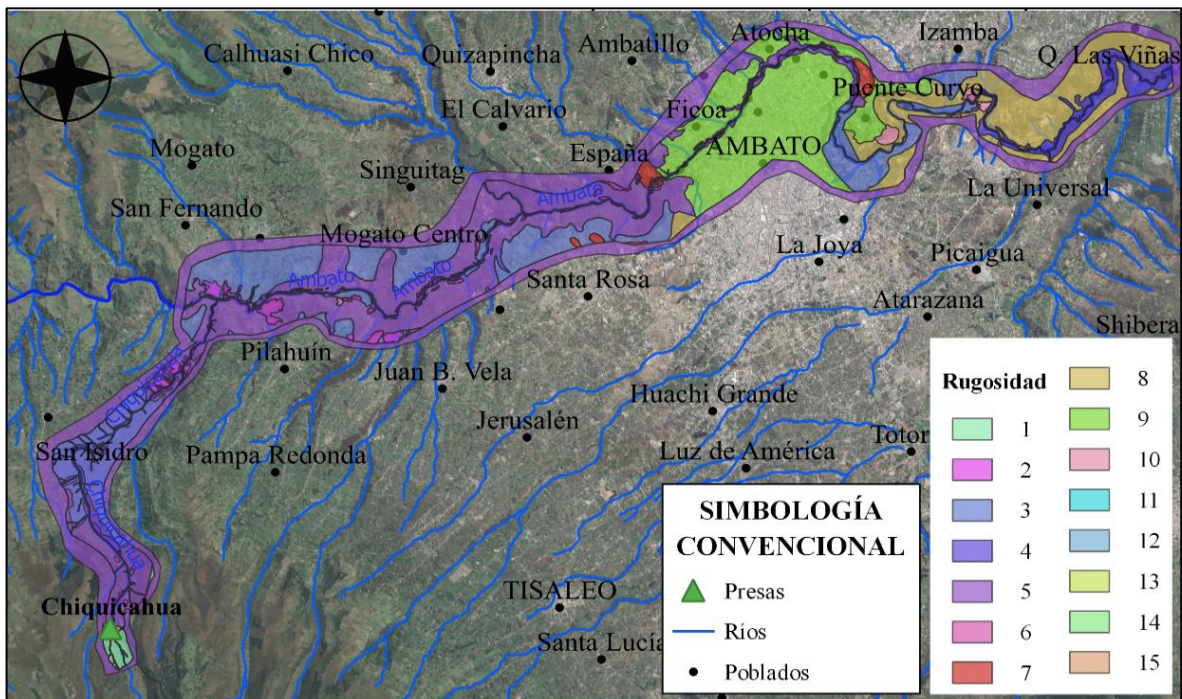


Figura 23. Mapa de rugosidad de la posible zona afectada.
Fuente: Paulina Suárez.

Es así, que mediante la utilización de ortofotos se realizaron mapas para la determinación de la rugosidad (n) acorde a la realidad de la zona en estudio tanto por su uso o tipo de cobertura vegetal, donde se identificó 15 tipos de superficies a lo largo del cauce con valores asignados acorde a la bibliografía de Ven Te Chow (1994). AL momento de añadirlo al software, *Iber* clasifica de manera automática mediante una comparación de los datos ingresados en formato ráster (Tabla 15).

Tabla 15. Superficies asignadas y valores de Manning.

ID	CLASE	VALOR
1	Pajonal	0.035
2	Forest	0.12
3	Cultivos	0.037
4	Brush	0.07
5	Pasto natural	0.03
6	Residencial	0.15
7	Single buildings	0.08
8	Vegetación dispersa	0.35
9	Residencial	0.15
10	Bare soil	0.03
11	Rioalto	0.03
12	Riomedio	0.035
13	Riobajo	0.04
14	Infraestructura menor	0.02
15	Presa	0.3

Fuente: Paulina Suárez.

3.3 PLAN DE SIMULACIONES

Para llevar a cabo la simulación se utilizó una computadora ASUS ROG G14 de 16 núcleos, procesador Ryzen 9, tarjeta de video RTX 3060 de 6GB, memoria RAM de 16GB. Las simulaciones se llevaron en tiempos distintos para cada escenario y el registro de datos se realizó cada 60 segundos.

Por otra parte, la información de diseño definitivo de la presa fue brindada por el H. Gobierno Provincial de Tungurahua (2021) que expone los resultados de la consultoría de diseños definitivos para la construcción de la presa, en la cual se cuenta con los caudales de diseño de la presa, curvas de almacenamiento, cota, volumen y los caudales de diseño para un tiempo de retorno de 1000 años con el que se trabajará posteriormente.

De esta forma se plantearon los siguientes escenarios presentado en la Tabla 16.

Tabla 16. Escenarios planteados.

1A	Rotura de presa en su máximo nivel de operación con agua clara, se utiliza las consideraciones del código español RD9/2008.
1B	Rotura de presa en su máximo nivel de operación con agua clara, se utiliza las consideraciones del código americano FEMA.
2A	Rotura de presa con avenida hidrológica de 1000 años con llenado completo, se clasifica el riesgo en función del código RD9/2008. Los hidrogramas son dados por el HGPT (2022).
2B	Considera transporte de sedimentos, este escenario ocupa los datos del escenario 2A, adicionado la información referente a los sedimentos.

Fuente: Paulina Suárez.

3.3.1 Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales para todos los escenarios se establecieron para el Nivel Máximo de Operación del Embalse correspondiente a la cota 3789.7 m.s.n.m. que equivale a 3 006 278.23 m³ de acuerdo con el cálculo inicial de *Iber*.

Únicamente para el escenario 2A, donde la presa está completamente llena se aplica como condición inicial el hidrograma correspondiente a una avenida con un periodo de retorno de 1000 años (Figura 24), calculado por el H. Gobierno Provincial de Tungurahua (2022).

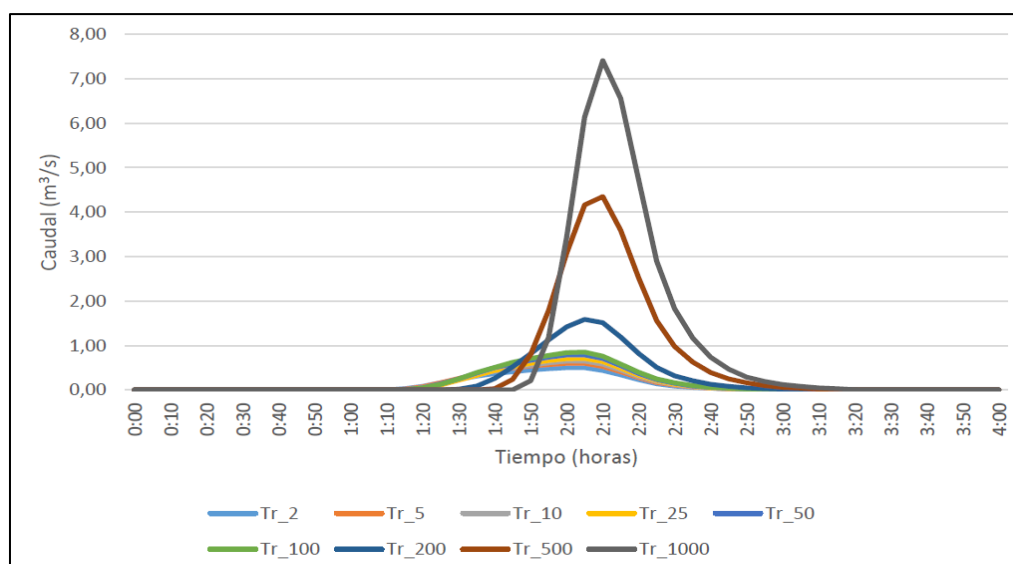


Figura 24. Períodos de retorno en la zona de la presa Chiquicahua.

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022)

3.3.2 Datos numéricos de simulación

Para los parámetros de tiempo en este proyecto se estableció un tiempo inicial del cero, una simulación máxima de 24000 segundos para el primer y segundo escenario, 30000 segundos para el tercero y 30200 segundos para el cuarto escenario, tiempos suficientes donde el flujo recorre toda la zona de estudio; y un

intervalo cada 60 segundos para guardar los datos; parámetros establecidos para todos los escenarios planteados.

En los datos generales se establecieron 14 procesadores para el análisis 2D y un valor CFL de 0.45. Los parámetros que se calcularon en la simulación son los expuestos en la Figura 25.

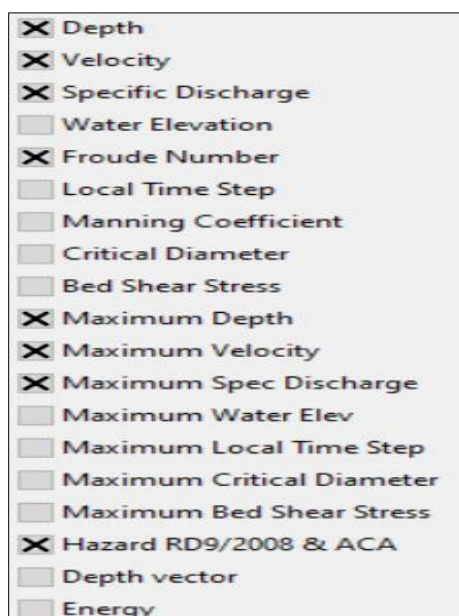


Figura 25. Parámetros para la simulación.

Fuente: *Iber*.

3.2.2.1 Consideraciones de normativa internacional

Para la generación de mapas de riesgo al marcar la casilla *Hazard RD9/2008 & ACA* se calcula por defecto mediante normativa española que corresponde al Real Decreto 9/2008 (RD9/2008) (Escenario 1A). De acuerdo con la Tabla 17, se clasifica afecciones graves y no graves durante una avenida. Sin embargo, para normativa americana (FEMA, 2009) fue necesario ingresar los parámetros que muestra la Figura 26 (Escenario 1B) y valores expuestos en la Tabla 18.

Tabla 17. Clasificación de Afectación Norma Española RD9/2008.

CRITERIO		AFECCIÓN
Calado (m)	Velocidad (m/s)	
1	1	No grave
> 1	> 1	Grave

Fuente: (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, 2021)

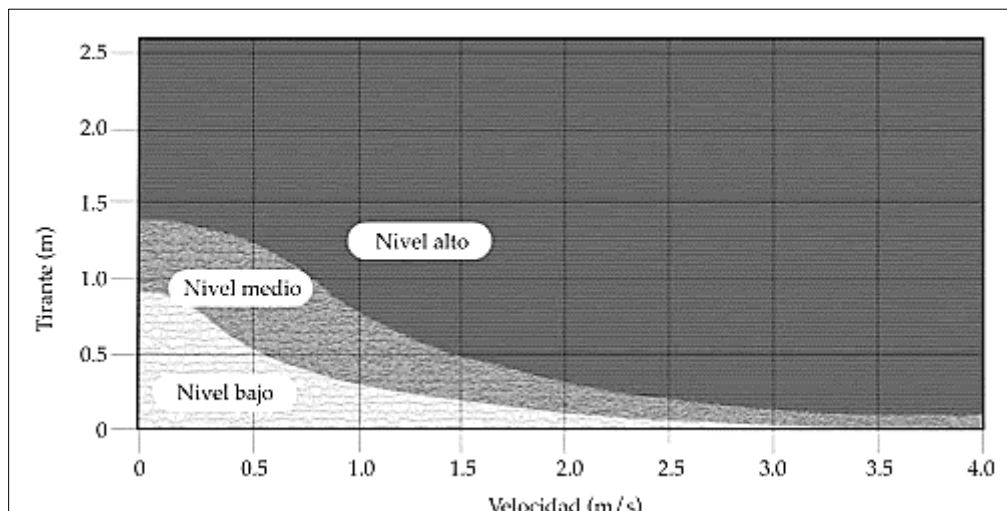


Figura 26. Clasificación del riesgo de acuerdo a FEMA.
Fuente: (FEMA, 2009)

Tabla 18. Clasificación de gravedad de inundación FEMA.

CRITERIO		AFECCIÓN
Calado (m)	Velocidad (m/s)	
0.9	3	Baja
1.4	4	Media
>1.5	>4	Alta

Fuente: (FEMA, 2009)

Los datos de sedimentos fueron utilizados únicamente para el escenario 2B, que incluye los datos de sedimentos del estudio de consultoría expuestos en la Tabla 19.

Tabla 19. Parámetros de sedimentos para el modelo Iber.

PARÁMETRO	VALOR
D50 (MEDIO)	0.43 mm
POROSIDAD DEL LECHO	0.4
ÁNGULO DE FRICCIÓN	0.5 rad

Fuente: (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022; Sanders, 1998; Hoek & Bray, 1991)

Es necesario mencionar que el diámetro medio es un sedimento correspondiente al lecho del río aguas arriba de la estructura, dato disponible en los estudios de consultoría mencionados; una vez que la presa falle, este sedimento recorrerá a lo largo de la zona de estudio. De acuerdo al estudio del H. Gobierno Provincial de Tungurahua (2022) determina que el volumen total de sedimentos alcanzaría un 3,8% del volumen total del embalse, valor que no es significativo, por lo que no será considerado.

Según información proporcionada el material corresponde a arena media y según su tipo aplica el modelo de Meyer-Peter y Müller que abarca arenas y gravas con diámetros entre 0.4 a 30 milímetros (Norvin et al., 2013). De igual manera se optó por el método de Meyer Peter y Müller en razón que el rango de su aplicabilidad en relación al peso específico (ρ_s) debe comprender entre (1250 – 4200) kg/m³ (Heredia, 2017) y para el caso estudio se cuenta con un sedimento con un $\rho_s = 2650$ kg/m³ (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022).

El presente estudio utiliza los dos principales módulos que consta el software *Iber* como el de hidrodinámica y sedimentos, no se considerará el módulo de turbulencia; este último requiere un trabajo íntegro y completo de campo por lo que demanda gran cantidad de tiempo e información extensa que debe ser manejada de manera meticulosa.

3.3.3 Consideraciones para la generación de la Brecha

Iber ofrece dos métodos de falla para presas; el primer método está basado en la “Guía Técnica de Clasificación de Presas” en el cual se asigna las coordenadas de donde se forma la brecha e ingreso de datos como el volumen del embalse, la cota de la coronación de la presa, cota de fondo de la brecha y el tiempo en el que iniciaría la falla.

El segundo método asume que la brecha adopta una forma trapezoide, donde se ingresa todas las dimensiones del primer método sumado el ancho mayor y menor de la brecha, puntos de inicio y fin de la brecha y el tiempo que demanda la rotura. Para el caso en estudio se utilizará el método de formación de brecha trapezoidal. Según la Guía Técnica Española el ancho promedio de la brecha puede determinarse con la Ecuación 3.1 donde se obtiene un ancho medio de 34.67 metros.

$$B = 20 (V * H)^{0.25} \quad (3.1)$$

Donde:

B: Ancho medio de la brecha en metros.

V: Volumen del embalse en hectómetros.

H: Altura de la presa en metros.

Se obtuvo los valores base mayor y menor del trapecio en función de la dimensión media de la brecha, es decir, las dimensiones del ancho de elevación y fondo de la presa con valores de 86 metros y 43 metros respectivamente.

Para el tiempo que se demora en formar la brecha, en base a la “Guía Técnica Española” se determina por la Ecuación 3.2 un valor de 865 segundos (14 minutos y 25 segundos).

$$t_f = 4.8 \frac{V^{0.50}}{H} \quad (3.2)$$

Donde:

t_f : Ancho medio de la brecha en m.

V : Volumen del embalse en hm^3 .

H : Altura de la presa en m.

Una vez aplicadas las fórmulas establecidas por la Guía Técnica Española (2021), se obtuvieron los parámetros establecidos en la Figura 27.

Parameter	Value
Name	breach-1
Visible	<input checked="" type="checkbox"/>
Start	748926 9.85007e+06 3764.
End	748913 9.85027e+06 3752.
Type	Trapezoidal
Starting at	Time
Value	0.0
Top Elevation	3790
Bottom Elevation	3757
Top Width	86
Bottom Width	43
Breaching time	864

Figura 27. Parámetros de la brecha.

Fuente: Paulina Suárez.

Al ser un modelo numérico influenciado significativamente por las condiciones de contorno, la estabilidad numérica y convergencia de los resultados se comprueba con varias iteraciones donde la malla del modelo sea cada vez más refinada, es por eso que para la convergencia de malla se ha aplicado distintos tamaños de malla a lo largo del modelo; la malla más refinada se aplicó para la presa con $\Delta x = 3$ m y para la zona de mayor interés que es la parte urbana del cantón Ambato $\Delta x = 6$ m

como lo indica la Tabla 14. Por lo tanto, este método de seccionamiento de malla mejora considerablemente los tiempos de simulación y la convergencia numérica de los resultados. Así mismo, se realiza la comprobación de los caudales que ingresan y salen del dominio computacional, las condiciones de frontera, el tamaño de malla y el tiempo de simulación garantizan que se cumple el principio de continuidad.

El valor adoptado del número de Courant es de 0.45 según las recomendaciones de *Iber* para simulación de crecidas en ríos y de diferentes estudios que recomiendan asignar un valor de 0.45 para esquemas bidimensionales (Borrueal, 2017) y (Aguirre & Berrezueta, 2016), con el fin de conseguir un esquema numérico estable y donde la convergencia es asegurada siempre y cuando la condición de Courant se cumpla (Guarniz, 2014). Para el presente estudio no se aplica el criterio de estabilidad de onda dinámica al ser considerado un Δt único con un valor de 60 segundos.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 POSTPROCESO

Los resultados se evaluaron en función de los parámetros de calado, velocidad, caudal, peligrosidad (Normas RD9/2008 y FEMA) y el número de Froude registrado en la simulación, en los cuales se realizaron tablas de los diferentes escenarios para poder definir los escenarios más críticos y los tiempos de arribo a las zonas habitadas. De igual manera se identificó de forma general edificaciones con mayor flujo de personas e infraestructura civil de varios servicios (Tabla 20), que se encuentran adyacentes al cauce del río:

Tabla 20. *Sitios de interés.*

N°	SITIO DE INTERÉS	DISTANCIA A LA PRESA (Km)
1	Puente vía Guaranda – Ambato	1.55
2	6 puentes en la vía a Flores	11.42 – 11.95 – 12.31 – 13.56 – 15.19 – 15.52
3	Planta de tratamiento aguas servidas “Pasa”	10.79
4	Complejo Recreacional Aguaján - Consejo Provincial de Tungurahua.	13.39
5	Escuela Miguel Ángel Albornoz - Titulúm.	17.61
6	Planta de tratamiento de Agua Potable de Titulúm	19.92
7	Puente de acceso a Planta de tratamiento de Agua Potable de Tilulum	20.22
8	Toma de agua, acequia Darquea	20.71
9	Molino Tilulum	21.73
10	Toma de agua, acequia Lalama	22.20
11	Toma Chacón Sevilla	22.68
12	Club Tungurahua	24.37
13	Puente Jaramillo	24.56

N°	SITIO DE INTERÉS	DISTANCIA A LA PRESA (Km)
14	Puente Negro	24.77
15	Parque Luis A. Martínez	24.97
16	Quinta El Peral	26.65
17	Puente La Delicia	26.89
18	Puente Luis A. Martínez	27.02
19	Puente de Atocha	28.02
20	Bocatoma de Riego de la Península	28.82
21	Sifón de aguas servidas	29.11
22	Puente Línea Férrea	29.20
23	Puente “El Socavón”	29.27
24	Complejo Municipal “El Socavón”	29.42
25	Estación de Bombeo de EMAPA – Socavón	29.50
26	Bocatoma - Central Hidroeléctrica la Península	29.53
27	Puente ingreso – Cantón Ambato	30.06
28	Estación de Bombeo de EMAPA	30.13
29	Puente ingreso a la ciudad de Ambato	30.06
30	Poliducto	33.55
31	Central Térmica Lligua	36.10
32	Puente Paso Lateral de Ambato	36.11
Total, distancia zona de estudio		47.97 Km

Fuente: Paulina Suárez.

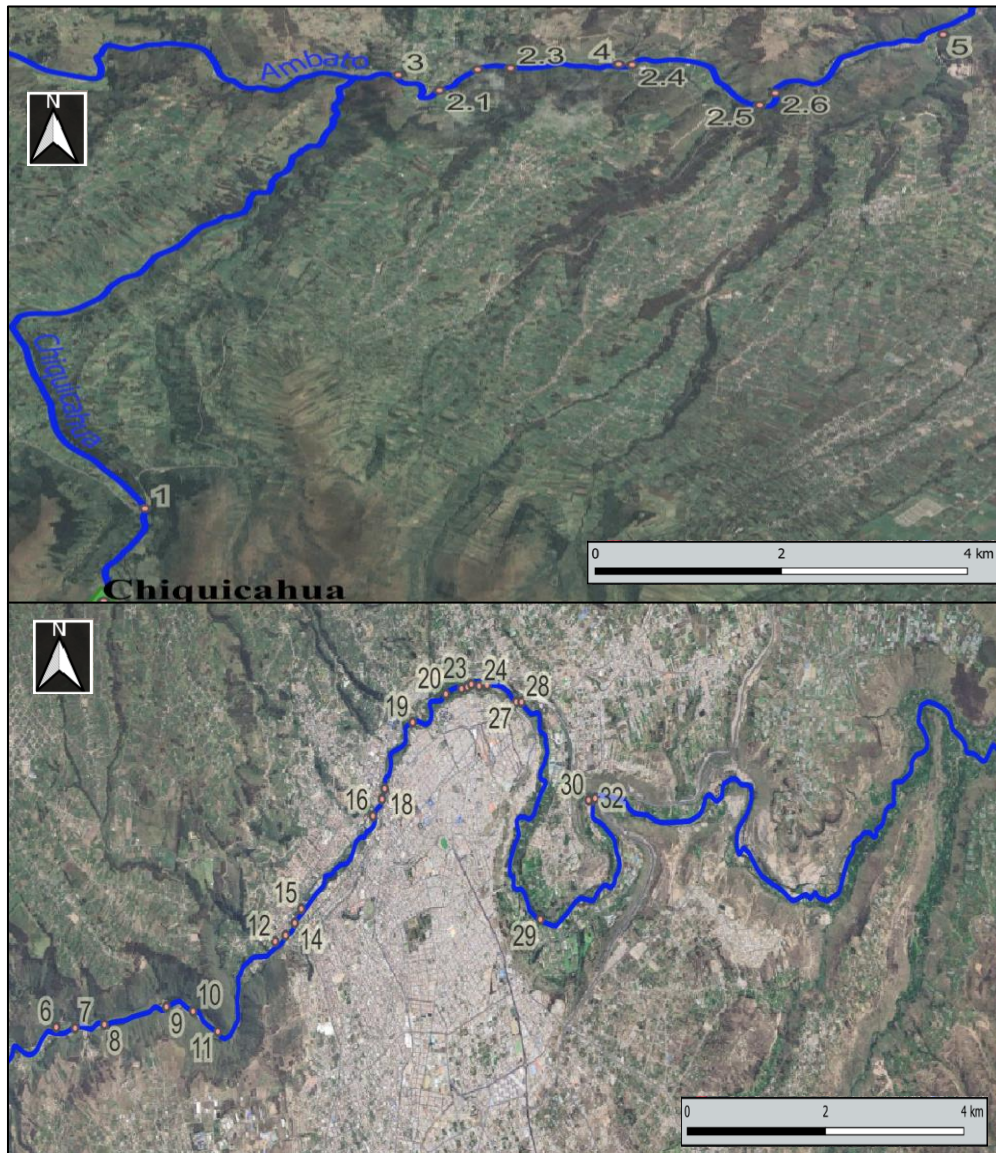


Figura 28. Puntos de interés.
Fuente: Paulina Suárez.

4.1.1 Resultados Escenario 1A

Como se detalló anteriormente, este escenario 1A se basa en la rotura de la presa en su máximo nivel de operación, con valores determinados para la estimación de riesgo según el Código español RD9/2008.

Se aprecia diferentes imágenes donde se representa los puntos de interés como obras y edificaciones, el calado máximo, velocidad máxima, caudal específico máximo, número de Froude y mapa de peligrosidad; para una mejor visualización se ha establecido diferentes tramos como los muestra la Figura 29.

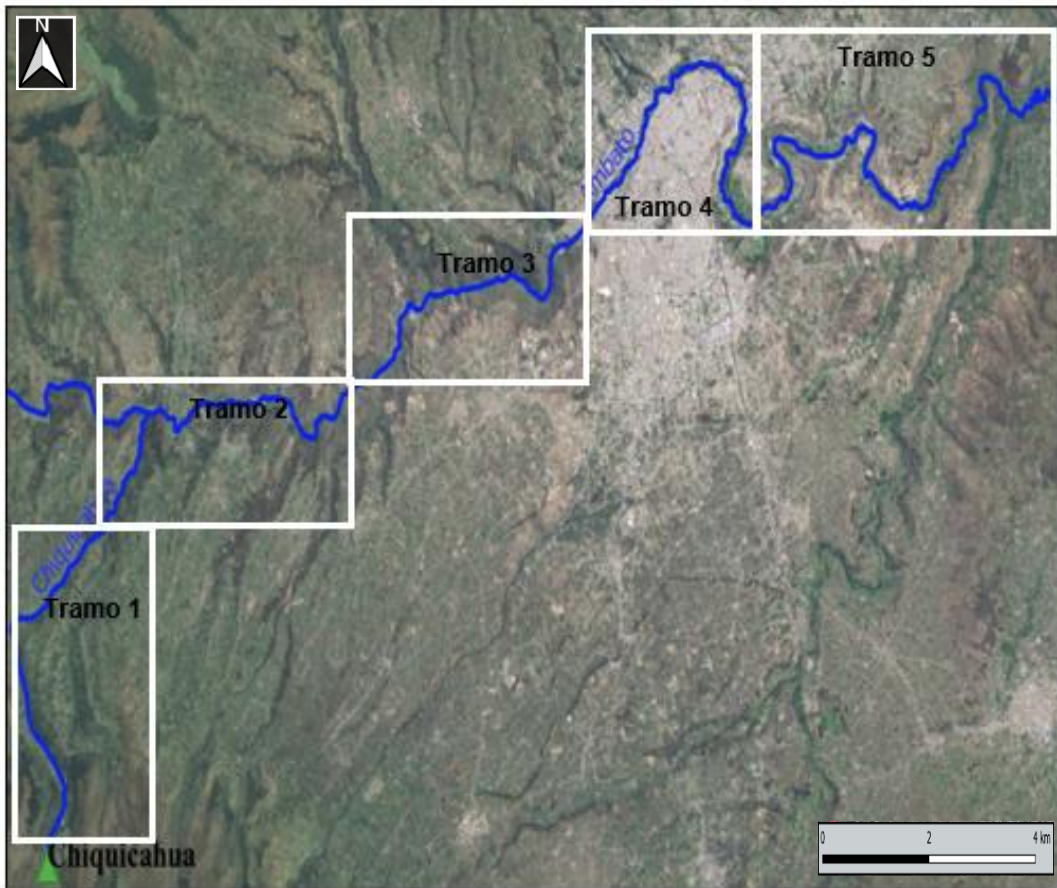


Figura 29. Tramos del proyecto.
Fuente: Paulina Suárez.

4.1.1.1 Velocidades máximas

Los resultados de velocidades detallados en las tablas siguientes son valores que alcanzan su pico o máximo en un instante de tiempo determinado, durante el paso de la crecida. *Iber* permite realizar este análisis a lo largo del cauce durante la avenida.

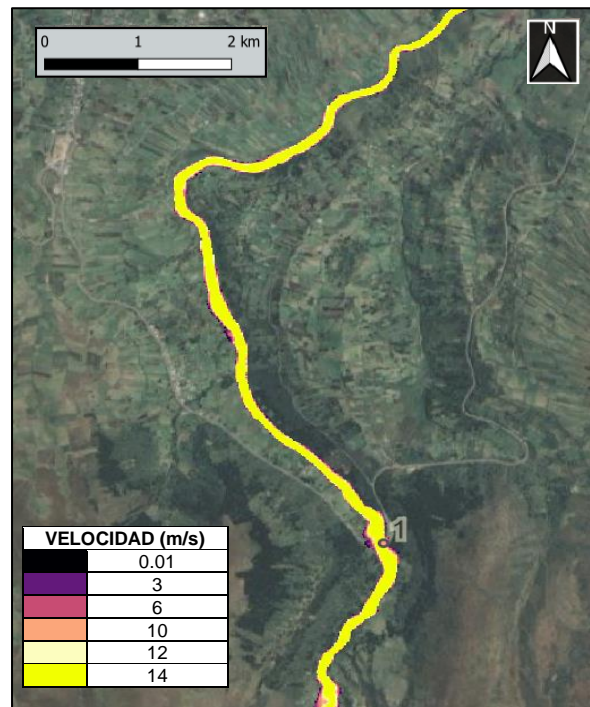


Figura 30. Velocidades máximas tramo 1.

Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 21. Velocidades máximas tramo 1.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO APROX. DE LLEGADA DEL FLUJO (s)		VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
	s	min	
1	300	5.00	18.20

Fuente: Paulina Suárez.

El tiempo que tarda el flujo en recorrer toda la zona de estudio es de aproximadamente 9300 segundos (2 h 30 min). Sin embargo, se estableció un tiempo de modelación de 24000 segundos, tiempo necesario para que toda la crecida se haya laminado y alcanzado todo el dominio computacional. Con este análisis se puede establecer el tiempo aproximado que tarda el flujo en alcanzar los diferentes puntos de interés planteados.

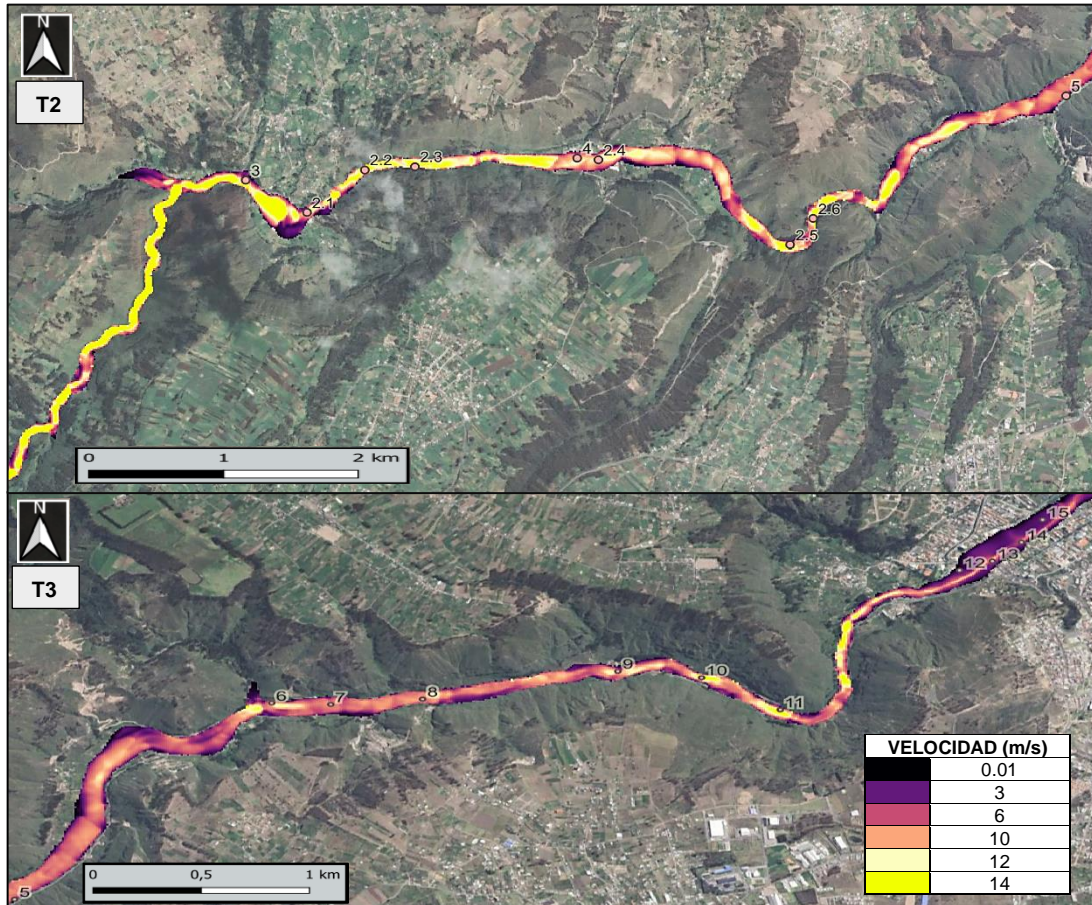


Figura 31. Velocidades máximas tramo 2 y 3.
Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 22. Velocidades máximas tramo 2 y 3.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO APROX. DE LLEGADA DEL FLUJO (s)		VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
	s	min	
2.1	1260	21.00	11.69
2.2	1320	22.00	13.21
2.3	1380	23.00	11.54
2.4	1450	24.17	10.64
2.5	1680	28.00	14.51
2.6	1710	28.50	14.73
3	1190	19.83	14.88
4	1440	24.00	11.55
5	2040	34.00	9.94
6	2280	38.00	10.52
7	2340	39.00	8.84
8	2400	40.00	9.16
9	2520	42.00	10.82
10	2580	43.00	13.45
11	2640	44.00	14.09
12	2880	48.00	11.25
13	2900	48.33	10.86
14	2940	49.00	5.96
15	3000	50.00	6.52

Fuente: Paulina Suárez.

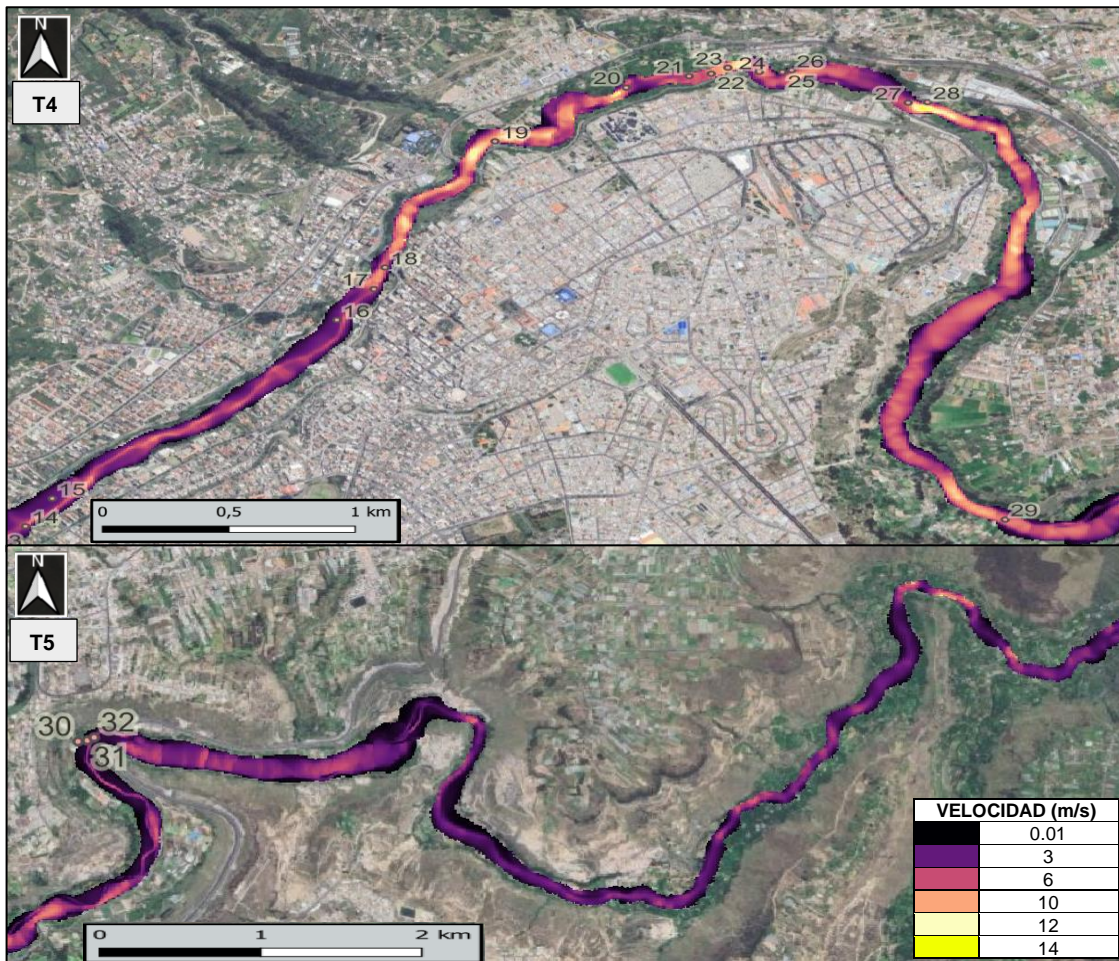


Figura 32. Velocidades máximas tramo 4 y 5

Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 23. Velocidades máximas tramo 4 y 5.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO APROX. DE LLEGADA DEL FLUJO (s)		VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
	s	min	
16	3420	57.00	4.93
17	3480	58.00	7.77
18	3500	58.33	9.45
19	3600	60.00	10.12
20	3720	62.00	8.22
21	3780	63.00	7.34
22	3810	63.50	8.56
23	3840	64.00	10.51
24	3860	64.33	9.43
25	3880	64.67	8.50
26	3900	65.00	10.14
27	4020	67.00	9.51
28	4030	67.17	13.57
29	4560	76.00	8.39
30	5400	90.00	5.37
31	5405	90.08	5.54
32	5410	90.17	5.26

Fuente: Paulina Suárez.

La distribución de velocidades depende de la sección transversal del cauce, su forma y características geométricas del contorno (Rocha, 2007); es decir debido a la fricción con las paredes laterales y el fondo del cauce, entre otros factores, la velocidad de flujo es mayor en el centro del cauce que en el borde. Por lo tanto, las velocidades detalladas anteriormente son valores obtenidos en el centro del cauce. Los valores máximos de velocidad que se presentan durante toda la avenida son de hasta 36.10 m/s. Esta distribución de velocidades en la sección tiene concordancia con la literatura técnica para curvas típicas de velocidad en secciones de canales naturales (Ven Te Chow, 1994).

4.1.1.2 Calados máximos

Al igual que la velocidad, *Iber* permite conocer el calado máximo que se generará a lo largo de la zona de estudio en determinado tiempo. Las imágenes muestran el calado máximo durante la avenida. Los datos corresponden a los valores en un punto de la sección transversal del cauce, donde tanto la topografía de la sección y la elevación del agua son mayores respecto a lo demás puntos de la sección transversal.

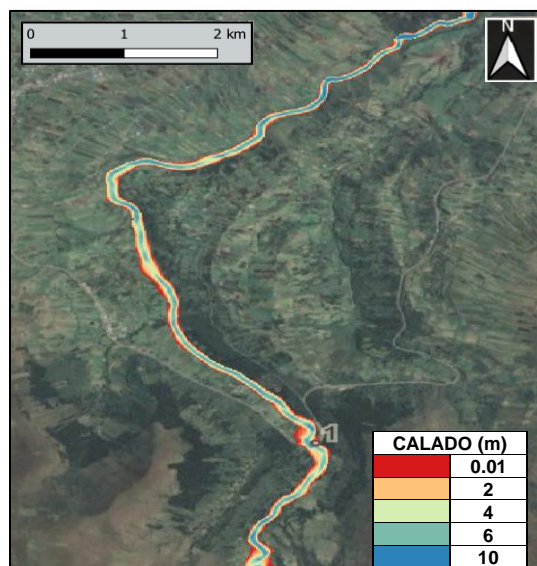


Figura 33. Calados máximos tramo 1.

Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 24. Calados máximos tramo 1.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO APROX. DE LLEGADA DEL FLUJO (s)		CALADO MÁXIMO (m)
	s	min	
1	300	5.00	7.13

Fuente: Paulina Suárez

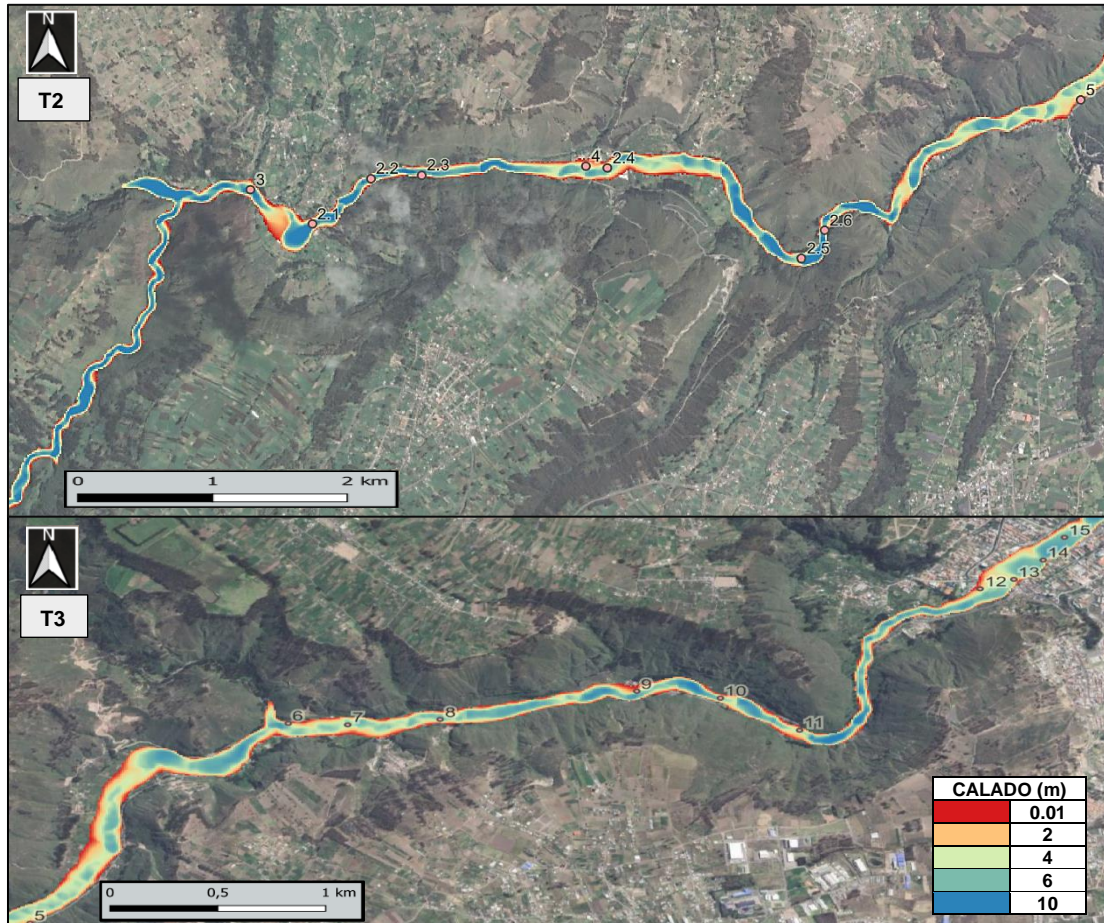


Figura 34. Calados máximos tramo 2 y 3.
Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 25. Calados máximos tramo 2 y 3.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO APROX. DE LLEGADA DEL FLUJO (s)		CALADO MÁXIMO (m)
	s	min	
2.1	1260	21.00	10.19
2.2	1320	22.00	9.05
2.3	1380	23.00	11.48
2.4	1450	24.17	7.19
2.5	1680	28.00	8.24
2.6	1710	28.50	9.54
3	1190	19.83	8.29
4	1440	24.00	6.40
5	2040	34.00	3.97
6	2280	38.00	7.07
7	2340	39.00	4.27
8	2400	40.00	5.62
9	2520	42.00	8.09
10	2580	43.00	6.11
11	2640	44.00	5.07
12	2880	48.00	7.62
13	2900	48.33	5.40
14	2940	49.00	6.19
15	3000	50.00	7.47

Fuente: Paulina Suárez

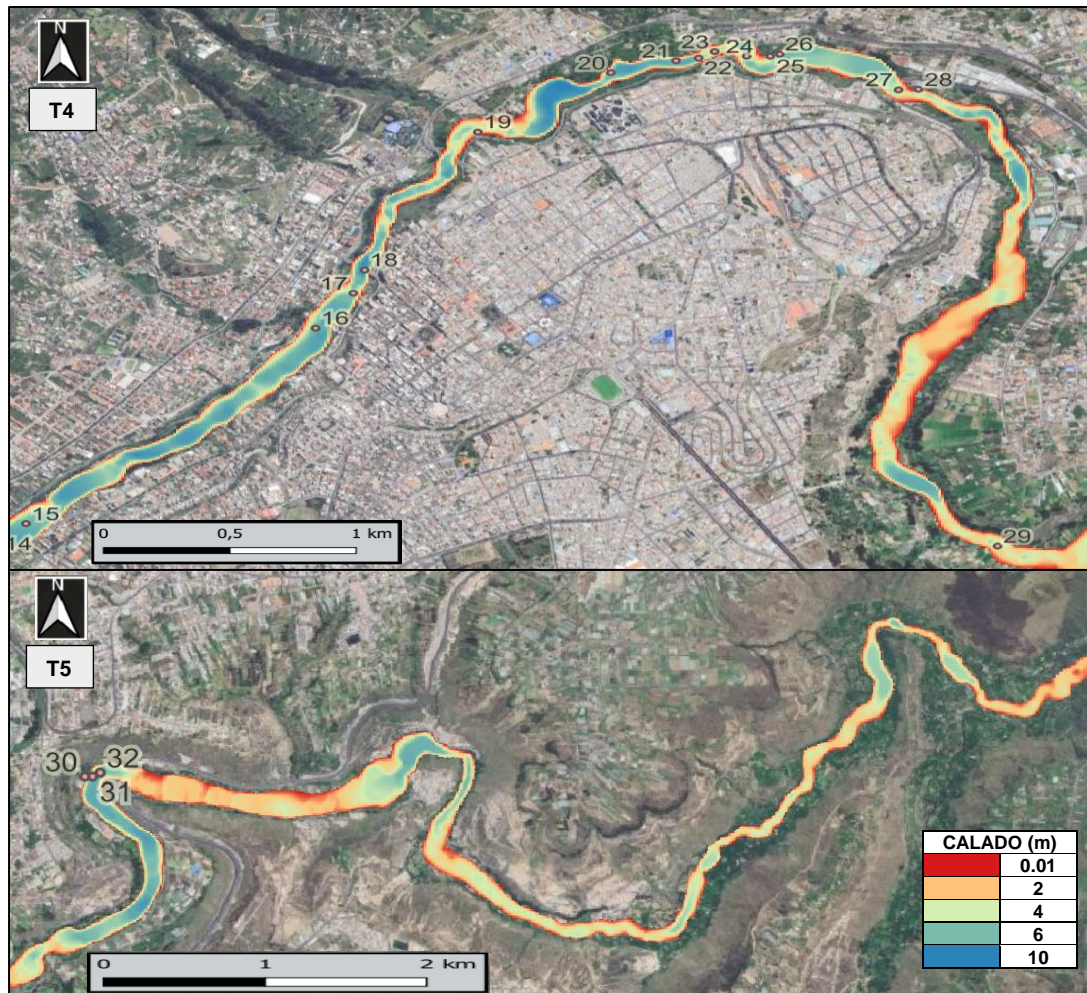


Figura 35. Calados máximos tramo 4 y 5.
Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 26. Calados máximos tramo 4 y 5.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO APROX. DE LLEGADA DEL FLUJO (s)		CALADO MÁXIMO (m)
	s	min	
16	3420	57.00	6.78
17	3480	58.00	5.68
18	3500	58.33	8.58
19	3600	60.00	5.20
20	3720	62.00	6.76
21	3780	63.00	6.85
22	3810	63.50	6.30
23	3840	64.00	4.12
24	3860	64.33	6.07
25	3880	64.67	4.91
26	3900	65.00	6.17
27	4020	67.00	4.64
28	4030	67.17	4.52
29	4560	76.00	4.15
30	5400	90.00	6.92
31	5405	90.08	6.35
32	5410	90.17	6.35

Fuente: Paulina Suárez

Se evidencia calados máximos en los sitios de interés de hasta 11.48 m, como se presenta el sitio N°2.3 (Tabla 25).

Los resultados obtenidos de velocidades y calados son esenciales para la creación de mapas de riesgo de la zona en estudio, en razón que el Código Español considera estas dos variables para la categorización del peligro durante una avenida.

4.1.1.3 Caudal

Los siguientes mapas permiten observar la variación del caudal a lo largo del tránsito de la avenida. El caudal alcanza valores en el cauce principal entre 0.0025 y 239 m³/s.

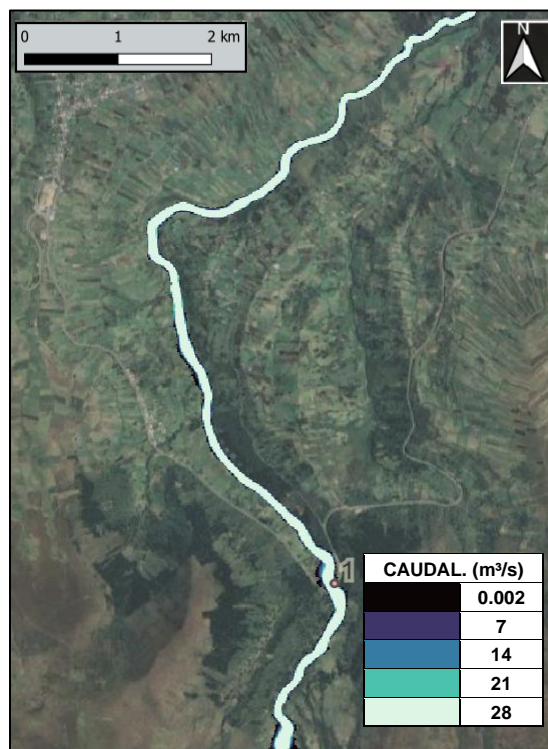


Figura 36. Caudal tramo 1.

Fuente: Paulina Suárez.

Tabla 27. Caudal tramo 1.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m ³ /s)
1	120.51

Fuente: Paulina Suárez

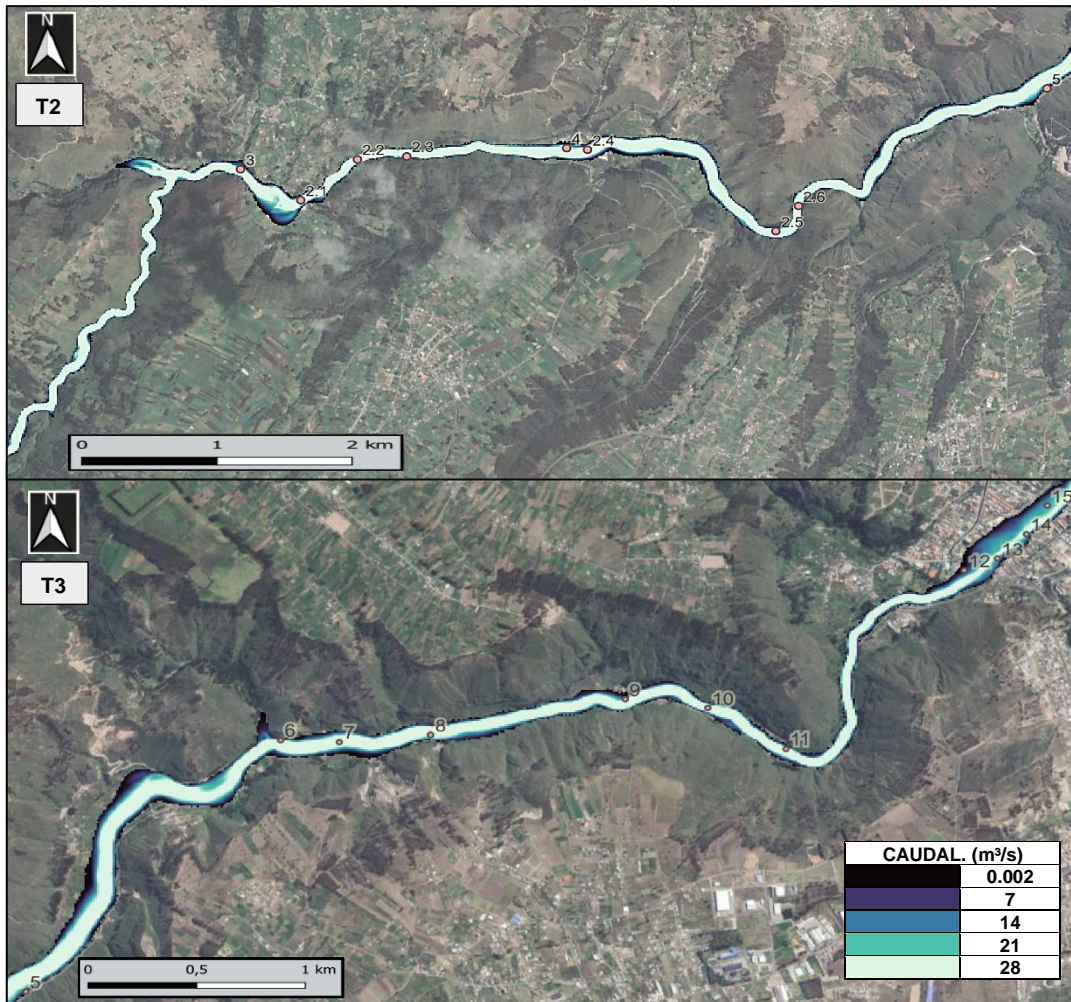


Figura 37. Caudal tramo 2 y 3.
Fuente: Paulina Suárez.

De manera preliminar se puede observar en las Figuras 36 y 37 que el flujo con valores mayores a 28 m³/s se dan en su mayoría en la parte central del río. Posteriormente se aprecia en la Figura 38 que los valores del caudal van descendiendo a medida que el flujo avanza a lo largo del cauce, esto a consecuencia de que las zonas con un mayor caudal ocurren en zonas donde existe grandes calados (Figura 33 y Figura 34).

Tabla 28. Caudal tramo 2 y 3.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m ³ /s)
2.1	114.50
2.2	116.57
2.3	111.23
2.4	69.12
2.5	85.56
2.6	110.43
3	107.88
4	68.33
5	44.22
6	58.22
7	43.20
8	54.45
9	59.29
10	74.24
11	57.61
12	74.00
13	44.79
14	41.14

Fuente: Paulina Suárez



Figura 38. Caudal tramo 4 y 5.

Fuente: Paulina Suárez.

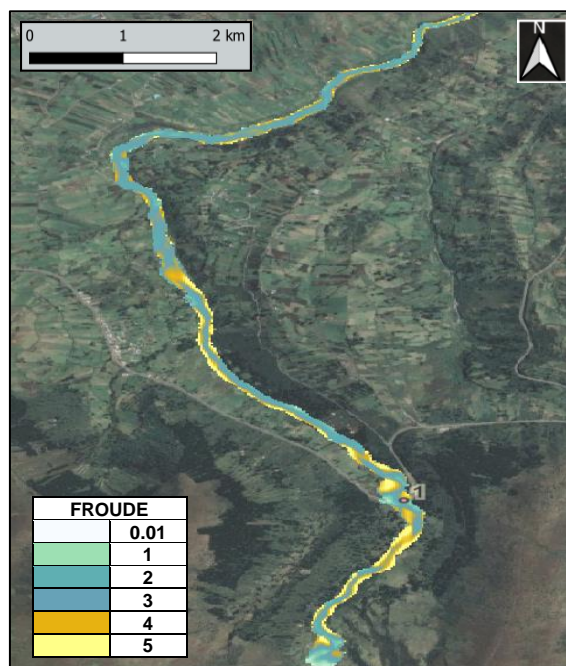
Tabla 29. Caudal tramo 4 y 5.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m ³ /s)
15	41.57
16	38.13
17	65.12
18	58.78
19	43.83
20	53.61
21	40.70
22	46.45
23	42.51
24	37.00
25	40.47
26	44.89
27	27.46
28	48.23
29	31.31
30	32.29
31	30.92
32	26.89

Fuente: Paulina Suárez

4.1.1.4 Número de Froude

Otro parámetro hidráulico obtenido es el número de Froude, que permite determinar el tipo de régimen de flujo de la corriente. Al inicio del cauce se genera un flujo en régimen supercrítico ($F_r > 1.0$) producto de la rotura de presa y las altas velocidades que se genera en la parte próxima de la misma.

**Figura 39.** Froude tramo 1, para el tiempo 840s.

Fuente: Paulina Suárez.

Sin embargo, a medida que se va laminando la crecida en la parte final del cauce las velocidades disminuyen. Además existen zonas cercanas al estado de flujo crítico ($F_r = 1.0$) y subcrítico ($F_r < 1.0$).

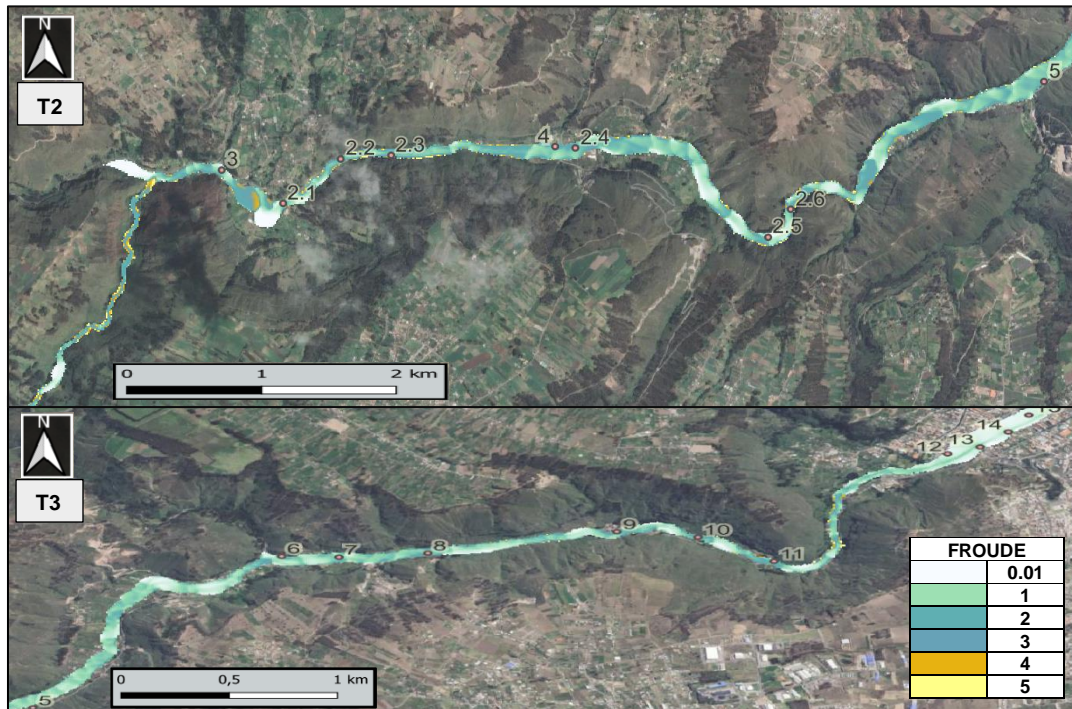


Figura 40. Froude tramo 2 y 3 para los tiempos (a) 2040s y (b) +3660s.
Fuente: Paulina Suárez.



Figura 41. Froude tramo 4 y 5 para los tiempos (a) 4800s y (b) +9300s.
Fuente: Paulina Suárez

4.1.1.5 Código Español RD9/2008

Iber, incorpora herramientas para el criterio de peligrosidad en base al calado y la velocidad. Una vez obtenido los resultados antes descritos se generaron los mapas de peligrosidad los cuales engloban los datos de velocidad y calado.

Según el Real Decreto 9/2008, se producen daños graves sobre personas o bienes cuando se cumpla cualquiera de estas premisas:

- El calado es mayor a 1 m,
- La velocidad mayor a 1 m/s o
- El producto de estas dos variables resulte superior a 0.5 m²/s.

Por lo tanto, en las siguientes imágenes se observa los mapas de afectación y el tipo de peligrosidad que representa a lo largo del cauce. Para una mejor visualización se ha dividido por tramos como lo muestra la Figura 42.

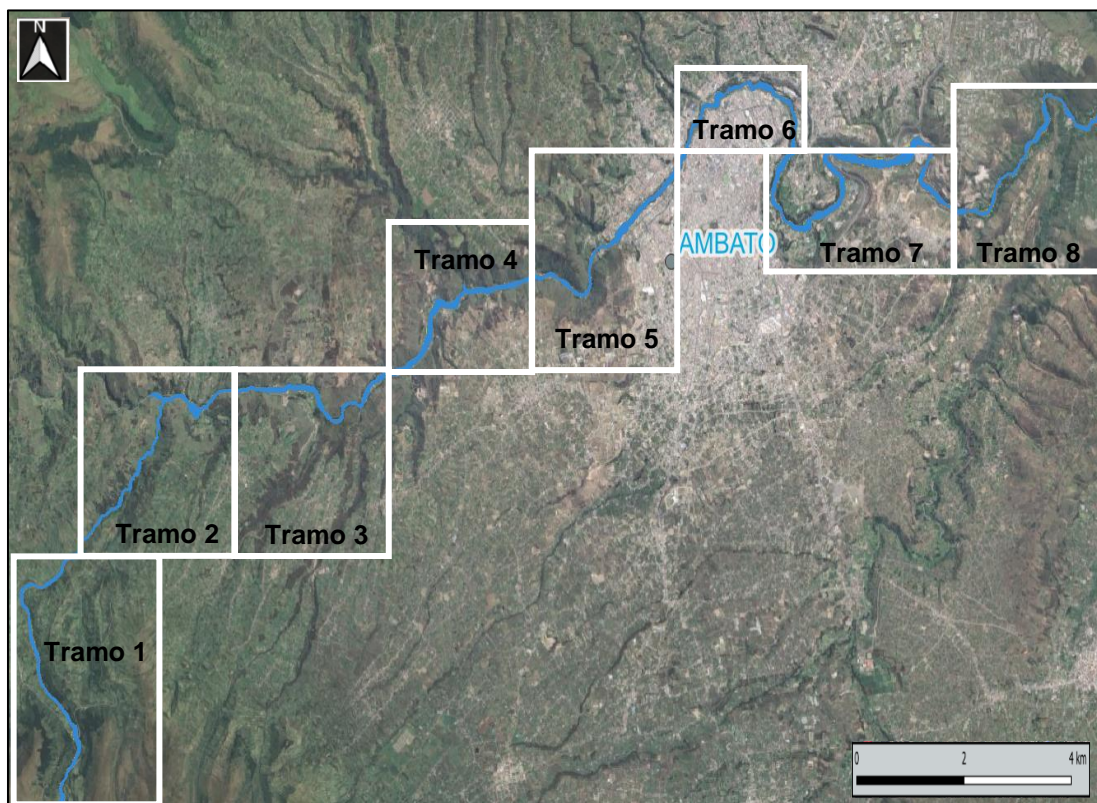


Figura 42. Tramos del proyecto código español RD9/2008.

Fuente: Paulina Suárez.

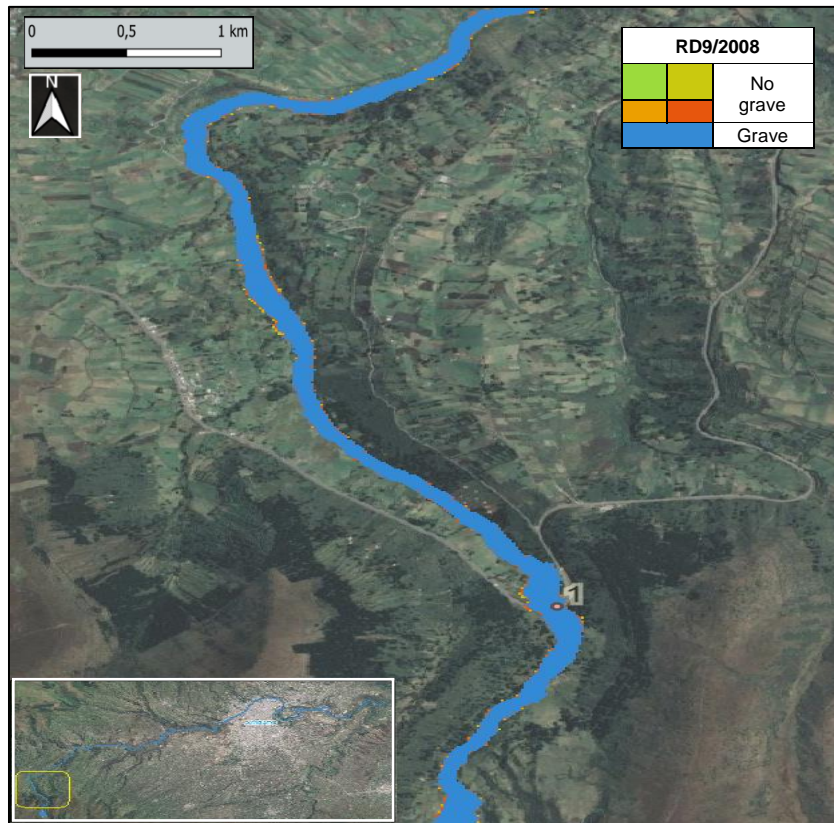


Figura 43. Hazard RD9/2008 tramo 1.

Fuente: Paulina Suárez

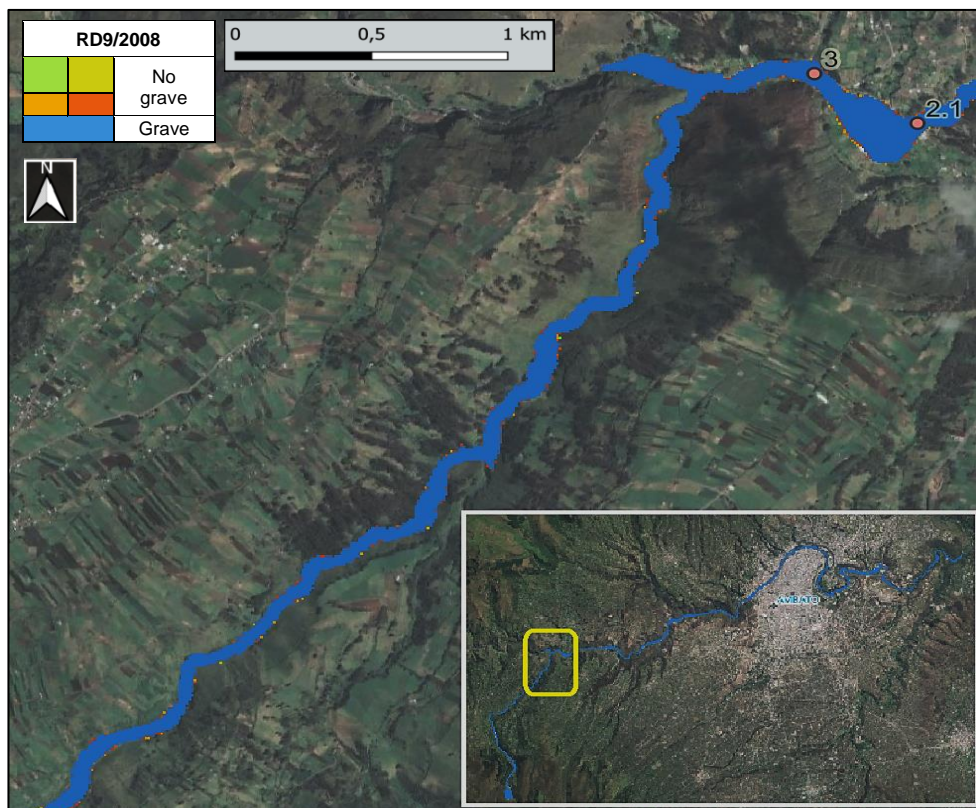


Figura 44. Hazard RD9/2008 tramo 2.

Fuente: Paulina Suárez



Figura 45. Hazard RD9/2008 tramo 3.
Fuente: Paulina Suárez

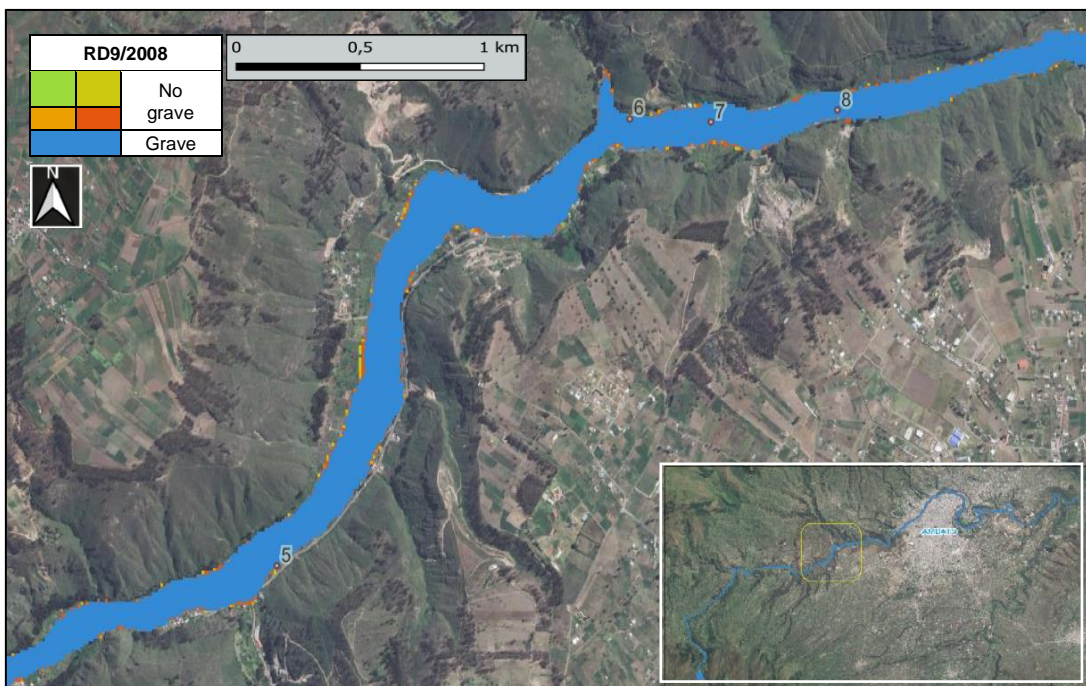


Figura 46. Hazard RD9/2008 tramo 4.
Fuente: Paulina Suárez

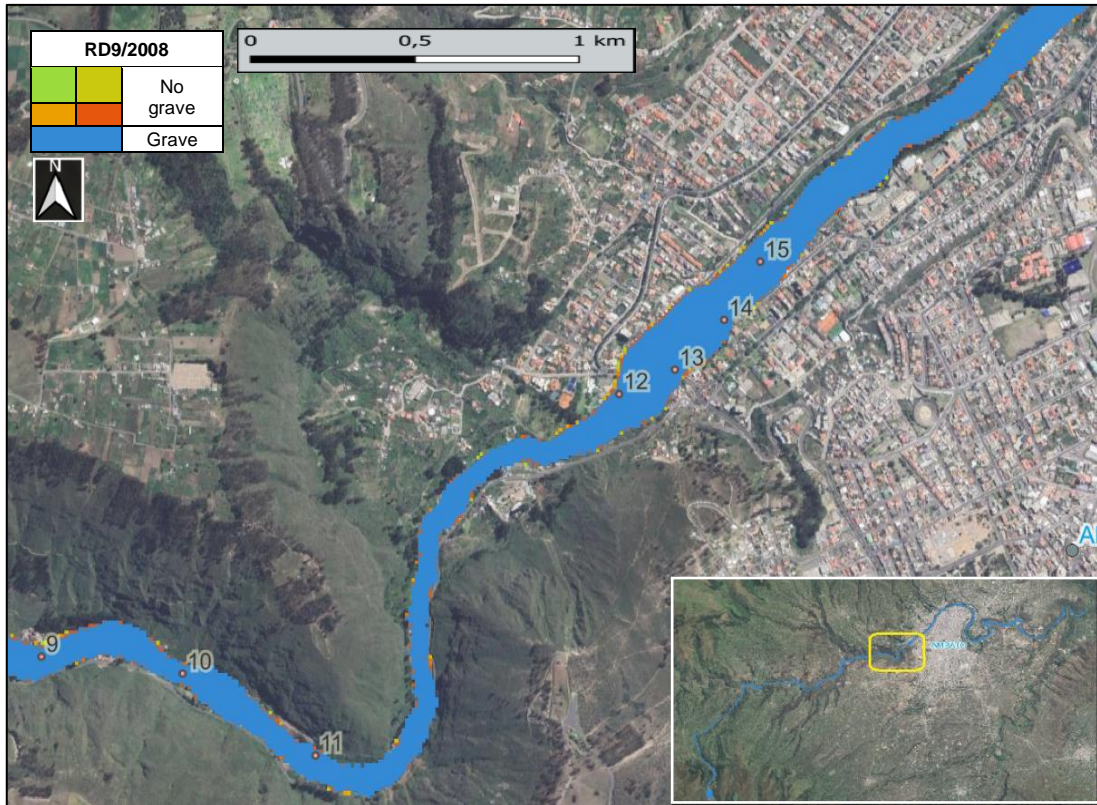


Figura 47. Hazard RD9/2008 tramo 5.

Fuente: Paulina Suárez

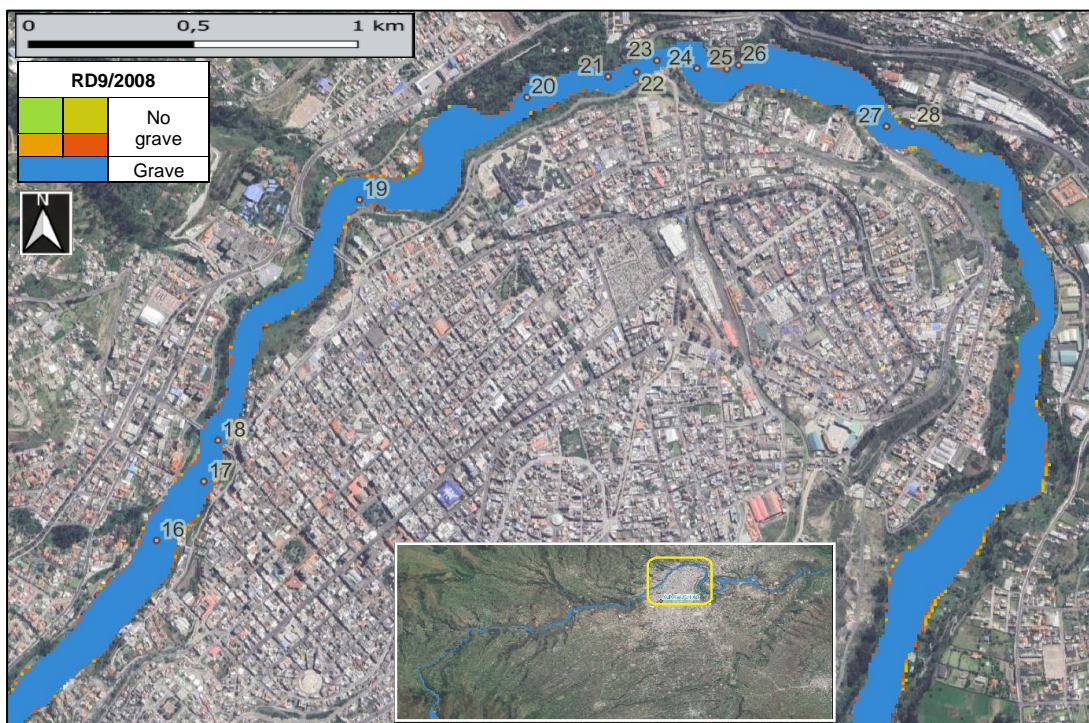


Figura 48. Hazard RD9/2008 tramo 6.

Fuente: Paulina Suárez

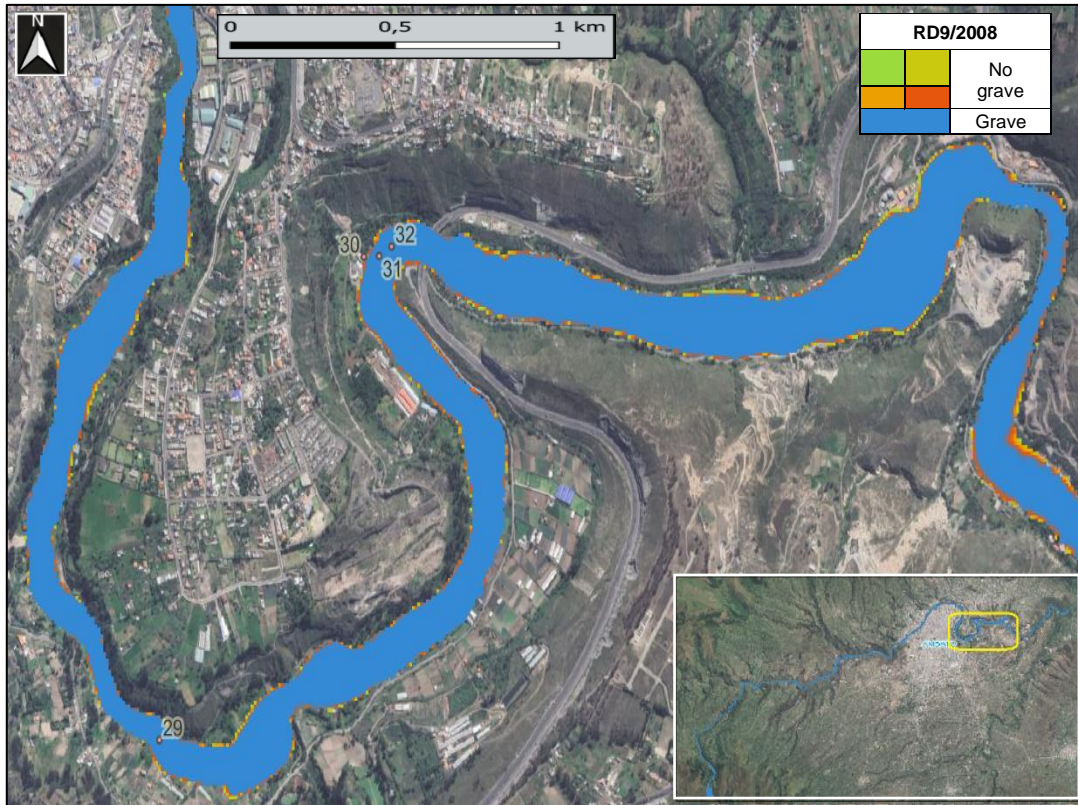


Figura 49. Hazard RD9/2008 tramo 7.
Fuente: Paulina Suárez

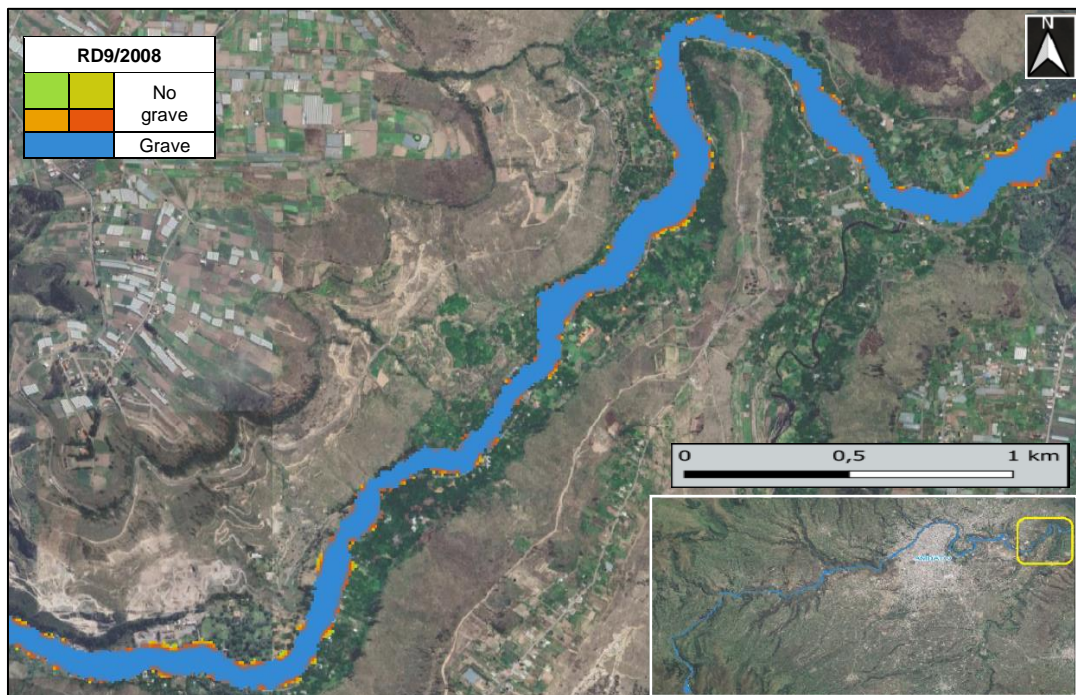


Figura 50. Hazard RD9/2008 tramo 8.
Fuente: Paulina Suárez

4.1.1.6 Evolución de calado a lo largo de la sección transversal

Los gráficos de las secciones transversales permiten representar el calado de agua en distintos periodos de tiempo y en determinados lugares. Se ha planteado seis diferentes secciones transversales (Figura 51). Las secciones analizadas consideran diferentes tiempos de llegada de la crecida, a cada una de ellas.

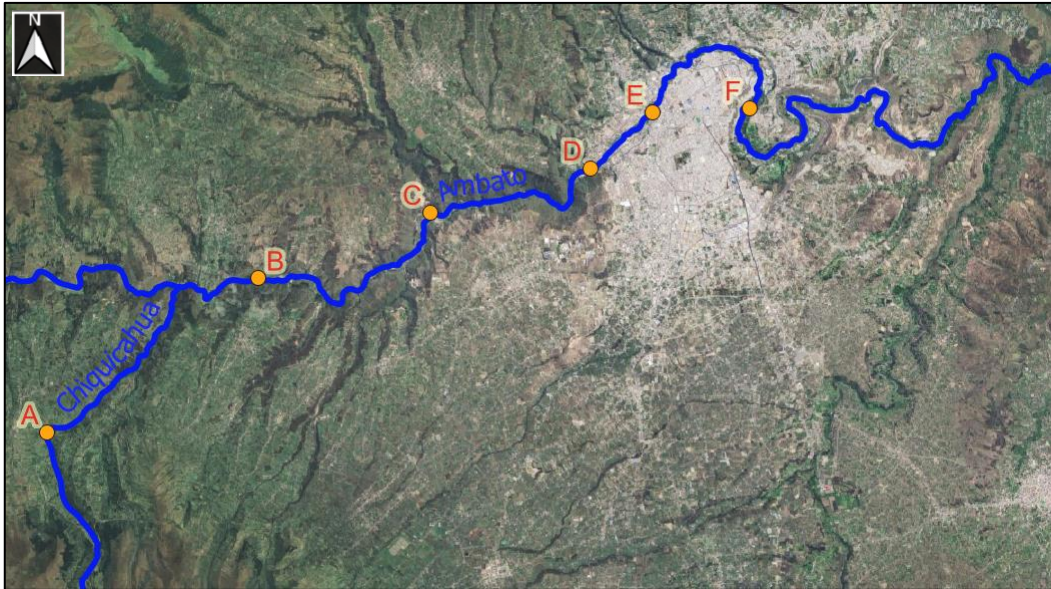


Figura 51. Secciones a lo largo del cauce.
Fuente: Paulina Suárez

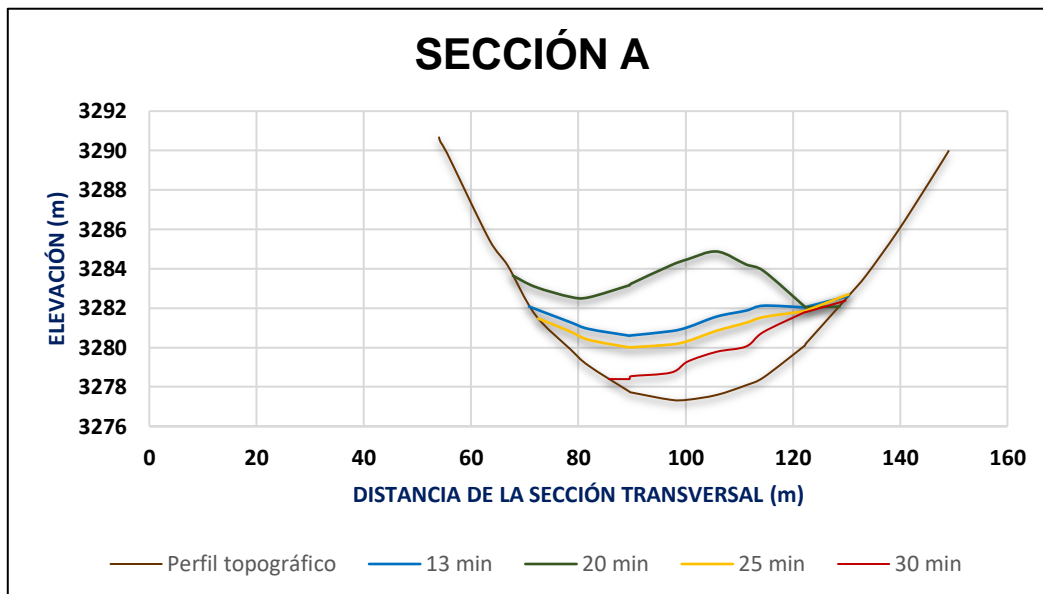


Figura 52. Sección transversal A.
Fuente: Paulina Suárez

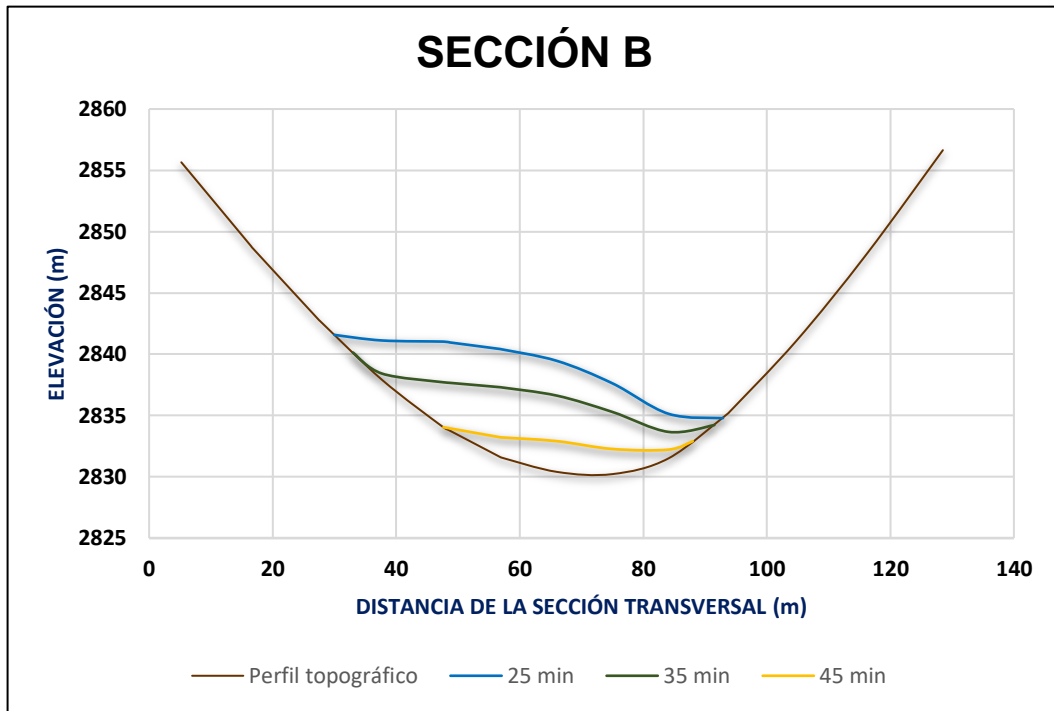


Figura 53. Sección transversal B.
Fuente: Paulina Suárez

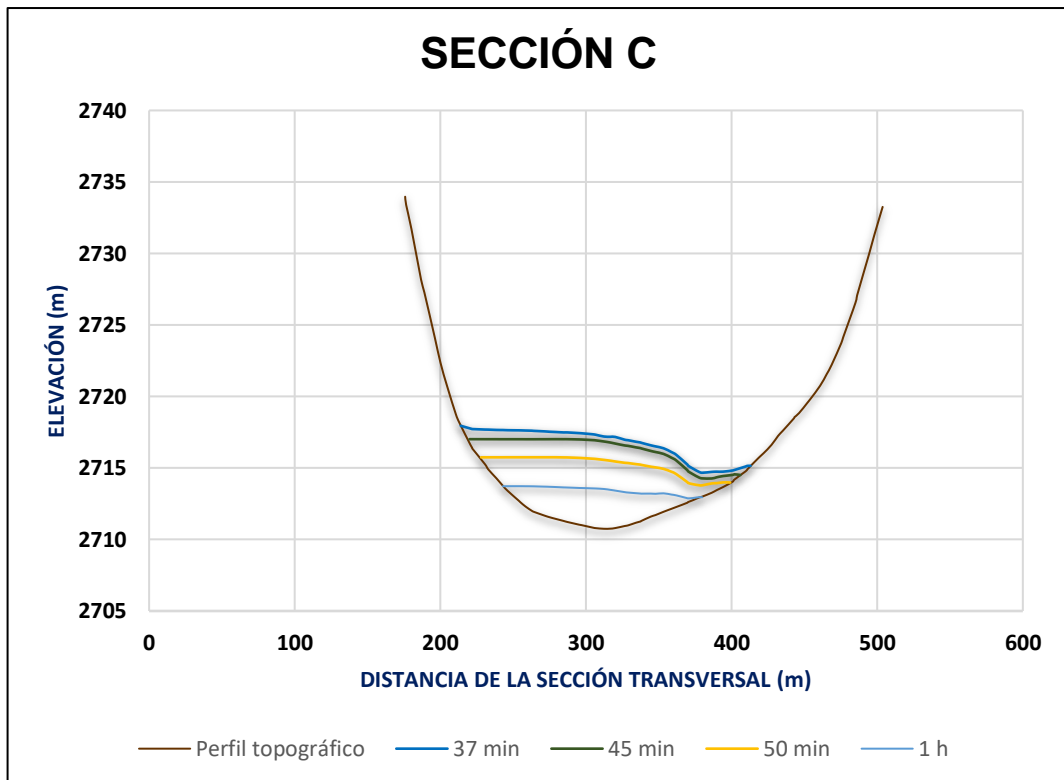


Figura 54. Sección transversal C.
Fuente: Paulina Suárez

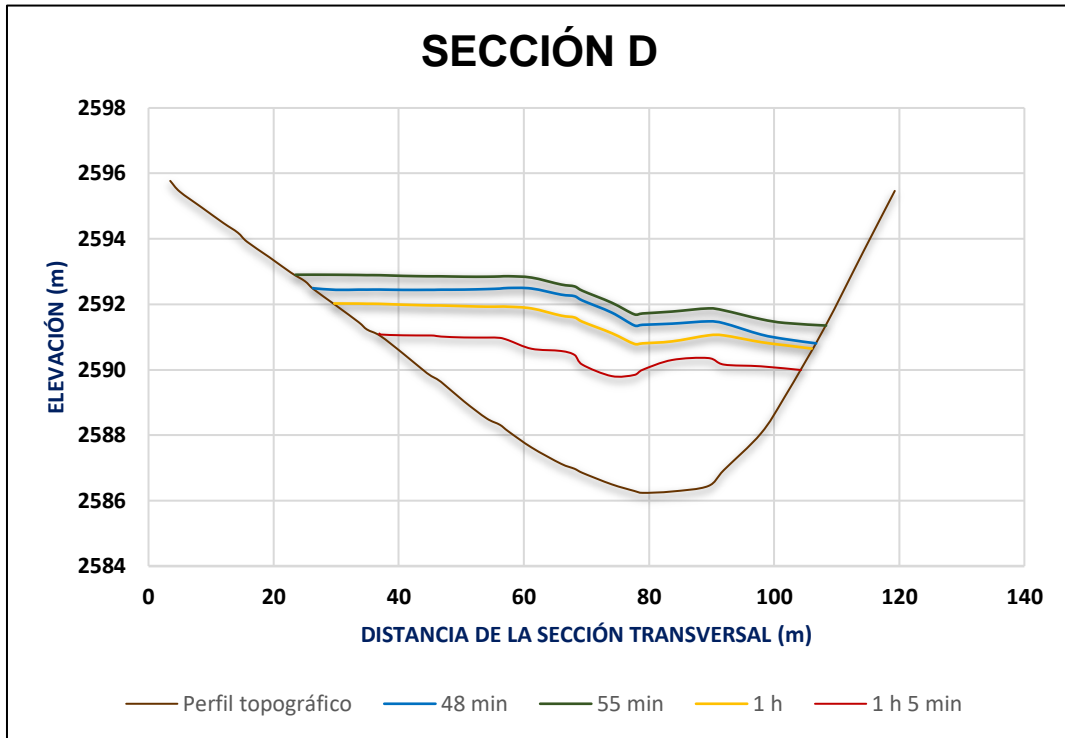


Figura 55. Sección transversal D.
Fuente: Paulina Suárez

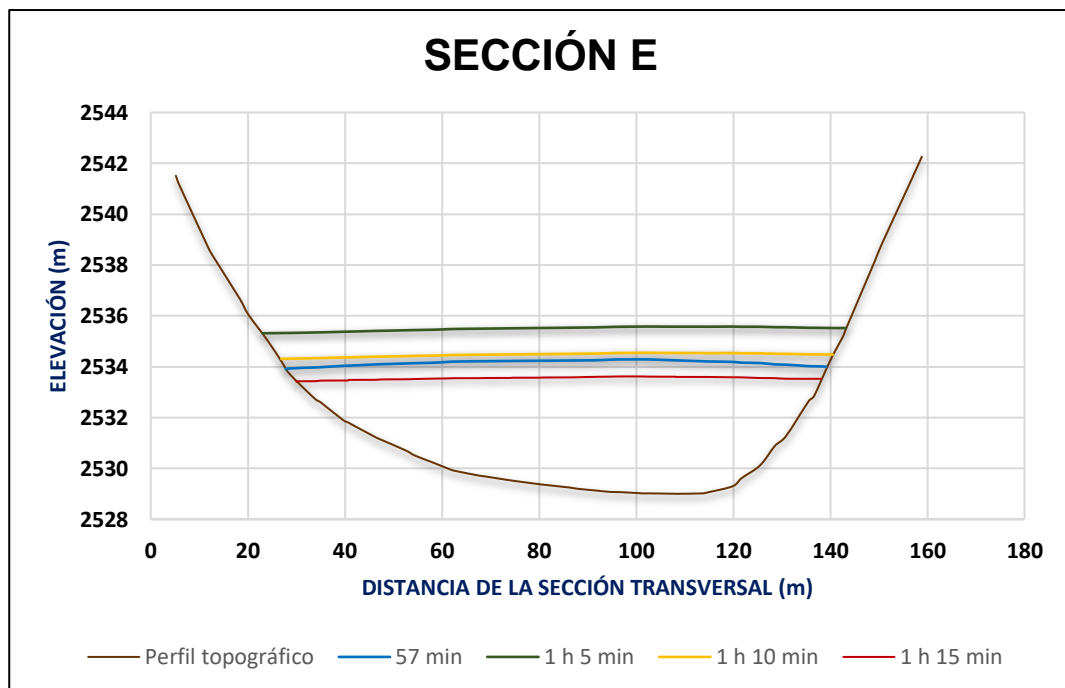


Figura 56. Sección transversal E.
Fuente: Paulina Suárez

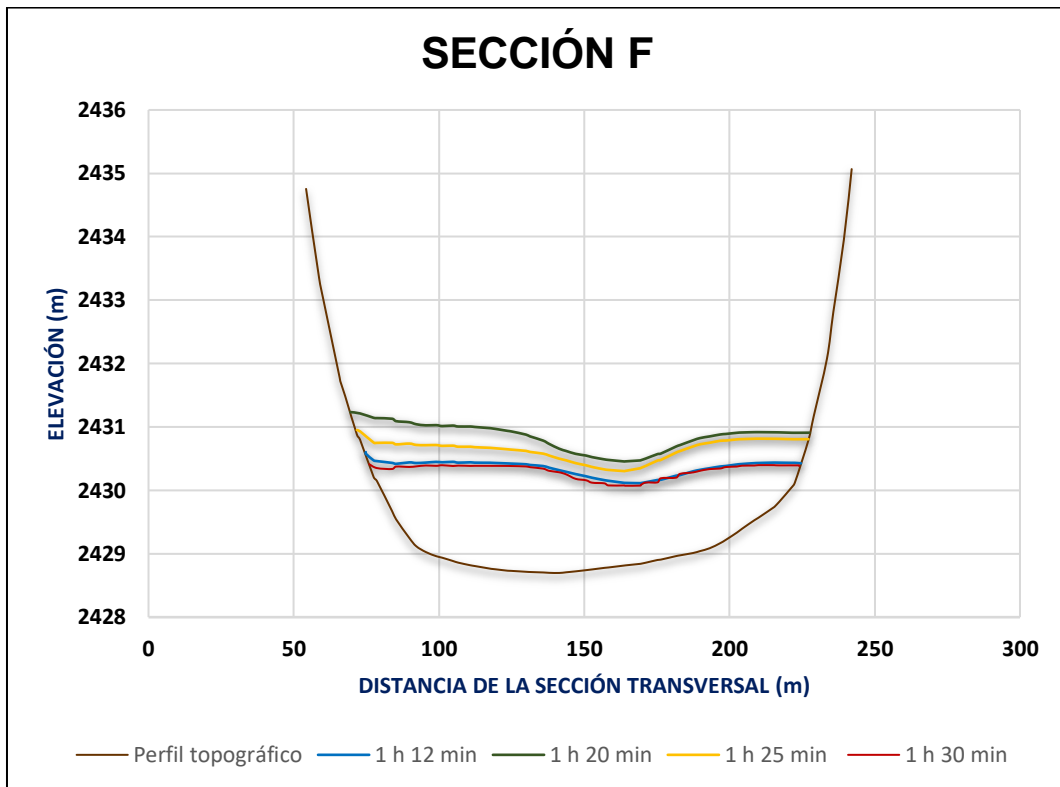


Figura 57. Sección transversal F.
Fuente: Paulina Suárez

Se puede observar la variación del nivel del agua en determinados tiempos, se debe considerar que en estos periodos de análisis no se presenta el máximo calado mientras dura la avenida (Figura 52 – 57). En relación a los periodos de tiempo plateados para el análisis en las diferentes secciones transversales se observa que el mayor incremento de calado se presenta en el primer o segundo periodo de tiempo.

En la sección B, el mayor incremento del nivel del agua se presenta en el primer instante de tiempo de 25 minutos con un valor de 9.05 metros. Para las secciones restantes como A, C, D, E y F el mayor incremento se presenta en el segundo periodo de tiempo con valores de 7.3, 6.5, 5.6, 6.6 y 2.2 metros respectivamente. En todas las secciones transversales se puede apreciar como el nivel de agua decrece a medida que pasa el tiempo.

4.1.2 Resultados del Escenario 1B

En este escenario cambia el modo de clasificación del peligro ante una avenida, de acuerdo con el Código de la Agencia Federal para el manejo de Emergencias, FEMA (2009) se incrementa los rangos de clasificación del peligro a:

- Bajo,
- Medio y
- Alto.

Se ha dividido en diferentes tramos para una mejor visualización (Figura 58). En base a los rangos planteados se obtiene la siguiente representación:

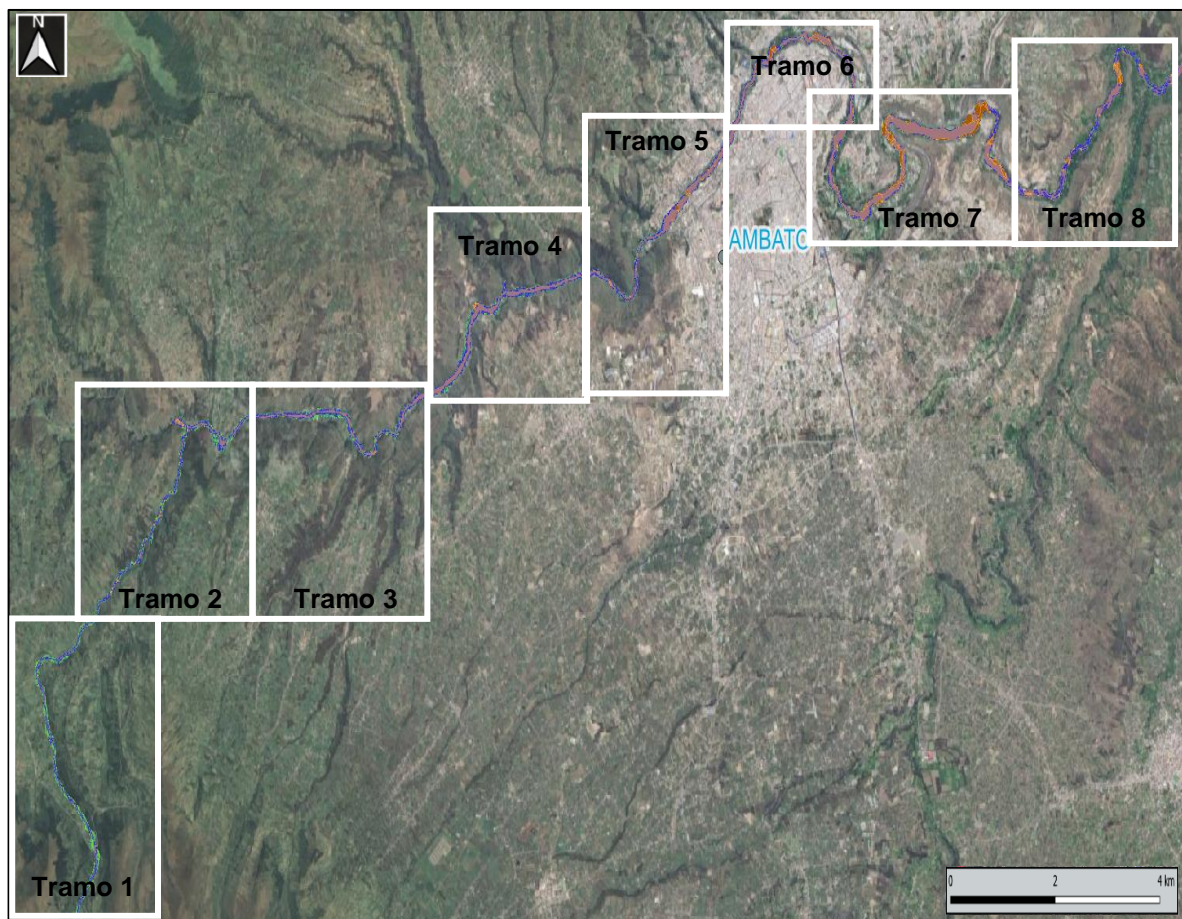


Figura 58. Tramos del proyecto FEMA.

Fuente: Paulina Suárez

4.1.2.1 Código Americano FEMA

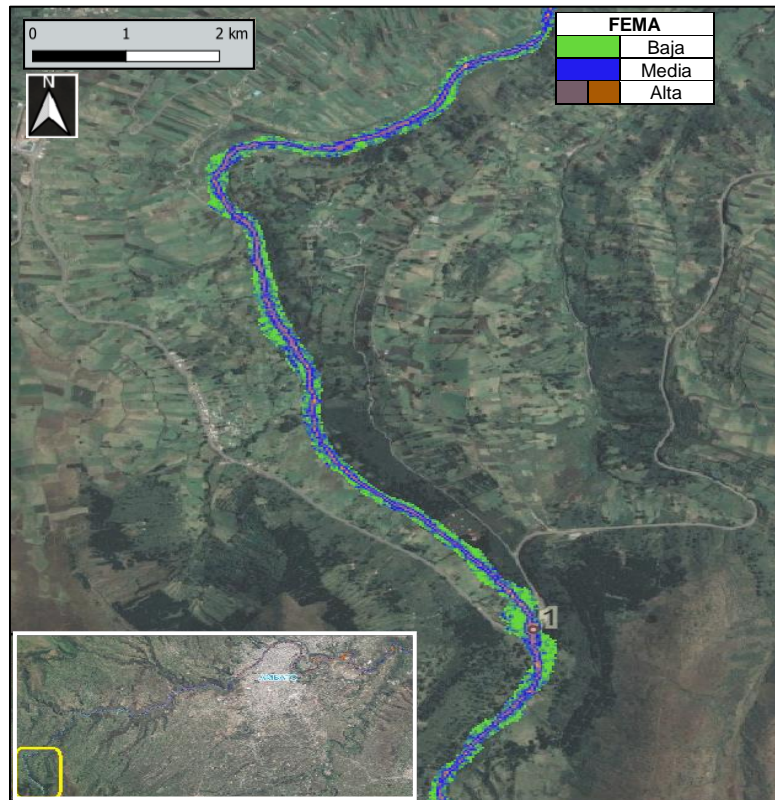


Figura 59. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 1.
Fuente: Paulina Suárez

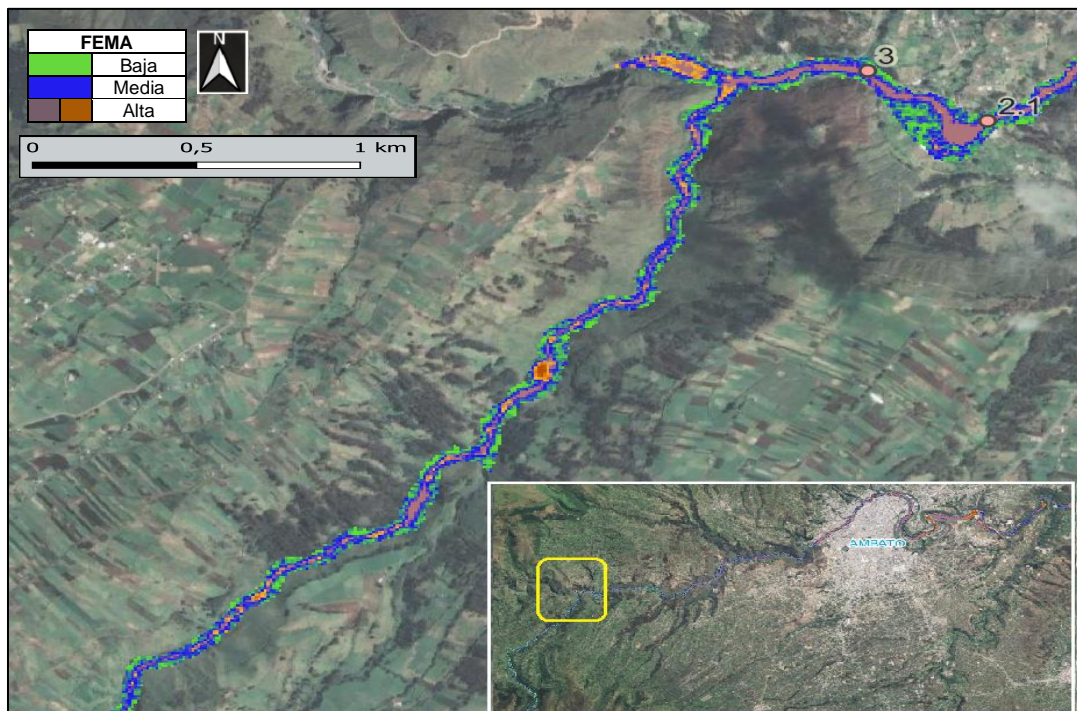


Figura 60. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 2.
Fuente: Paulina Suárez

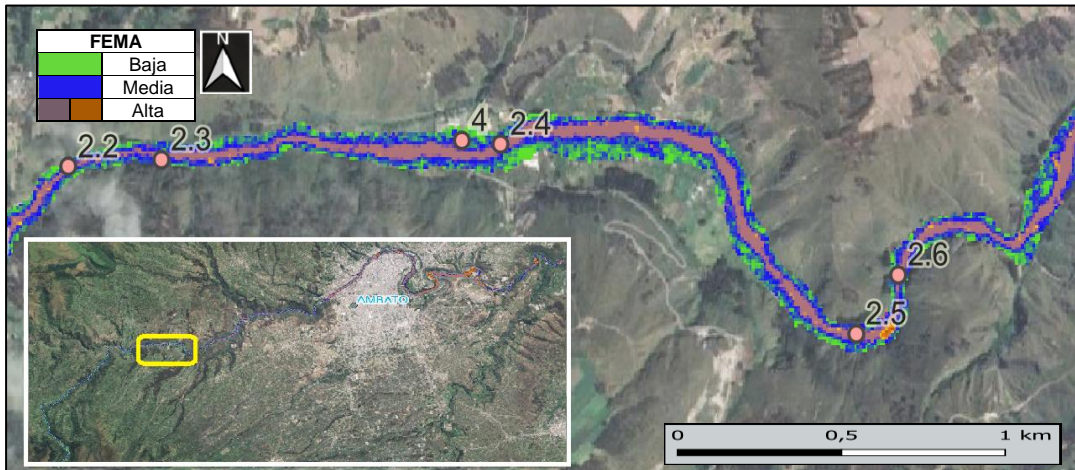


Figura 61. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 3.
Fuente: Paulina Suárez

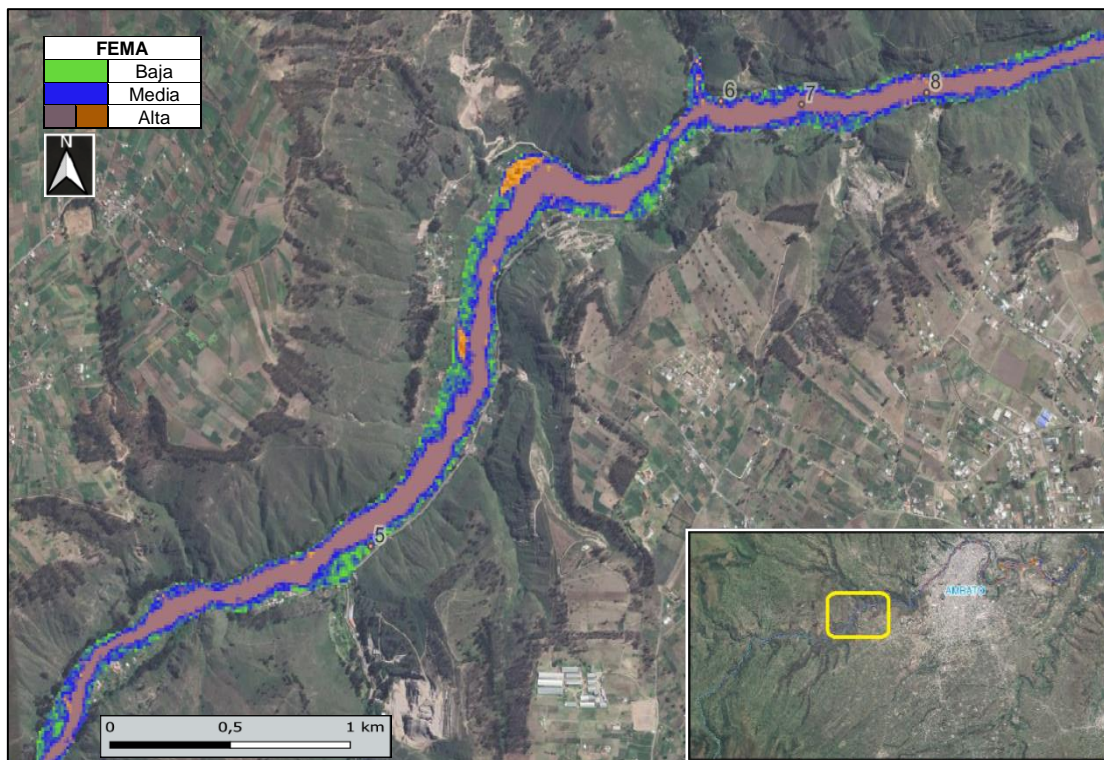


Figura 62. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 4.
Fuente: Paulina Suárez

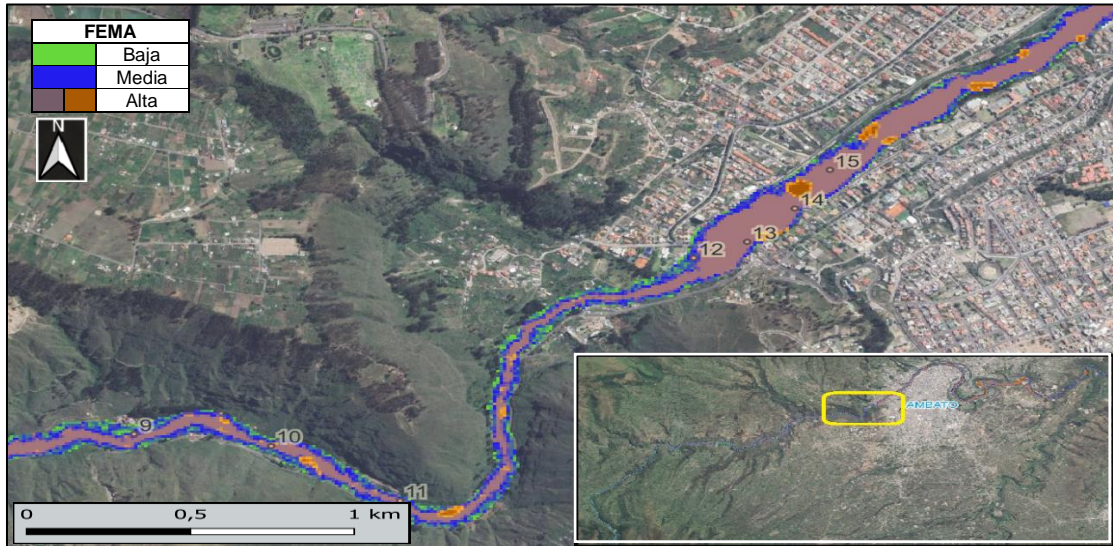


Figura 63. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 5.

Fuente: Paulina Suárez

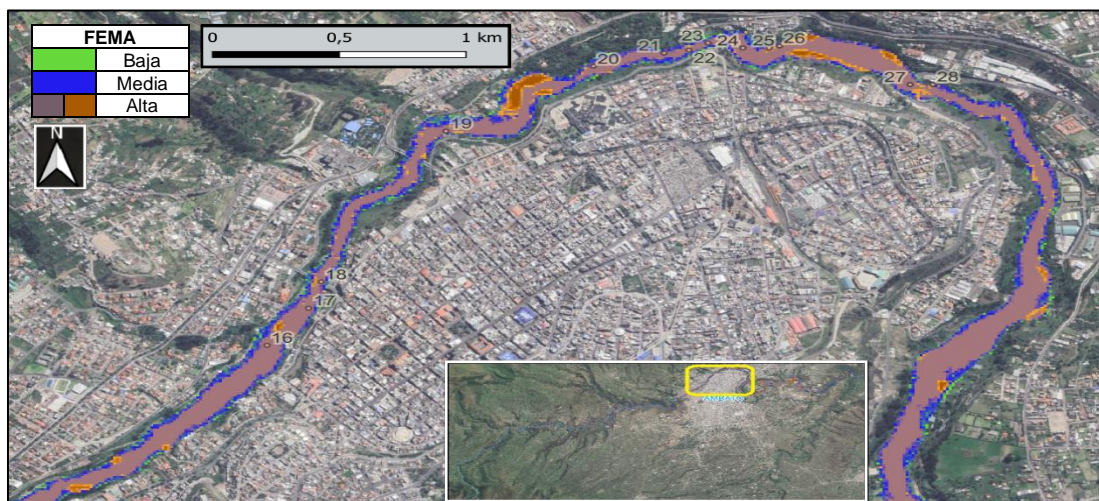


Figura 64. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 6.

Fuente: Paulina Suárez

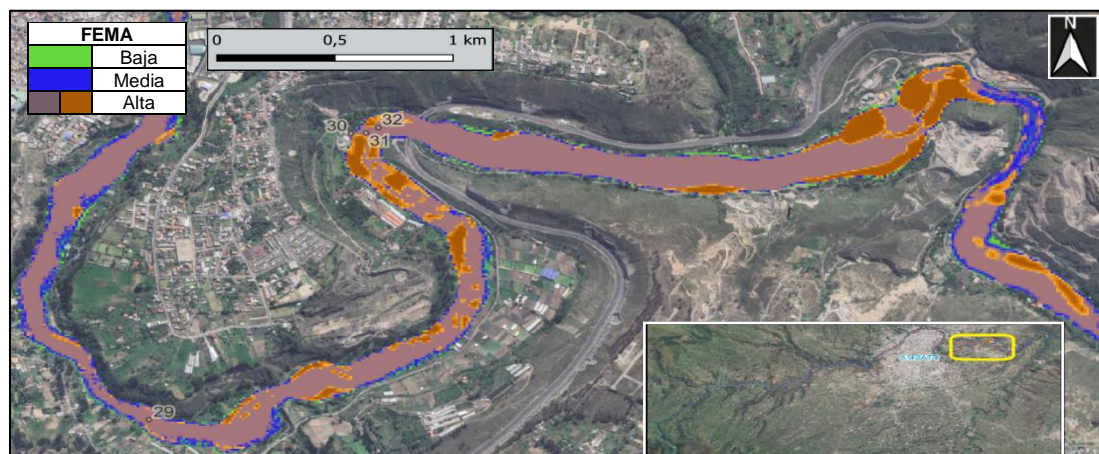


Figura 65. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 7.

Fuente: Paulina Suárez

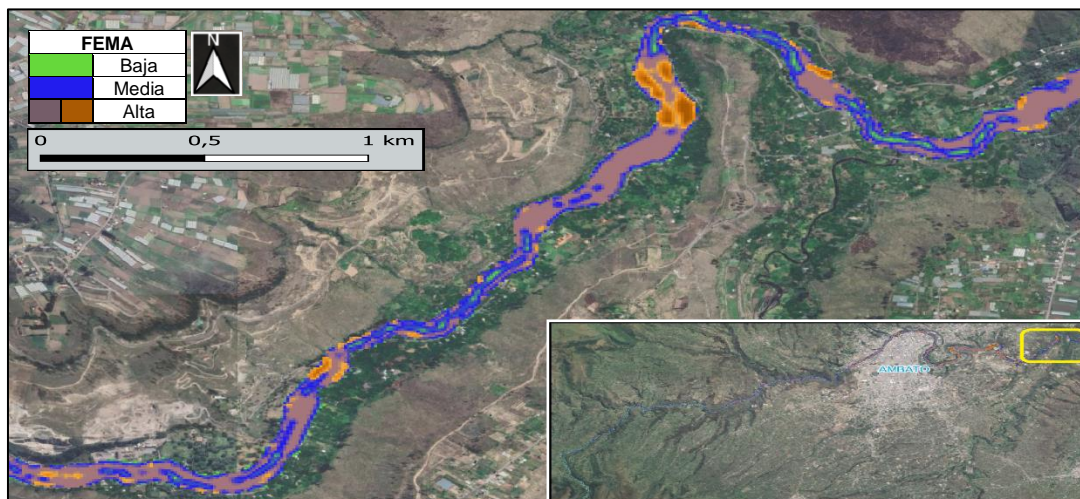


Figura 66. Mapa de peligrosidad FEMA, 2014 - tramo 8.
Fuente: Paulina Suárez

La norma americana cuenta con más grados de categorización (Tabla 16) por lo tanto, permite una mejor visualización e identificación de mayores zonas de peligro; y genera una mejor guía para la realización de mapas de riesgo. De acuerdo con esta categorización se identifica los diferentes grados de peligro en cada sitio de interés, como lo muestra la Tabla 30.

Tabla 30. Grado de peligrosidad en los sitios de interés.

GRADO DE PELIGRO	PUNTOS DE INTERÉS
Alto	1, 2.1, 2.2, 2.4, 2.5, 2.6, 7, 8, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 29, 31 y 32.
Medio	3, 2.3, 9, 12 y 30.
Bajo	4, 5, 6 y 28.

Fuente: Paulina Suárez

En relación a los sitios de interés donde existe un alto grado de peligrosidad, se debe poner mayor énfasis en los sitios donde existe mayor flujo de personas como:

- Parque Luis A. Martínez,
- Quinta “El Peral”,
- Puente negro,
- Puente Jaramillo,
- Complejo Municipal “El Socavón”

4.1.3 Resultados Escenario 2A

Este escenario se basa en los mismos parámetros del escenario 1A con la única diferencia que se ha aplicado el hidrograma de crecida correspondiente al periodo de retorno de 1000 años. Por lo tanto, la rotura de presa se produce con el embalse lleno más el caudal extraordinario.

El caudal máximo del periodo de retorno al ser únicamente $7.41 \text{ m}^3/\text{s}$ no representa un cambio de gran magnitud con respecto a las áreas de inundación y resultados obtenidos del primer escenario. El caudal de máxima crecida se obtuvo de la consultoría de los diseños definitivos para la construcción de la presa del Honorable Gobierno Provincial de Tungurahua. En las siguientes tablas se detalla la diferencia de las velocidades máximas, calados máximos, caudales y número de Froude de los escenarios *con* el caudal de periodo de retorno de 1000 años y *sin* el mismo.

4.1.3.1 Velocidades máximas

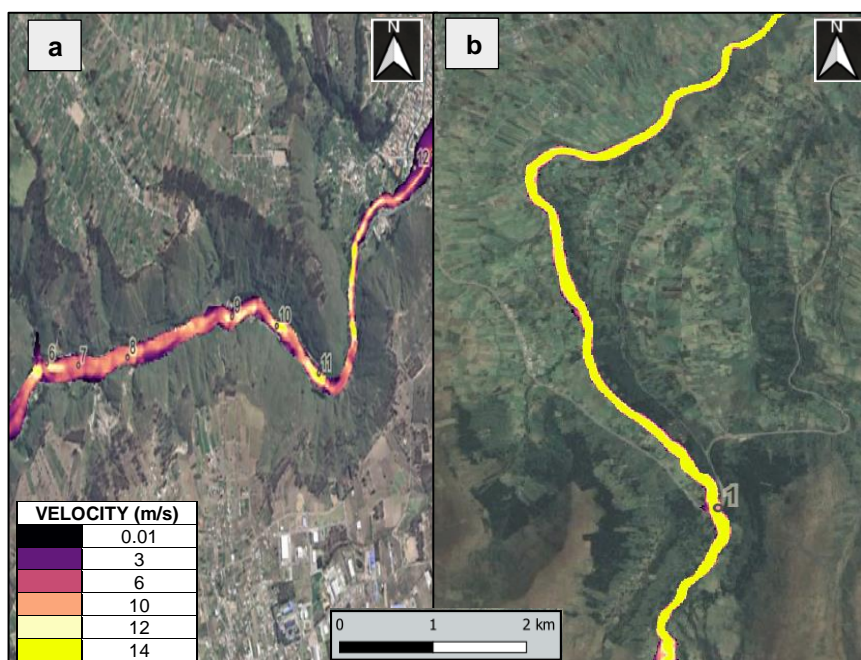


Figura 67. Velocidades máximas tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

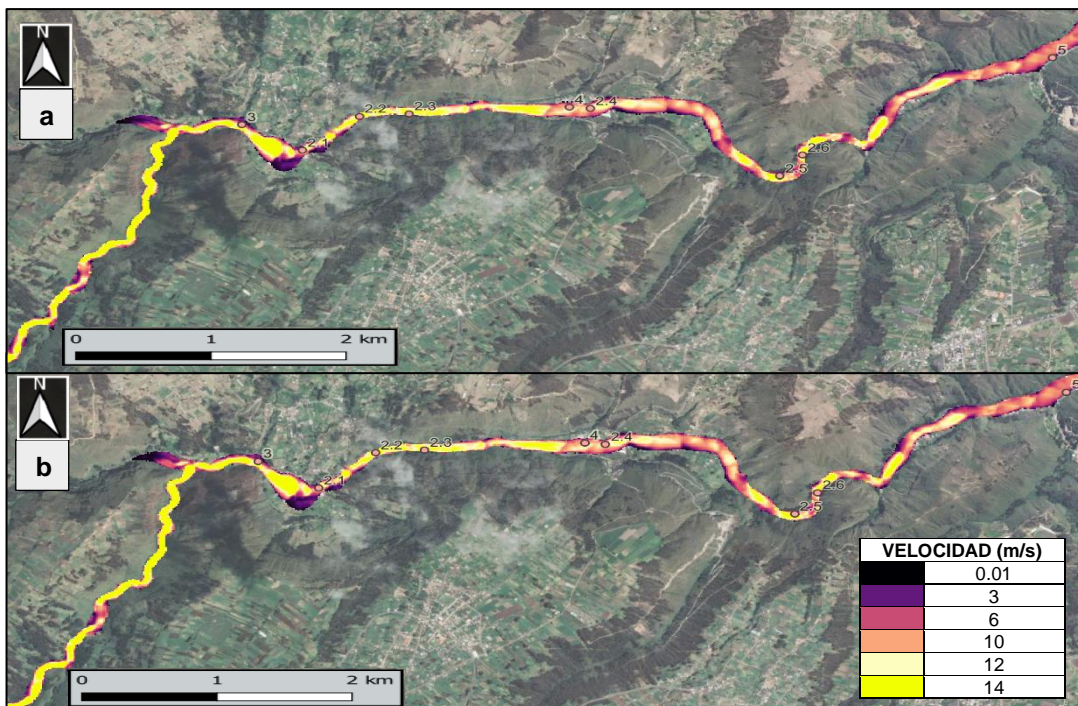
Tabla 31. Velocidades máximas tramo 1.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO DE LLEGADA				VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	
	Escenario 1A		Escenario 2A		Escenario 1A	Escenario 2A
	s	min	s	min	m/s	m/s
1	300	5.00	460	7.67	18.20	19.67

Fuente: Paulina Suárez

Existe variación en los tiempos de llegada en relación al escenario 1A, debido a que en escenario actual se produce la falla de la presa en el instante que se presenta el caudal pico del periodo de retorno de 1000 años, es decir, mientras el embalse está alimentado por los caudales iniciales del hidrograma del periodo de retorno existirá un desbordamiento de caudal el mismo que seguirá recorriendo a lo largo del cauce principal hasta que ocurra la rotura de la presa. Los tiempos generados para este escenario son los detallados en las Tablas 31 - 35.

Se puede observar la variación de la velocidad entre los dos escenarios, evidenciado que la variación máxima de velocidad en los puntos de interés llega hasta un valor de 3.46 m/s. A continuación, los resultados de la avenida sin el caudal de periodo de retorno de 1000 años y con el mismo.

**Figura 68.** Velocidades máximas tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 32. Velocidades máximas tramo 2.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO DE LLEGADA				VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	
	Escenario 1A		Escenario 2A		Escenario 1A	Escenario 2A
	s	min	s	min	m/s	m/s
2.1	1260	21.00	2760	46.00	11.69	15.15
2.2	1320	22.00	2820	47.00	13.21	16.53
2.3	1380	23.00	2680	44.67	11.54	15.65
2.4	1450	24.17	3010	50.17	10.64	10.69
2.5	1680	28.00	3160	52.67	14.51	14.79
2.6	1710	28.50	2210	36.83	14.73	14.00
3	1190	19.83	2680	44.67	14.88	15.86
4	1440	24.00	2980	49.67	11.55	11.55
5	2040	34.00	3450	57.50	9.94	8.48

Fuente: Paulina Suárez

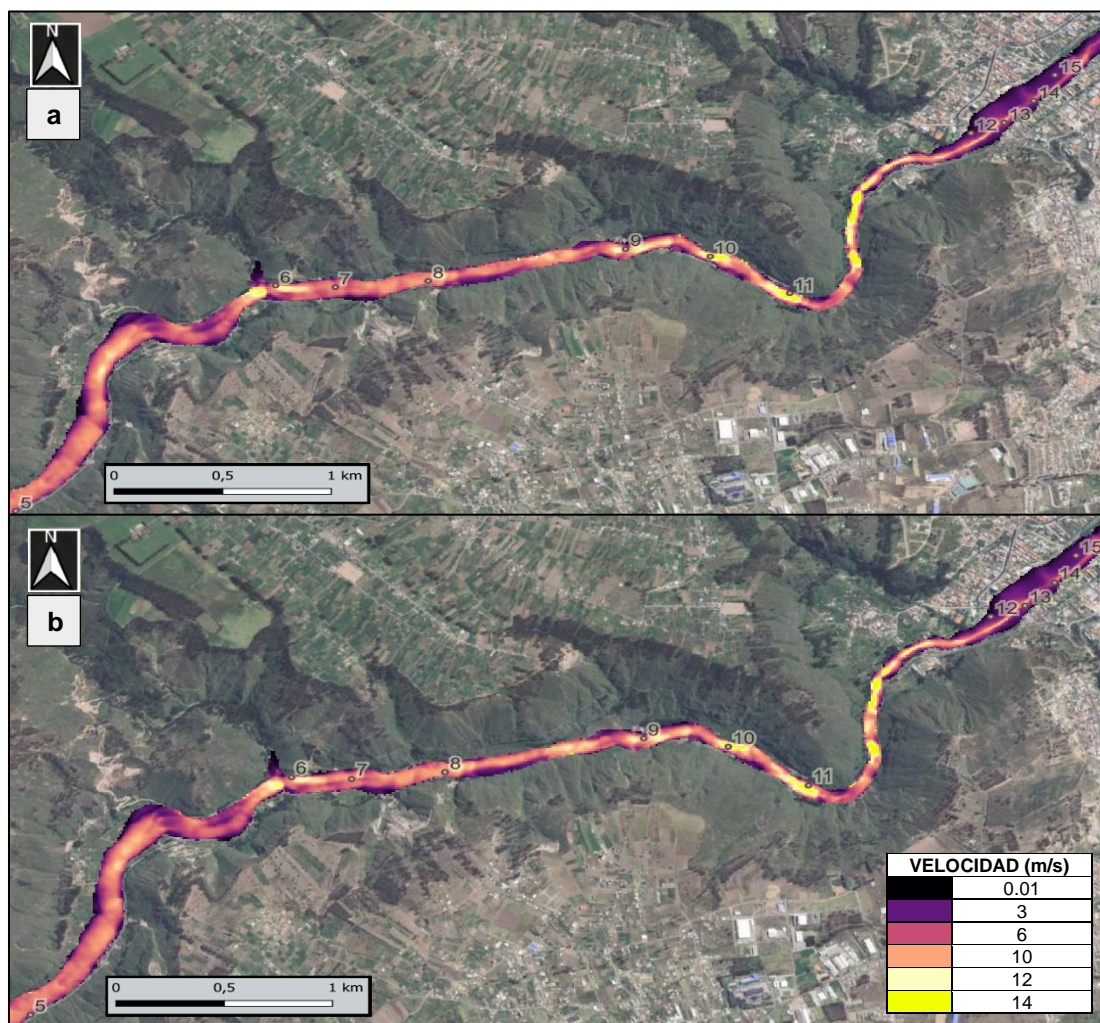


Figura 69. Velocidades máximas tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Tabla 33. Velocidades máximas tramo 3.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO DE LLEGADA				VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	
	Escenario 1A		Escenario 2A		Escenario 1A	Escenario 2A
	s	min	s	min	m/s	m/s
6	2280	38.00	3780	63.00	10.52	10.86
7	2340	39.00	3840	64.00	8.84	9.98
8	2400	40.00	3900	65.00	9.16	9.86
9	2520	42.00	4020	67.00	10.82	11.02
10	2580	43.00	4080	68.00	13.45	13.81
11	2640	44.00	4140	69.00	14.09	14.01
12	2880	48.00	4380	73.00	11.25	11.28
13	2900	48.33	4430	73.83	10.86	11.68
14	2940	49.00	4470	74.50	5.96	8.48
15	3000	50.00	4510	75.17	6.52	6.58

Fuente: Paulina Suárez

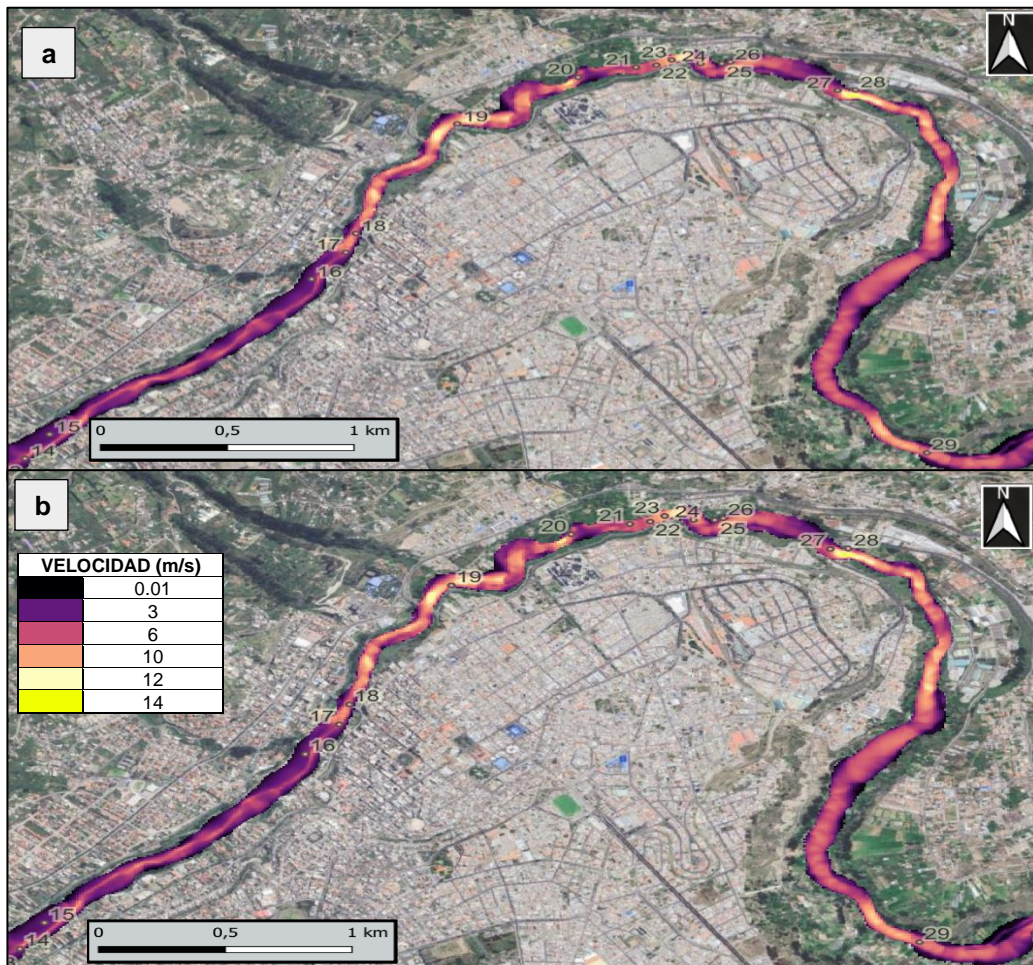


Figura 70. Velocidades máximas tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 34. Velocidades máximas tramo 5.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO DE LLEGADA				VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	
	Escenario 1A		Escenario 2A		Escenario 1A	Escenario 2A
	s	min	s	min	m/s	m/s
16	3420	57.00	4620	77.00	4.93	6.95
17	3480	58.00	4680	78.00	7.77	8.62
18	3500	58.33	4740	79.00	9.45	9.46
19	3600	60.00	5120	85.33	10.12	11.03
20	3720	62.00	5240	87.33	8.22	9.36
21	3780	63.00	5300	88.33	7.35	7.97
22	3810	63.50	5310	88.50	8.56	8.91
23	3840	64.00	5320	88.67	10.51	10.77
24	3860	64.33	5350	89.17	9.43	9.50
25	3880	64.67	5380	89.67	8.50	8.60
26	3900	65.00	5385	89.75	10.15	10.29
27	4020	67.00	5510	91.83	9.52	9.61
28	4030	67.17	5520	92.00	13.57	13.76
29	4560	76.00	6060	101.00	8.39	8.40

Fuente: Paulina Suárez

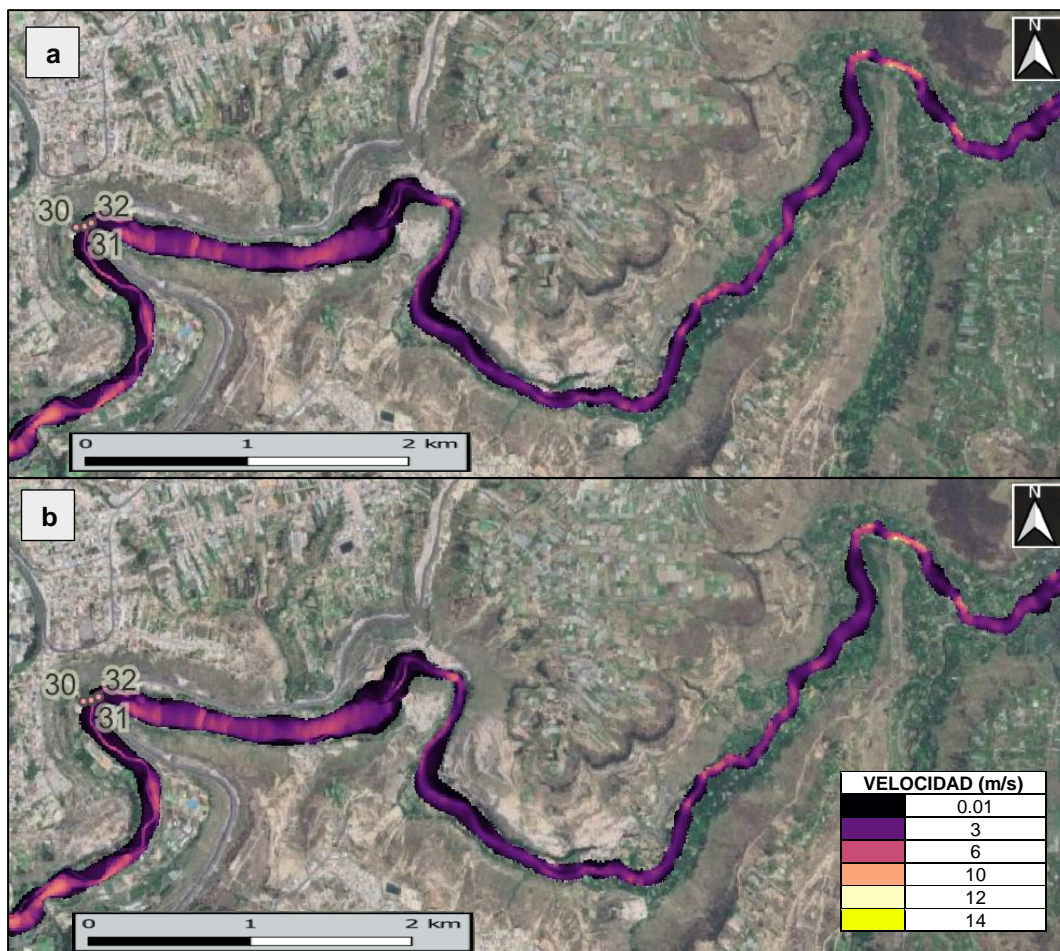


Figura 71. Velocidades máximas tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

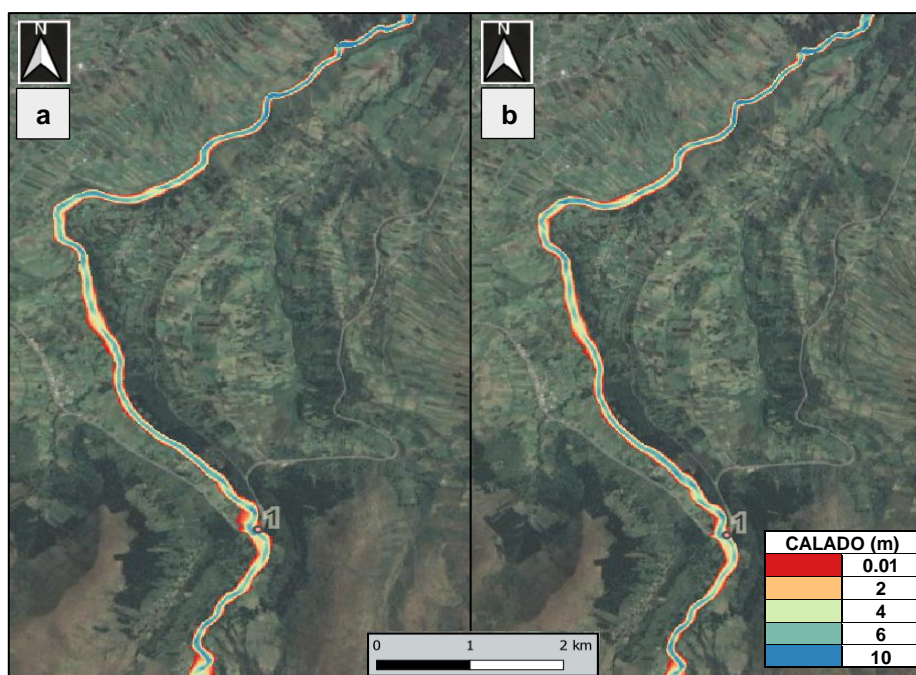
Tabla 35. Velocidades máximas tramo 5.

PUNTO DE INTERÉS	TIEMPO DE LLEGADA				VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	
	Escenario 1A		Escenario 2A		Escenario 1A	Escenario 2A
	s	min	s	min	m/s	m/s
30	5400	90.00	6900	115.00	5.37	5.46
31	5405	90.08	6905	115.08	5.54	5.55
32	5410	90.17	6910	115.17	5.26	5.30

Fuente: Paulina Suárez

4.1.3.2 Calados máximos

Los calados máximos también presentan variaciones con respecto al escenario 1A (Tablas 36 - 40). La mayor variación en los sitios de interés, es de 0.72 m que se presenta en el sitio N°1, punto más cercano a la presa con 1.53 km de distancia desde el mismo.

**Figura 72.** Calados máximos tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 36. Calados máximos tramo 1.

PUNTO DE INTERÉS	CALADO MÁXIMO (m)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
1	7.13	7.85

Fuente: Paulina Suárez

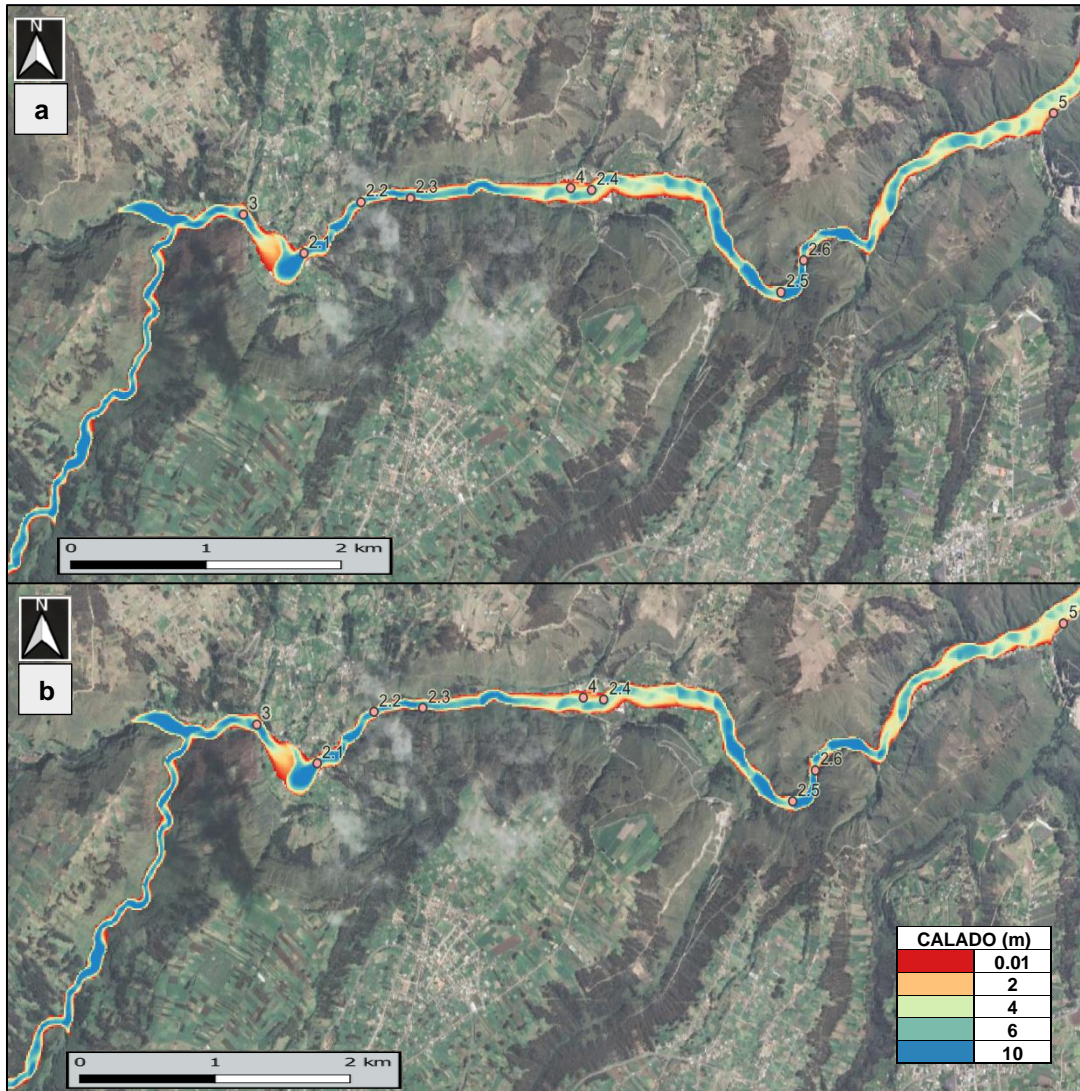


Figura 73. Calados máximos tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Tabla 37. Calados máximos tramo 2.

PUNTO DE INTERÉS	CALADO MÁXIMO (m)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
2.1	10.19	10.77
2.2	9.04	9.30
2.3	11.47	11.90
2.4	7.18	7.53
2.5	8.23	8.49
2.6	9.54	9.32
3	8.29	8.62
4	6.40	6.39
5	5.11	4.72

Fuente: Paulina Suárez

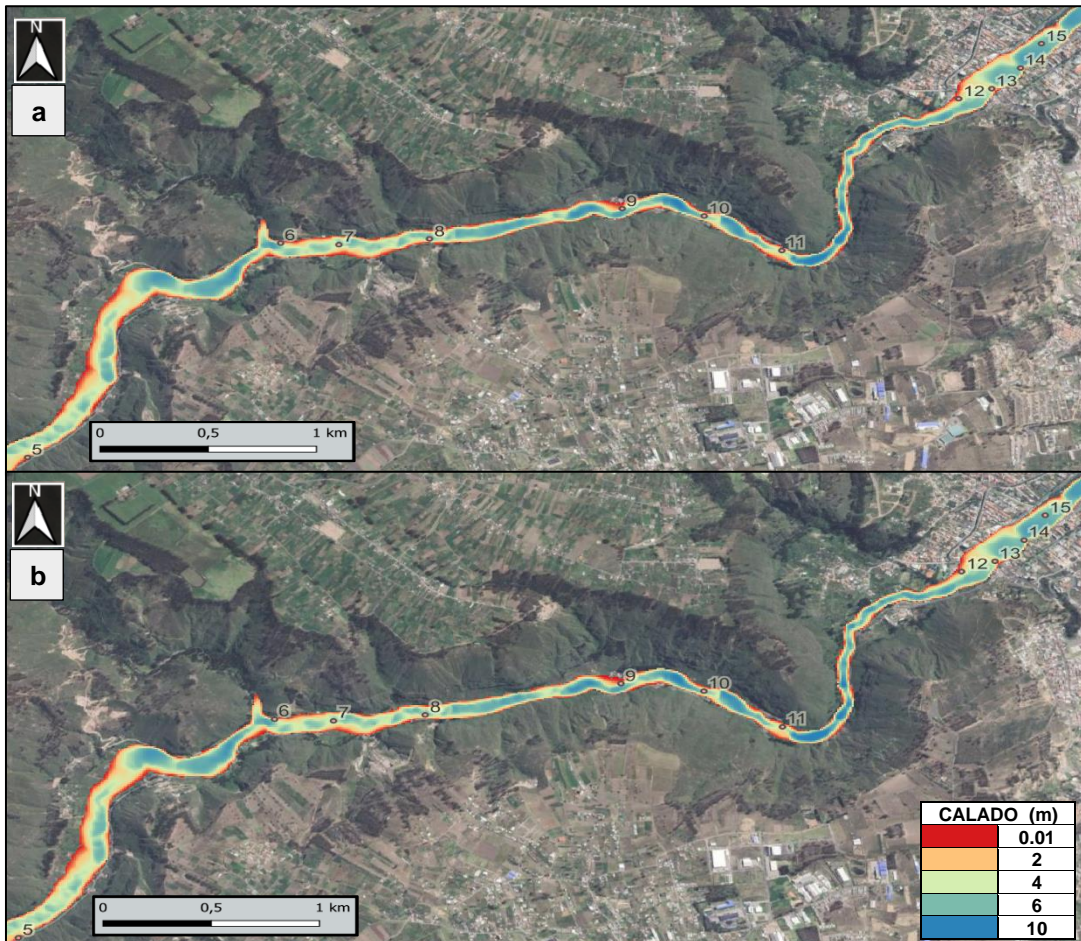


Figura 74. Calados máximos tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Tabla 38. Calados máximos tramo 3.

PUNTO DE INTERÉS	CALADO MÁXIMO (m)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
6	7.07	7.36
7	4.27	4.88
8	5.62	5.79
9	8.08	8.17
10	6.10	6.53
11	5.06	4.98
12	6.89	6.91
13	4.44	4.60
14	6.18	6.51
15	7.47	7.42

Fuente: Paulina Suárez

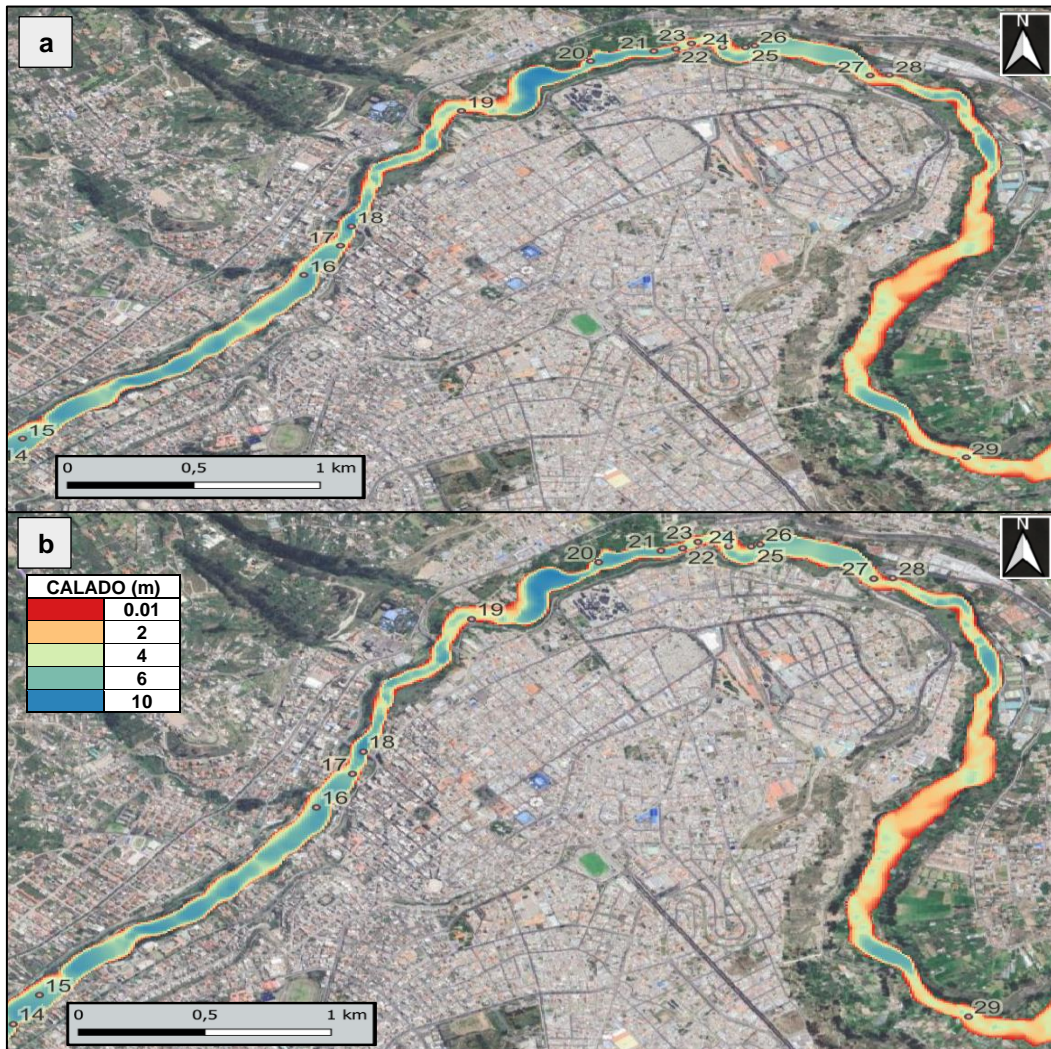


Figura 75. Calados máximos tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Tabla 39. Calados máximos tramo 4.

PUNTO DE INTERÉS	CALADO MÁXIMO (m)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
16	6.78	7.42
17	5.67	5.90
18	8.57	8.93
19	5.20	5.27
20	6.75	7.07
21	6.84	7.00
22	6.30	6.35
23	4.12	4.33
24	6.07	6.43
25	4.91	4.91
26	6.17	6.54
27	4.64	4.58
28	4.52	4.60
29	4.15	4.11

Fuente: Paulina Suárez

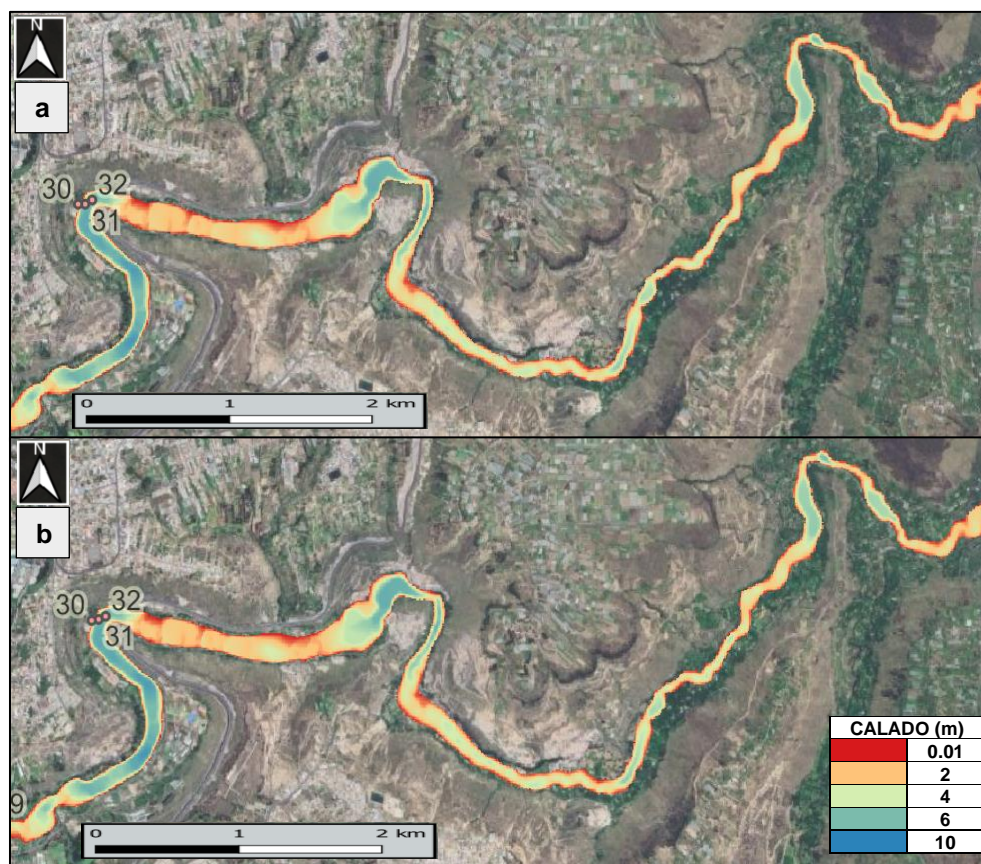


Figura 76. Calados máximos tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 40. Calados máximos tramo 6.

PUNTO DE INTERÉS	CALADO MÁXIMO (m)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
30	6.92	7.01
31	6.35	6.75
32	6.35	6.43

Fuente: Paulina Suárez

Los sitios de interés expuestos a calados mayores a 10 metros son: 1, 3 y los 5 primeros puentes en la vía Flores; a su vez, los puntos de interés que estarán expuestos a calados de hasta 2 m son los puntos 5, 6, 9, 25, 26 y 30. Para el punto 28 no existiría afectación. El mayor calado en la parte urbana del cantón se presentará entre los puntos de interés 19 y 20 (Figura 75) con calados que llegan a los 10 m. Existen casas aledañas cercanas al sitio de interés 9 en donde existirá afectación.

4.1.3.3 Caudal

De la misma manera se establece en las Tablas 41 – 45 los valores del escenario sin considerar el caudal del periodo de retorno de 1000 años y considerando el mismo; se representa en las siguientes imágenes, la variación de aportación del flujo a lo largo de la zona de estudio.

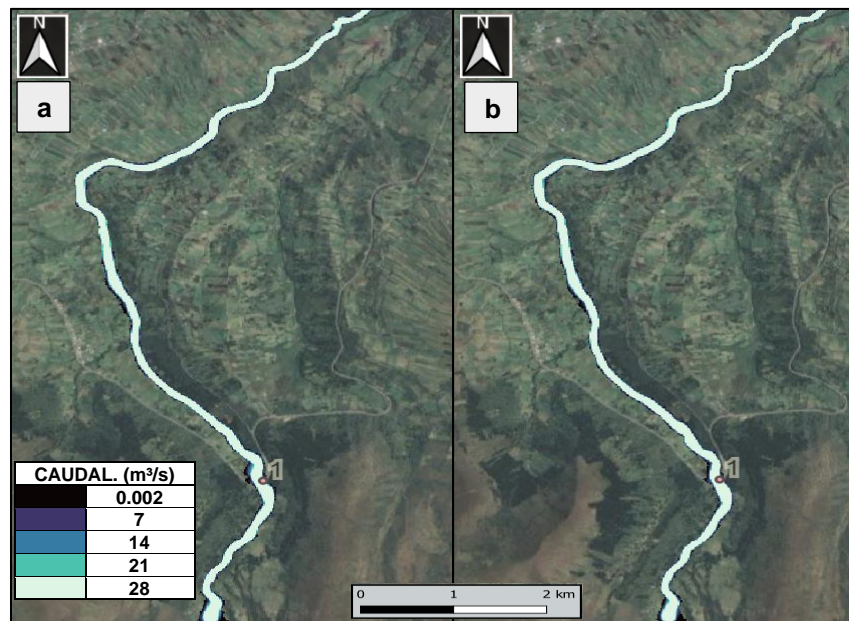


Figura 77. Caudal tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 41. Caudal tramo 1.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m ³ /s)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
1	120.51	123.97

Fuente: Paulina Suárez

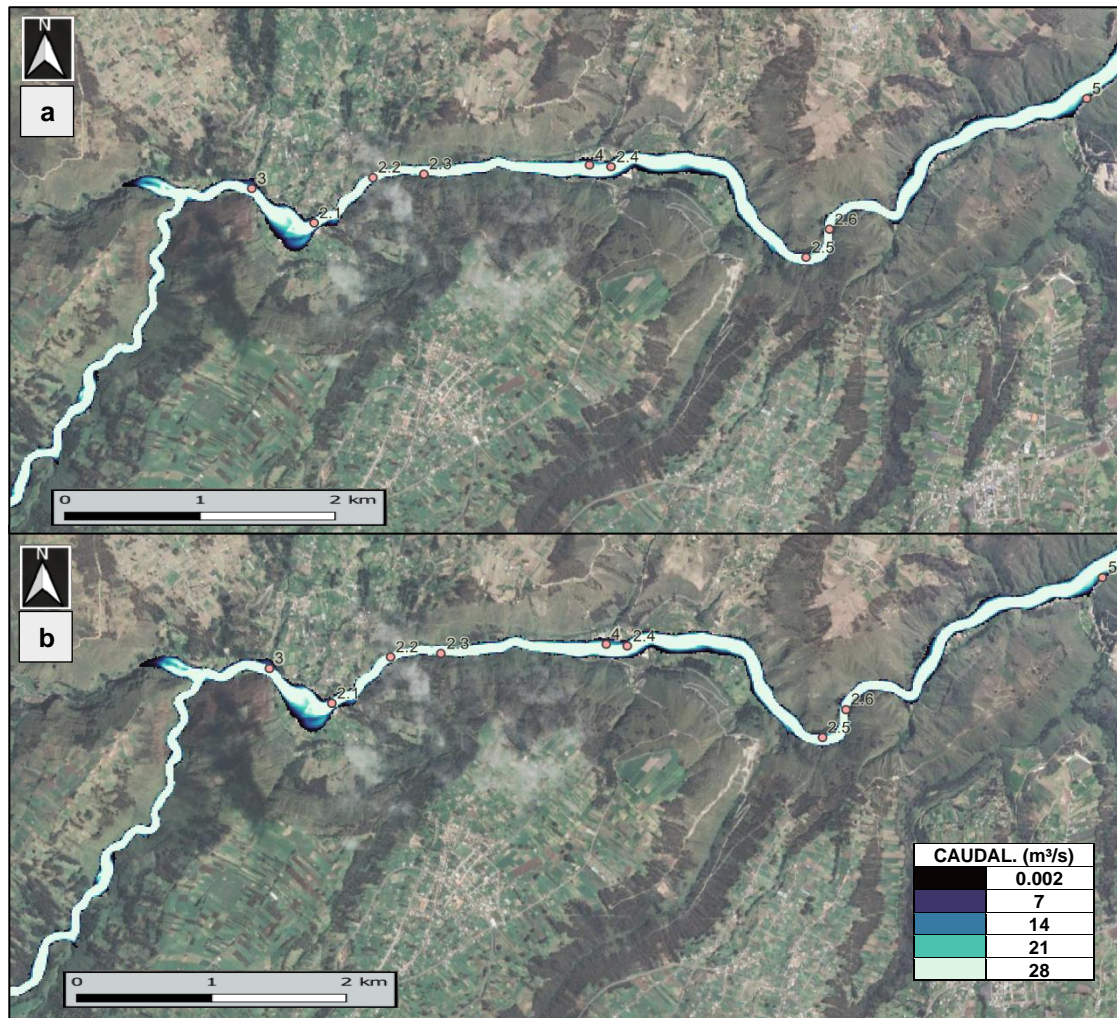


Figura 78. Caudal tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 42. Caudal tramo 2.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m³/s)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
2.1	114.50	115.00
2.2	116.57	117.89
2.3	111.23	114.25
2.4	69.12	71.27
2.5	85.56	85.73
2.6	110.43	106.71
3	107.88	114.29
4	68.33	68.25
5	44.22	39.88

Fuente: Paulina Suárez

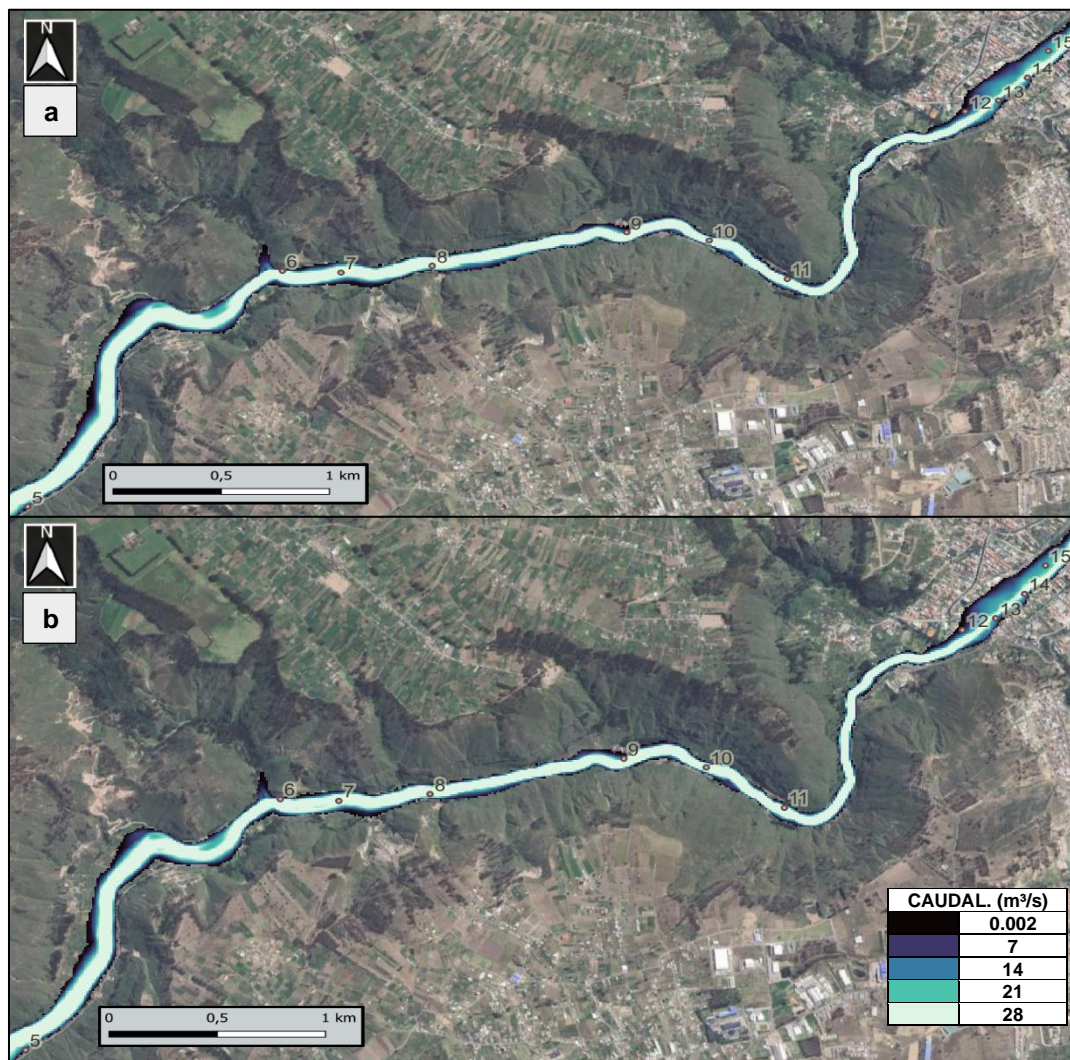


Figura 79. Caudal tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

Tabla 43. Caudal tramo 3.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m ³ /s)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
6	58.22	60.34
7	43.20	43.76
8	54.45	54.48
9	59.29	59.36
10	74.24	77.54
11	57.61	54.69
12	74.00	75.63
13	44.79	45.18
14	41.14	46.04
15	41.57	41.17

Fuente: Paulina Suárez

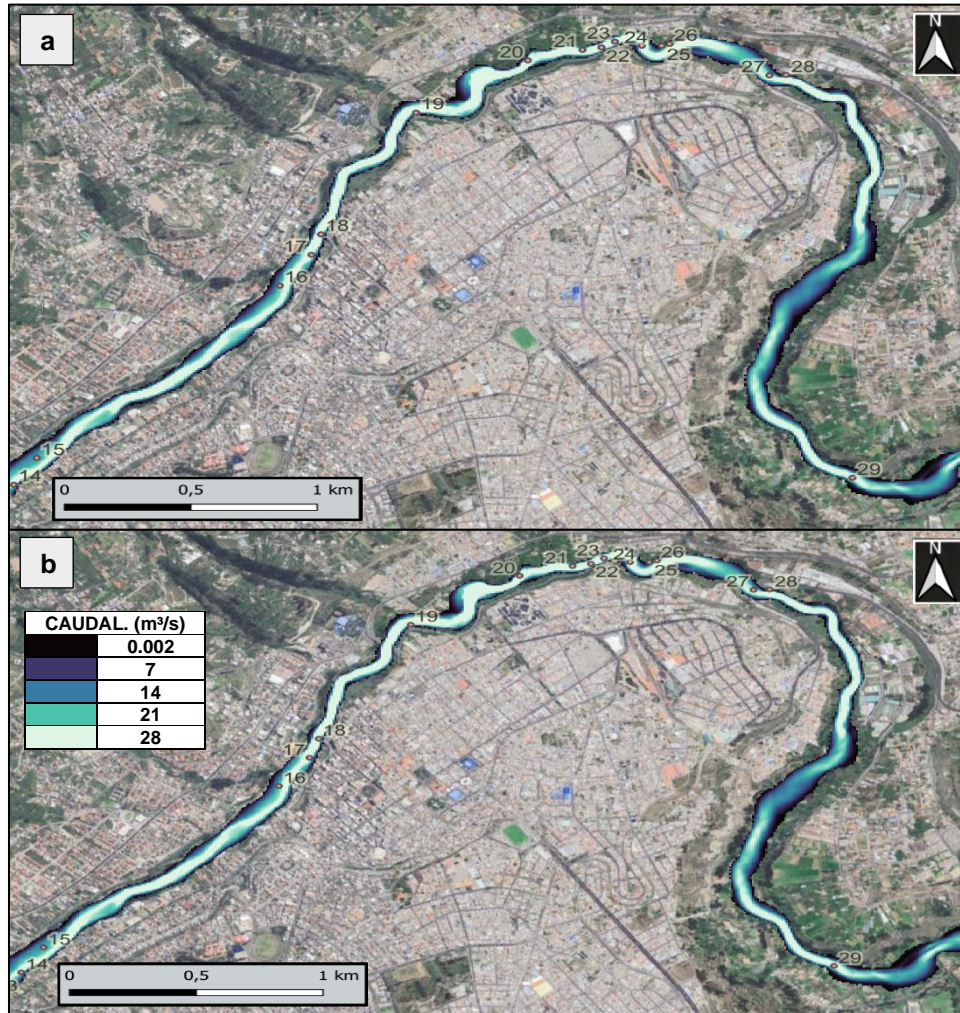


Figura 80. Caudal tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Tabla 44. Caudal tramo 4.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m ³ /s)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
16	38.13	46.43
17	65.12	67.40
18	58.78	54.73
19	43.83	43.96
20	53.61	56.46
21	40.70	41.29
22	46.45	46.85
23	42.51	45.76
24	37.00	38.42
25	40.47	40.40
26	44.89	46.52
27	27.46	27.33
28	48.23	48.88
29	31.31	30.60

Fuente: Paulina Suárez

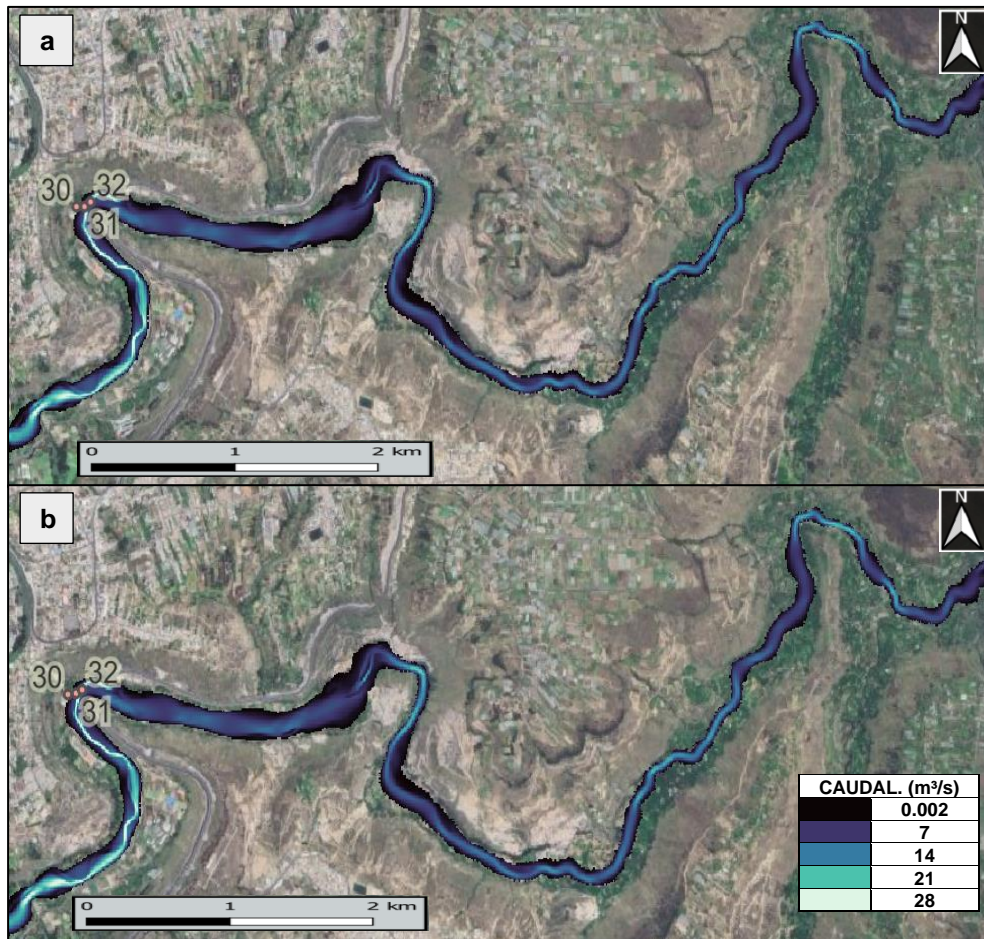


Figura 81. Caudal tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Tabla 45. Caudal tramo 5.

PUNTO DE INTERÉS	CAUDAL (m³/s)	
	Escenario 1A	Escenario 2A
30	32.29	32.43
31	30.92	31.35
32	26.89	27.38

Fuente: Paulina Suárez

Los mapas representados por los caudales son de gran utilidad en razón ayudan para la identificación de zonas que pueden ser afectadas por la erosión; las zonas donde existe un caudal específico alto representan posibles afecciones por el proceso erosivo.

4.1.3.4 Número de Froude

Este parámetro hidráulico presenta relativamente el mismo comportamiento de flujo en relación al primer escenario; donde la parte cercana a la presa presenta una mayor área de flujo con régimen supercrítico y, al seguir avanzando el flujo hacia el final del área de estudio se presenta un régimen subcrítico.

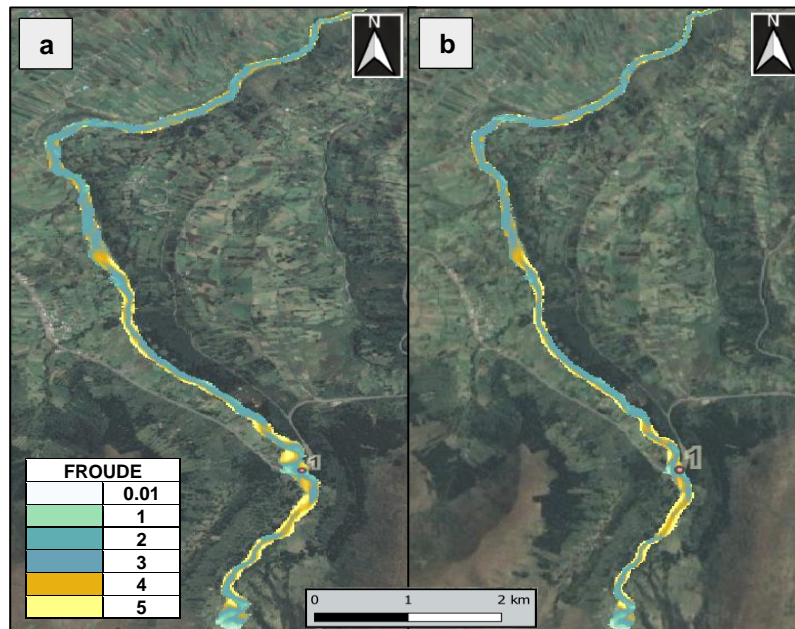


Figura 82. Froude tramo 1: $t = 840s$, (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez



Figura 83. Froude tramo 2, $t = 2040s$: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

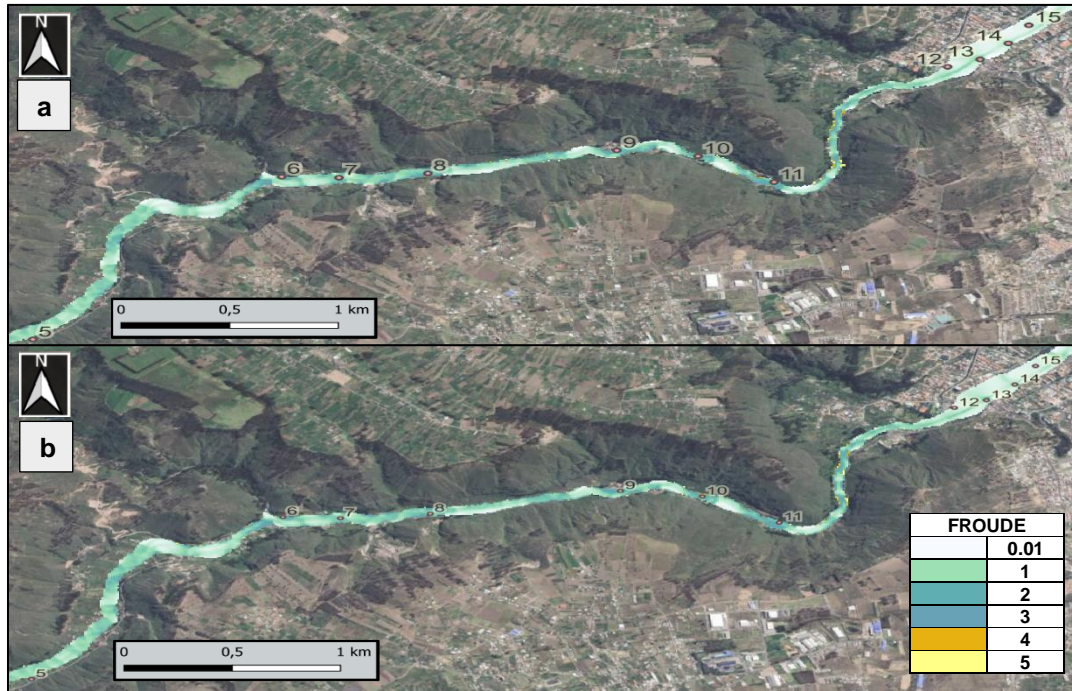


Figura 84. Froude tramo 3, $t = 3660$ s: (a) escenario 1A y (b) escenario. Fuente: Paulina Suárez

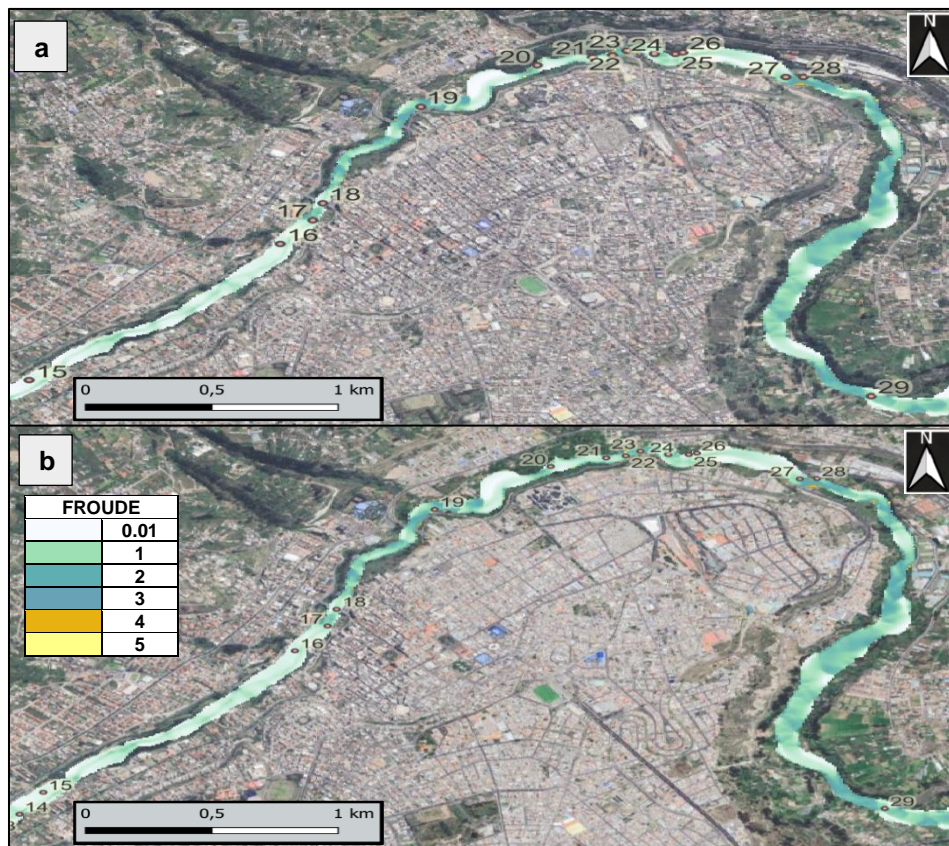


Figura 85. Froude tramo 4 $t = 4800$ s: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A. Fuente: Paulina Suárez



Figura 86. Froude tramo 5, $t = 9300$ s: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

4.1.3.5 RD9/2008

Las zonas de peligro para este escenario varían relativamente poco en razón que, al igual que el escenario 1A se presentan por lo menos un indicio de: velocidades mayores a 1 m/s, calados mayores a 1 m, o el producto de las dos variables de 0.5 m^2/s en cualquier instante de tiempo mientras dura la avenida.

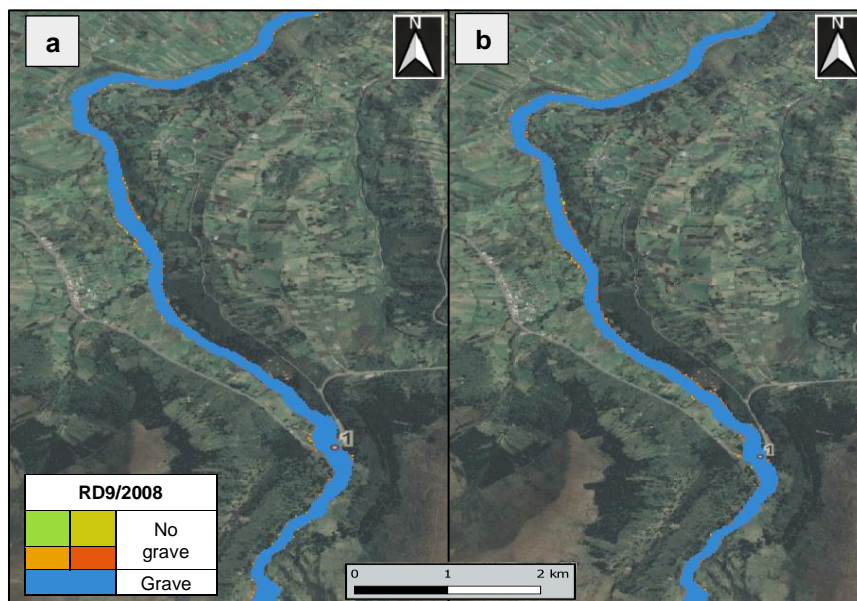


Figura 87. RD9/2008 tramo 1: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

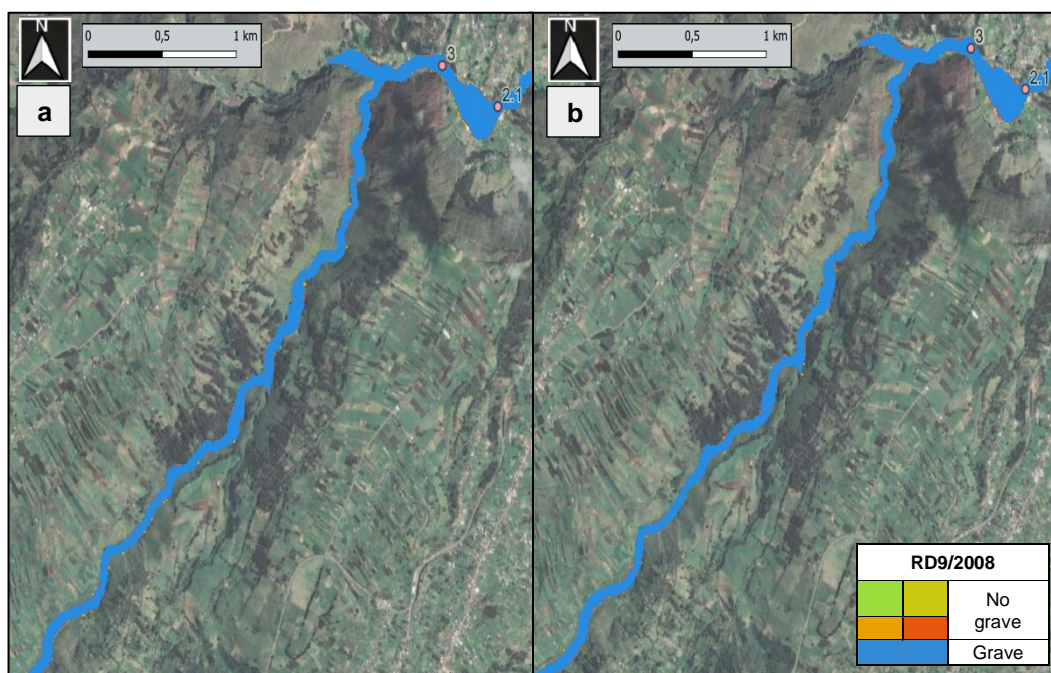


Figura 88. RD9/2008 tramo 2: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

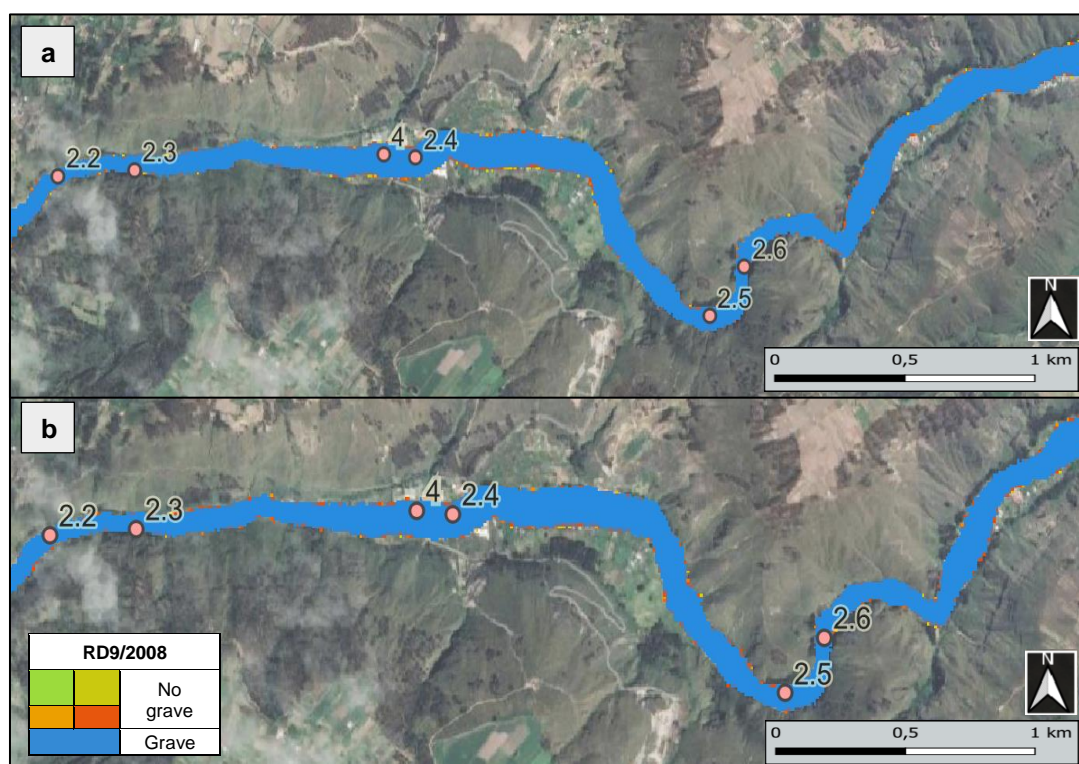


Figura 89. RD9/2008 tramo 3: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.

Fuente: Paulina Suárez

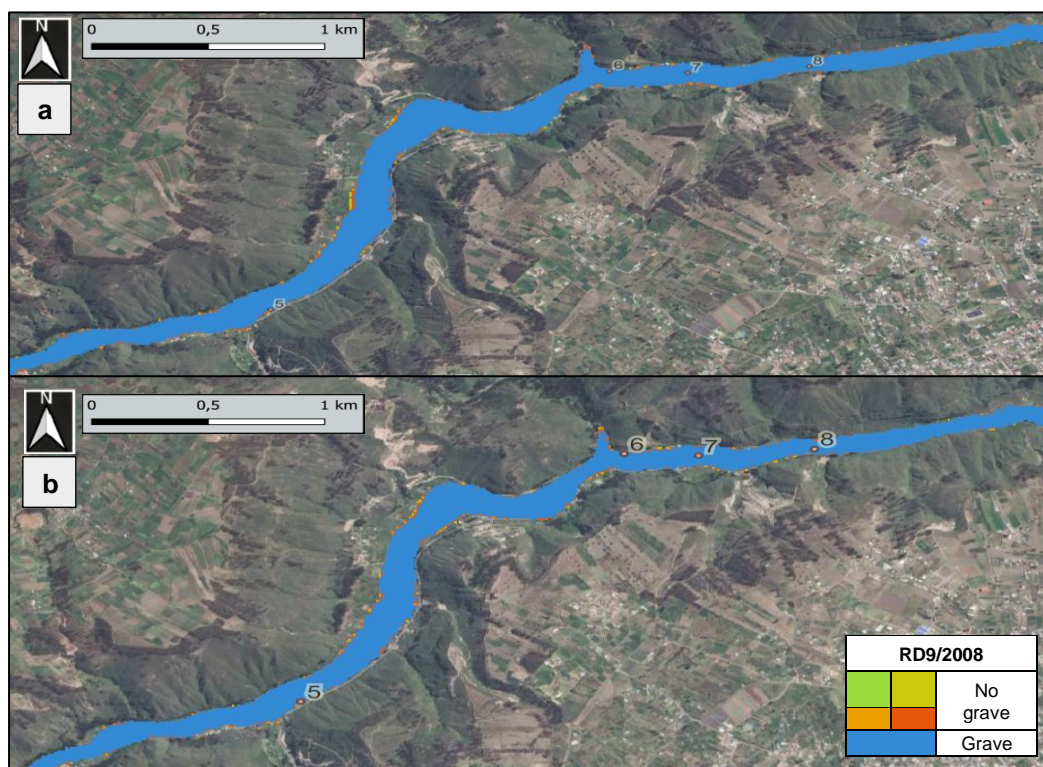


Figura 90. RD9/2008 tramo 4: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez



Figura 91. RD9/2008 tramo 5: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

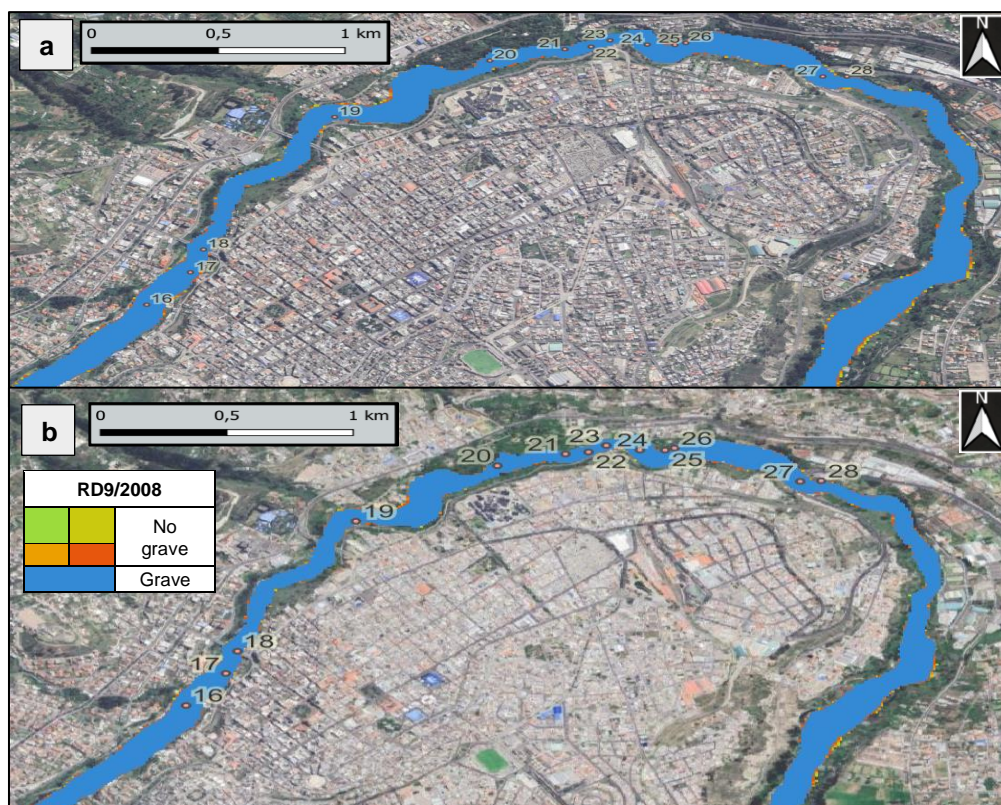


Figura 92. RD9/2008 tramo 6: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez



Figura 93. RD9/2008 tramo 7: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

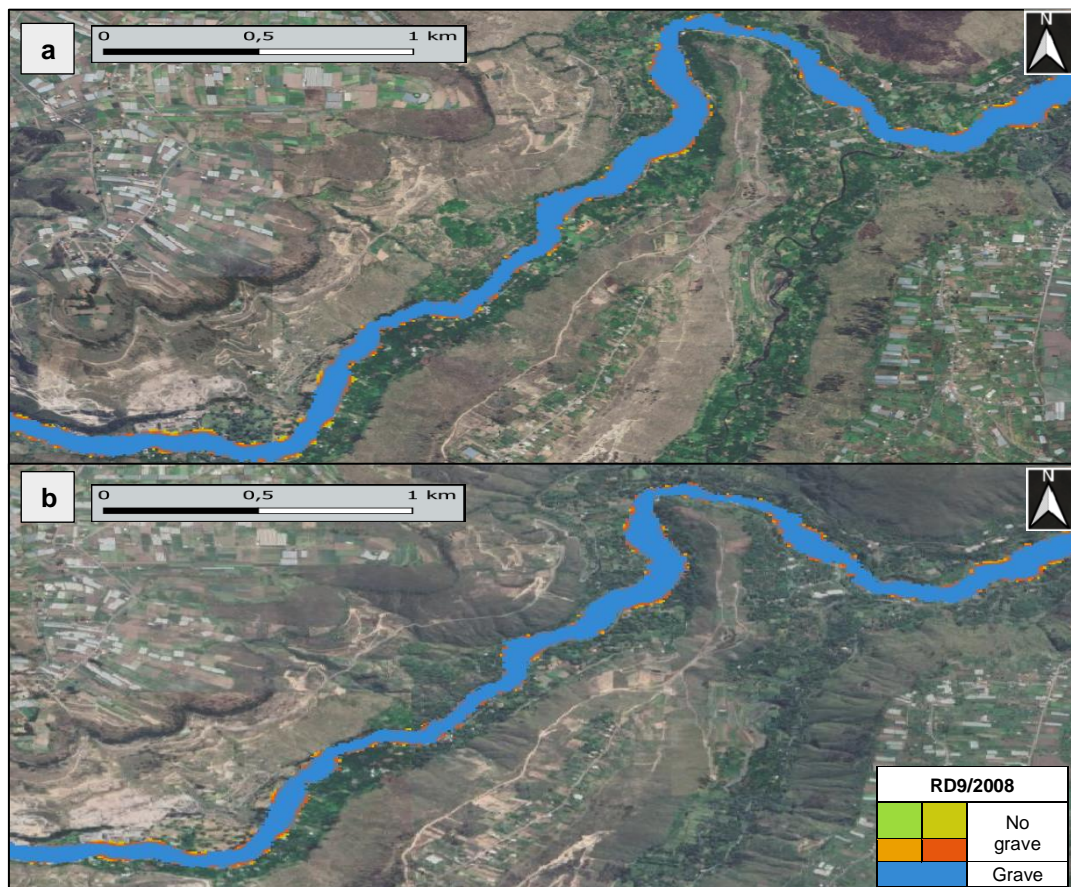


Figura 94. RD9/2008 tramo 8: (a) escenario 1A y (b) escenario 2A.
Fuente: Paulina Suárez

Se observa que en la mayor parte del mapa de inundación se presenta cualquiera de las premisas mencionadas en el inciso 4.1.3.5. En ciertas zonas únicamente los bordes de la mancha de inundación implican un peligro no grave; para la parte céntrica del cantón Ambato (Figura 92) existen pocas zonas que no involucran gravedad. En los puntos de interés 25, 26 no implica una gravedad considerable y para el punto de interés 28 no existe afectación, de esta forma se evidencia que el modo de clasificación del código RD9/2008 es riguroso para este tipo de eventos extraordinarios.

4.1.3.6 Evolución del calado

Como se mencionó anteriormente estos gráficos de las secciones transversales permiten representar el nivel del calado de agua en distintos periodos de tiempo en determinado lugar. De manera general se ha planteado seis diferentes secciones

transversales (Figura 51) a lo largo de la zona de estudio para ilustrar el calado de agua en distintos periodos de tiempo.

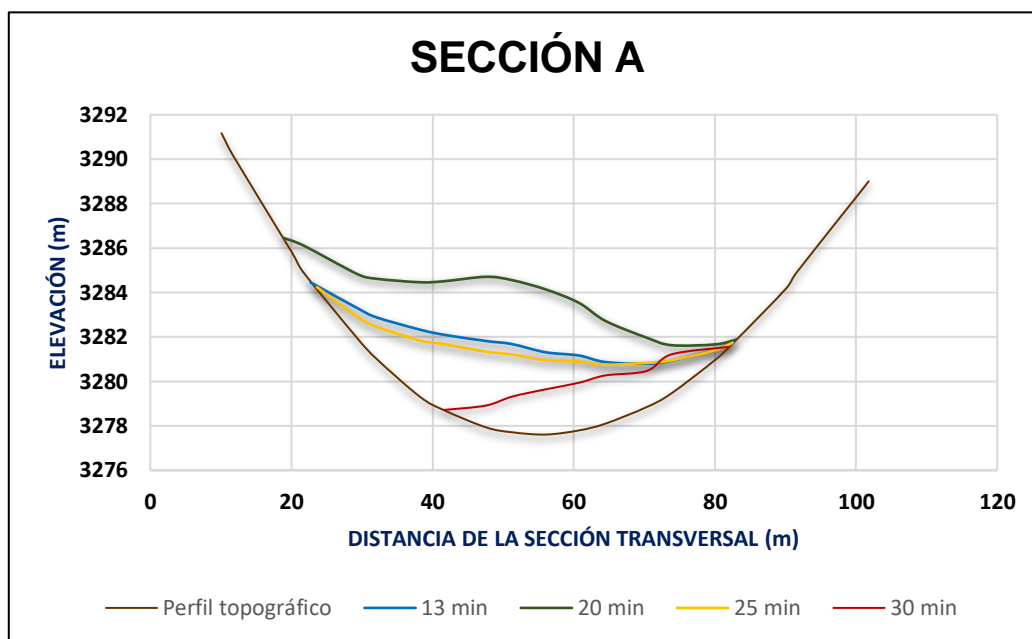


Figura 96. Sección transversal A.
Fuente: Paulina Suárez

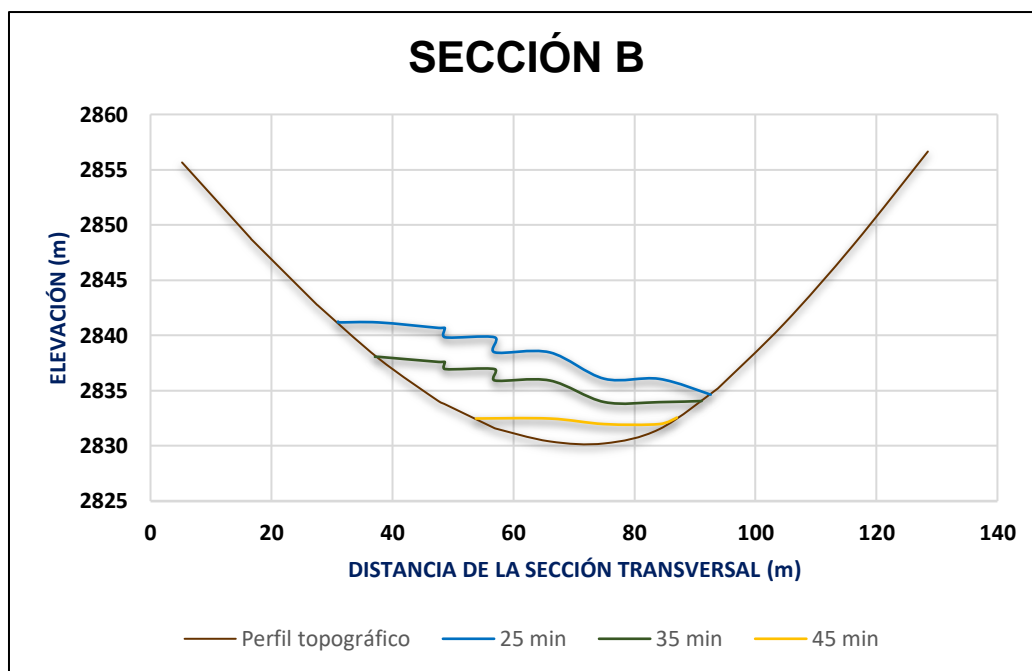


Figura 97. Sección transversal B.
Fuente: Paulina Suárez

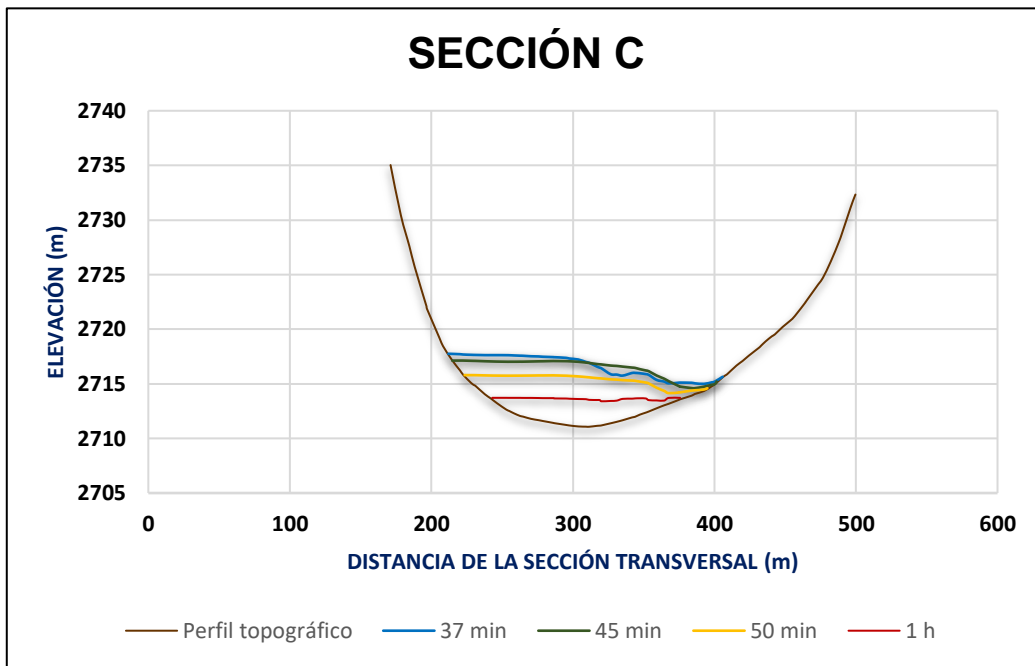


Figura 98. Sección transversal C.

Fuente: Paulina Suárez

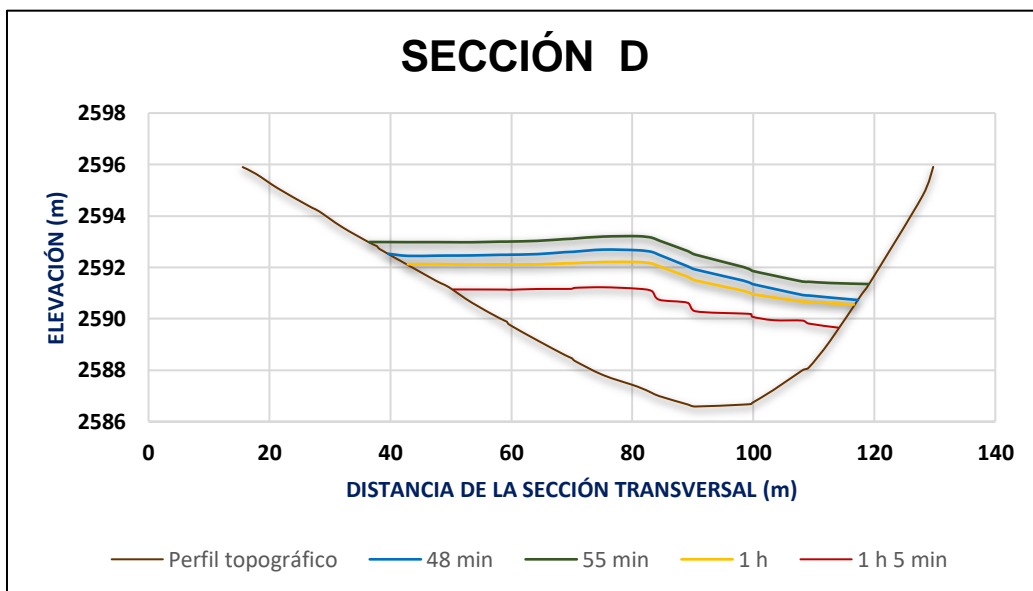


Figura 99. Sección transversal D.

Fuente: Paulina Suárez

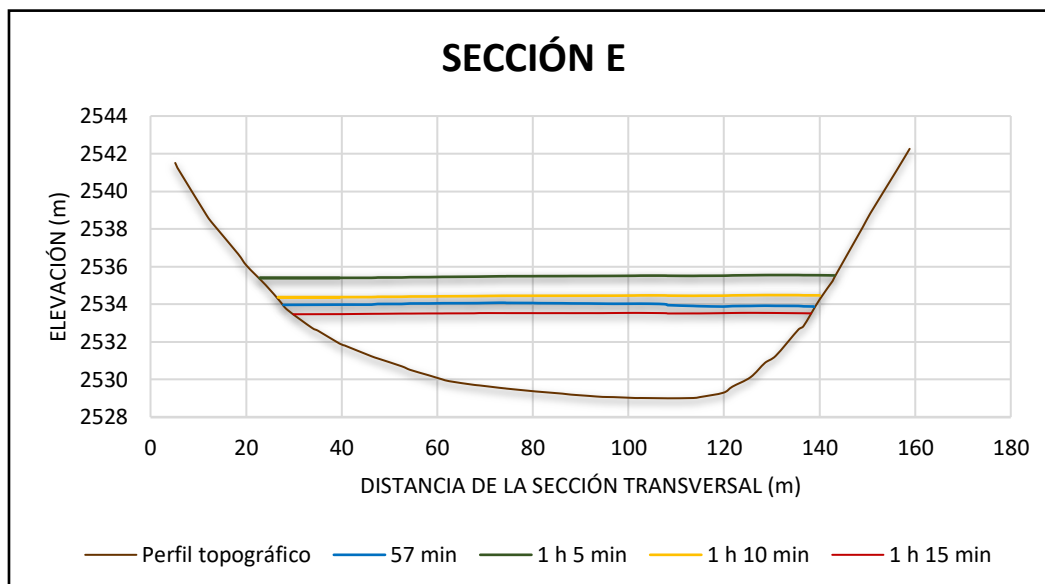


Figura 100. Sección transversal D.

Fuente: Paulina Suárez

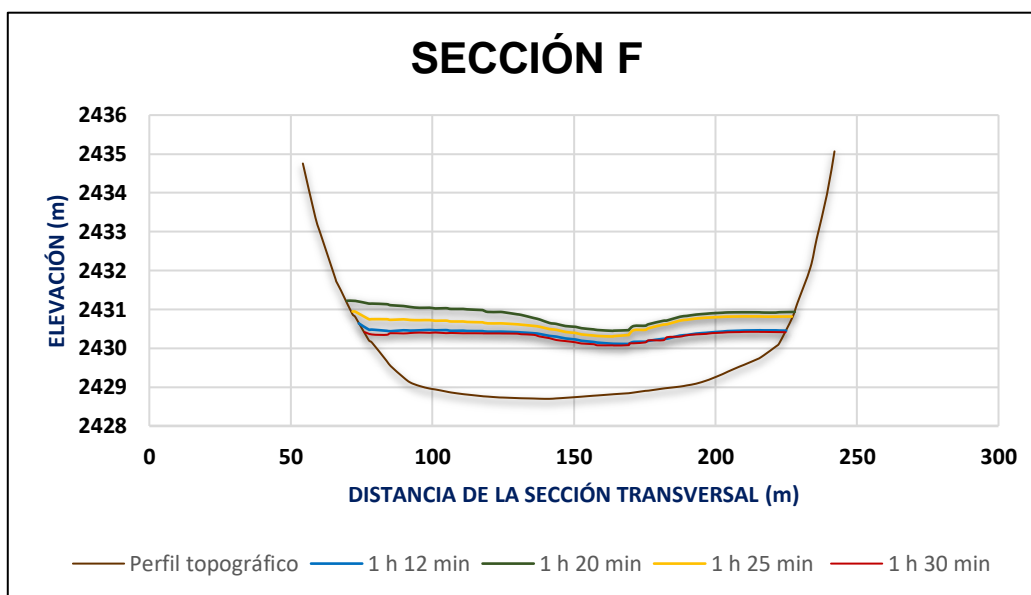


Figura 101. Sección transversal F.

Fuente: Paulina Suárez

El comportamiento de los calados presenta una pequeña variabilidad entre el escenario 1A y el escenario 2A. La Tabla 46 presenta la variación de calados en los dos escenarios descritos para determinados tiempos, donde se puede observar que dicha variación de calado puede alcanzar el 12% aproximadamente.

Tabla 46. *Variación de calados en tiempos fijos.*

SECCIONES	CALADO (m)		
	Tiempo	Escenario 1A	Escenario 2A
A	20 min	7.28	6.85
B	25 min	9.05	8.06
C	37 min	6.52	6.14
D	55 min	5.57	6.04
E	1 h 5 min	6.57	6.51
F	1 h 20 min	2.21	2.22

Fuente: Paulina Suárez

Existen dos estudios del año 2019 por Acero, A., y en el año 2022 por López, A., relacionados sobre la rotura de presas. El primer estudio (2019) analiza la rotura de la presa Mulacorral ubicada en la región alta del río Ambato, con un volumen de almacenamiento de 3 hm³ y el segundo estudio (2022) se enmarca el análisis de la falla de la presa Chiquiurcu, con 3.35 hm³ de volumen de almacenamiento; dichos estudios están ubicados en la cercanía de la presa Chiquicahua donde su cauce desemboca en el río Ambato.

Para el caso en estudio se determinó calados máximos de hasta 11.90 m y velocidades máximas de 19.67 m/s; estos datos no difieren significativamente con el estudio de la presa Chiquiurco (2022) donde en puntos fijos determina velocidades y calados máximos de 18.26 m/s y 14.80 m respectivamente. En referencia a los datos obtenidos de la presa Mulacorral guarda poca similitud debido a la laminación del flujo por su ubicación y distancia respecto a la zona urbana de cantón Ambato.

La comparación con estos estudios y considerando que su volumen de almacenamiento con el volumen de la presa Chiquicahua son aproximados entre sí, permite comprender que los resultados obtenidos en el presente documento no varían considerablemente, por lo tanto se puede deducir que los resultados sirven como base para la realización de planes emergentes o de contingencia relacionados a la rotura de la presa.

4.1.4 Escenario 2B

Para este último escenario se analizó el módulo de sedimentos con fondo móvil, con un diámetro medio de partícula de 0.43 mm (Honorable Consejo Provincial de Tungurahua, 2022), el tiempo de simulación para este escenario es de 30200

segundos, (aproximadamente 8 horas y media). Se obtuvieron los resultados de erosión y sedimentación a lo largo del tramo; en base a la Figura 51 se obtiene:

4.1.4.1 Erosión y Sedimentación

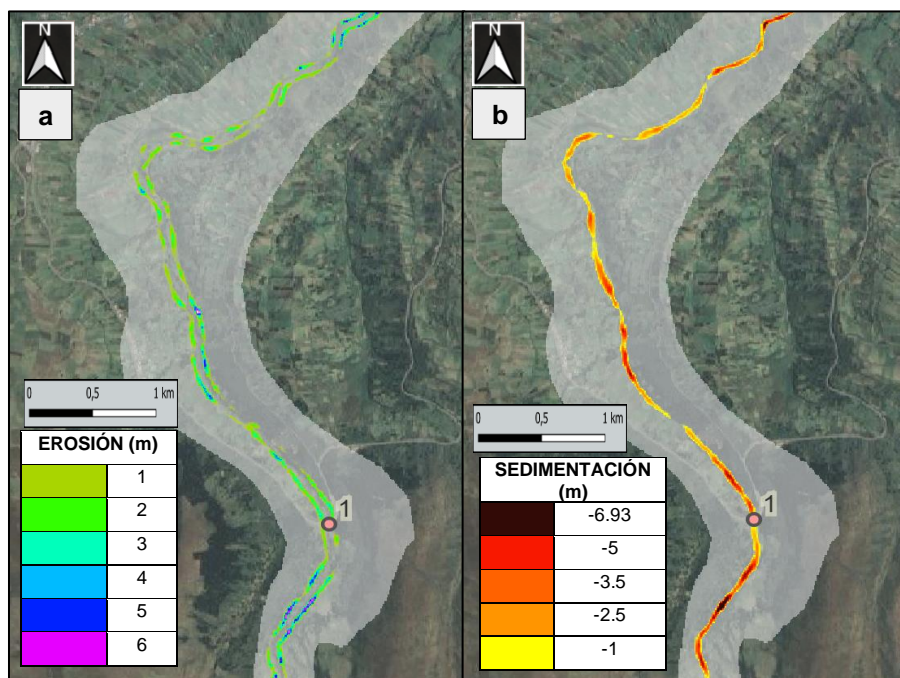


Figura 102. Tramo 1, (a) erosión y (b) sedimentación.

Fuente: Paulina Suárez

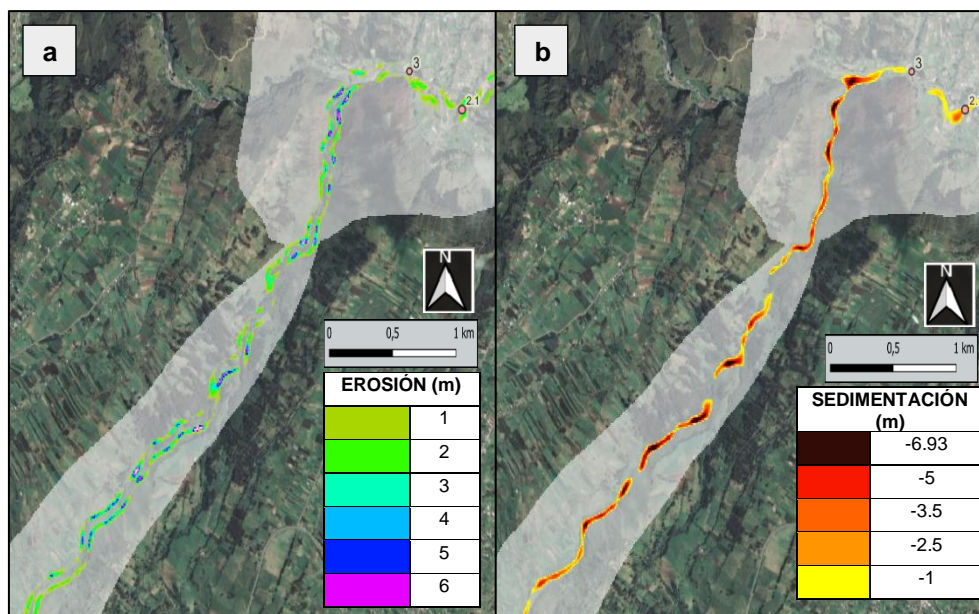


Figura 103. Tramo 2, (a) erosión y (b) sedimentación.

Fuente: Paulina Suárez

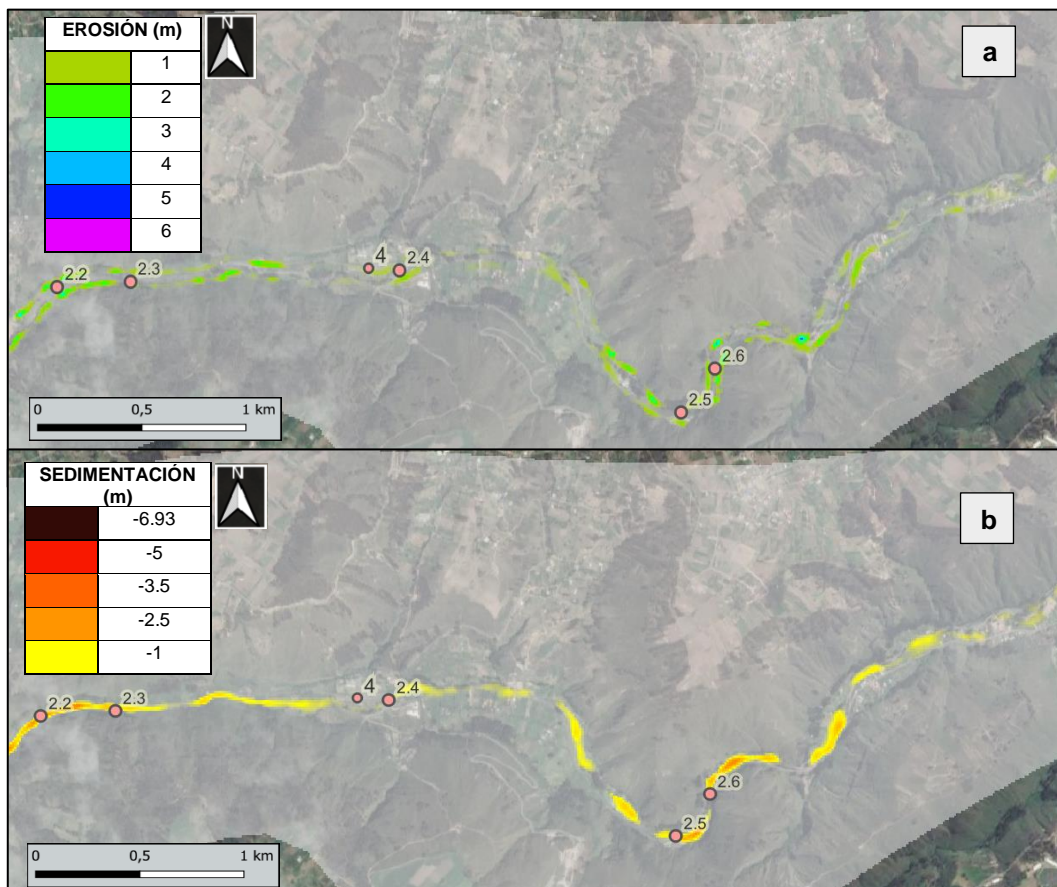


Figura 104. Tramo 3, (a) erosión y (b) sedimentación.
Fuente: Paulina Suárez

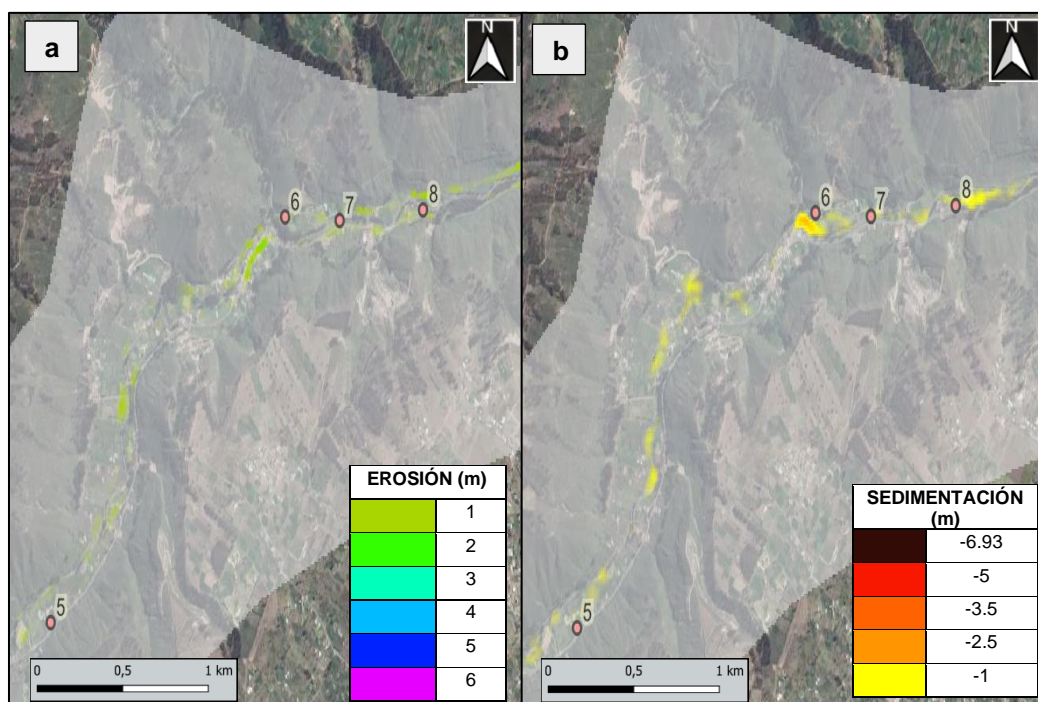


Figura 105. Tramo 4, (a) erosión y (b) sedimentación.
Fuente: Paulina Suárez

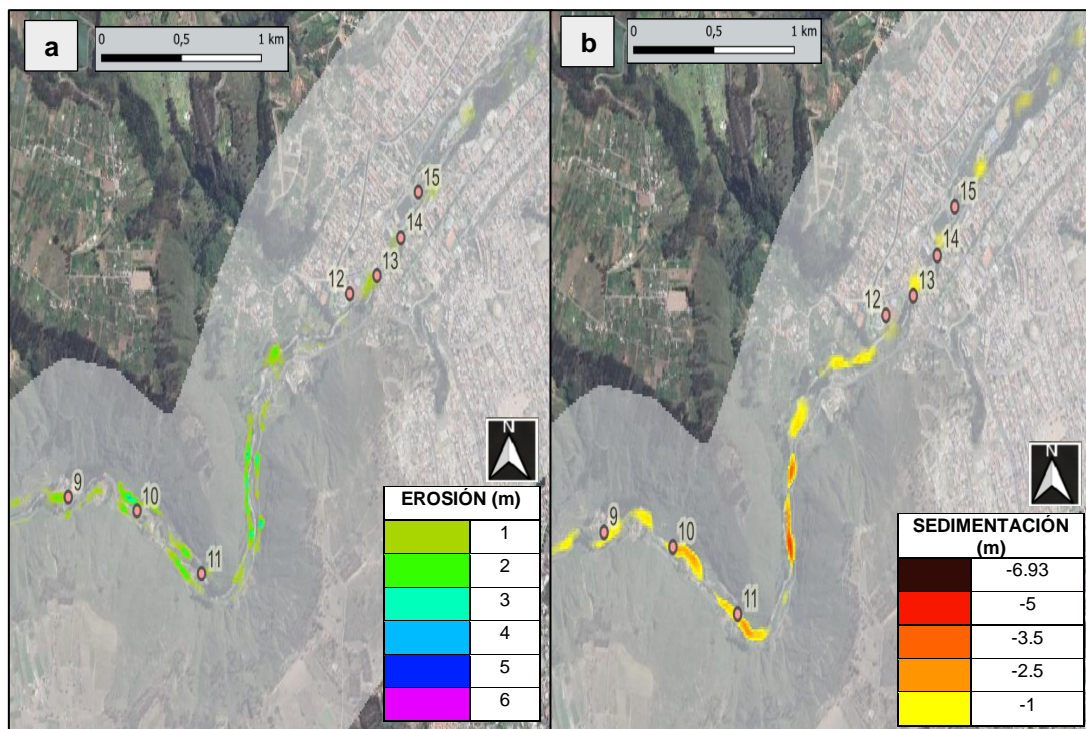


Figura 106. Tramo 5, (a) erosión y (b) sedimentación.
Fuente: Paulina Suárez

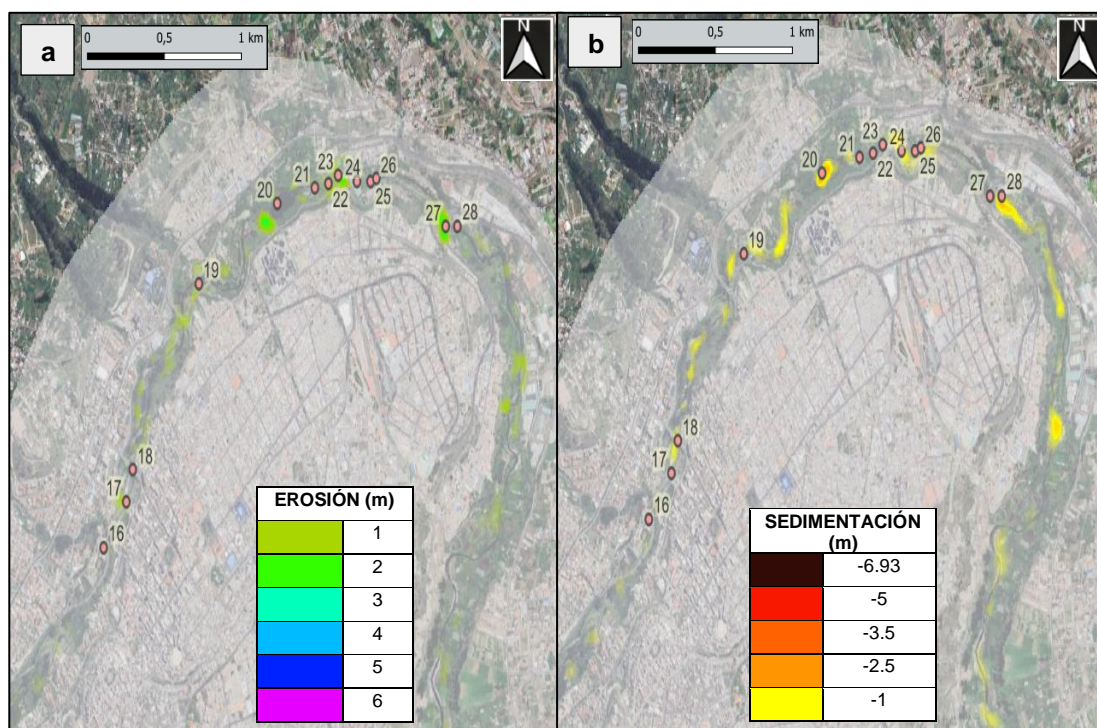


Figura 107. Tramo 6, (a) erosión y (b) sedimentación.
Fuente: Paulina Suárez

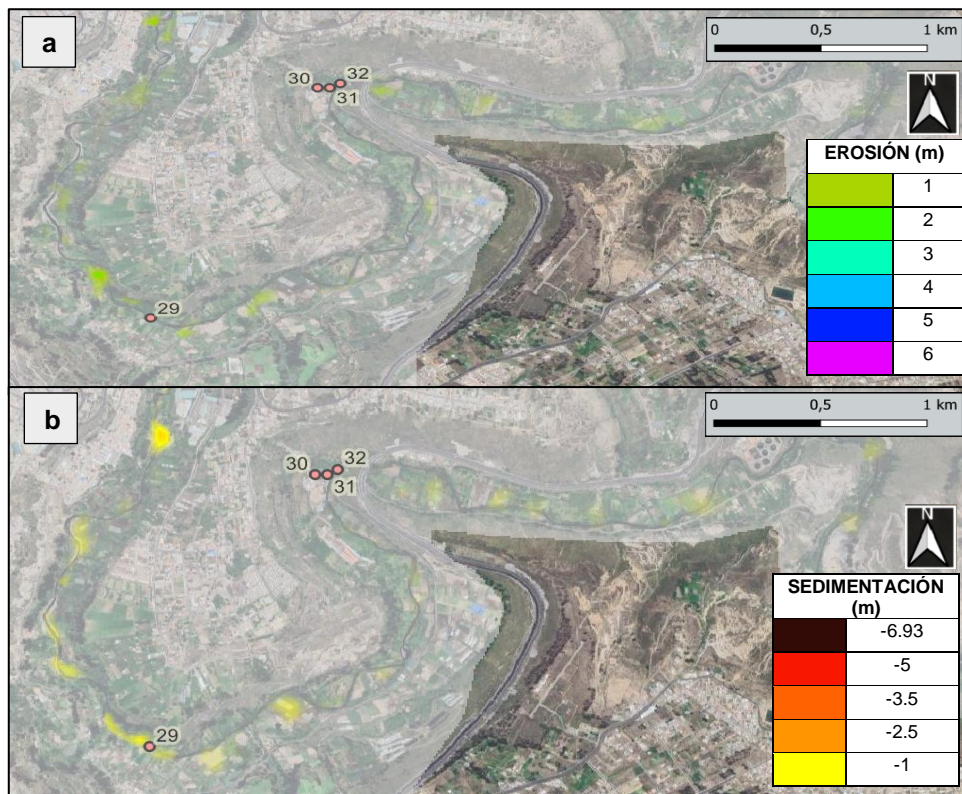


Figura 108. Tramo 7, (a) erosión y (b) sedimentación.
Fuente: Paulina Suárez

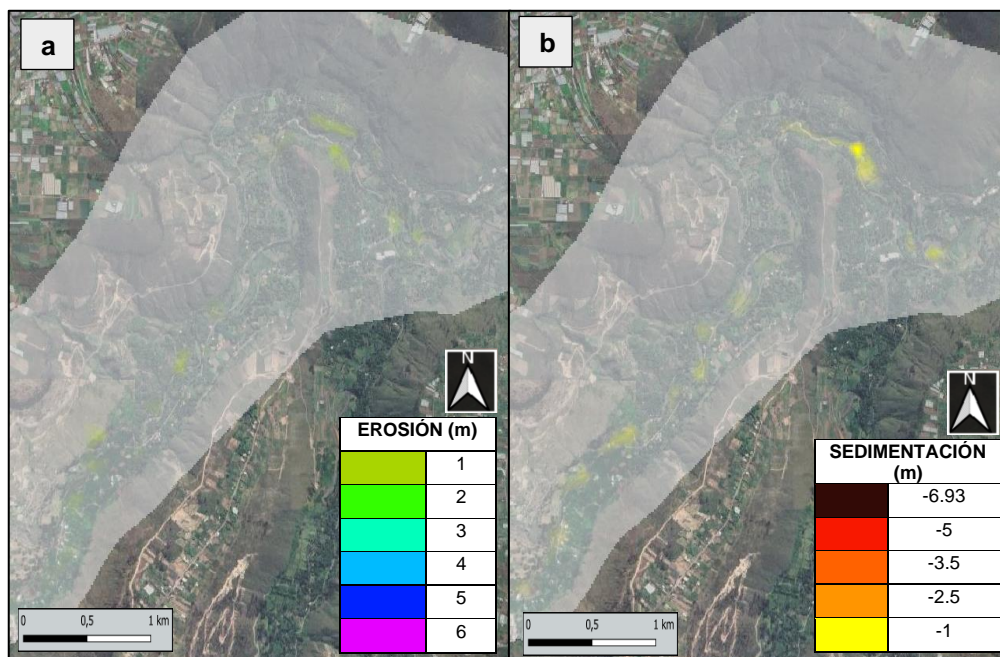


Figura 109. Tramo 8, (a) erosión y (b) sedimentación.
Fuente: Paulina Suárez

Este escenario da como resultado que los procesos erosivos y sedimentarios sean dinámicos, como se muestra desde la Figura 102 a la Figura 109; las zonas de erosión están representadas con la gama de colores verde, azul violeta y las zonas de depósito de material con la gama de colores café, naranja y amarillo. El valor de la erosión máxima hasta de 8.9 m y de sedimentación de hasta 6.9 m; teniendo en cuenta que estos valores son fluctuantes a lo largo de la duración del evento.

Los valores mencionados en el párrafo anterior se producen en el tramo cercano a la rotura de la presa aproximadamente hasta el punto 3, donde para la erosión existen valores mayores a 8 m, y para la sedimentación valores mayores 6 m, esto a consecuencia de que existen altas velocidades en la parte inicial del proyecto.

Se evidencia en la Figura 104 que en el sitio de interés 2.5 (Puente en la vía Flores), el proceso de sedimentación está en el rango de 2.5 a 3.5 m y se genera en la orilla convexa donde existe velocidades bajas. Por el lado contrario el proceso de erosión ocurre en la orilla cóncava con valores desde 1 a 2 m, donde la velocidad es mayor.

Para la zona urbana del Cantón Ambato, los valores de erosión oscilan entre 1 y 1.5 m (Figuras 106a y 107a) los mismos que están ubicados en la cercanía de los puntos de interés 12, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 21 y 22. Así mismo se aprecia valores aproximados de 2 m de erosión (Figura 107a) cerca de los puntos 20, 23 y 27. Los puntos restantes (16, 20, 25 y 26) no son afectados significativamente por este proceso erosivo, cuyos valores son menores a 1 m.

La sedimentación en la parte urbana del cantón Ambato presenta valores de hasta 1 m en los puntos 12, 13, 14, 18, 26 y 28, los valores mayores de sedimentación de hasta 2,5 m junto a los puntos 20 y 24 indicados en la Figura 107b. Finalmente, se puede observar las zonas que no son afectadas como los puntos 12, 15, 16, 17, 19, 21, 22, 23, 25 y 27.

4.1.4.2 Evolución de la erosión y sedimentación

Se muestra el proceso de erosión del suelo, la misma que depende tanto de la energía cinética del flujo como de las propiedades físicas del suelo. Generalmente para este tipo de ríos en zonas andinas la sección tiene una geometría característica tipo "V" (Figura 110 – 115). Se aprecia diferentes secciones

transversales cuyo desplazamiento tiende a la parte lateral, afectando de manera directa la dinámica del margen del río, en razón que se presenta una socavación progresiva del lecho en dirección aguas abajo, ocasionando una variación de geometría en las diferentes secciones transversales del cauce.

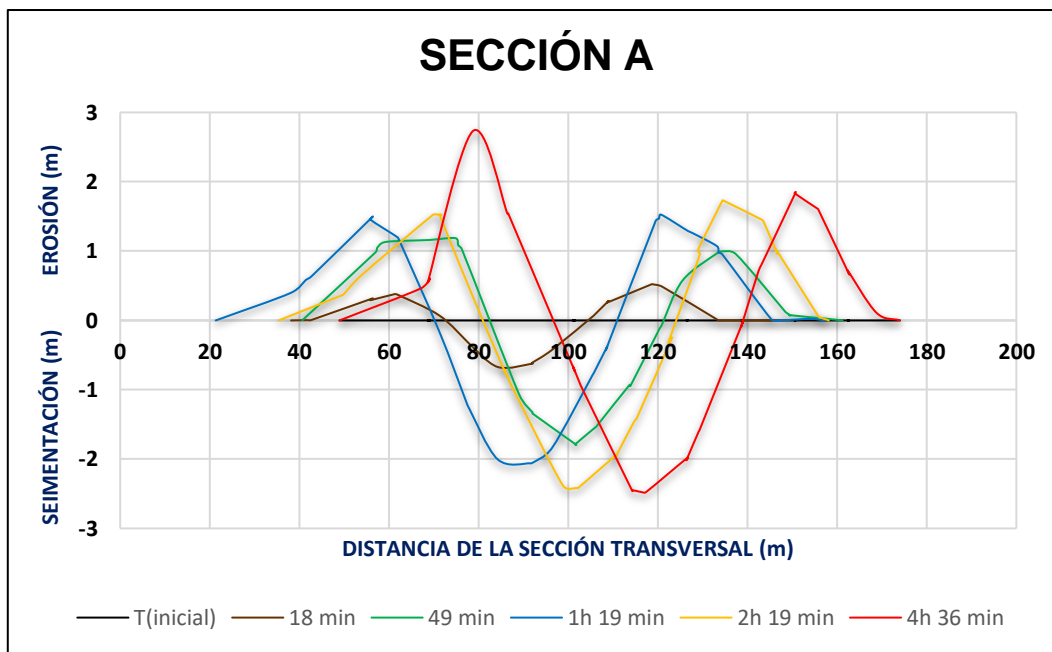


Figura 110. Variación del proceso erosivo y sedimentario - A.
Fuente: Paulina Suárez

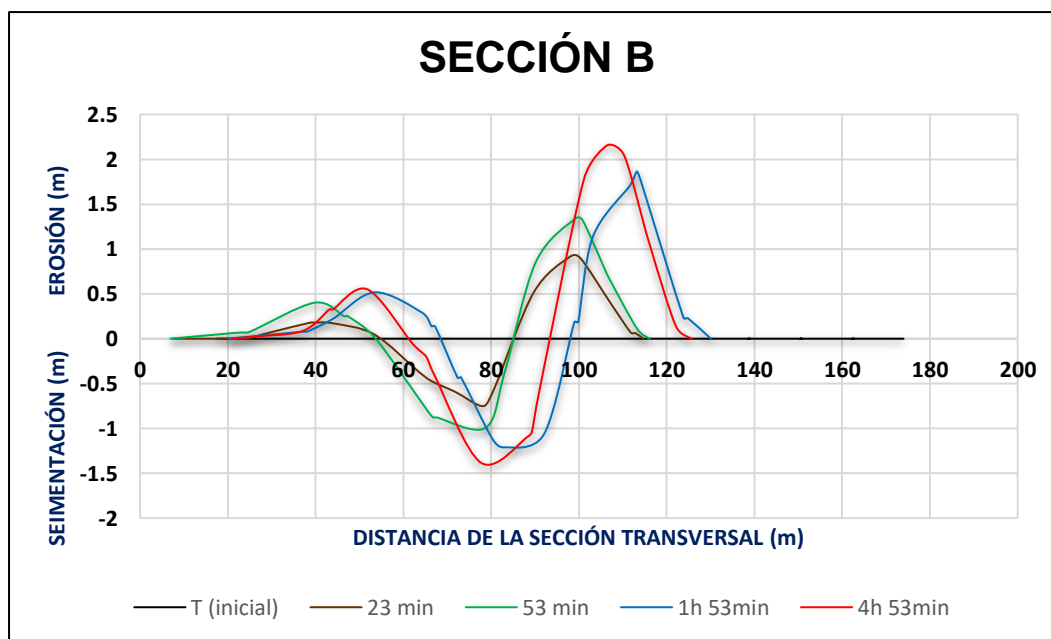


Figura 111. Variación del proceso erosivo y sedimentario - B.
Fuente: Paulina Suárez

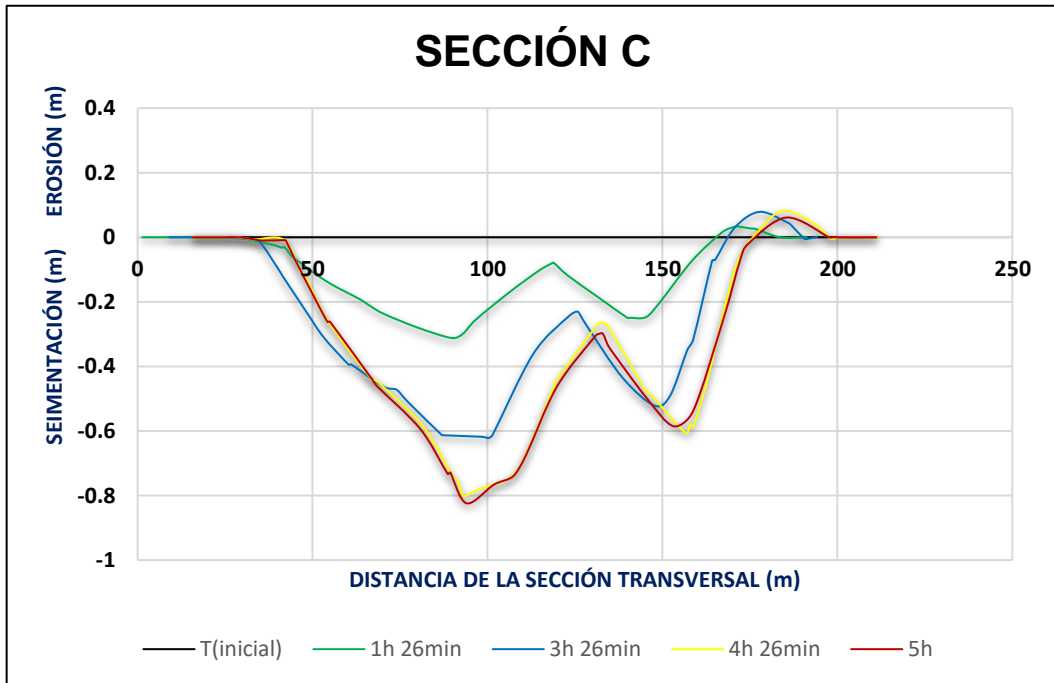


Figura 112. Variación del proceso erosivo y sedimentario - C.
Fuente: Paulina Suárez

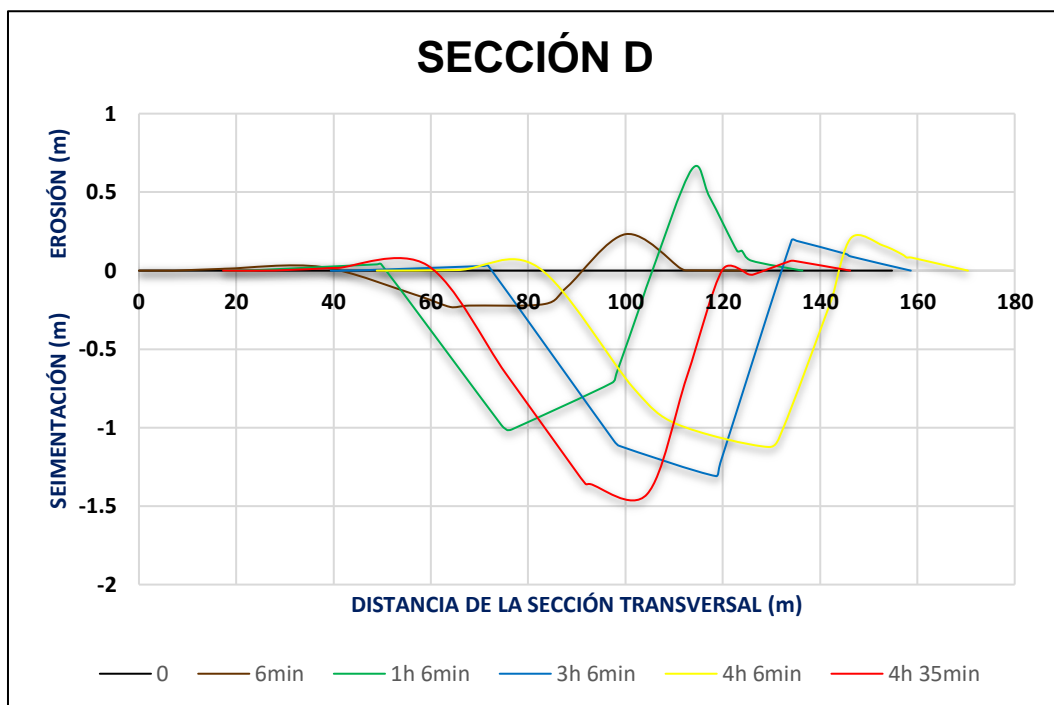


Figura 113. Variación del proceso erosivo y sedimentario - D.
Fuente: Paulina Suárez

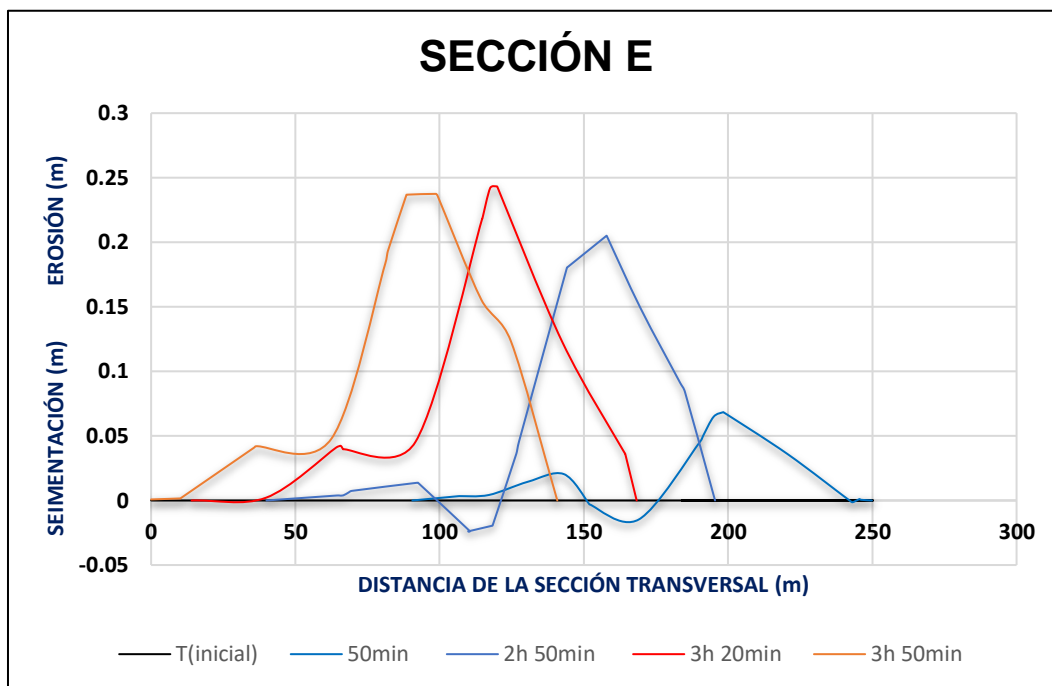


Figura 114. Variación del proceso erosivo y sedimentario - E.
Fuente: Paulina Suárez

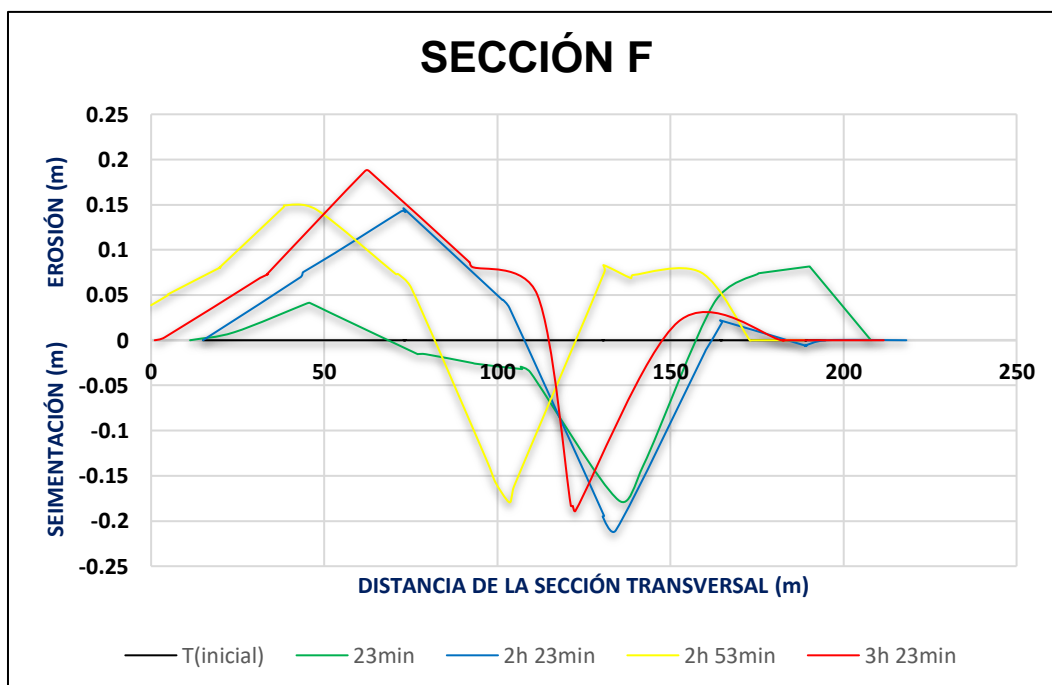


Figura 115. Variación del proceso erosivo y sedimentario - F.
Fuente: Paulina Suárez

Para las zonas sin cobertura vegetal o con baja densidad, la erosión presenta valores mayores, por lo que se observa la pérdida de volúmenes de material sólido. Por lo tanto, se evidencia que la sedimentación del material sólido reduce las secciones efectivas del río.

A continuación, se compara el proceso de transporte de sedimentos para diferentes tiempos determinados desde un tiempo inicial $t = 0$, determinado lo siguiente:

- Los mayores valores de erosión y sedimentación son de 2.73 m y 2.47 m respectivamente que corresponde a la sección A (Figura 110), a las 4 h 36 min para ambos procesos. Evidentemente, existen valores altos en la sección A, debido a que es el punto más cercano a la presa en comparación con las otras secciones B, C, D, E y F con una distancia cercana a los 4,70 km.
- Teniendo valores de referencia en la sección A, se identifica un cambio significativo para las dos últimas secciones E y F (Figura 114 y Figura 115), al ser las velocidades menores en esa zona respecto a la sección A. Las cifras de erosión y sedimentación son bajas con valores de 0.19 m a las 3 h 23 min y 0.21 m a las 2 h 23 min respectivamente.

4.1.5 Hidrogramas

En este apartado se ha obtenido los hidrogramas con fondo fijo y móvil, el caudal pico alcanzado por la falla de la estructura para fondo fijo es de 5356.31 m³/s y para fondo móvil de 5572.32 m³/s, donde el hidrograma de fondo móvil presenta una ligera diferencia al hidrograma de fondo fijo. Estos resultados muestran concordancia con trabajos previos en rotura de presas considerando arrastre de material sólido como el realizado por Sanz et al., 2019.

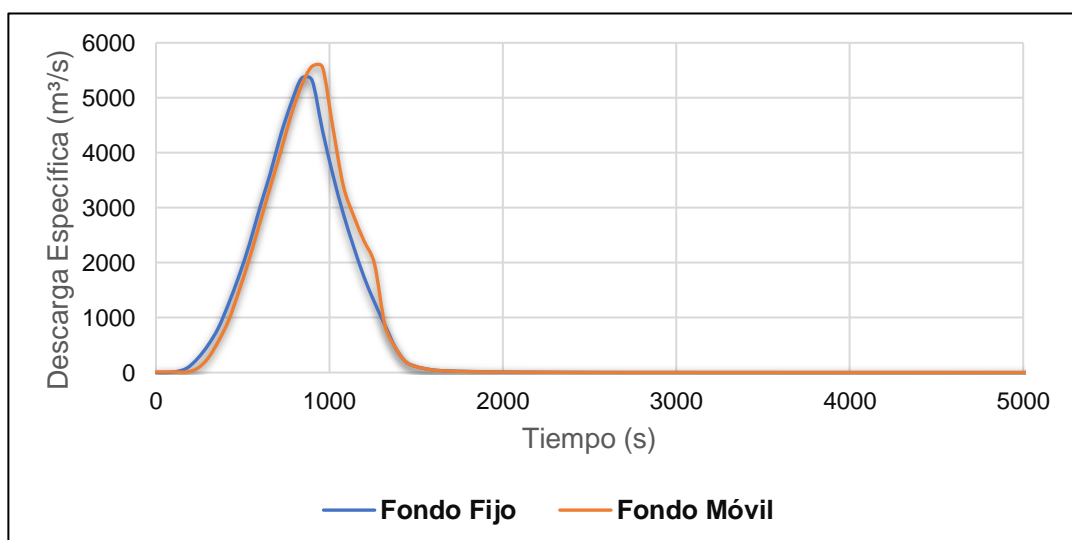


Figura 116. Hidrogramas post rotura.

Fuente: Paulina Suárez

4.1.6 Clasificación de la presa Chiquicahua según la Guía Técnica

Una vez determinado ciertos parámetros necesarios para la clasificación de la presa Chiquicahua y en base a lo expuesto acerca de la Guía Técnica Española se establece en la Tabla 47 los parámetros para su clasificación:

Tabla 47. Parámetros para la clasificación de la Presa Chiquicahua.

DATOS	ALTURA MÍNIMA (m)	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO (m ³)	LONGITUD DE CORONACIÓN (m)	ÁREA DE REGADÍO AFECTADA (ha)
Guía Técnica Española	> 10	>100.000	> 500	> 5000
Presa Chiquicahua	39	3'065.000	380	417,84

Fuente: Paulina Suárez

Al cumplirse dos de los parámetros establecidos como la altura y el volumen de almacenamiento, se determina que la presa Chiquicahua se clasifica dentro del grupo de “grandes presas”.

De igual forma, a la presa Chiquicahua se la considera según el riesgo potencial dentro de la categoría A, en razón que:

- Existe afectación al núcleo urbano del Cantón Ambato (centro).
- Afectación a servicios esenciales: Planta de tratamiento aguas servidas “Pasa”, Planta de tratamiento de Agua Potable de Titulúm y la Estación de Bombeo de EMAPA – Socavón.
- Posibles daños materiales en: tomas de agua y en el Complejo Municipal “El Socavón”.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Las presas de tierra presentan geometrías de rotura que crecen gradualmente en determinado tiempo, con la dimensión de la brecha que se demora generalmente horas hasta terminar su formación; se genera un flujo discontinuo rápidamente variado aguas abajo de la presa debido a que el flujo no es constante en función del tiempo y espacio.
- El comportamiento del flujo por la rotura o falla de la presa está ligado a diferentes parámetros como el hidrograma de descarga, MDT, topografía y condiciones hidrológicas del área de estudio. Es decir, existen numerosos parámetros que deben considerarse en el análisis de hidrodinámica fluvial acerca del comportamiento del flujo, las cuales son: calado, velocidad, número de Froude, etc. y variables relacionadas al material del fondo del río y tipo de vegetación.
- Se determinó el comportamiento e impacto del flujo tras la rotura de la presa mediante la simulación de falla de la misma utilizando el software *Iber* para cuatro escenarios (1A, 1B, 2A, 2B). Donde el mayor caudal pico de descarga es de 5572.32 m³/s, considerando fondo móvil. Así mismo, se obtuvo en los sitios de interés calados máximos de hasta 11.90 m, velocidades máximas de 19.67 m/s y números de Froude mayores a 5.
- El tiempo de llegada de la crecida a los sitios de interés no difieren significativamente entre los escenarios 1A y 2A. Concluyendo que el tiempo que tarda en llegar la crecida a la zona urbana es de 48 minutos, y el tiempo que se demora el flujo en recorrer toda la zona de estudio (aproximadamente 48 kilómetros) es de 2 horas 35 minutos.
- El uso de imágenes satelitales es una opción viable para la identificación de la llanura de inundación y zonas vulnerables, en base a la misma se calculó el área de la cuenca en estudio en condiciones normales, donde se obtuvo un valor aproximado de 92,97 Ha; de igual forma se determinó el área de la zona de inundación total con un valor de 510,81 Ha. Por lo tanto, el área

afectada sin considerar el cauce natural es de 417.84 Ha de zona rural y urbana. Al ser considerada el área del cauce natural el 100% del área donde transcurre el flujo, se determina que al ocurrir la rotura de la presa existirá un incremento del área de inundación del 449,41% por lo que se evidencia que existirá afectación en las áreas aledañas como se puede constatar en los mapas de inundación (Anexo N°1).

- De manera específica para el casco urbano de la Ciudad de Ambato existe un área afectada por la inundación de 90,69 Ha, sin considerar el área del cauce natural.
- Se identificó varios sitios de interés constituidos por infraestructura civil de servicios básicos, y edificaciones con gran flujo de personas (obras aledañas) para determinar si la mancha de inundación afectaría a los mismos por consecuencia de la rotura repentina de la presa, donde se determinó:

N°	SITIO DE INTERÉS	AFECTACIÓN
1	Puente vía Guaranda – Ambato	SI
2	6 puentes en la vía a Flores	SI
3	Planta de tratamiento aguas servidas Pasa	SI
4	Complejo Recreacional Aguaján - Consejo Provincial de Tungurahua.	SI
5	Escuela Miguel Ángel Albornoz - Titulúm.	SI
6	Planta de tratamiento de Agua Potable de Titulúm	SI
7	Puente de acceso a Planta de tratamiento de Agua Potable de Tilulum	SI
8	Toma de agua, acequia Darquea	SI
9	Molino Tilulum	SI
10	Toma de agua, acequia Lalama	SI
11	Toma Chacón Sevilla	SI
12	Club Tungurahua	SI
13	Puente Jaramillo	SI
14	Puente Negro	SI
15	Parque Luis A. Martínez	SI
16	Quinta El Peral	SI
17	Puente La Delicia	NO
18	Puente Luis A. Martínez	NO

N°	SITIO DE INTERÉS	AFECTACIÓN
19	Puente de Atocha	NO
20	Bocatoma de Riego de la Península	SI
21	Sifón de aguas servidas	SI
22	Puente Línea Férrea	NO
23	Puente "El Socavón"	SI
24	Complejo Municipal "El Socavón"	SI
25	Estación de Bombeo de EMAPA – Socavón	SI
26	Bocatoma - Central Hidroeléctrica la Península	SI
27	Puente ingreso a la ciudad de Ambato	SI
28	Estación de Bombeo de EMAPA	NO
29	Puente ingreso – Cantón Ambato	SI
30	Poliducto	SI
31	Central Térmica Lligua	SI
32	Puente Paso Lateral de Ambato	NO

- Al realizar el modelo hidrodinámico en *Iber*, se obtuvo los resultados de calado, velocidad, caudal y Froude, posibilitando la identificación de las zonas mayormente expuestas aledañas al Río Ambato, especialmente en la zona urbana del Cantón Ambato (centro).
- Se obtuvieron calados máximos con un hidrograma de periodo de retorno de 1000 años de hasta 15.73 m, donde los calados con valores similares se presentan en la cercanía de la presa; de igual manera las mayores velocidades se presentan cerca a la presa evidentemente por consecuencia de la rotura, donde alcanza valores de hasta 36.10 m/s
- Tanto el caudal como número de Froude presentan una dinámica notoria y distintiva entre la parte inicial del cauce con la parte final de la zona de estudio. Para partes puntuales los caudales en la zona cercana a la presa rodean valores de 110 a 121 m³/s y en la parte final valores de 57 a 27 m³/s por lo que se evidencia una variación, estos valores son dependientes del tiempo en el que se esté analizando. De igual forma, el número de Froude presenta gran variabilidad respecto al inicio y final del tramo, naturalmente en la cercanía de la presa el flujo es supercrítico debido a los grandes gradientes

de velocidad que se presenta en esa zona, mientras que al final ya presenta un comportamiento subcrítico.

- Así mismo los mayores valores de erosión y sedimentación presentan en el tramo inicial del proyecto en los sitios de interés, con valores de hasta 6 m y -6.93 m respectivamente.
- Con el modelo en Iber se generó los mapas de peligrosidad de las zonas con mayor probabilidad a inundación (Anexo N°1), donde se determina que la peligrosidad alta generalmente se presenta en el centro del cauce donde existe una mayor profundidad con respecto a las laderas del cauce.
- Existe una afectación directa en la Vía Flores, debido a que la llanura de inundación sobrepasa los márgenes del río, por lo que evidentemente habrá mayor dificultad para los servicios de ayuda a las zonas rurales y urbanas aledañas al cauce.
- La altura y el volumen de almacenamiento del embalse influyen directamente con los parámetros geométricos la brecha y el tiempo de rotura, dimensiones esenciales para la modelación de cada uno de los escenarios planteados.
- Al realizar las diferentes simulaciones de los escenarios, se demoró un tiempo computacional de aproximadamente 9 horas por modelado.
- Existió problemas con la topografía inicial del proyecto, en relación cotas con valores atípicos en ciertos puntos; por lo que fue necesario depurar el modelo digital del terreno con la finalidad de que las pendientes y características propias de la zona de estudio estén acordes a la realidad y posteriormente el modelado no presente inconvenientes al momento de la simulación.
- El presente trabajo es uno de los pocos estudios que considera el efecto del transporte de material sólido y su influencia en el hidrograma tras la rotura de la presa. Los resultados presentados muestran concordancia con trabajos previos que consideran aterramiento de material como el desarrollado por (Sanz et al., 2019).
- Los mapas que muestran las zonas vulnerables a inundaciones son de gran importancia en razón que permite la elaboración de planes de evacuación en base a los tiempos establecidos, es decir el tiempo que se tarda el flujo en llegar a cada sitio de interés. Por lo tanto, en base al modelo hidrodinámico se determinó la mancha de inundación siendo información guía para poder

prepararse ante estos fenómenos extraordinarios que conlleven un peligro a la población y obras civiles en las zonas cercanas al cauce.

- Como alternativas de prevención, es importante la consideración de reforestación y construcción de obras de conservación de suelo en las zonas altas de la quebrada Chiquicahua y en las partes altas del río Ambato; para eso es necesario estudios sobre el reemplazo de cobertura en los ecosistemas forestales y los efectos que conllevan las obras de conservación de suelo en las partes altas con la finalidad de conocer sus efectos.
- Los sistemas de alerta temprana (SAT) tienen como objetivo principal alertar a la comunidad ante un evento extraordinario como (Tsunamis, terremotos, control de presas etc.) con el fin de salvar vidas; para esto es importante la instalación de equipos para el SAT como dispositivos de audición o sirenas electrónicas que generan el sonido mediante parlante y difunden mensajes pregrabados ante una emergencia.
- En caso de la rotura de la presa, la zona segura para la parte urbana de Ambato es desde la Avenida Miraflores hacia el centro urbano, ubicándose aguas abajo de la presa en la parte derecha; y vista aguas abajo de la presa en la parte izquierda desde la Avenida los Guaytambos hacia la parte alta de Ficoa. Para esto las rutas de evacuación de los transeúntes son todas las calles aledañas.
- Es importante considerar la construcción de obras o estructuras de protección como los muros de contención con el fin de detener el ingreso del agua hacia un sitio de interés y evitar pérdidas humanas y económicas. Para su diseño y construcción se recomienda los estudios respectivos para su implantación, considerando el presente estudio y la verificación de los puntos que serán afectados en el casco urbano del cantón.
- La información base empleada en este análisis proviene de estudios recientes del Honorable Consejo Provincial de Tungurahua; sin embargo, los datos obtenidos en el presente estudio son producto posterior a varias modelaciones de prueba y error mientras se obtenga un modelo estable y la simulación calcule sin inconveniente; por tal motivo los datos obtenidos en

este proyecto deben ser manejados con criterio y no serán contemplados como resultados absolutos.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda un análisis seccional, en razón que *Iber* generaliza los datos de sedimentos de fondo para todo el tramo del proyecto. Al realizar un análisis por secciones se puede ingresar datos propios de cada zona de estudio. Así mismo en el post proceso al analizar por secciones, los gráficos y tablas de resultados no demandaran mayor tiempo en mostrarse.
- Al ingresar las condiciones iniciales, de contorno, datos del problema, rugosidades, datos de la brecha, sedimentos procurar seguir un mismo proceso para cada escenario, en razón que al variar el orden del ingreso de información genera inconvenientes para el modelado.
- Donde se desee conocer mejor el comportamiento del fenómeno se debe realizar una discretización más fina de la malla, para este estudio se realiza una mayor discretización en la zona urbana de Ambato en comparación el tramo aguas abajo de la presa y el tramo final del proyecto.
- Se recomienda trabajar con una computadora que posea más de 14 procesadores, en razón que los mismos implica una rapidez de cálculo computacional requerido para cada simulación.

Bibliografía

- Acero, A. (2019). *Modelación numérica bidimensional del flujo generado por rotura de la presa Mulacorral mediante Hec Ras 5.0*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Aguiar, R., Sosa , D., Moreno, F., Tornello, M., & Yépez, F. (2011). Análisis de presas de gravedad con hormigón rodillado. Aplicación al proyecto Jubones. *Asociación Argentina de maecánica computacional*, 1000-1017.
- Aguirre, D., & Berrezueta, R. (2016). *PROTECCIONES NATURALES CONTRA LA SOCAVACIÓN EN RÍOS: ESTUDIO DE CASO DEL RÍO TOMBAMBA*. Cuenca: UNIVERSIDAD DE CUENCA.
- Aguirre, L. (2014). *Adaptación del planeamiento de una presa de enrocado con cara de concreto según condiciones reales de obra*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Amador, Á. (2016). *Principales tipos de presas y su clasificación*. Obtenido de Más que ingeniería: <https://masqueingenieria.com/blog/tipos-de-presas-y-su-clasificacion/>
- Arreguín, F. (2021). *Obras hidráulicas*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Banco de Desarrollo del Ecuador. (2022). *Financiamiento para la construcción del embalse quebrada Chiquicahua es una realidad*. Obtenido de https://bde.fin.ec/bde_-financiamiento_para_la_construccion_del_embalse_quebrada_chiquicahua_es-una_realidad/
- Bladé, E., & Gómez, M. (2006). Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones. *Centro Internacional de Métodos Numéricos de Ingeniería*, 1-227.

- Borrueal, J. (2017). *Descripción de la metodología de elaboración de los estudios de rotura de Balsa para la evaluación de peligrosidad con la herramienta iber. Desarrollo de un ejemplo completo*. Zaragoza: Universidad de Zaragoza.
- Brown, C., & Graham, W. (1988). "Assessing the Threat to Life from Dam Failure," *Water* (4 ed., Vol. 24). Water Resources Bulletin.
- Bureau of Reclamation. (1987). *Design of small dams*. Washington: United States Department of the Interior.
- Cánovas, E. (1998). *Tratado básico de presas, Tomo I* (4 ed.). España: Colegio de Ingenieros de Caminos Cnales y Puertos.
- Castillo, L. (2019). *Generación de mapas de peligro producido por la simulación del vertido de relaves de la rotura de la presa N°4 en el distrito de Carmen de Atrato en el departamento de Chocó – Colombia*. Santiago de Surco, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC).
- Chalco, A. (2018). *Análisis comparativo de simulación de crecidas para estimar los riesgos por la rotura de represas – Microcuenca Palermo, El Carmen, Churcampá – Huancavelica*. Huancayo, Perú: Universidad Nacional del Centro del Perú.
- Comisión Internacional de Grandes Presas. (2007). *Las PRESAS & el agua en el mundo*. París: CIGC ICOLD.
- Cruz, Y., Valdés, P., Laffita, A., Gómez, M., & Chuairey, C. (2020). Computational Fluid Dynamics: Review and Analysis of Applications in Engineering. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 93-104.
- Cuervo, A. (2012). *Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- De Blas, M. (2016). *Curso de Hidráulica: Rotura de Presas*. Obtenido de EADIC Engineering, Training & Development Solutions: <https://eadic.com/blog/entrada/curso-de-hidraulica-rotura-de-presas/>

- De La Garma Romo, J., & Mancera Cortés, K. (2020). *Investigación sobre las técnicas de la dinámica de fluidos computacional (CFD) y análisis de un caso práctico*. México, México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura .
- Estación, O. (2019). *Modelización numérica de una presa de escollera con núcleo de asfalto*. Barcelona: Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidades Politécnica de Cataluña.
- Farrar, J. (2014). *GeotechTips*. Obtenido de <https://twitter.com/geotechtips/status/430336493782331392>
- Fell, R., & Foster, M. (2000). *The National Dam Safety Program: Research Needs Workshop: Seepage through Embankment Dams*. Washington, D.C: Denver U.S.. Department of Homeland Security, Federal Energy Management Agency – FEMA.
- FEMA. (2009). *Federal Guidelines for Dam Safety* . Obtenido de <https://www.fema.gov/emergency-managers/risk-management/dam-safety/progress-report>
- FEMA. (2014). *Guidance for Flood Risk Analysis and Mapping*. Washington.
- Feraud, J. (2019). *L'opposition fait aussi bloc pour les barrages*. Obtenido de Libération: https://www.liberation.fr/france/2019/04/10/l-opposition-fait-aussi-bloc-pour-les-barrages_1720626/
- García, L. (2022). *Tiempo la noticia digital*. Obtenido de http://tiempo.com.mx/noticia/desborde_presa_las_virgenes_chihuahua_2022/
- Grebby, E., Sowter , A., Gluyas, J., Toll, D., Gee , D., Athab, A., & Girindra, R. (2021). Advanced analysis of satellite data reveals ground deformation precursors to the Brumadinho Tailings Dam collapse. *Communications Earth & Environment volume*, 1-9.
- Guarniz, C. (2014). *Comparación de los modelos Hidráulicos Unidimensional (HEC-RAS) y Bidimensional (IBER) en el Análisis de Rotura en Presas de Materiales Suelos; y Aplicación a la Presa Palo Redondo*. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.

- Heredia, A. (2017). *Caracterización del transporte de sedimentos en un tramo del Río Tercero (Ctalamochita) utilizando tecnología acústica doppler*. Córdoba: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA.
- Herrera, H. (2013). *Páramos=agua=vida*. Obtenido de Asociación Interamericana para Defensa de la Naturaleza - AIDA, Red por la Justicia Ambiental en Colombia: <https://aida-americas.org/es/blog/p%C3%A1ramos-agua-vida>
- Hidroestudios. (1990). *Estudio de factibilidad de la presa Mulacorral*. Ambato, Tungurahua.
- Honorable Consejo Provincial de Tungurahua. (2022). *Estudios y diseños definitivos embalse Quebrada Chiquicahua*. Ambato, Tungurahua.
- iAgua. (2022). *iAgua*. Obtenido de Presa de Gaia (Catllar): <https://www.iagua.es/data/infraestructuras/presas/gaia-catllar>
- Instituto Nacional de Estadística. (2022). *INE*. Obtenido de <https://www.ine.es/nomen2/ Metodologia.do#:~:text=Se%20considera%20N%C3%BAcleo%20de%20poblaci%C3%B3n,mismas%20supere%20los%2050%20habitantes>.
- International Commission of Large Dams. (2008). *International Commission of Large Dams*. Obtenido de ICOLD: <https://www.icold-cigb.org/>
- Lábaque, M. (2010). *Propuesta para la confección de Planes de Emergencia por Rotura de Presa en la Provincia de Córdoba. Aplicación al Dique San Roque*. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba.
- Lombardi, G. (2004). *La cimentación de presas de fábrica, Congreso Sinergia*. Córdoba: LOMBARDI SA, Ingenieros Consultores.
- López, A. (2022). *Análisis de la amenaza por inundación en caso de rotura de la represa Chiquiurcu, en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua*. Ambato: Universidad Central del Ecuador.
- Márquez, H. (2009). *Análisis de la rotura de la presa Ing. Carpóforo Olivares Sosa – Pao La Balsa Estado Cojedes Estimación de la llanura de inundación*

- Anexos. Caracas, Venezuela: Trabajo especial de grado. Universidad Católica Andrés Bello.
- Martínez, F. (2019). *El problema de la selección del tipo de presa en un proyecto: criterios y métodos de apoyo a la toma de decisiones*. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Maza, J. (2004). La necesidad de construir presas . *Ingeniería del Agua*, 445-454.
- Middlebrooks, T. (1953). Earth Dam Practice in the United State. ASCE Centennial Transaction. *ASCE Centennial Transaction Paper*, 697-722.
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. (2021). *Guía Técnica para la clasificación de presas*. España: Gobierno de España.
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. (2021). *Guía técnica para la clasificación de presas*. España: Gobierno de España, Secretaria de Estado del Medio Ambiente, Dirección General del Agua.
- Morgan, G., & Hernion, M. (1990). *A Guide to Dealing with Uncertain in Quantitative Risk and Policy Analysis*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Murillo, R. (2012). Cortinas de presas. *XXII Congreso Internacional de Hidráulica*.
- Norvin, R., Paulo , A., & Frederico, M. (2013). Transporte de sedimentos de fondo Rio Torata – Perú. *XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, 3.
- Novak, P., Moffat, I., & Narayanan, R. (2007). *Hydraulic Structures* (4 ed.). New York: Taylor & Francis.
- Organización Panamericana de la Salud . (1993). *Guías para la mitigación de riesgos naturales en las instalaciones de la salud de los países de América Latina: Programa de preparativos para situaciones de emergencia y coordinacion del Socorro en caso de desastre*. Washington,D.C: CIDA/OFDA/AID.
- Padrino, L. (10 de 09 de 2018). *Riesgo por Rotura de Presa (Dam Break): Consideraciones para América Latina*. Obtenido de iAgua: <https://www.iagua.es/blogs/luis-alejandro-padrino/riesgo-rotura-presa-dam-break-consideraciones-america-latina>

- Palavecino, A. (2015). *Modelación bidimensional del flujo generado por rotura de una presa de tierra, utilizando el programa Iber*. Quito, Ecuador: Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional.
- Pardo, F. (2010). Las presas de materiales sueltos. España: Jornada de Erosión Interna de Presas, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- Pérez, G. (2016). *Manual de Obras Hidráulicas*. Lima.
- Petrovich, Y. (1998). Curso de presas de concreto compactado con rodillos (CCR) y presas mixtas de enrocado y CCR, Aspectos de diseño, construcción y seguridad de presas. *ISAGEN, Energía a su medida*.
- Pujol, A. (2010). *Presas con núcleo de asfalto*. Neuquén: VI Congreso Argentino de presas y aprovechamientos hidroeléctricos, Comité Argentino de presas.
- Pujol, A. (2018). *Informe de seguridad de la presa Nacaome (José Cecilio del Valle)*. Honduras: Banco Mundial, Water and Sanitation Project.
- Rodríguez, F. (2016). *Modelación numérica del flujo en un descargador a vórtice aplicando mecánica de fluidos computacional (CFD)*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Rodríguez, L., Rodríguez, O., Marullo, C., & Barreto, W. (2015). Experiencias de modelación hidrodinámica de rotura de presas, mediante el uso de paquetes multidimensionales. *Ágora de heterodoxias*, 72-93.
- Rodríguez, S., & Mokrova, N. (2019). The integration of mathematical models of the dams in GIS. *Journal of Physics: Conference Series* 1425, 1-9.
- Sánchez, J. (2016). Análisis de regresión lineal multivariable para la obtención del caudal pico de descarga en rotura de presas. *Revista Pensamiento Matemático*, 65-91.
- Sánchez, J. (2016). Multivariate linear regression analysis to obtain dam breach peak outflow. *Revista Pensamiento Matemático*, 6, 65-91.
- Santaella, L., & Morales, L. (2001). Conceptos básicos en presas. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 11.

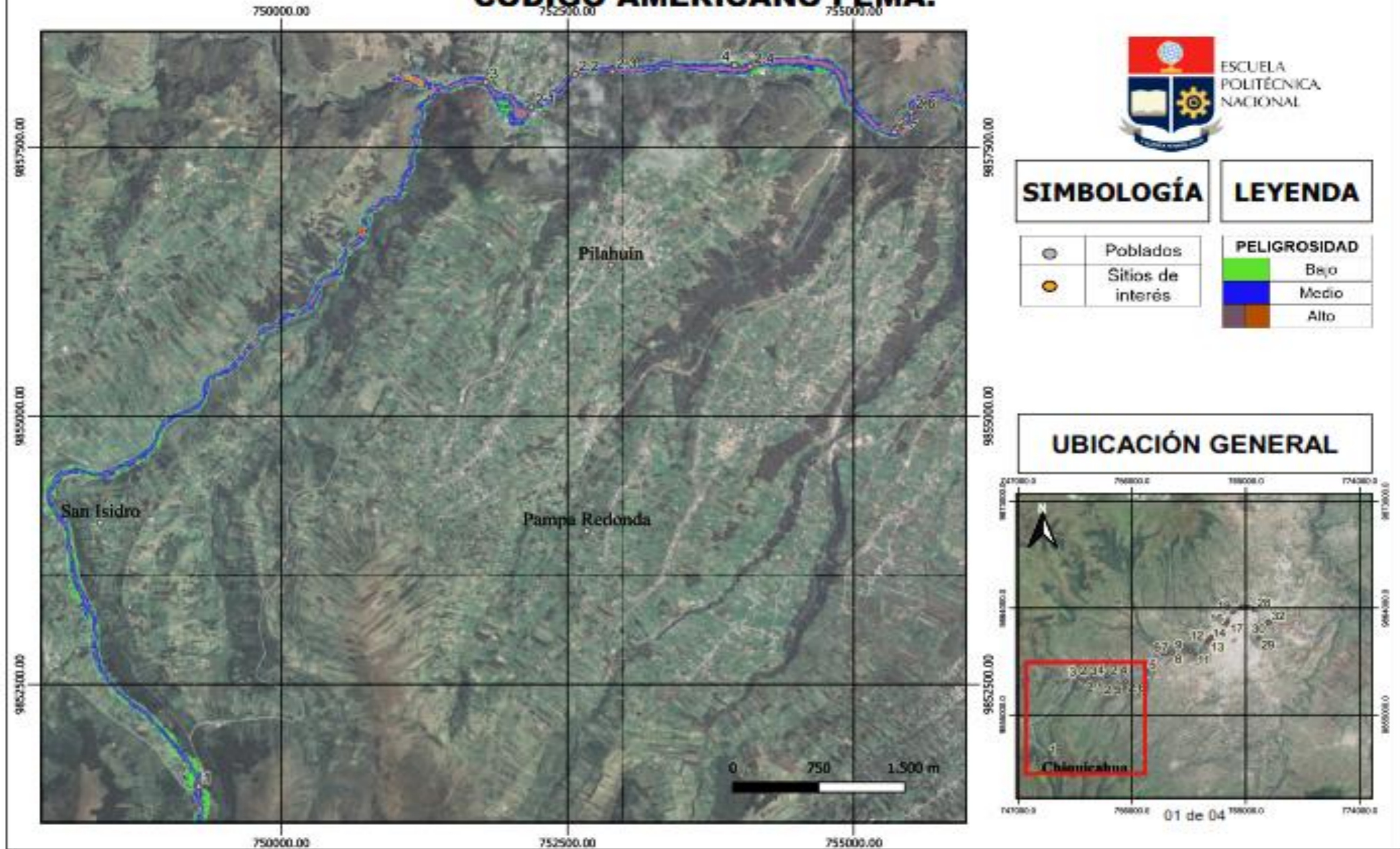
- Sanz, M., Olivares, G., & Bladé, E. (2019). Metodología para el análisis de rotura de presas con aterramiento mediante simulación con fondo móvil. *Revista Iberoamericana del Agua*, 138-147.
- Sazilly, A. (1853). *Sur un type de profil d'égale résistance proposé pour les murs de reservoirs d'eau*. Annales des Ponts et Chaussées .
- Shigematsu, T., Liu, P., & Oda, K. (2004). Modelización numérica de estados iniciales de ondas de roturas de presas. *Ingeniería del Agua*, 425-434.
- Singh, K., & Snorrason, A. (1984). Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. *Journal of Hydrology*, 68, 295-310.
- Tapia, E. (2012). *Simulación numérica del hidrograma generado por desbordamiento y ruptura de un dique de materiales sueltos*. Quito: Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Universidad Central del Ecuador.
- THE B1M. (2018). *Building the Hoover Dam*. Obtenido de THE B1M LIMITED: https://www.youtube.com/watch?v=n9Gy_1Ppw5U
- U.S. Army Corps of Engineers & Fread in National Weather Service. (1977). Obtenido de https://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/20.500.12759/634/1/REP_ING.CIVIL_CARLOS.GUARNIZ_COMPARACION.MODELOS.HIDRULICOS.UNIDIMENSIONAL.HEC-RAS.BIDIMENSIONAL.IBER.ANALISIS.ROTURA.PRESAS.MATERIALES.SUELTOS.APLICACION.PRESA.PALO.REDONDO
- Unsplash. (2020). *Unsplash*. Obtenido de <https://unsplash.com/es>
- Vásquez, J. (2003). *Modelación numérica en hidráulica*. Universidad de Piura.
- Ven Te Chow. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGRAW HILL INTERAMERICANA S.A.

- Wahl, T. (1998). *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.
- Wang, W. (2008). *Research on the suitability of asphalt concrete as water barrier in dams and*. Oslo: Universidad de Oslo.
- Wurbs, R. (1987). Dam Breach Flood Wave Models. *Journal of Hydraulic Engineering*, 113, 29-46.
- Yepes, V. (2020). *El problema del agua en las excavaciones*. Obtenido de Universidad Politécnica de Valencia: <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/tubificacion/>
- Yi, S. (1998). *The World's Most Catastrophic Dam Failures: The August 1975 Collapse of the Banqiao and Shimantan Dams. In The River Dragon Has Come!* New York: Quing, Dai.
- Zeas, R. (2013). El deslizamiento de la Josefina "tragedia nacional". *Galileo*, 87-98.

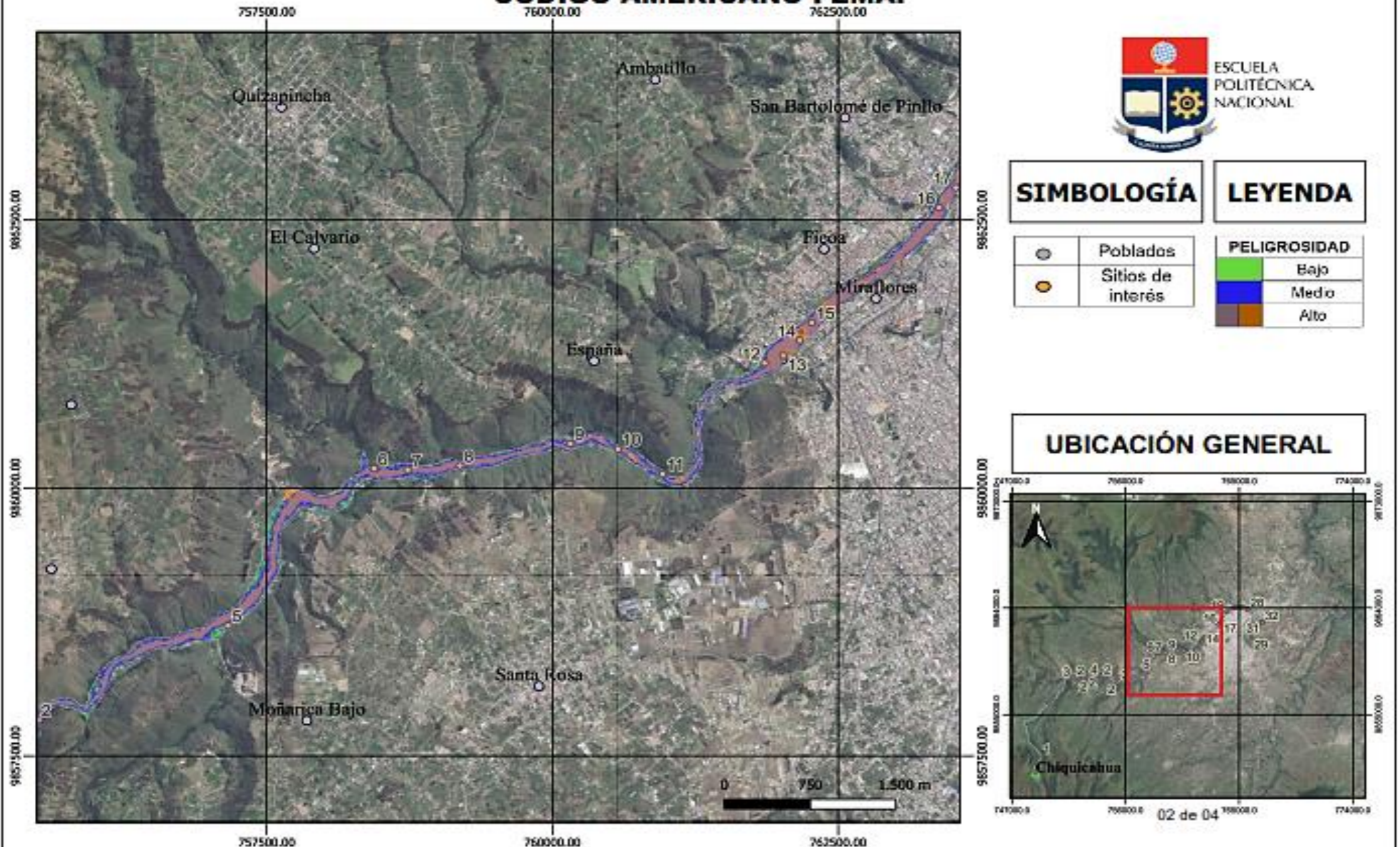
ANEXOS

ANEXO N°1
MAPAS DE PELIGROSIDAD
MAYOR IMPACTO – ESCENARIO 2A

MAPA DE PELIGROSIDAD POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA - CÓDIGO AMERICANO FEMA.



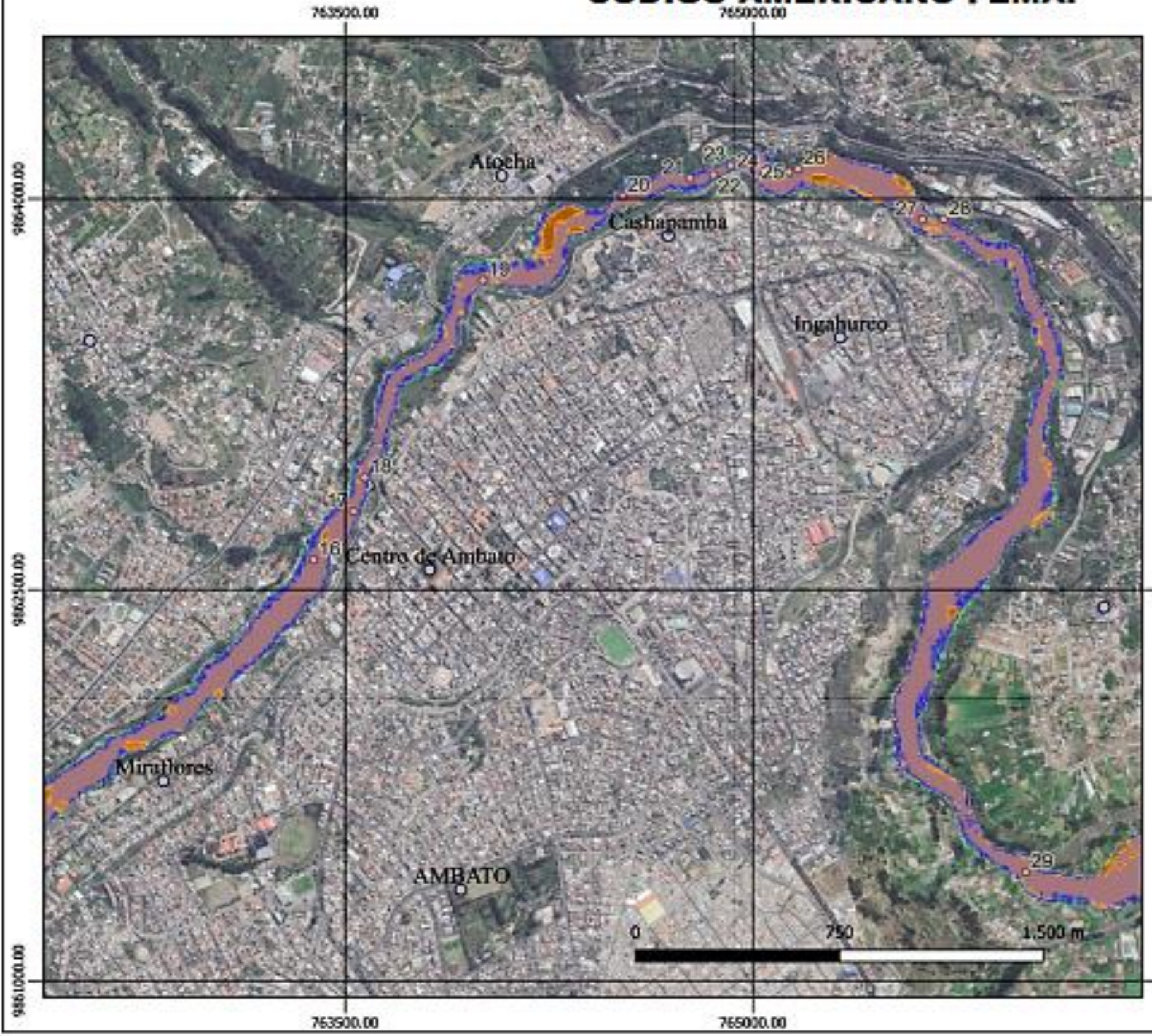
MAPA DE PELIGROSIDAD GENERADO POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA - CÓDIGO AMERICANO FEMA.



MAPA DE PELIGROSIDAD GENERADO POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA - CÓDIGO AMERICANO FEMA.



SIMBOLOGÍA		LEYENDA	
	Poblados		Bajo
	Sitios de interés		Medio
			Alto

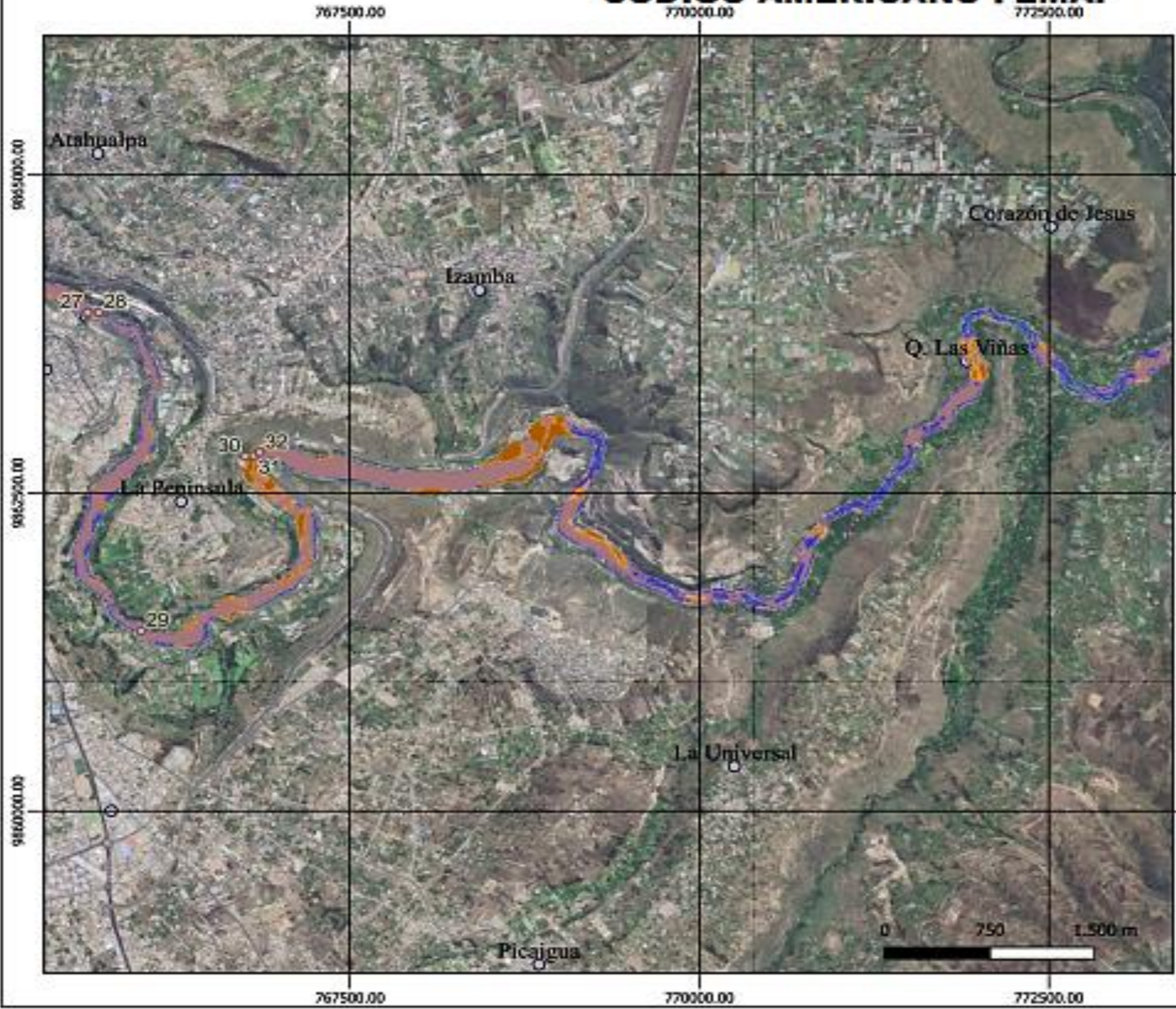


MAPA DE PELIGROSIDAD GENERADO POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA - CÓDIGO AMERICANO FEMA.



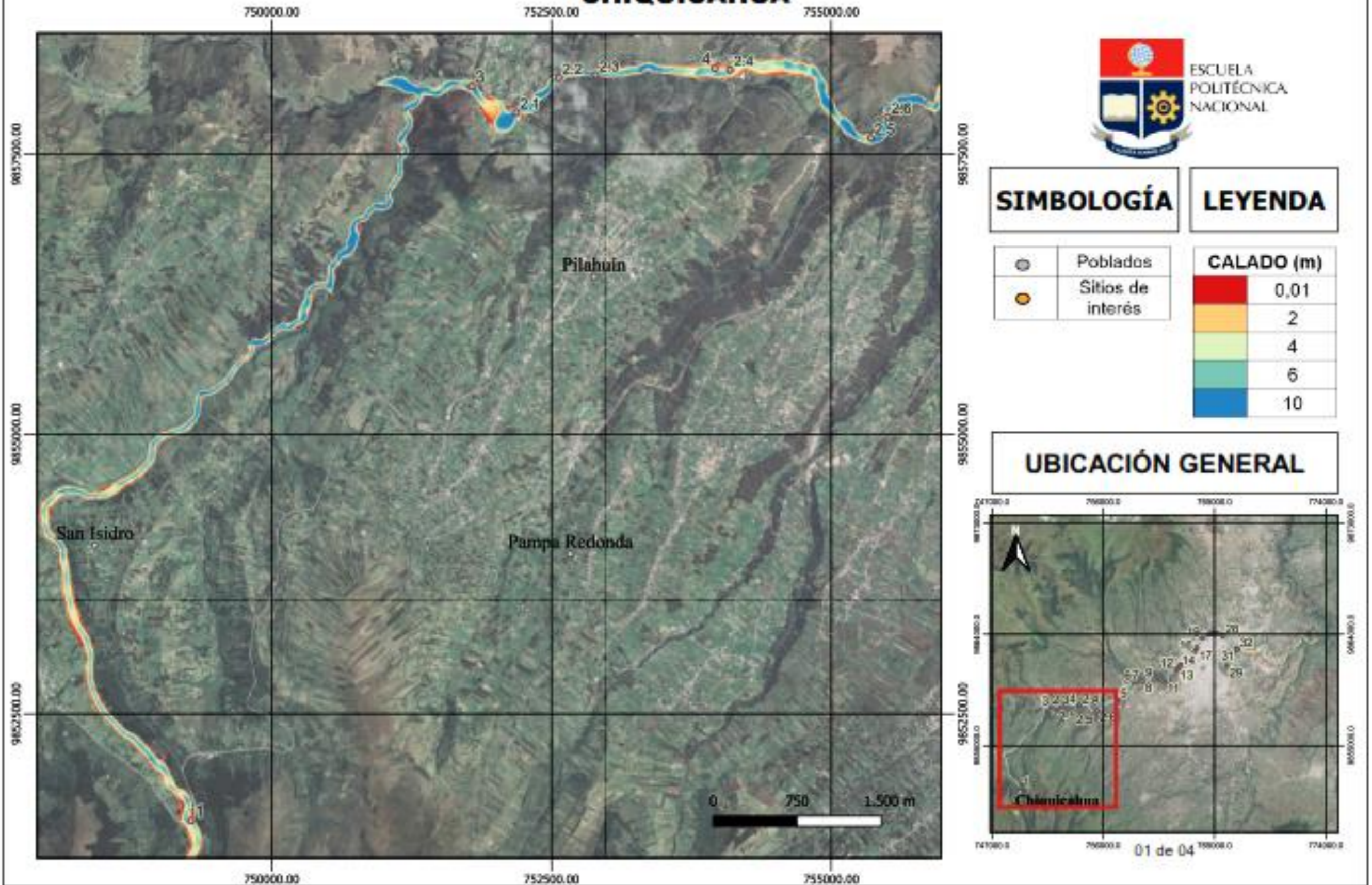
SIMBOLOGÍA		LEYENDA	
	Poblados		Bajo
	Sitios de interés		Medio
			Alto

UBICACIÓN GENERAL

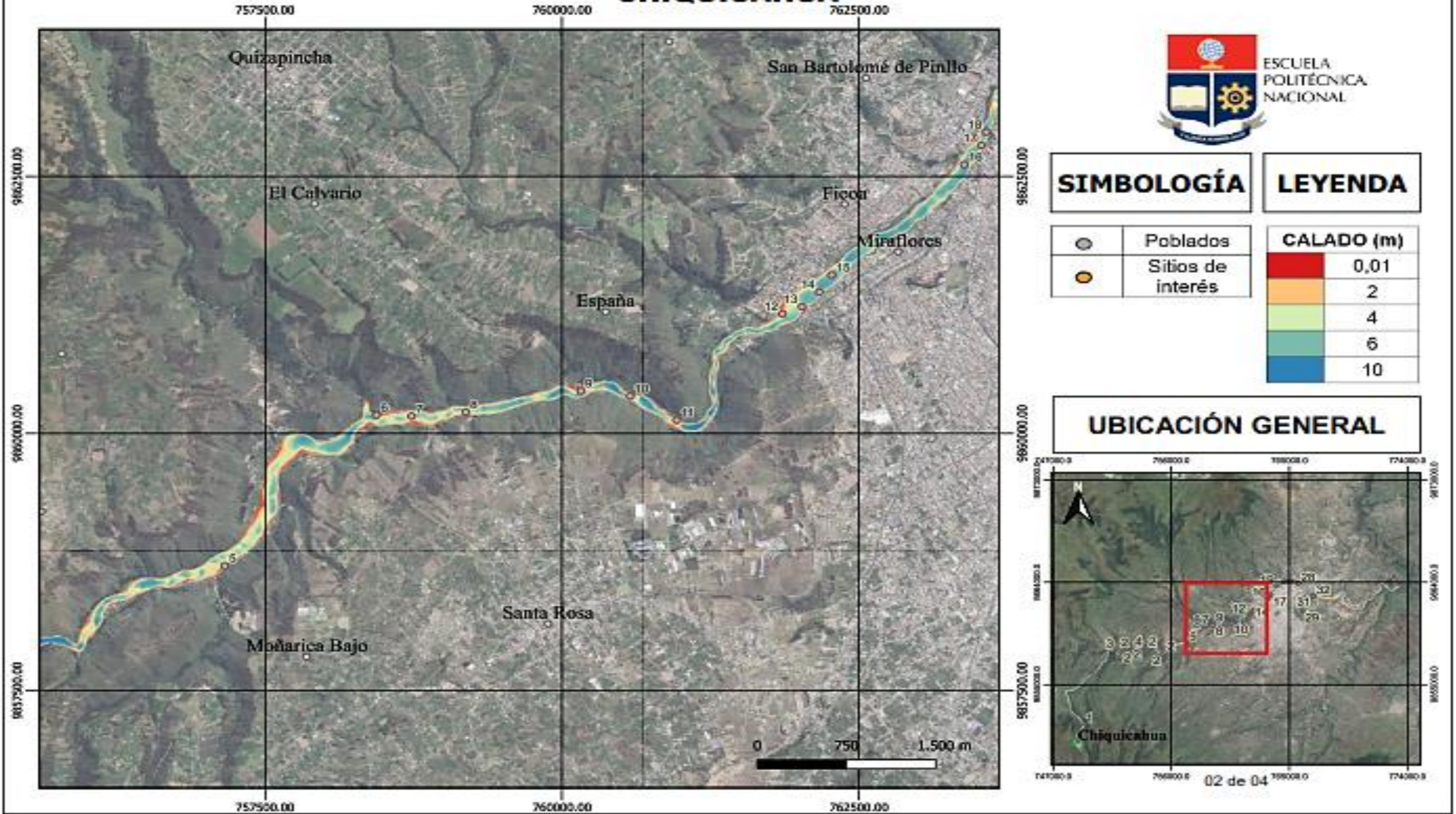


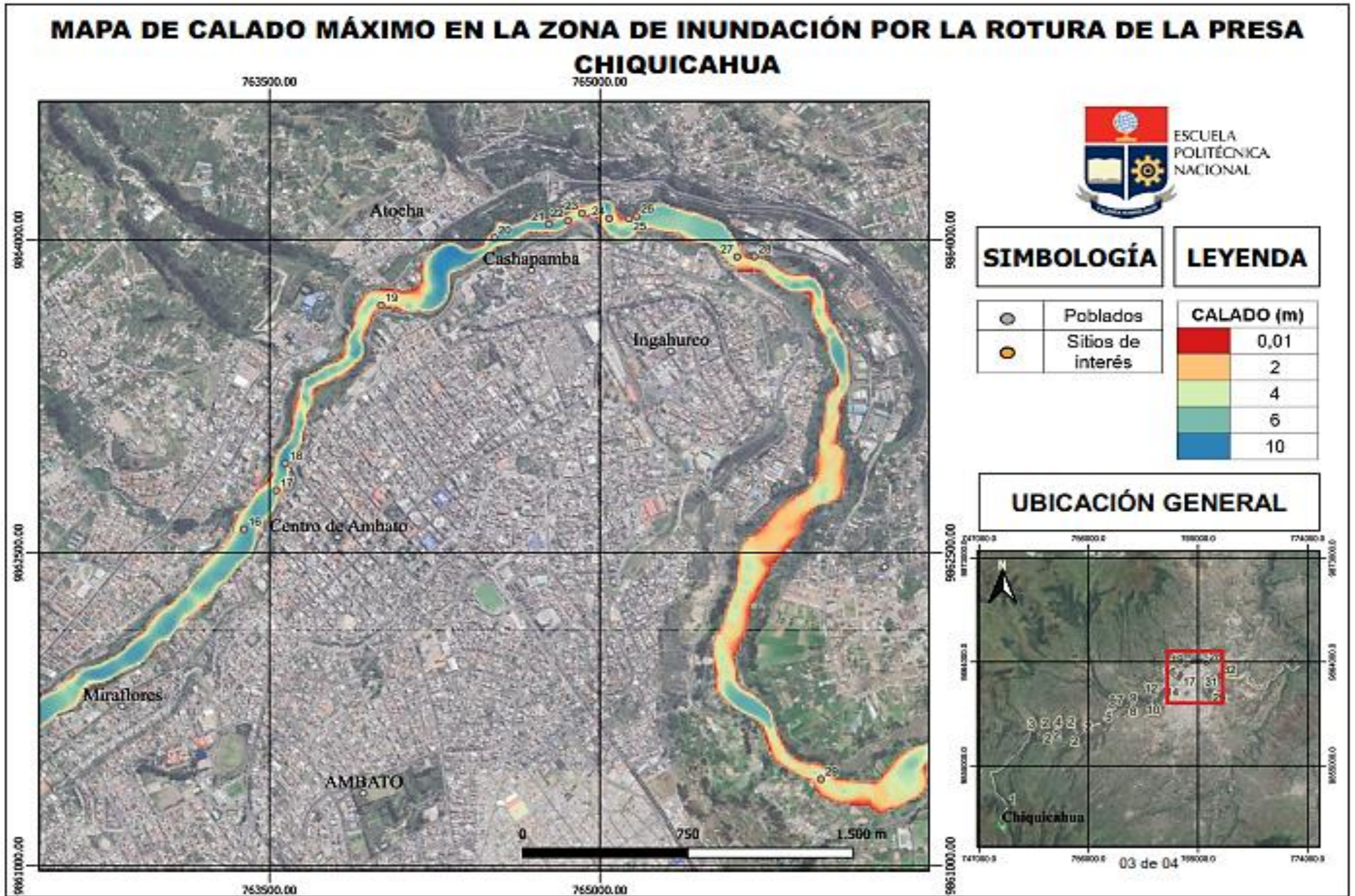
ANEXO N°2
MAPAS DE CALADOS MÁXIMOS
MAYOR IMPACTO – ESCENARIO 2A

MAPA DE CALADO MÁXIMO EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA



MAPA DE CALADO MÁXIMO EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA





MAPA DE CALADO MÁXIMO EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA



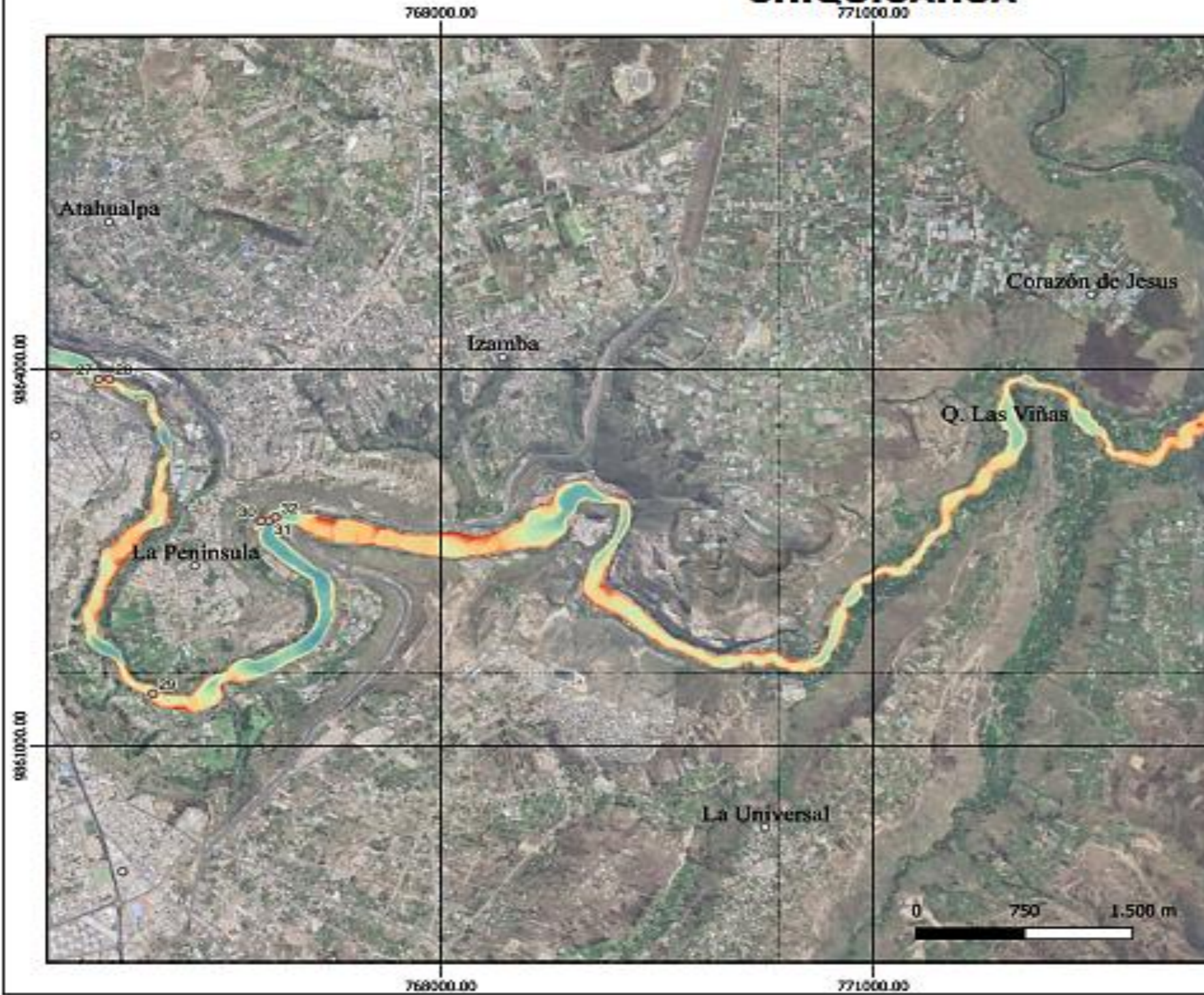
SIMBOLOGÍA

	Poblados
	Sitios de interés

LEYENDA

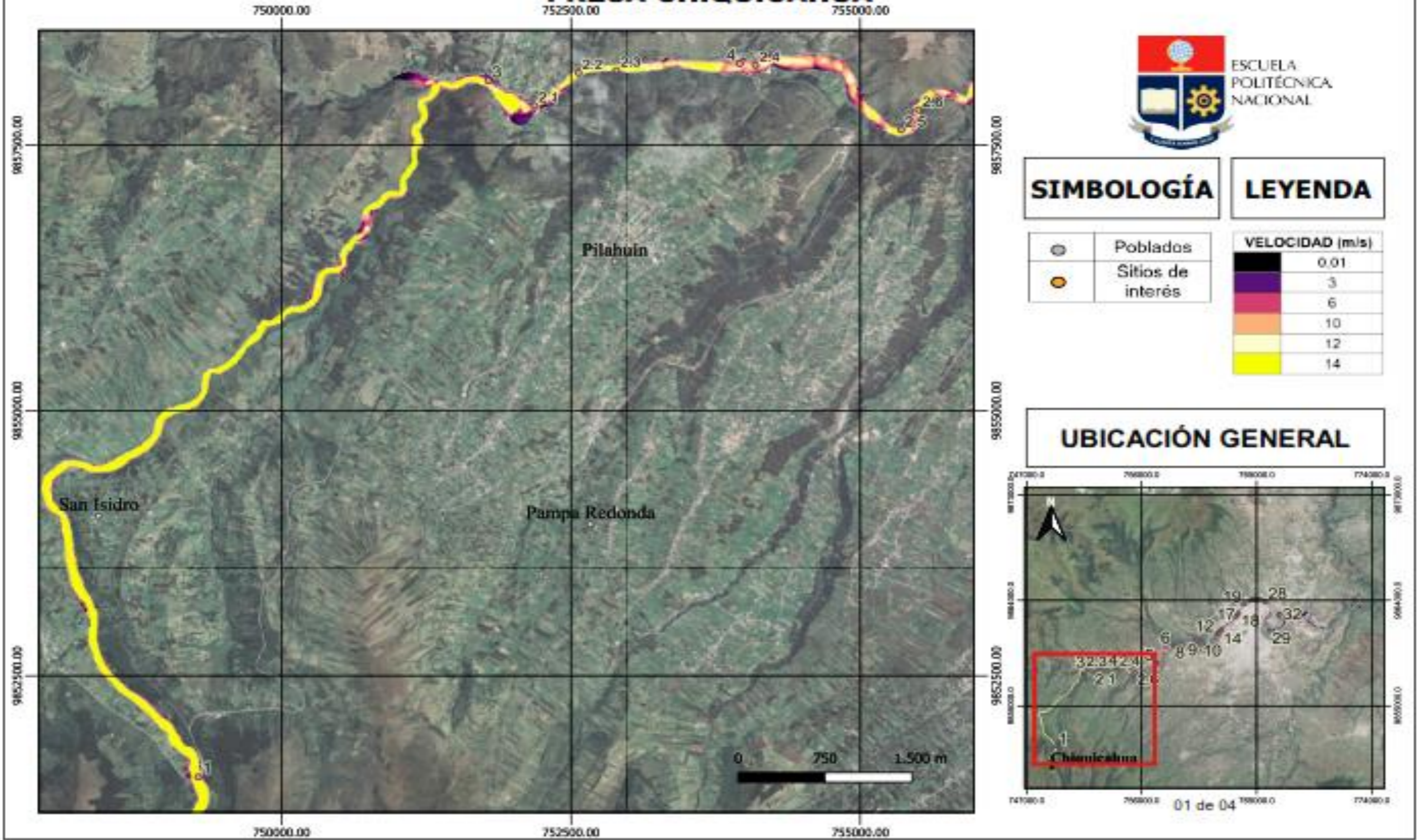
CALADO (m)	
	0,01
	2
	4
	6
	10

UBICACIÓN GENERAL



ANEXO N°3
MAPAS DE VELOCIDADES MÁXIMAS
MAYOR IMPACTO – ESCENARIO 2A

MAPA DE VELOCIDAD MÁXIMA EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA



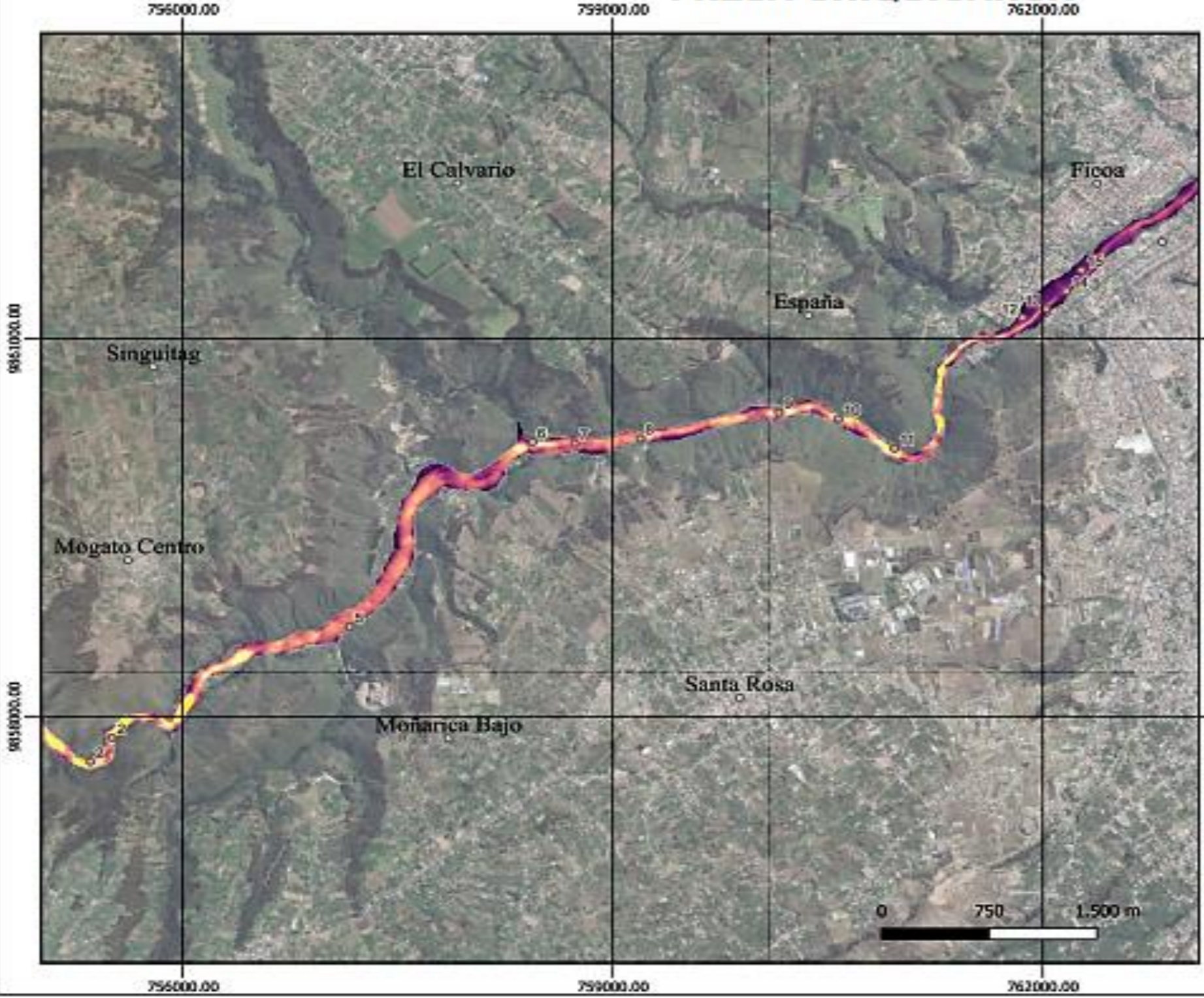
MAPA DE VELOCIDAD MÁXIMA EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA



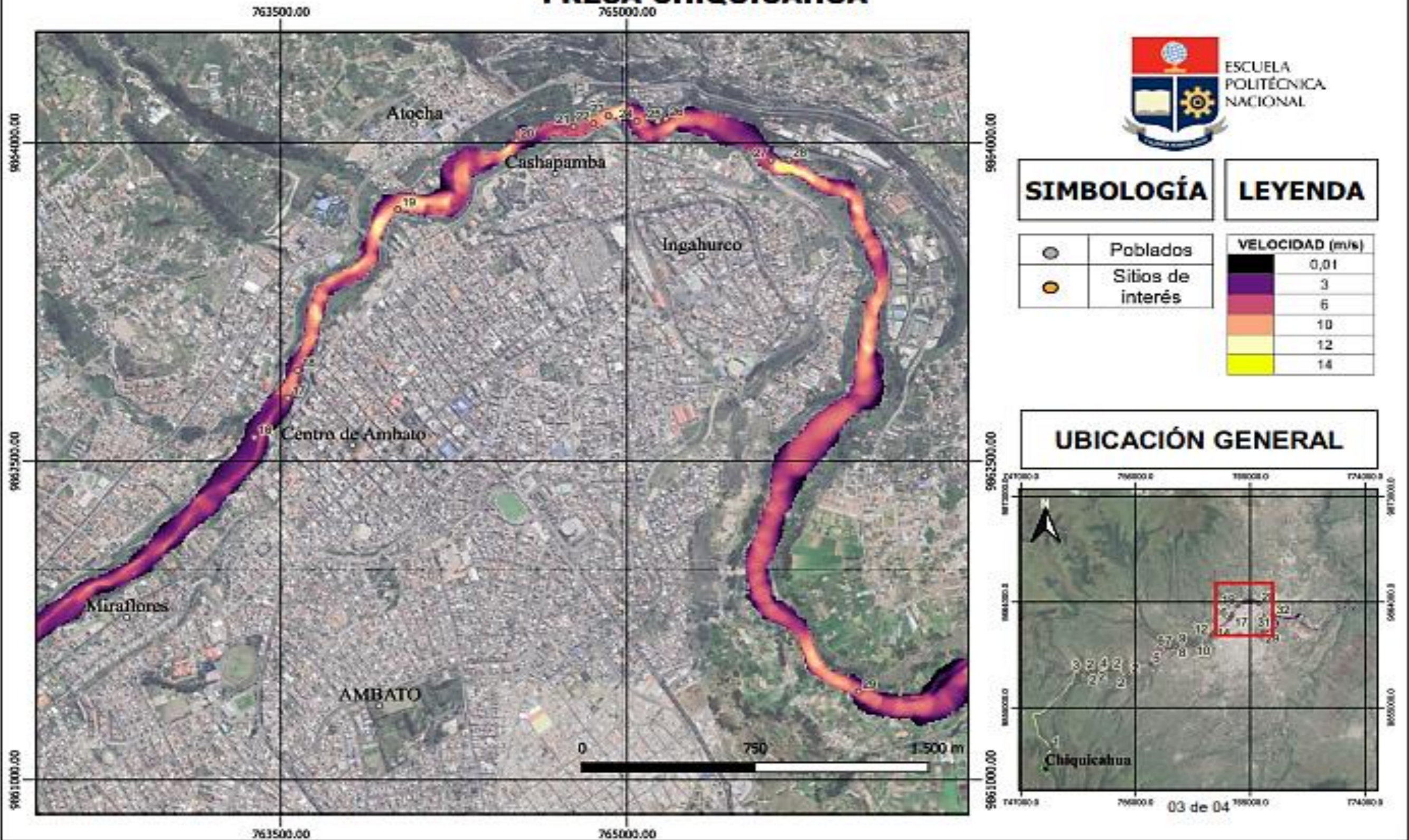
SIMBOLOGÍA LEYENDA

	Poblados	VELOCIDAD (m/s)
	Sitios de interés	
	0,01	
	3	
	6	
	10	
	12	
	14	

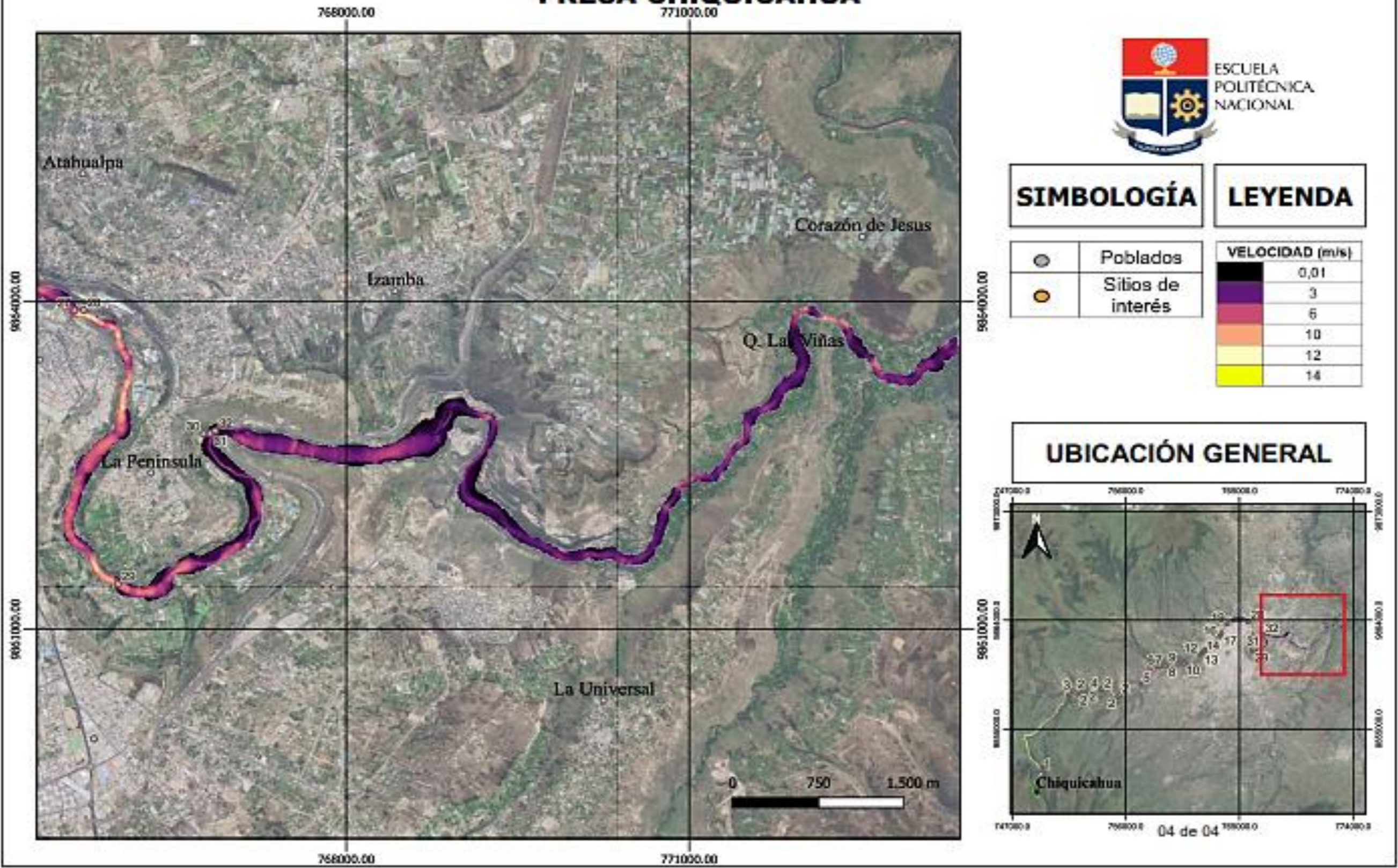
UBICACIÓN GENERAL



MAPA DE VELOCIDAD MÁXIMA EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA



MAPA DE VELOCIDAD MÁXIMA EN LA ZONA DE INUNDACIÓN POR LA ROTURA DE LA PRESA CHIQUICAHUA



SIMBOLOGÍA LEYENDA

	Poblados	VELOCIDAD (m/s)
	Sitios de interés	0,01
		3
		6
		10
		12
		14

UBICACIÓN GENERAL



ANEXO N°4

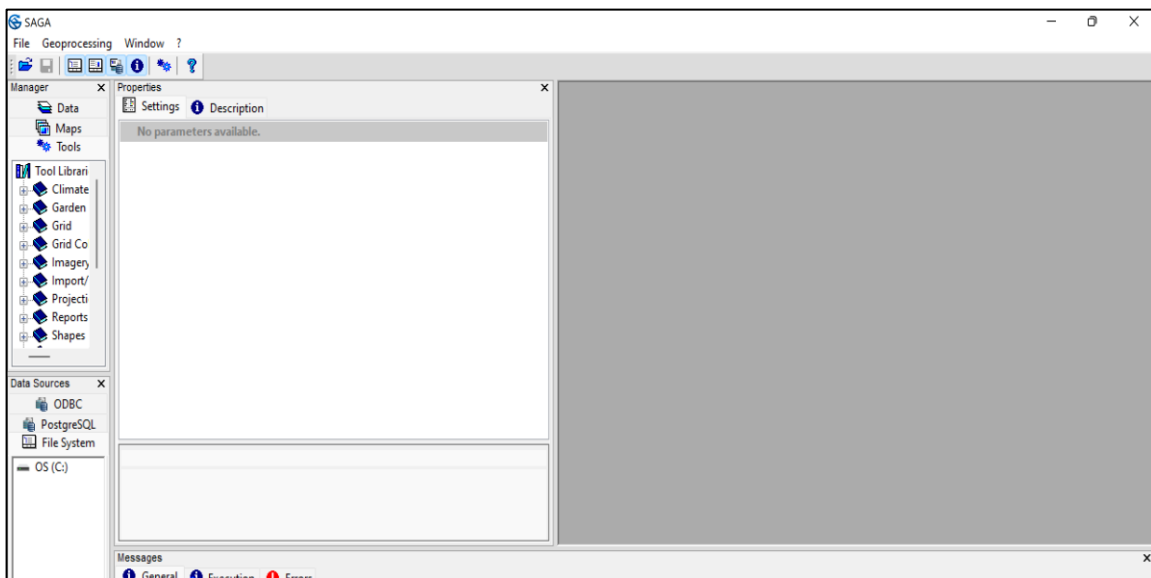
MANUAL PARA LA SIMULACIÓN EN IBER DE ROTURA DE PRESAS

PREPARACIÓN DE INFORMACIÓN - DEPURACIÓN EN SAGA

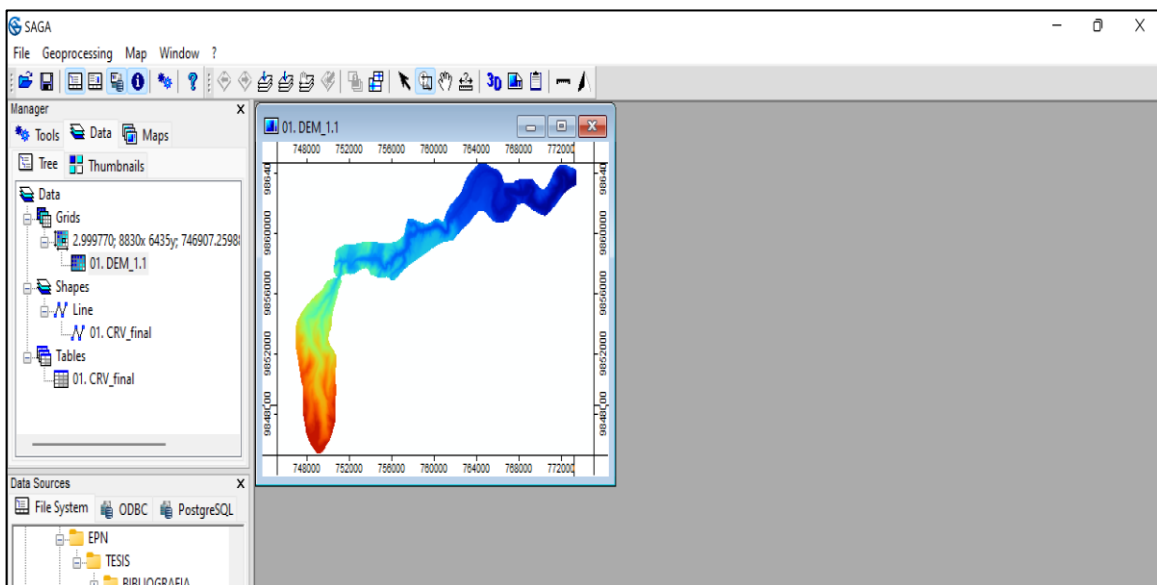
La presente guía sirve como base para la modelación de rotura de presas en Iber. Teniendo en cuenta que los pasos detallados son propios del caso en estudio.

Para la extracción de la red de drenaje se utilizó el software SAGA, y se aplicó los siguientes pasos.

- Abrir la interfaz de SAGA.

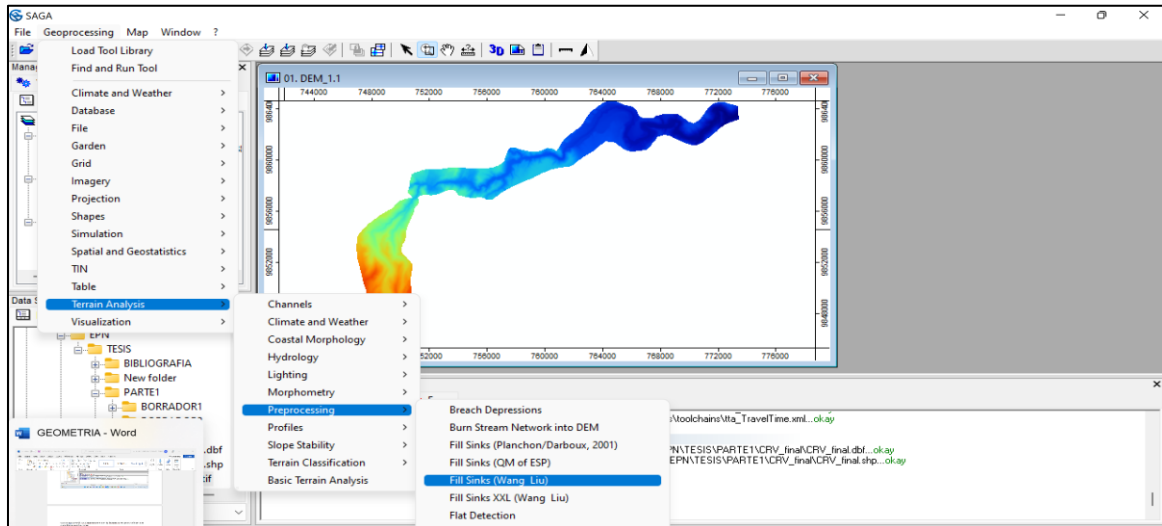


- Importar el modelo digital del terreno.

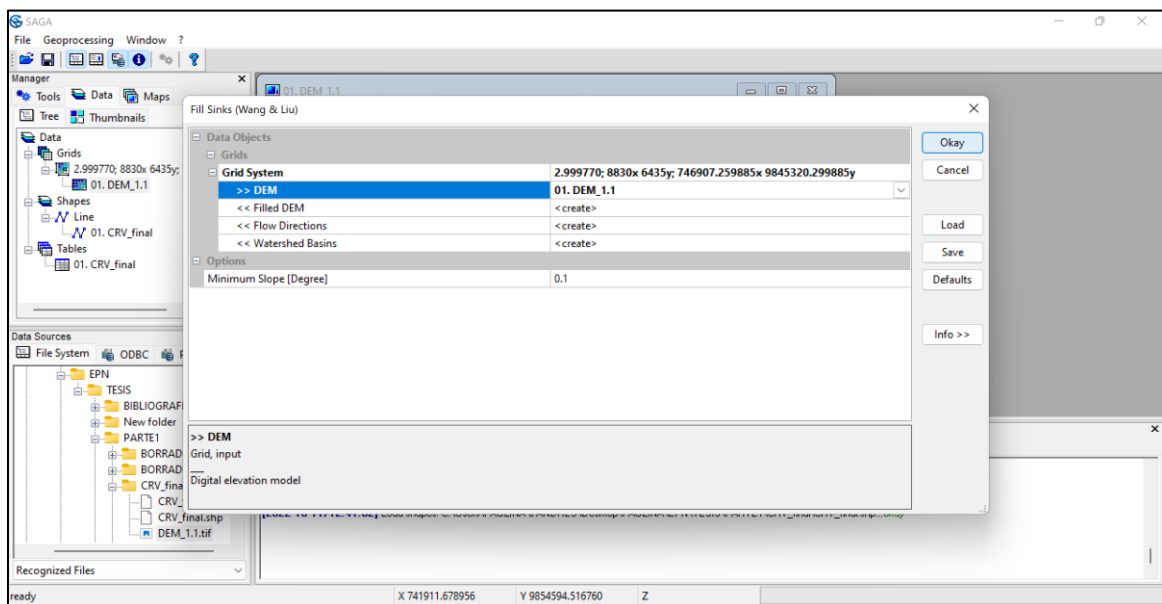


- Para el caso en estudio, al no estar corregido hidrológicamente se rellenan las depresiones en razón que si no se lo hace no se puede obtener la red de drenaje.

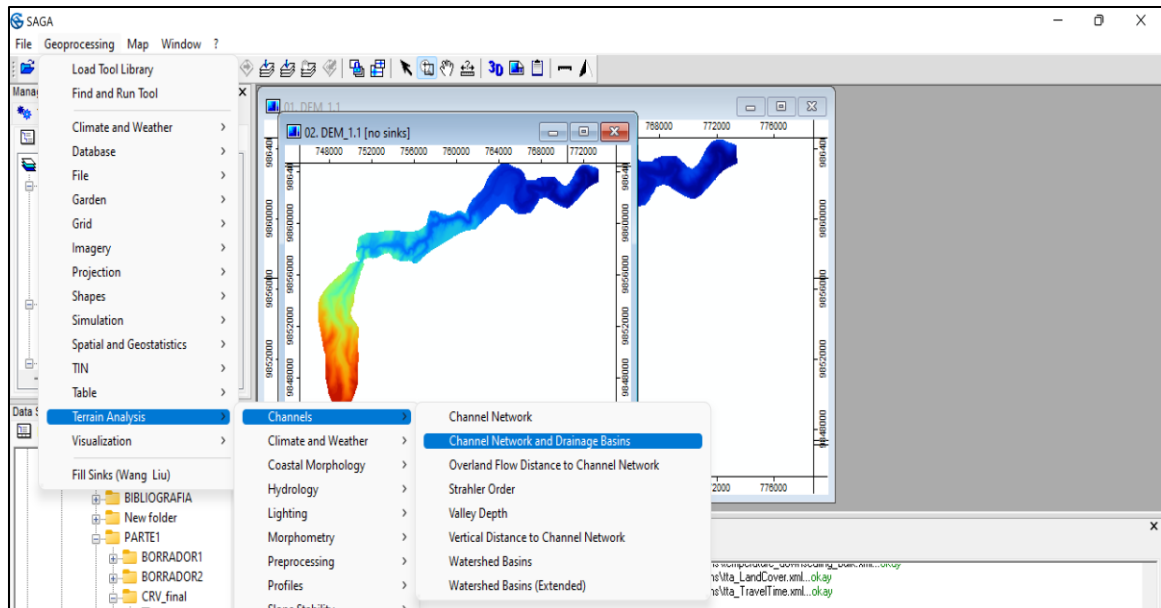
Geoprocessing- Terrain Analysis- Preprocessing- Fill Sinks (Wang Liu).



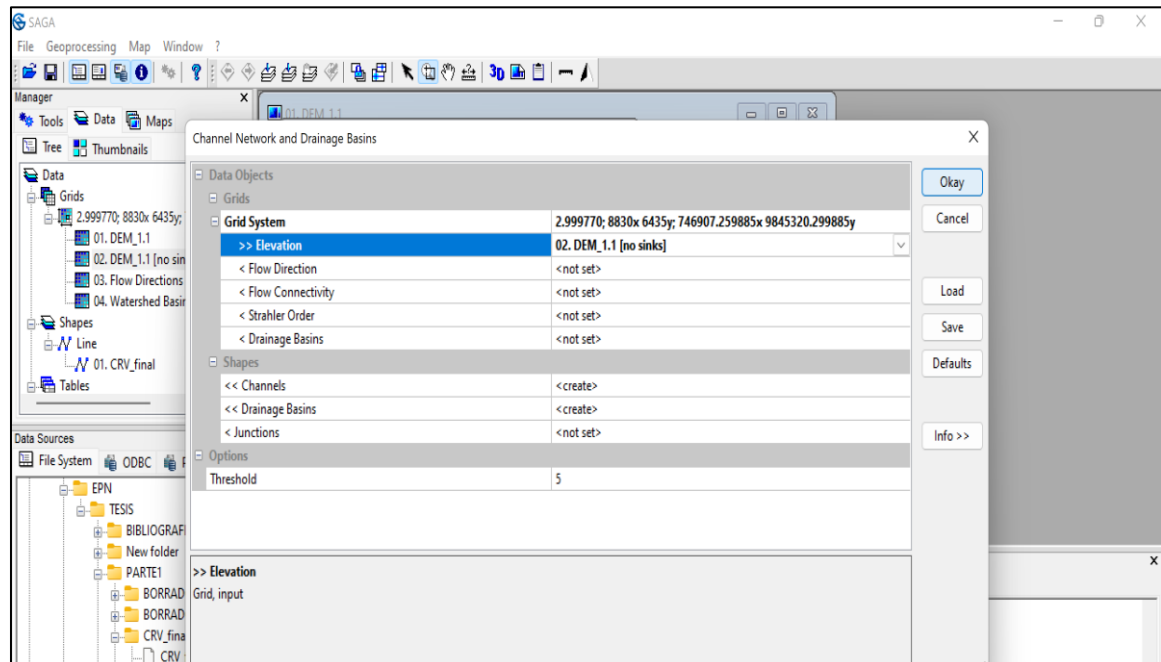
- Seleccionar el MDT del proyecto – Okay.



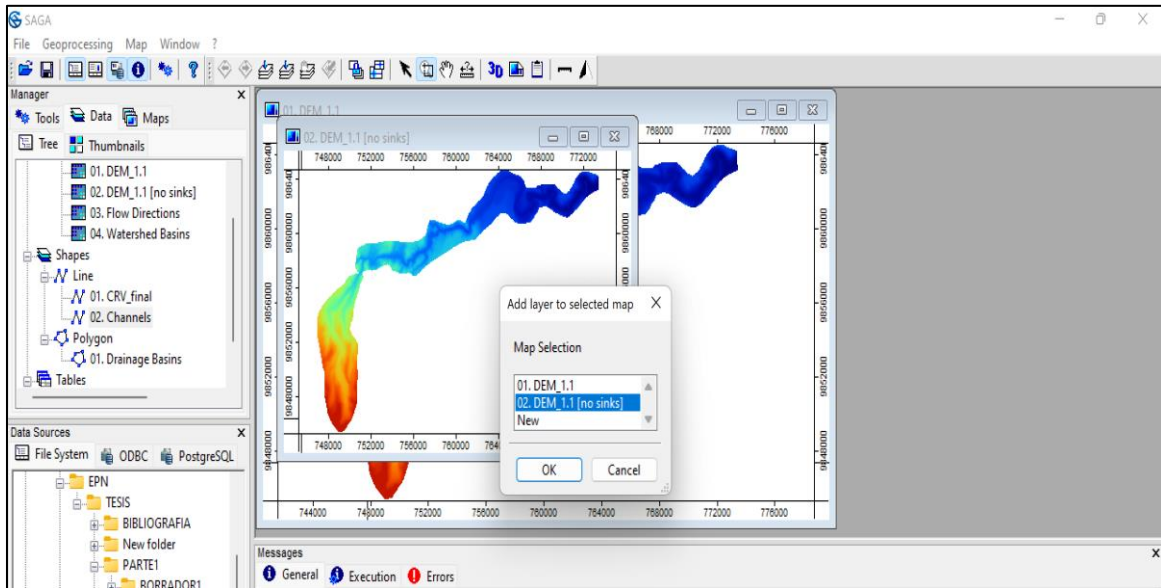
- Para la generación del río se procede a:
Geoprocessing - Terrain Analysis – Channels – Channel Network and Drainage Basins.



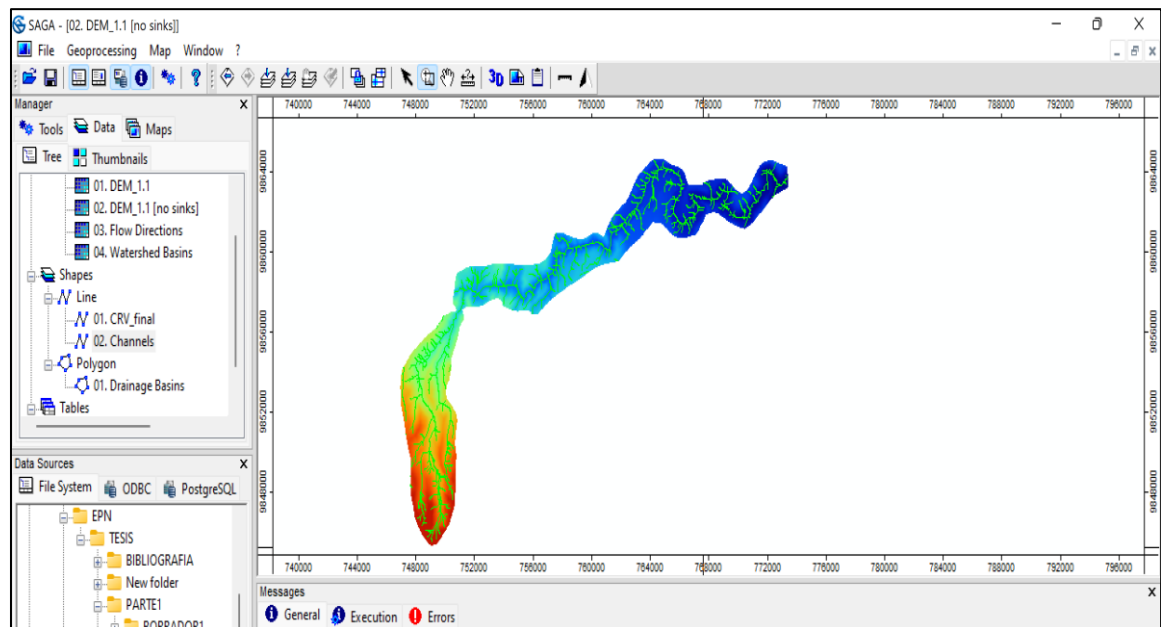
Elevation – DEM del proyecto – Okay.



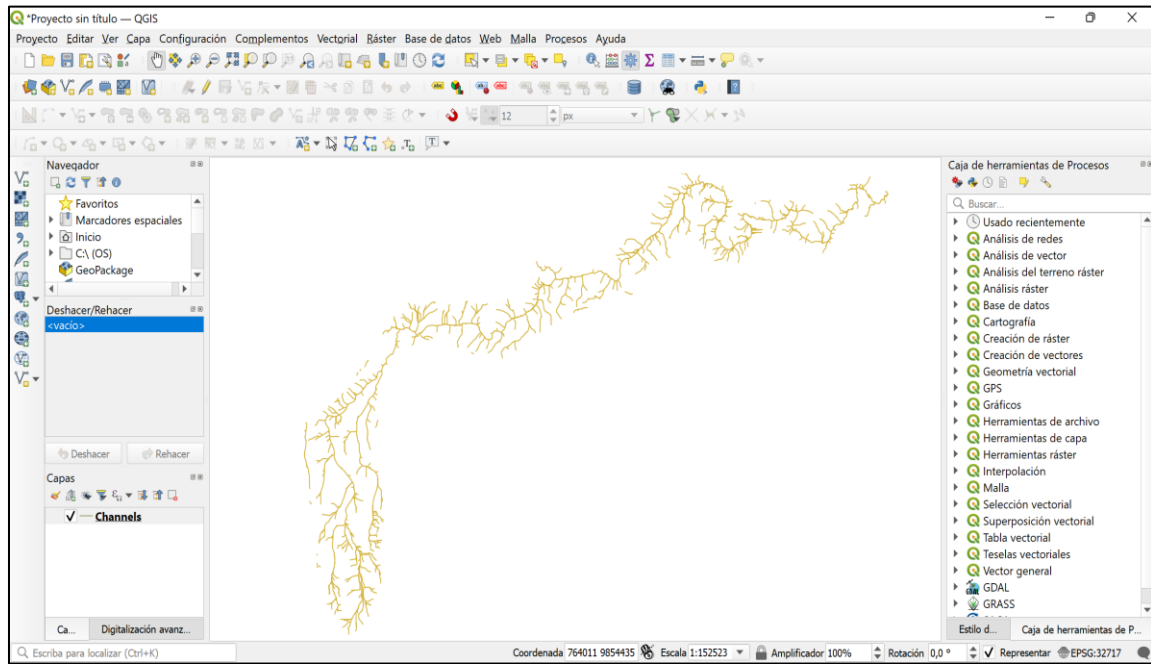
- Seleccionar el DEM del proyecto.
DEM (no sinks).



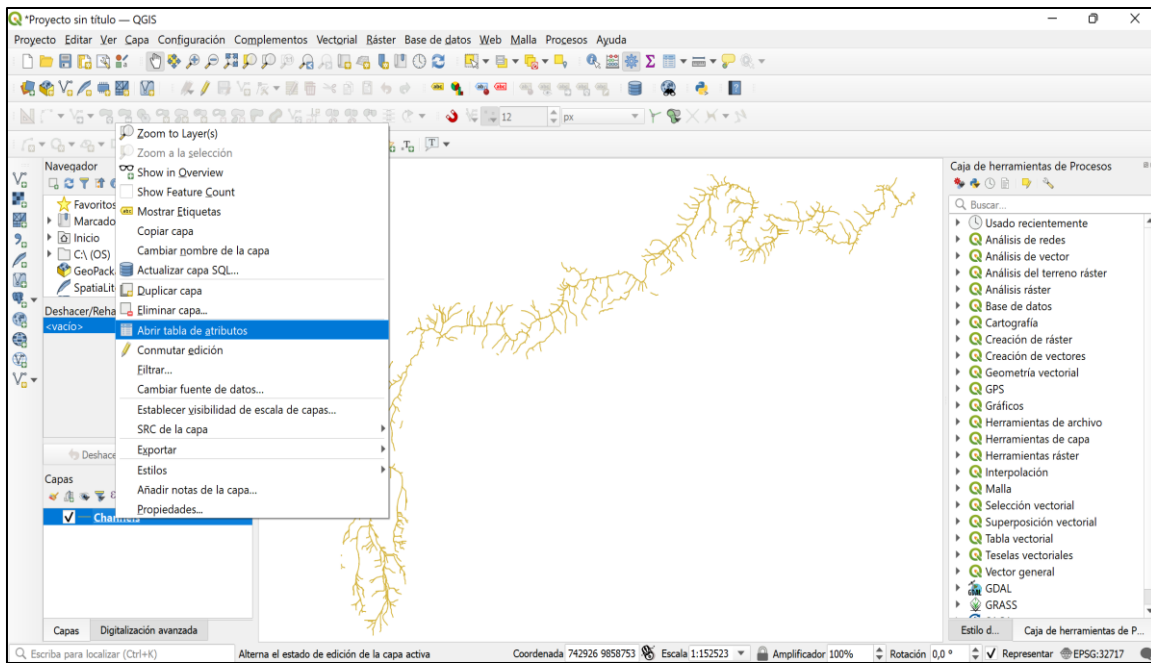
- Obtención de la red de drenaje.



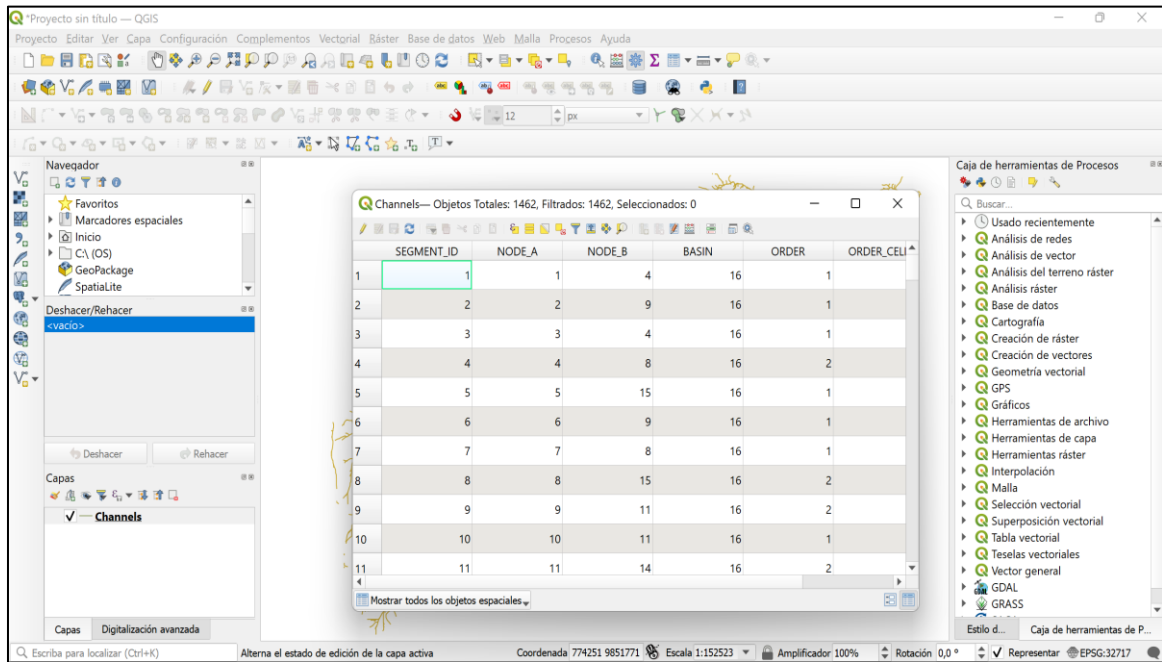
- Una vez que se obtiene la red de drenaje se procede en el software QGIS.



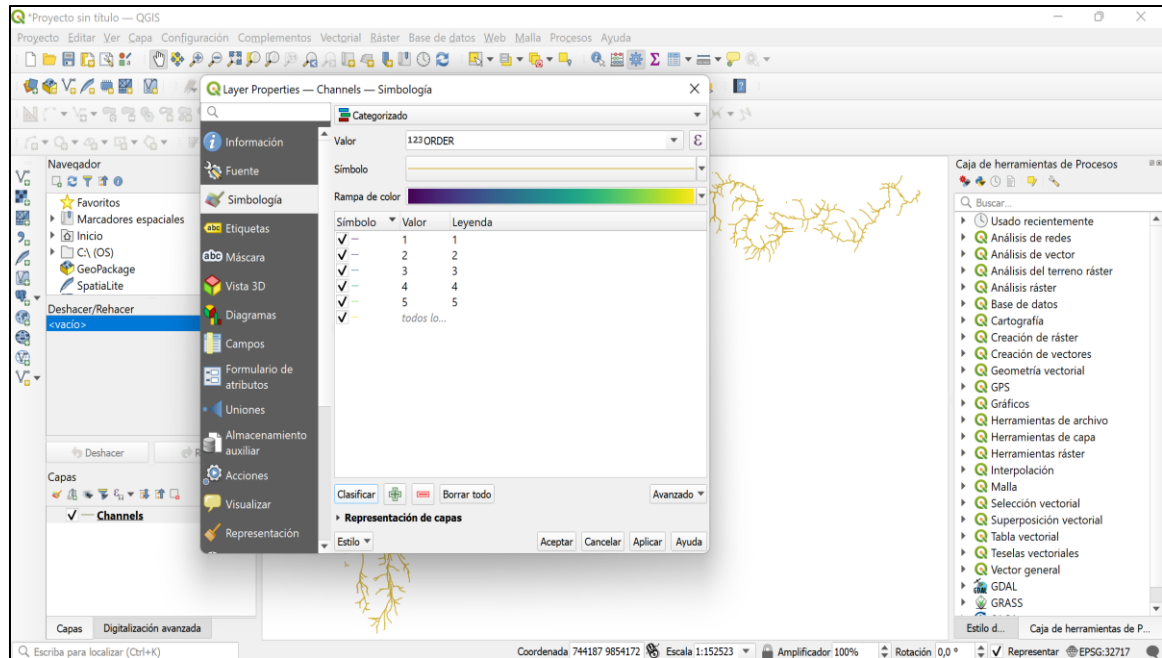
- Para la obtención de la orden de la red (Tabla de atributos).



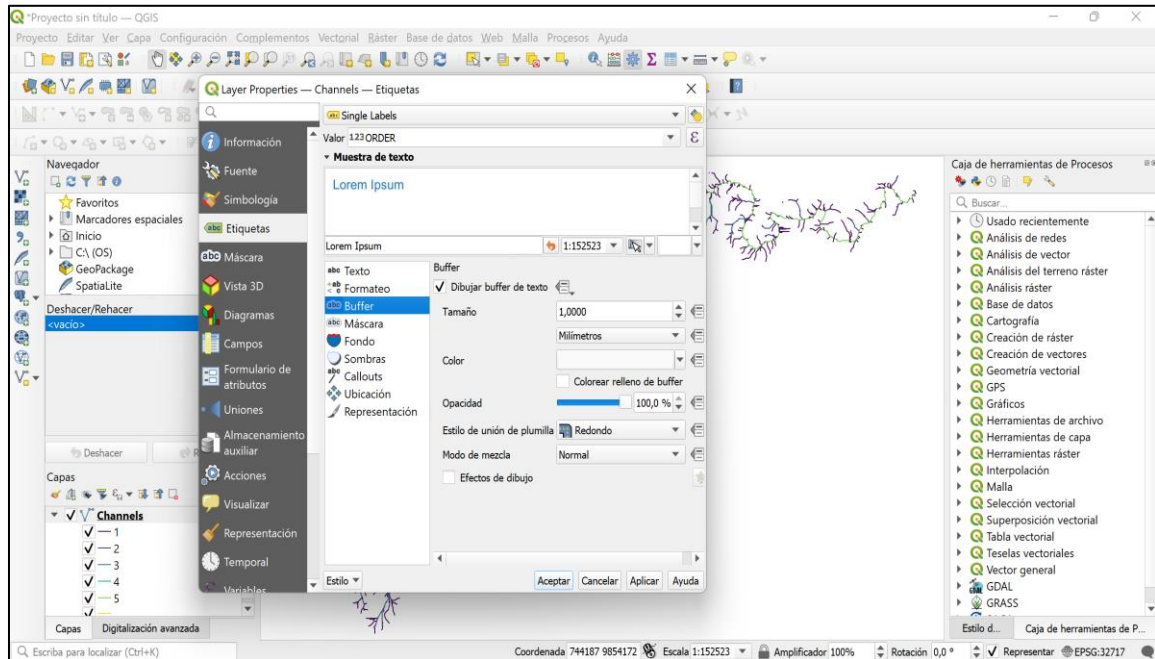
- Para el caso en estudio existe una red de drenaje N5.



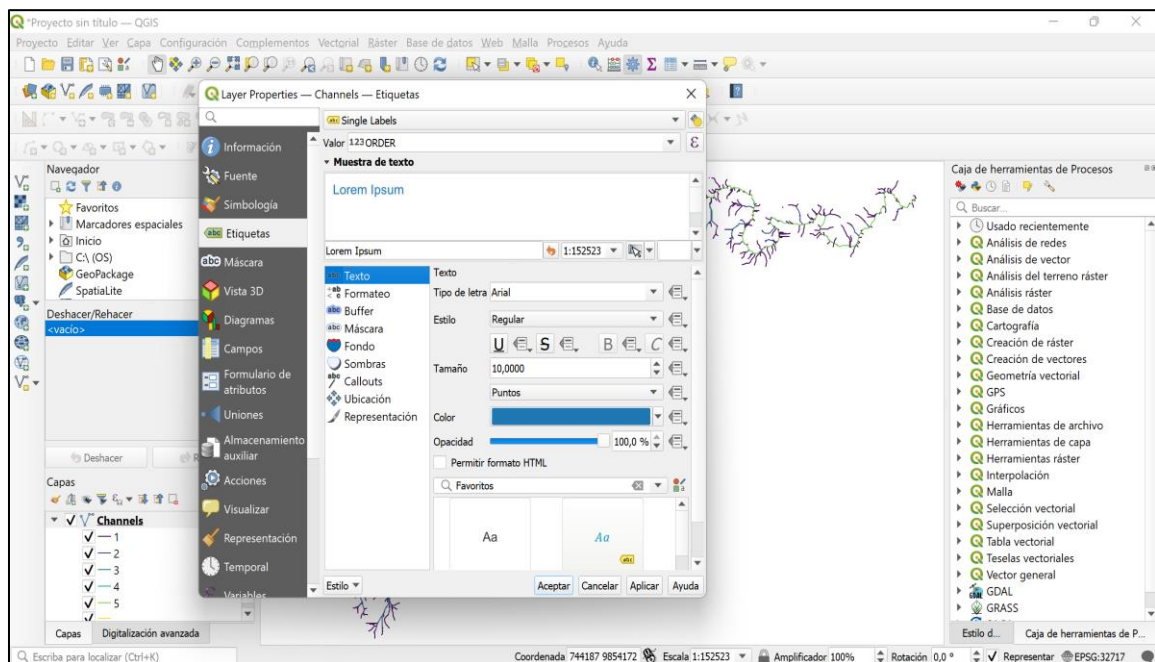
- Se procede a representar de forma temática.
Propiedades – Simbología – Clasificar.



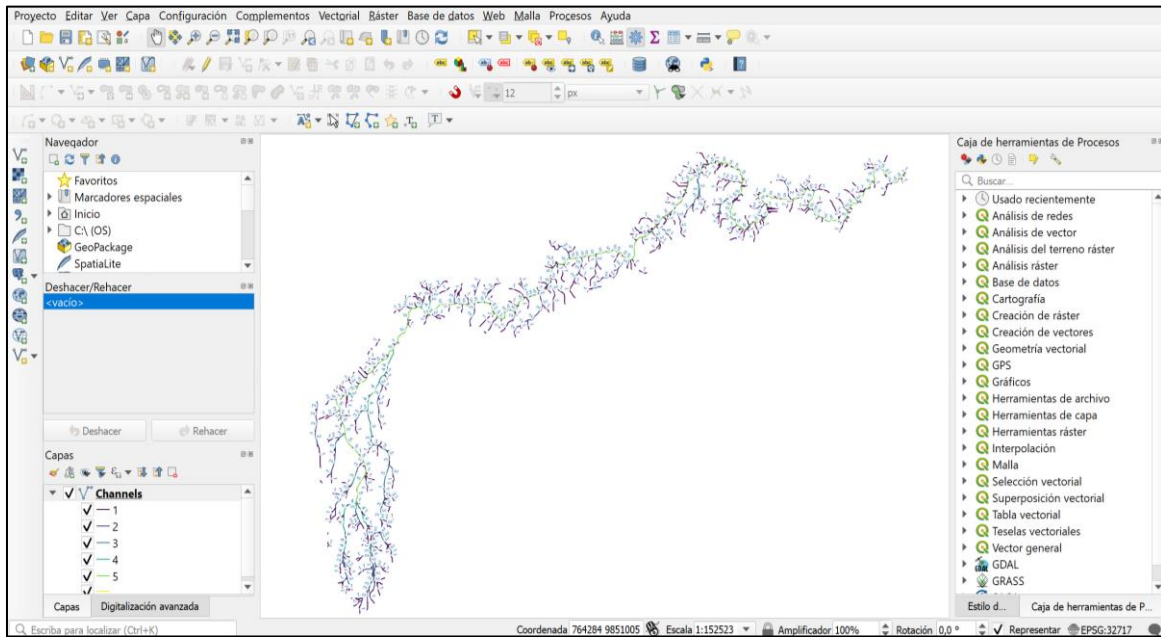
- Se aplica formato de texto.
Etiquetas – Single Labels – Order.



- Tamaño del texto.

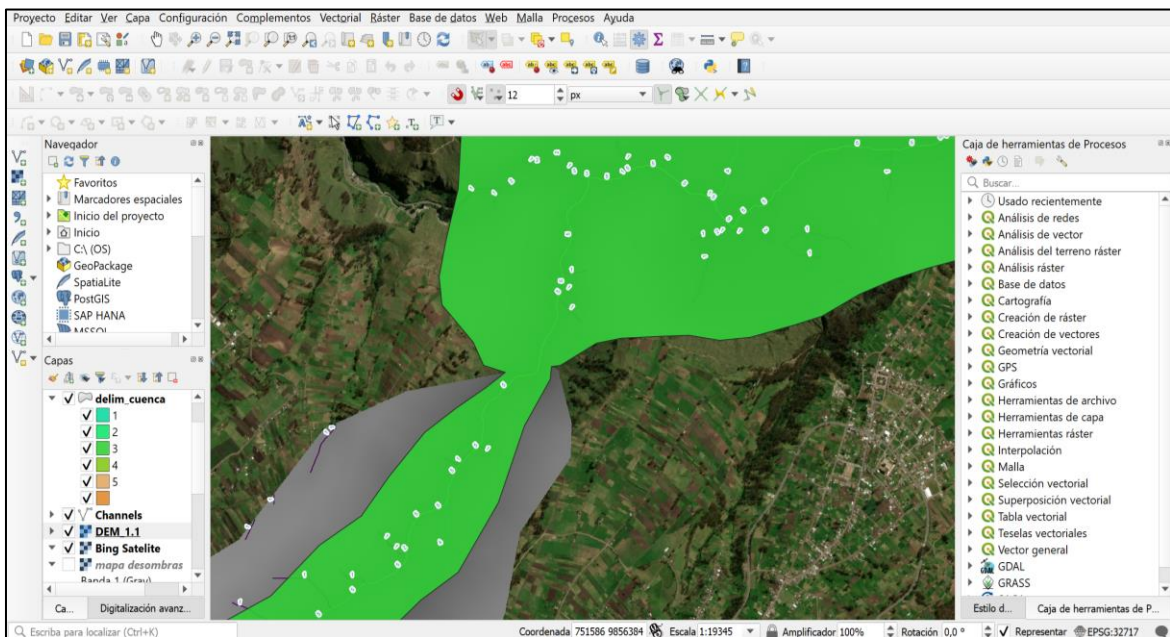


- Aplicar y se obtiene la red de drenaje identificada.



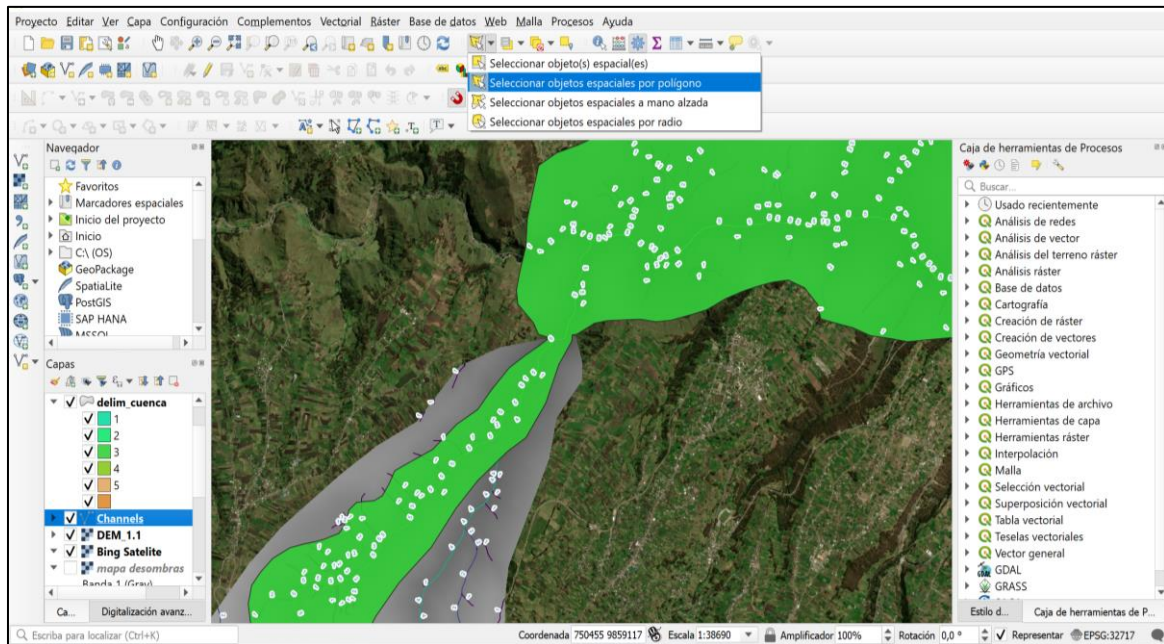
PREPARACIÓN PARA ASIGNACIÓN DE RUGOSIDADES

- Proceder en abrir las capas generadas y el modelo digital del terreno.

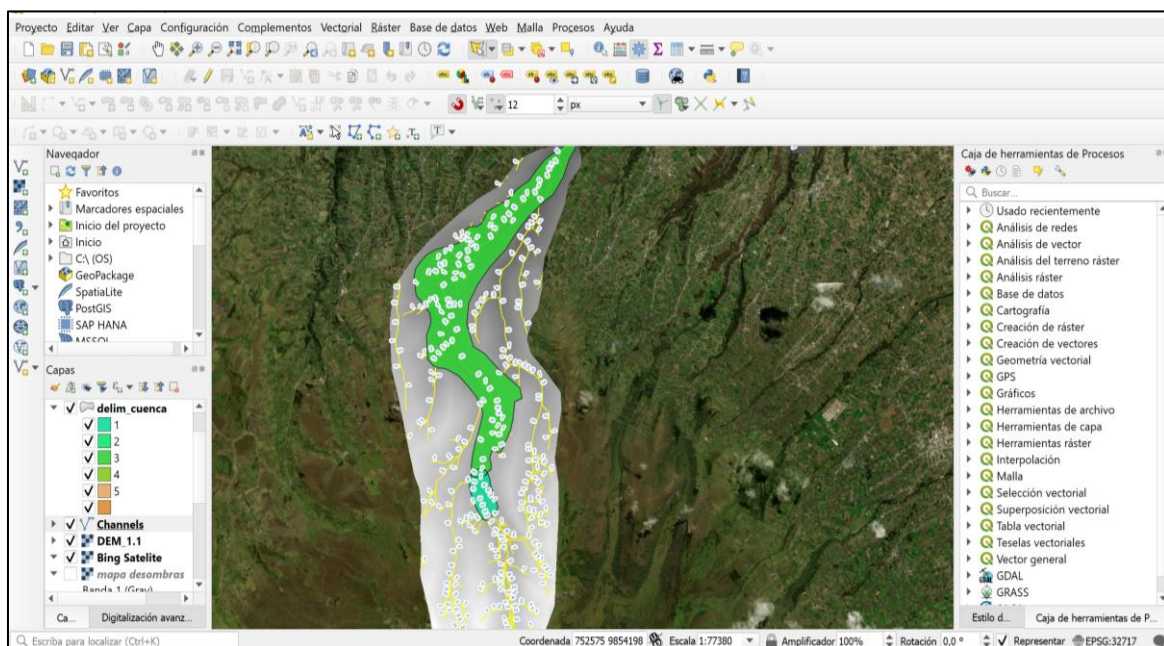


- Se seleccionan los canales aguas arriba para la generación de rugosidades aguas abajo.

Seleccionar objetos espaciales por polígono.

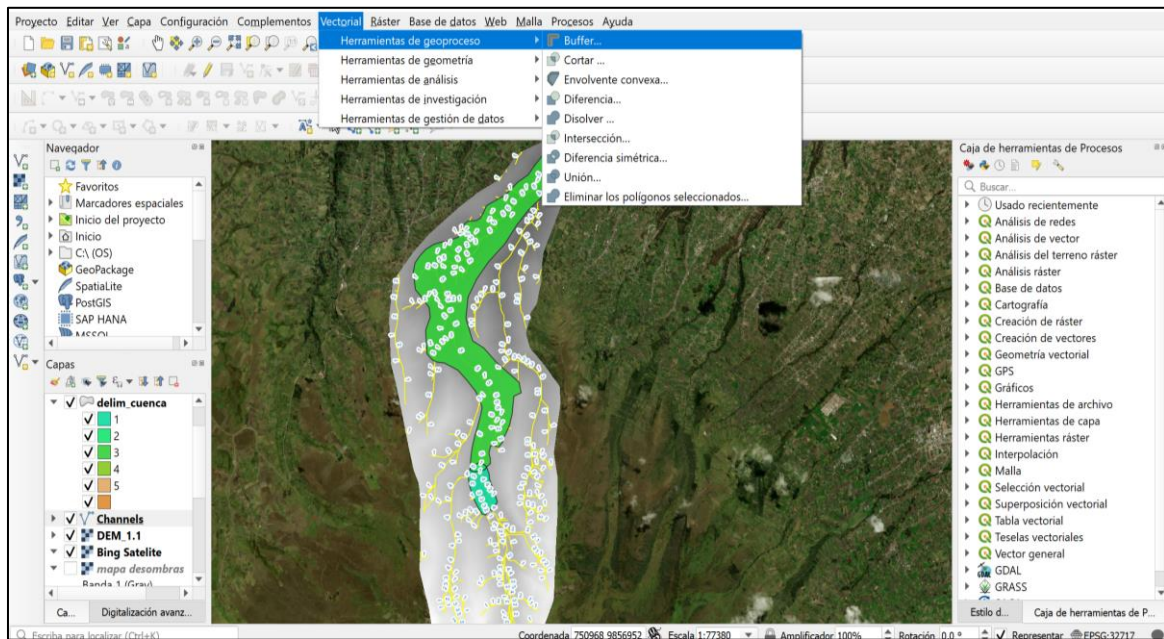


- Seleccionar toda la cuenca aguas arriba (click derecho al termina), se selecciona automáticamente toda la cuenca *color amarillo).



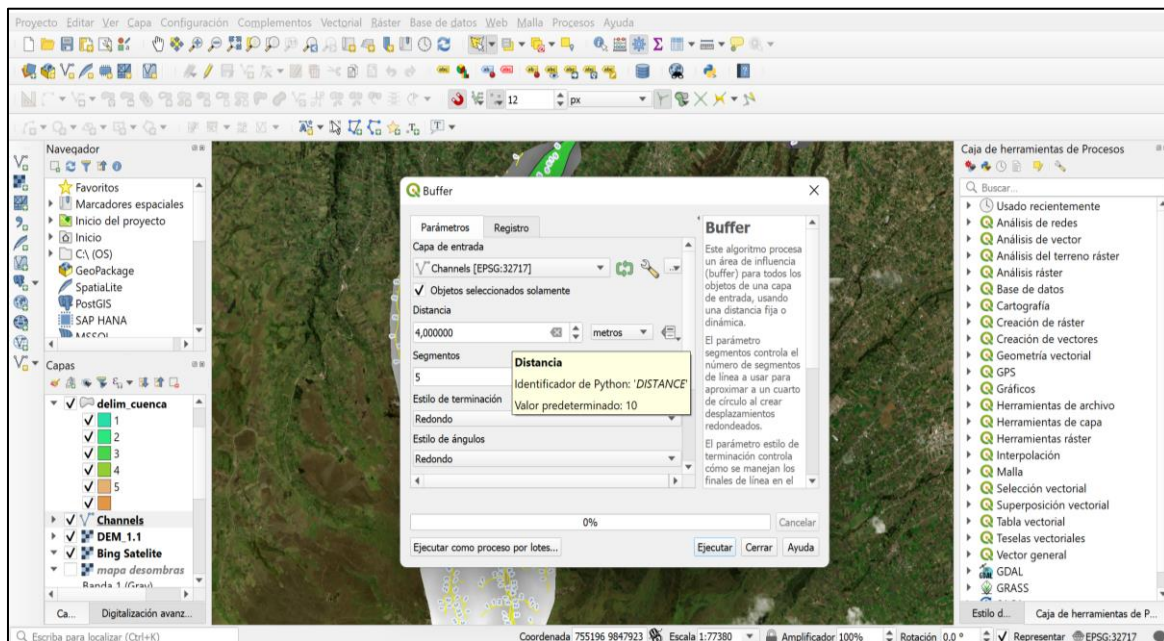
- Se crea un buffer.

Vectorial – Herramientas de geoprocso - Buffer



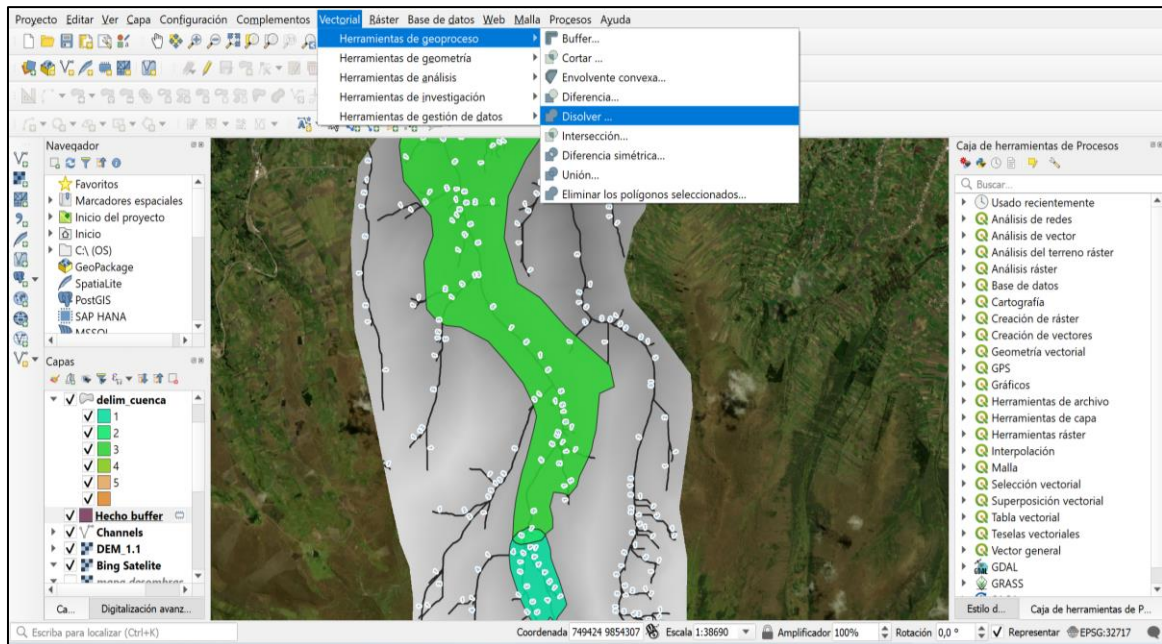
- Ingresar la cantidad deseada de acuerdo al estudio.

Ejecutar.

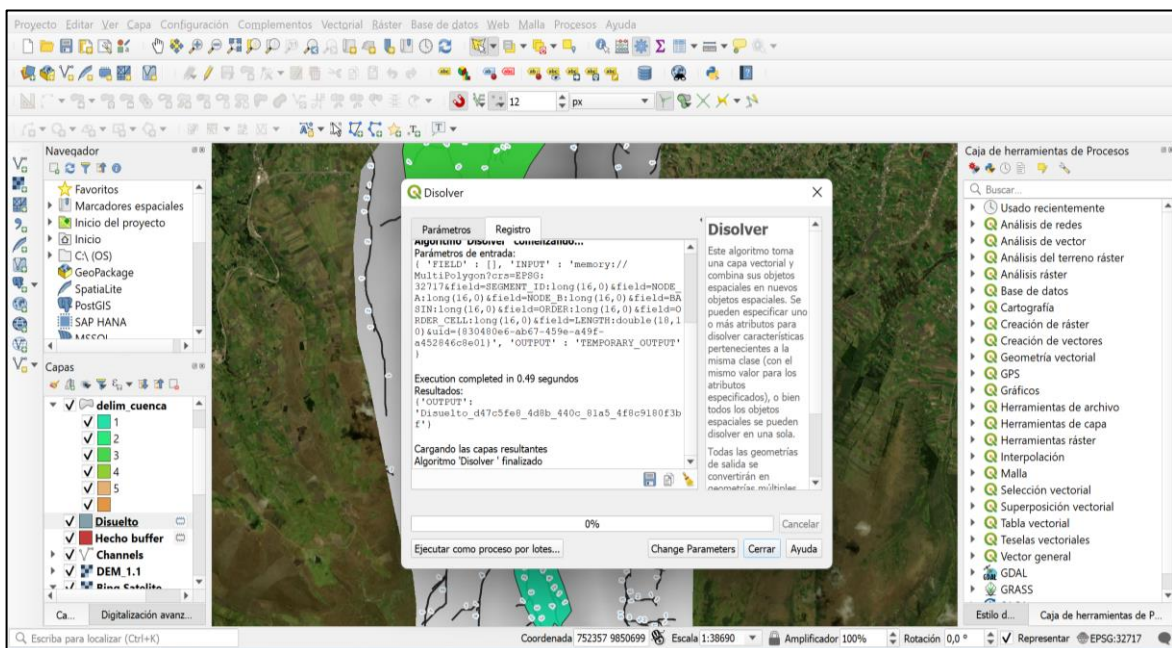


- Al tener un alineamiento sobre otra se procede a disolver.

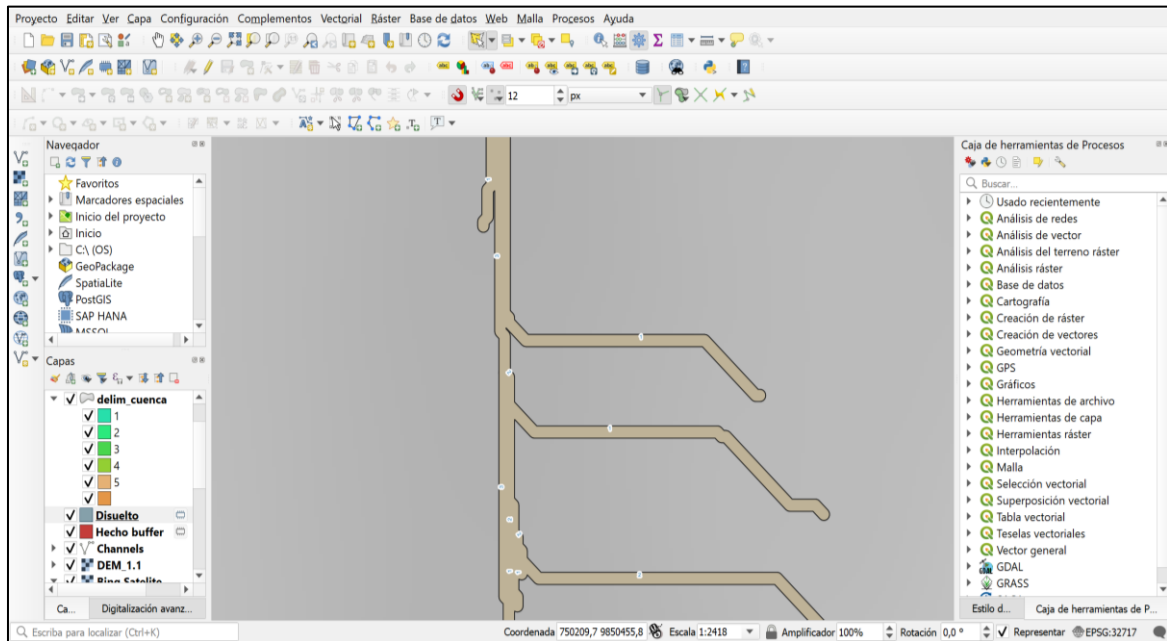
Vectorial – Herramientas de geoproceso – Disolver.



- Se procede a ejecutar.

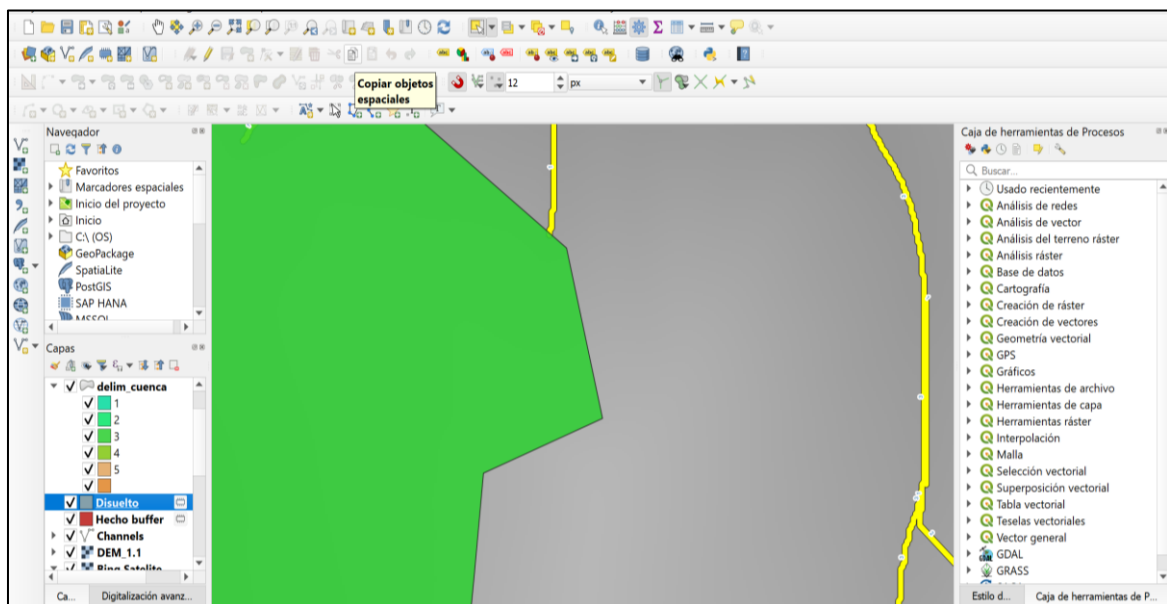


- Se obtiene un solo río es decir una sola sección, es decir un solo cuerpo.



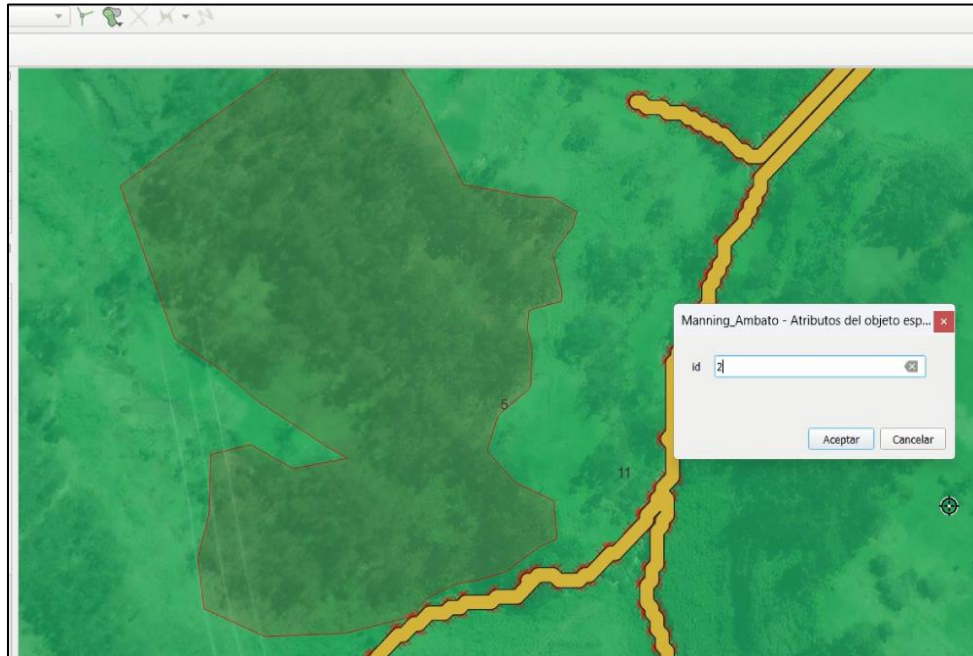
- Seleccionar objetos espaciales – seleccionar el río.

Copiar objetos espaciales.

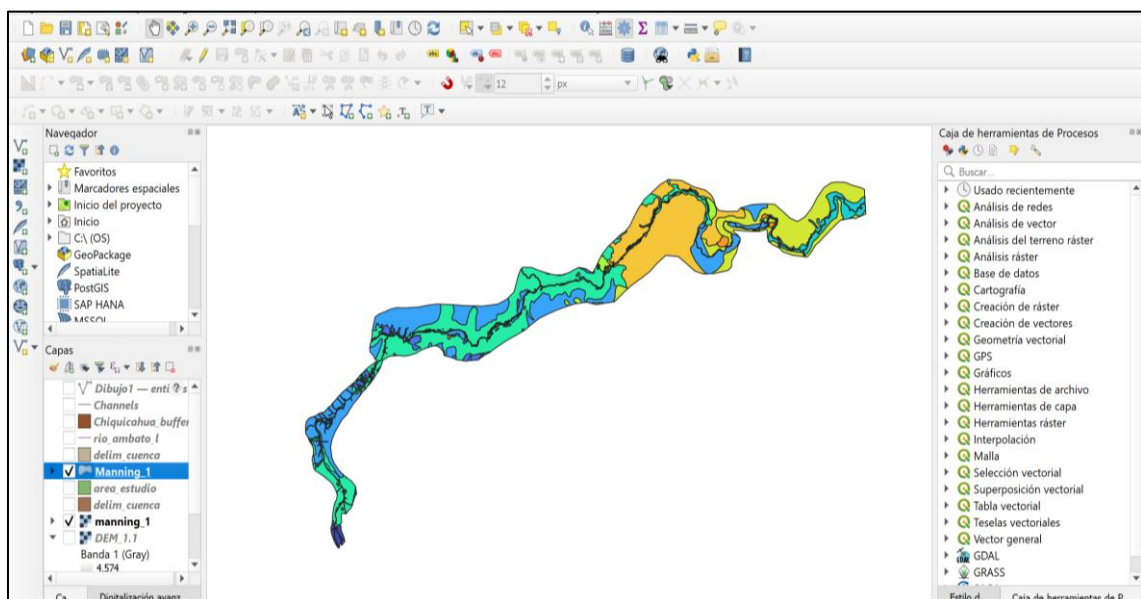


- Crear polígonos.

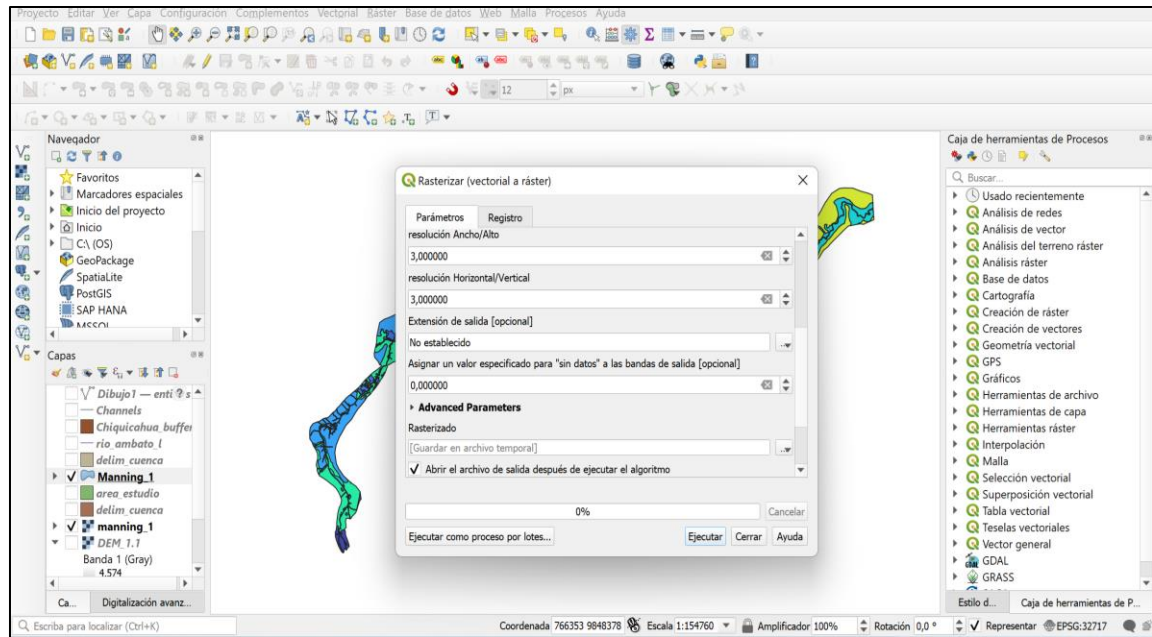
Trabajar en la capa de Manning – Añadir polígono – Proceder a formar el polígono (click derecho al terminar) – Asignar número de identificación.



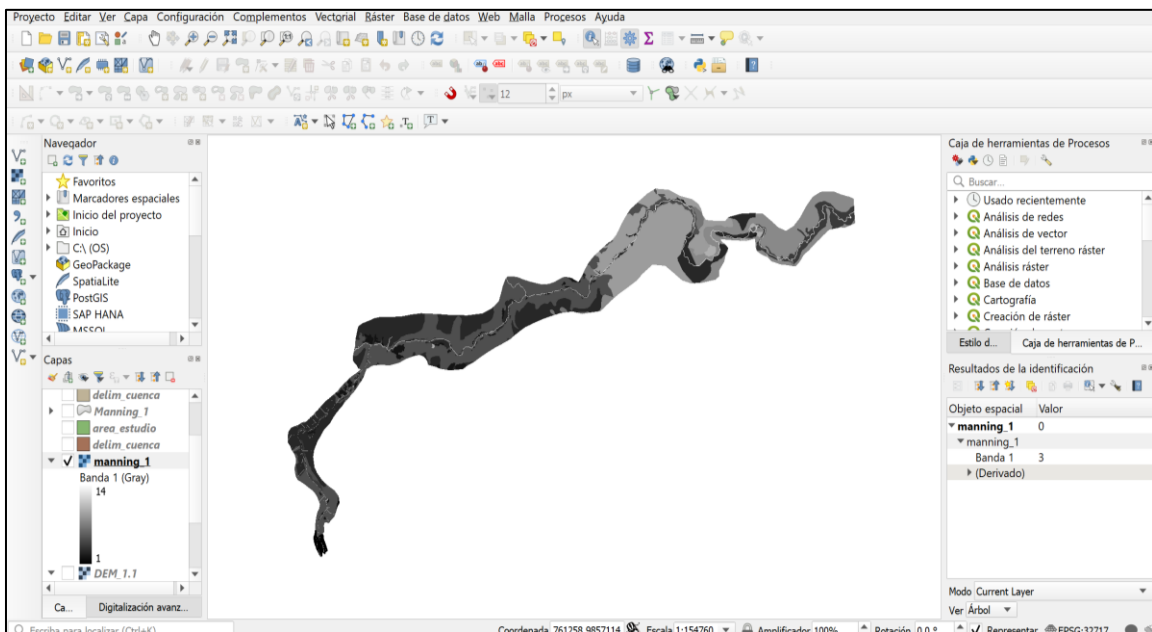
- De esta forma se repite el proceso hasta asignar cada tipo de Manning diferente Y se obtiene ya los polígonos finales.



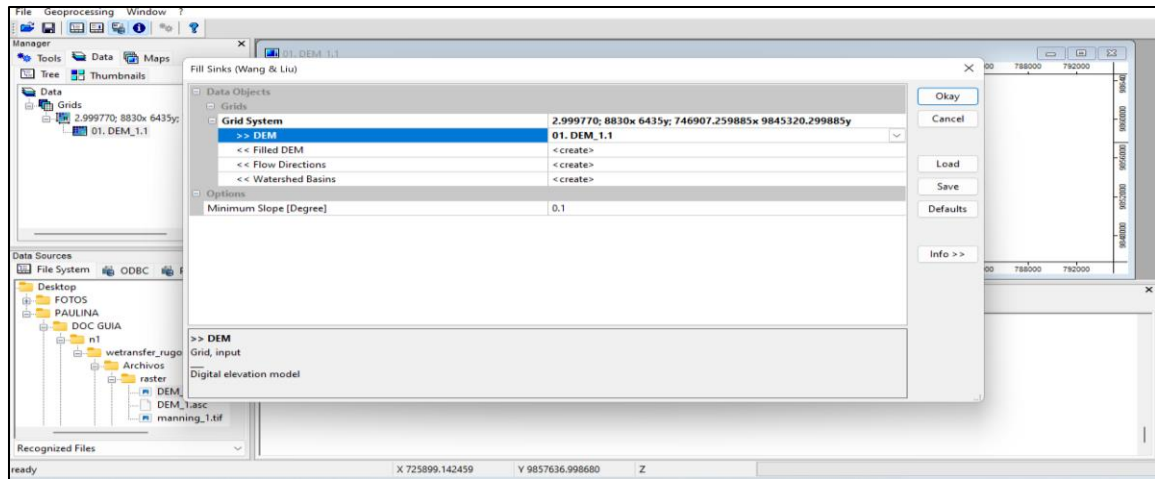
- Como el archivo está en formato vectorial, se debe transformar a ráster.
Ráster – conversión – Rasterizar (vectorial a ráster) – Asignar la resolución.



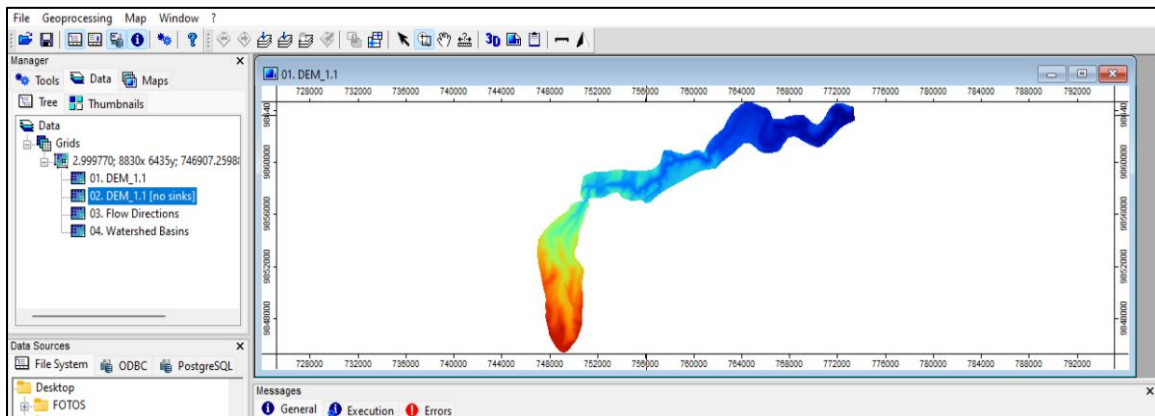
- Generación de ráster.



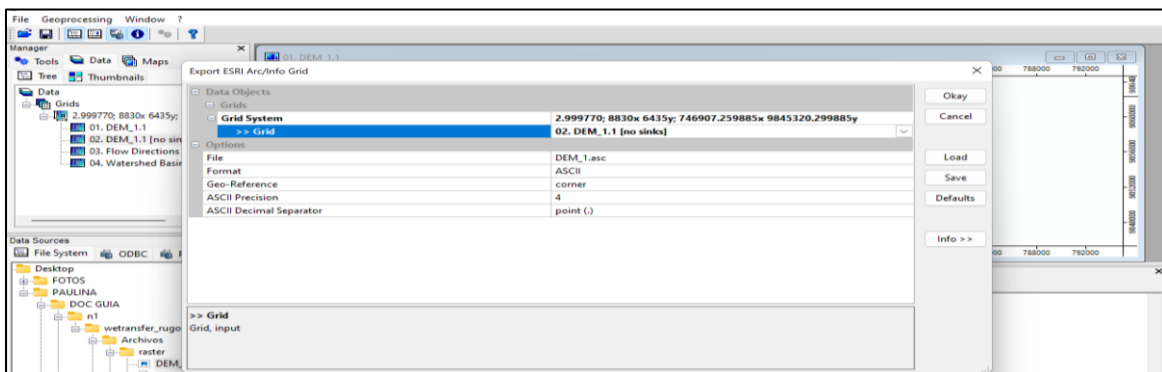
- Por último, volvemos a SAGA para la creación del fill.
 Geoprocessing – Terrain Analysis – Preprocessing – Fill Sinks (Wang Liu) – Selección del DEM – Okay.



- Se despliega el DEM (No sinks).



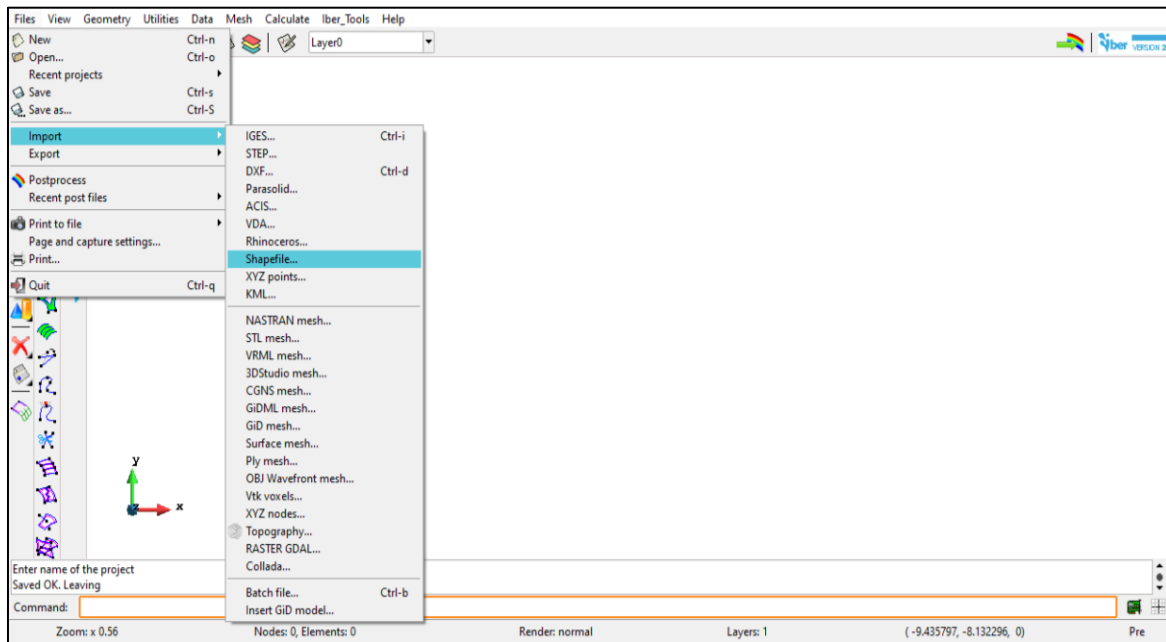
- Para exportar y crear el archivo Acsii.
 Geoprocessing – File – Grid – Export – Export ESRI Arc/Info Grid



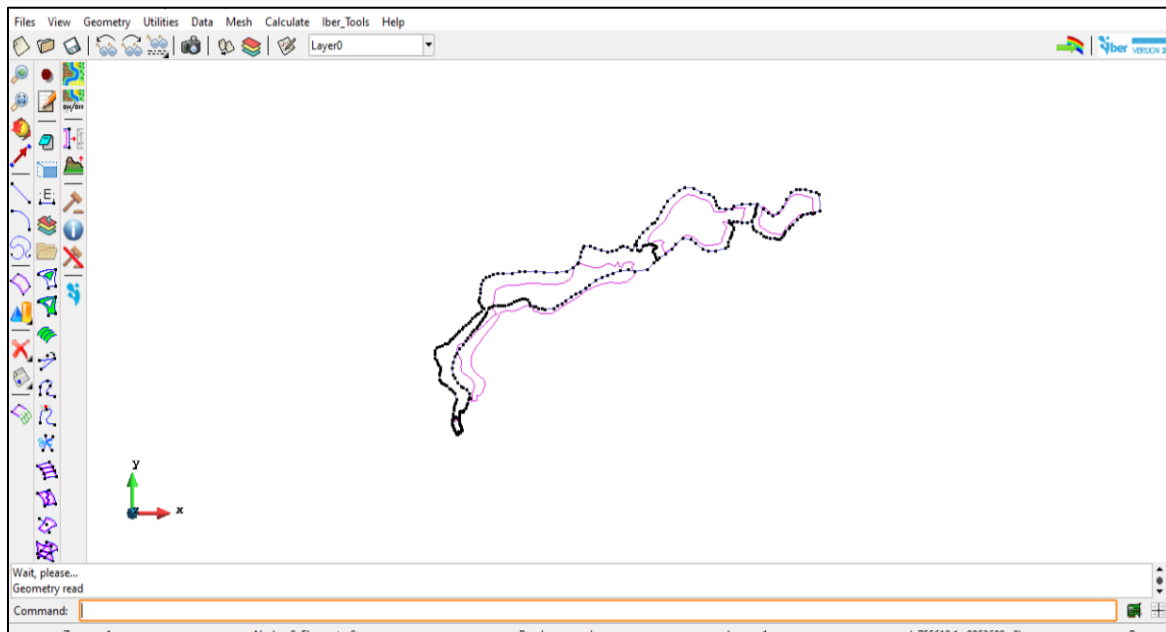
PROCESO EN EL SOFTWARE IBER

- Importar en archivo SHAPE.

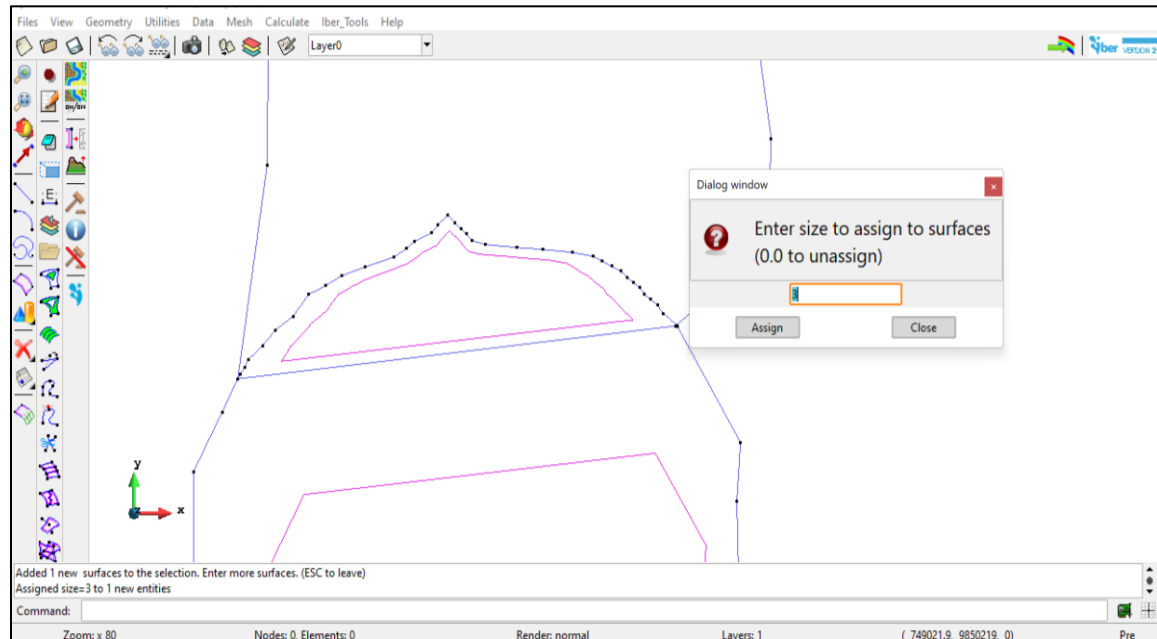
Files – Import – Shapefile.



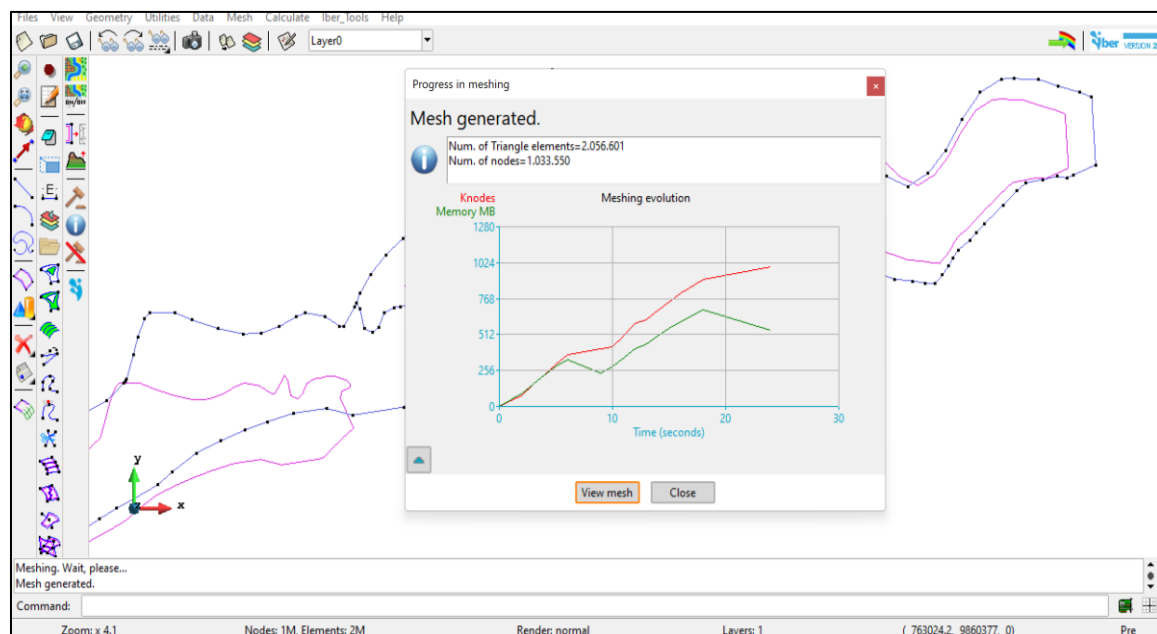
- Seleccionar la delimitación de la cuenca del proyecto.
Seleccionar – Open



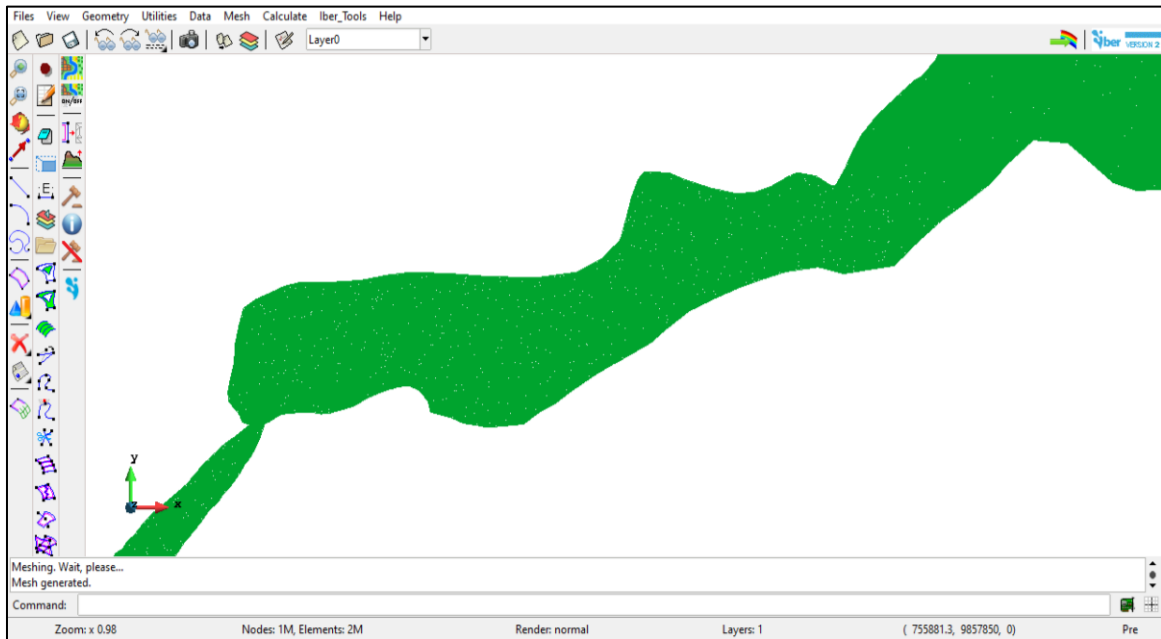
- Asignación de un mallado estructurado.
 Mesh – Unstructured – Assign sizes on surface – Asignar cada valor para cada superficie – Assign.



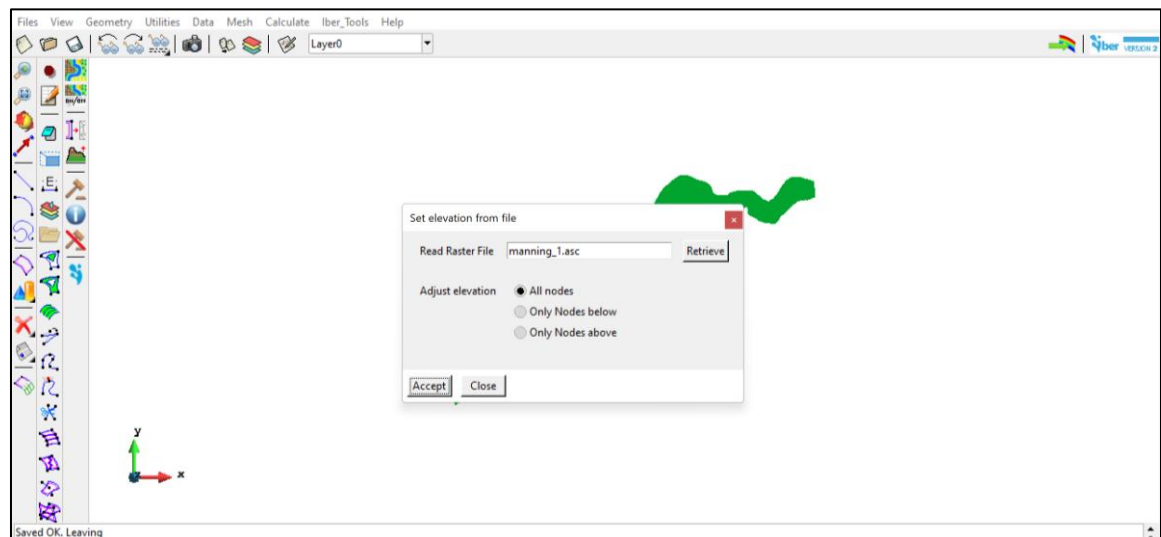
- Una vez aplicada cada valor, se genera la malla.
 Mesh – Generate mesh.



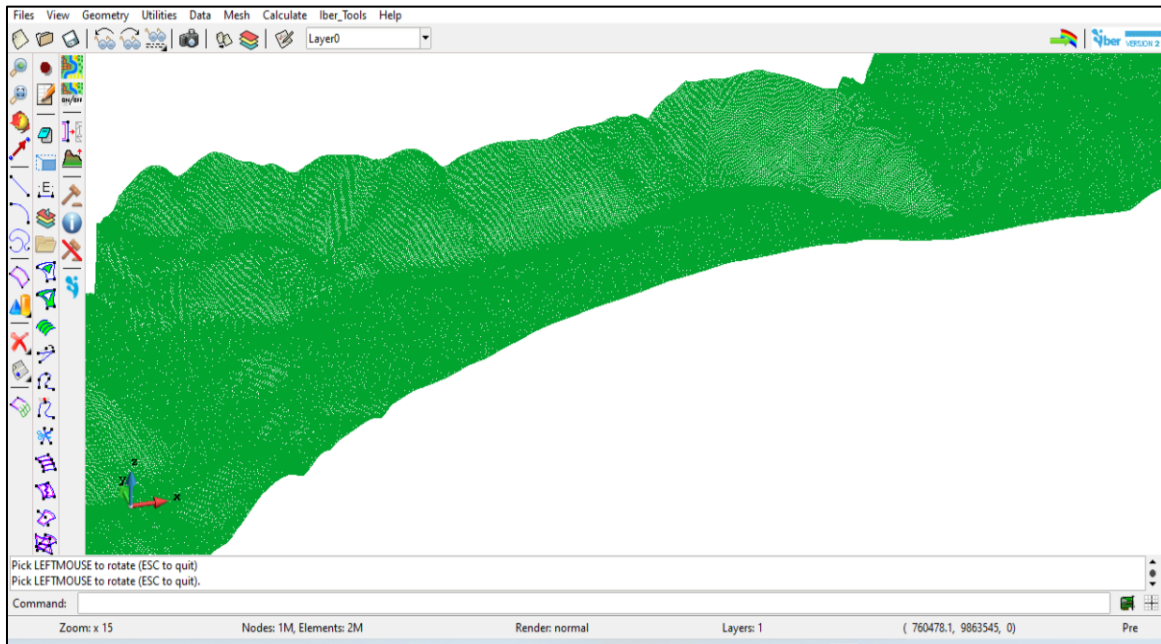
- View mesh.



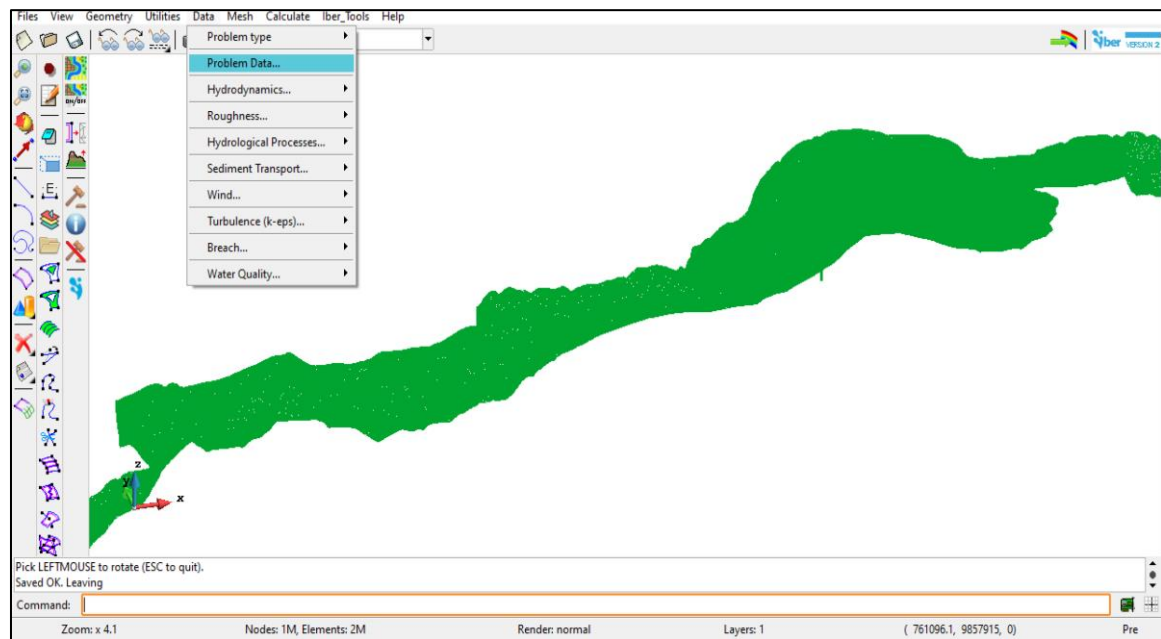
- Asignar elevaciones a la topografía
Iber tool – Mesh – Edit – Set Elevation from file – Selección de archivo de manning en formato asc.



- Asignación de la elevación completada.

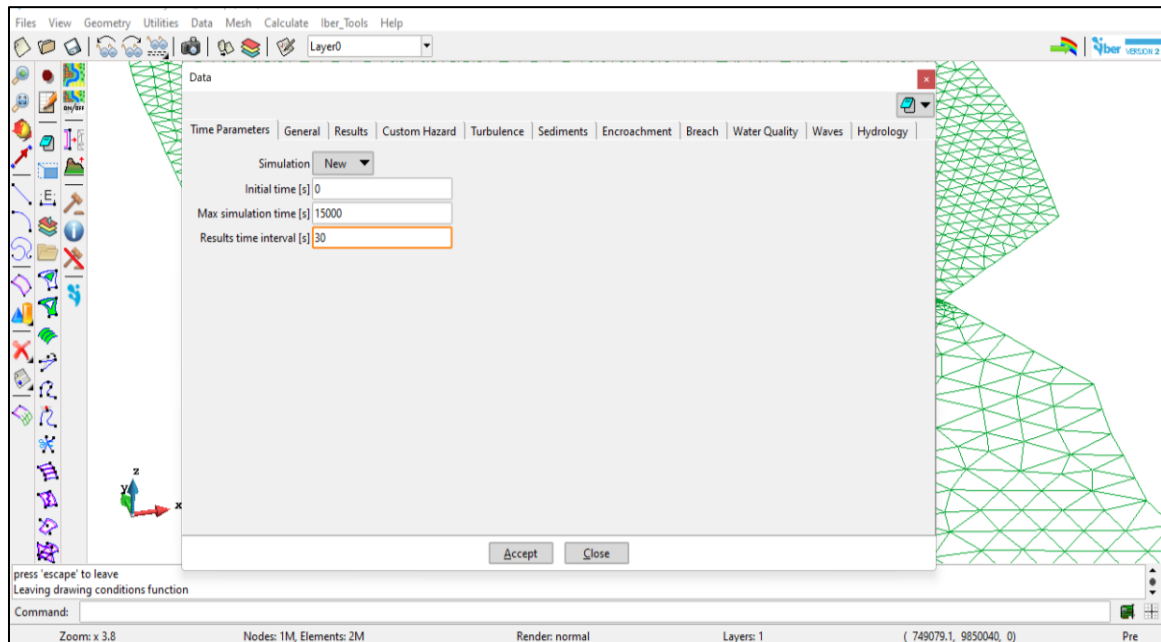


- Asignación de datos del problema.
Data – Problem Data



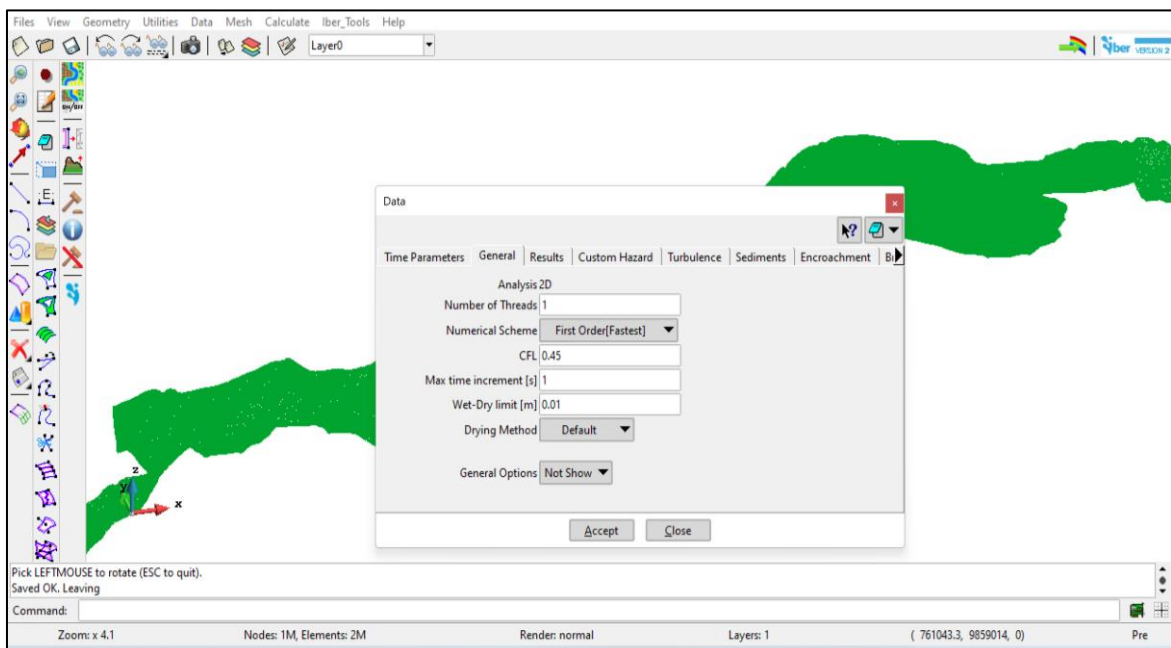
- Ingresar el tiempo de simulación del proyecto y el intervalo de tiempo.

Time parameters.



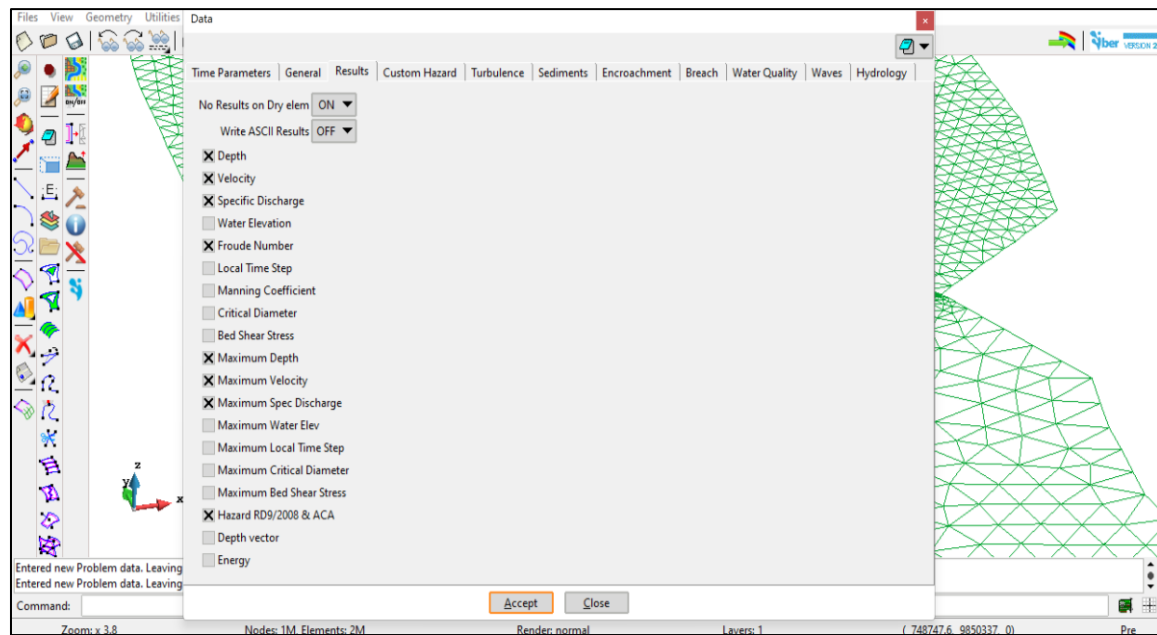
- Ingresar el número de procesadores de acuerdo a la capacidad de la PC y el valor de CFL.

General.

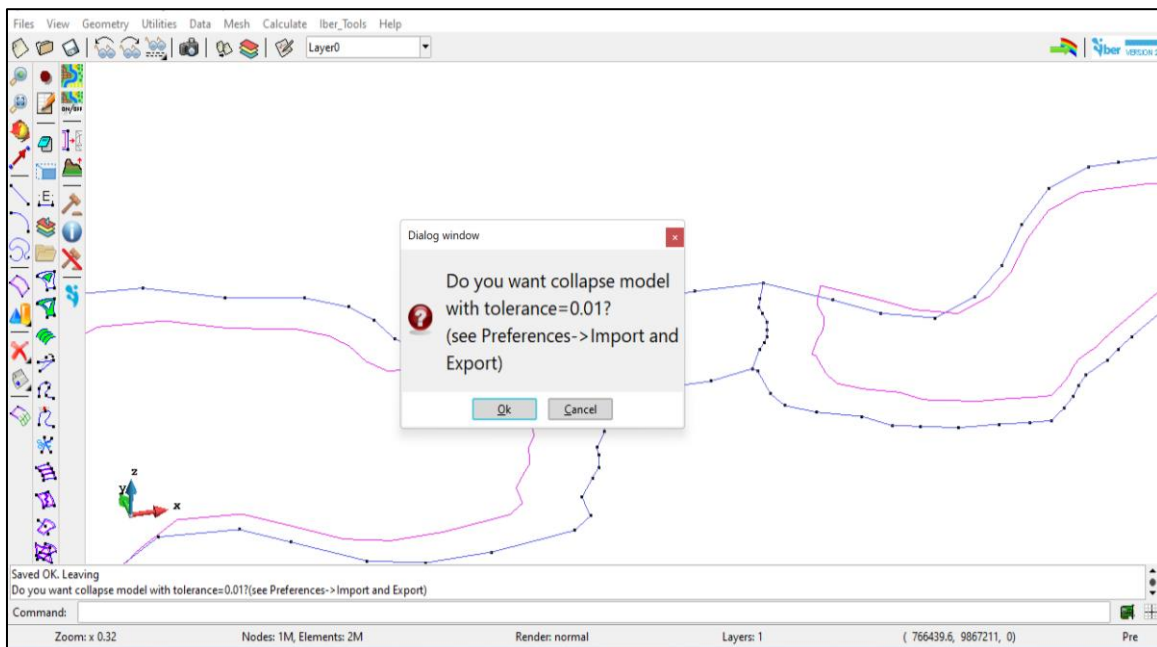


- Seleccionar los datos que deseé calcular en la simulación.

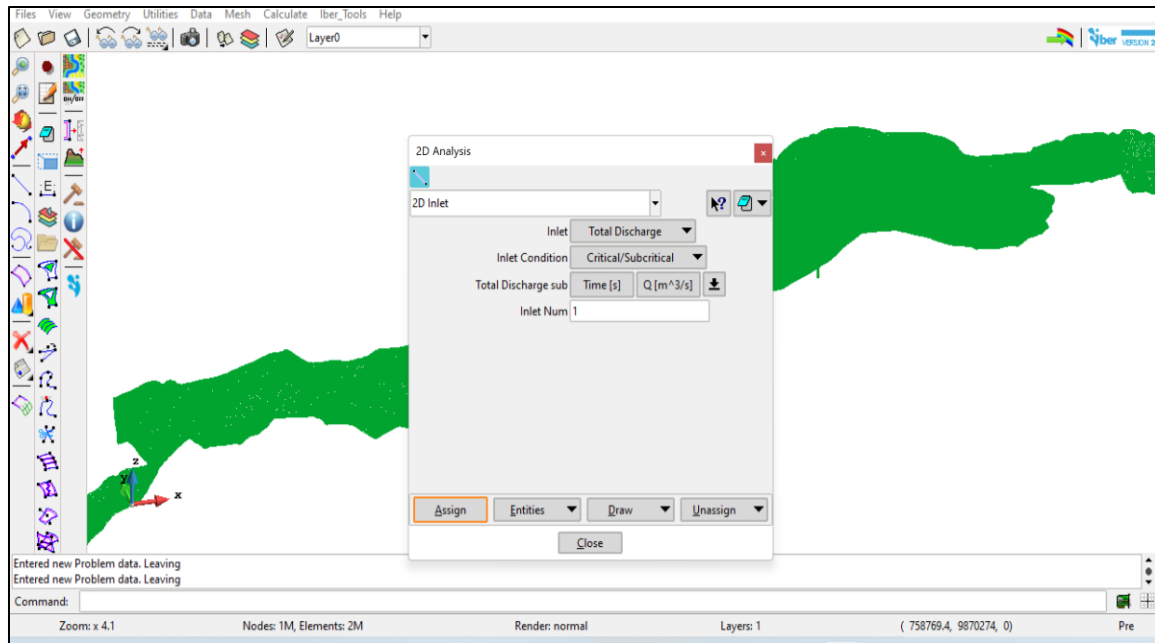
Results.



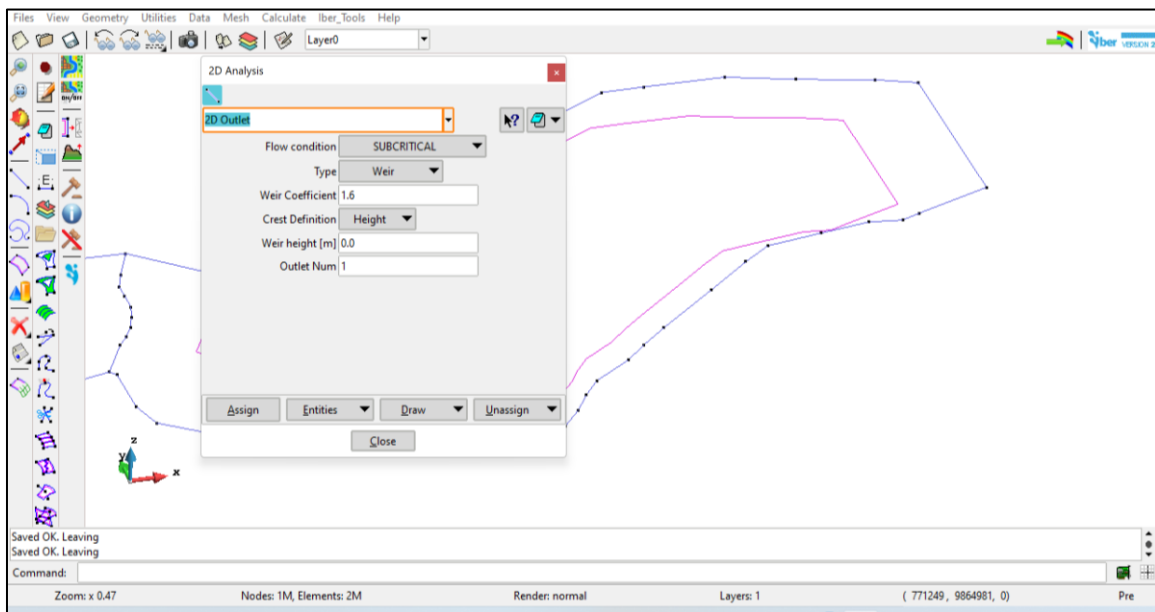
- Colapsar el modelo para la unificación de componentes.
Geometry – Edit – Collapse – Model – Ok.



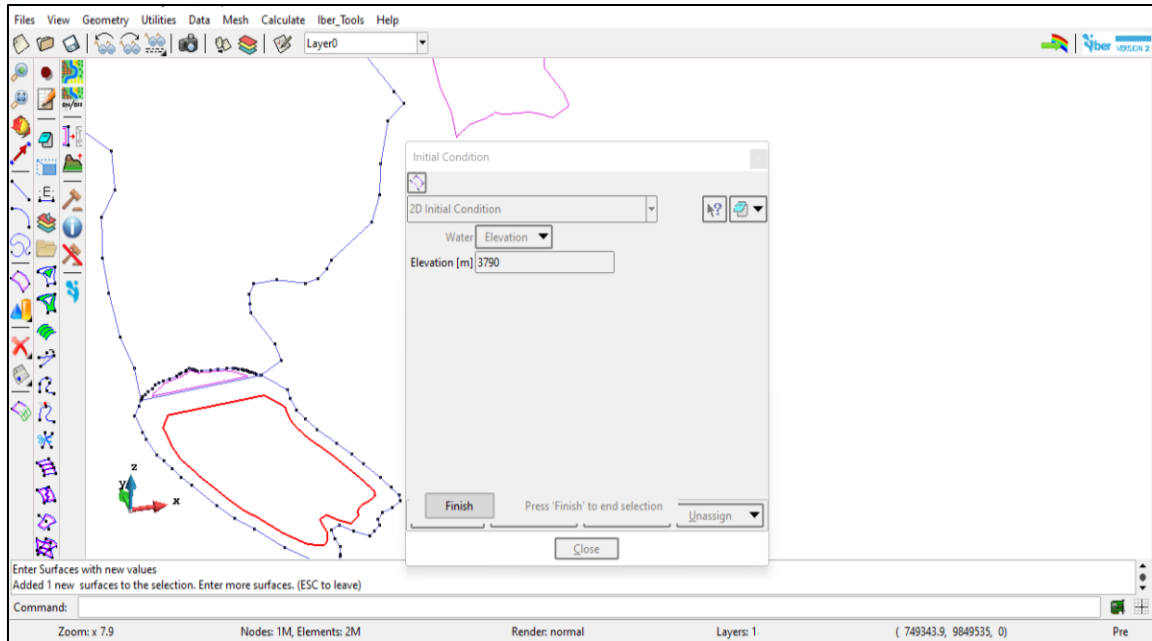
- Condiciones de contorno.
 Condición de entrada: Data – Hydrodynamics – Boundary conditions
 – Inlet - Ingresar el hidrograma – Asignar – Close.



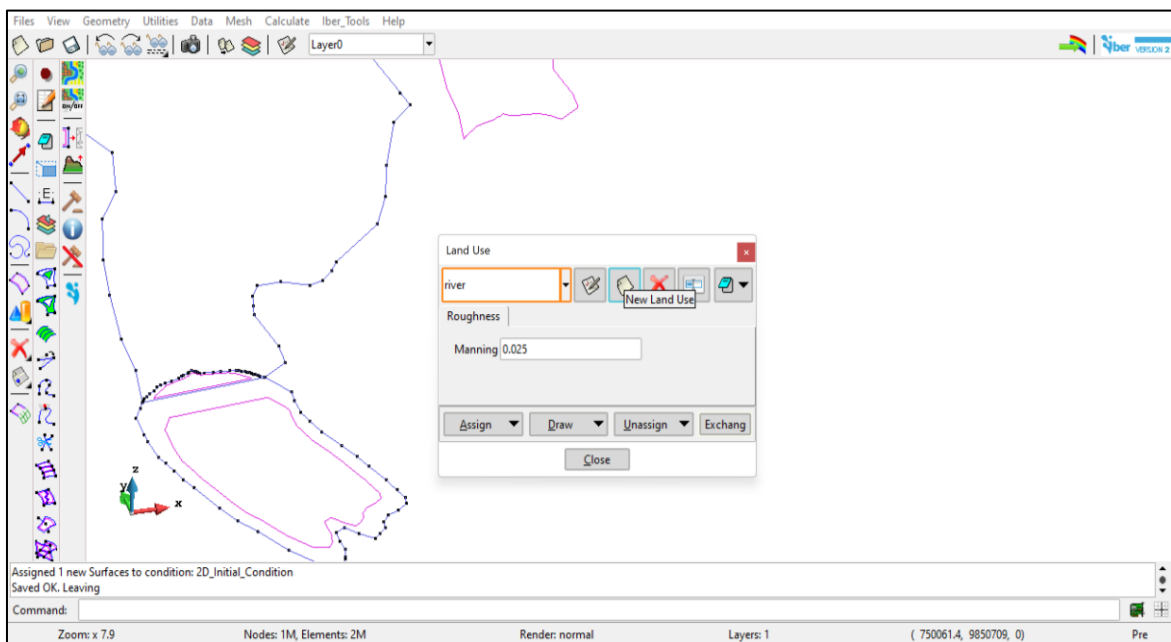
- Condición de salida: Data – Hydrodynamics – Boundary conditions –
 Outlet – Asignar – Close.



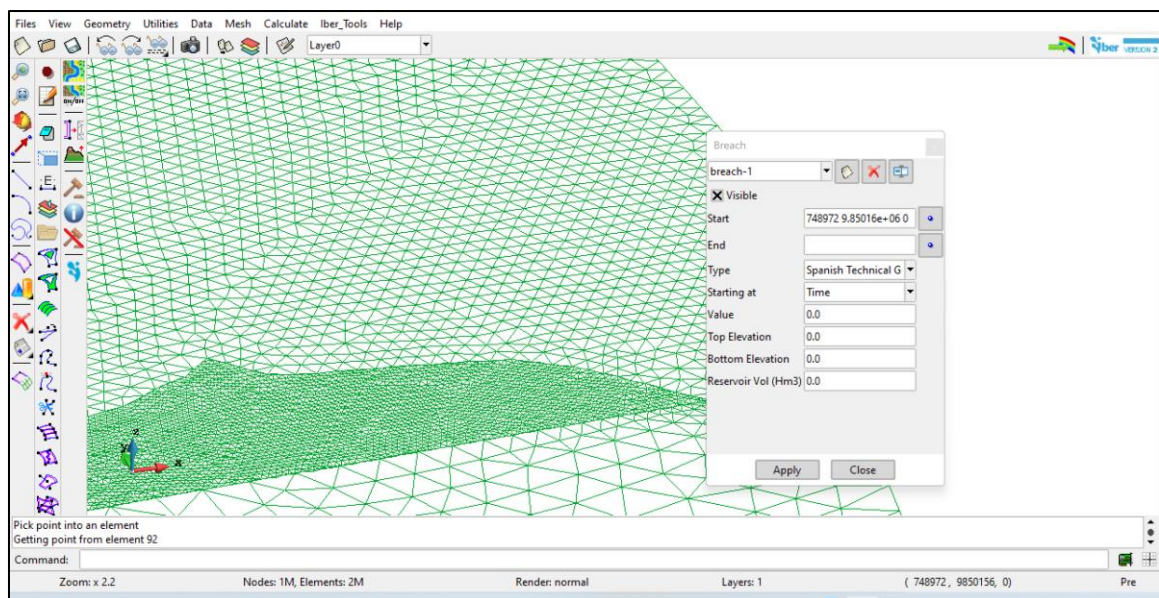
- Condiciones iniciales.
Hydrodynamics – Initial conditions – Asignar el valor de la cota del embalse – Asignar – Close.



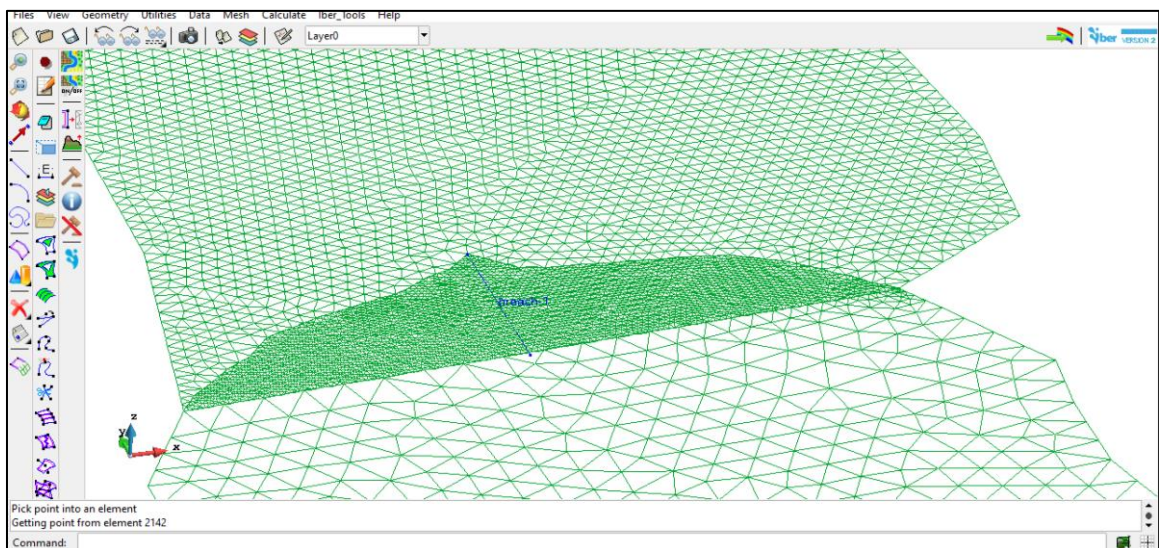
- Asignación de rugosidades.
Data – Roughness – Land Use – Crear nombres de Manning con sus diferentes valores - Update changes – Assign – Close.



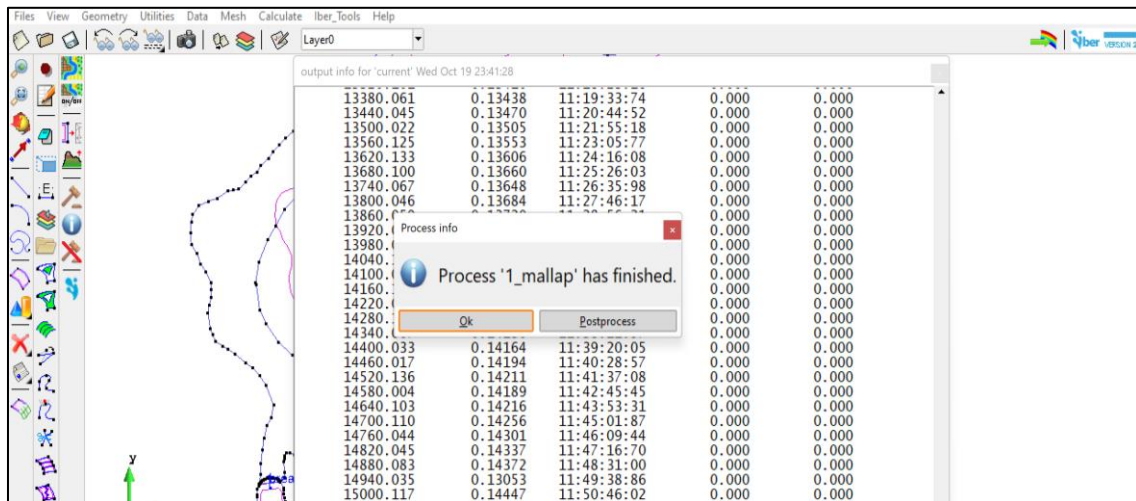
- Se asigna nuevamente las elevaciones y se procede en asignar las rugosidades mediante archivo .asc.
 - Data – Rougness – Automatic assignation – seleccionar el archivo asc. de Manning – Dibujar – Si.
- Brecha.
 - Data – Breach – Breach definition – Asignar la rimera coordenada siempre aguas arriba de la presa – Ingresar los valores respectivos de la presa – Apply – Close.



- Se genera la brecha.



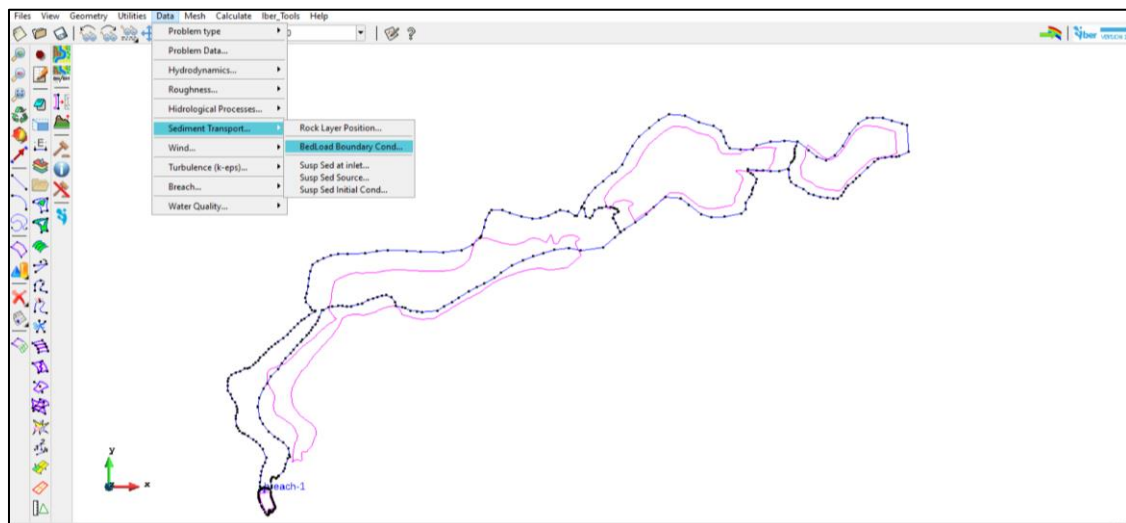
- Iniciar la simulación.
Calculate.



Sedimentos

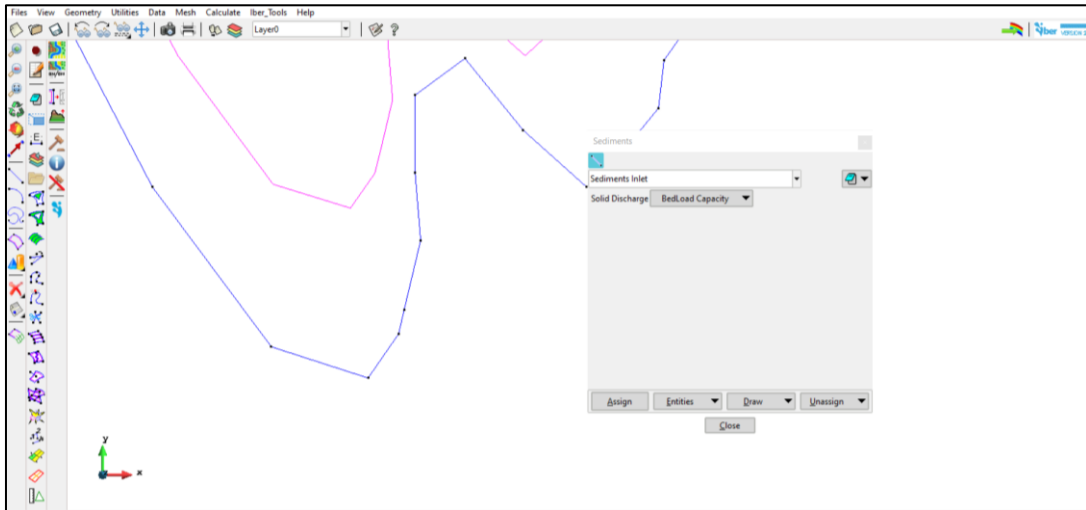
- Guardar el archivo ejecutado con otro nombre e ingresar los datos de los sedimentos.

Data – Sediment Transport – BedLoad – Boundary conditions.



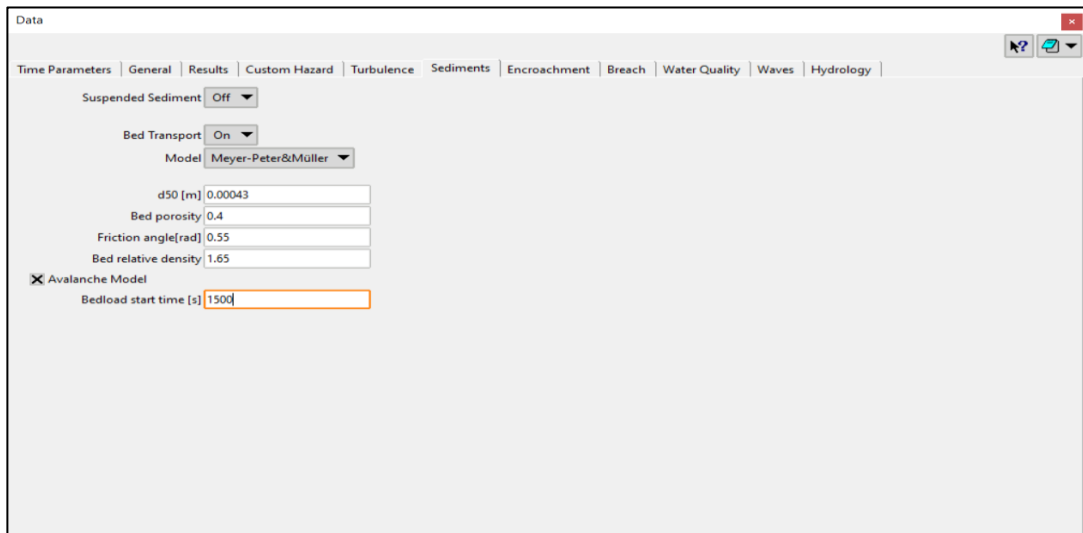
- Sediment inlet.

BedLoad Capacity – Asignar – Close.



- Asignar los datos del sedimento y el tiempo de inicio que desee asignar.

Data – Problem Data – Sediments.



- Iniciar la simulación.
Calculate.