



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Evaluación hidrológica e hidráulica del Río Tomebamba tramo Balzay-Monay mediante modelación matemática del flujo en uni y bidimensional

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autor:

José Emilio Chimborazo Ochoa

CI:0302169768

Director:

Ing. Felipe Eduardo Cisneros Espinosa, PhD.

CI:0101045540

Cuenca - Ecuador

24-October-2019



Resumen:

La modelación matemática de flujo de agua en ríos es una herramienta que nos ayuda a evaluar la capacidad que tiene un río para caudales altos y por ende identificar los sitios vulnerables a inundaciones. El área de estudio comprende el Río Tomebamba; se encuentra en la ciudad de Cuenca perteneciente a la provincia del Azuay. Se utilizó 3 modelos matemáticos: HEC HMS, HEC RAS e Iber y conjuntamente con el sistema de información geográfica SIG se definieron las zonas de inundación para diferentes periodos de retorno. El modelo HEC HMS se utilizó para modelar la cuenca aportante y determinar los hidrogramas de salida para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, con caudales pico que van desde $99.7 \text{ m}^3/\text{sg}$ $289.4 \text{ m}^3/\text{sg}$ respectivamente para el menor y mayor periodo de retorno. Para realizar el modelo hidráulico en HEC RAS, previamente con el complemento Hec GeoRAS se definieron las secciones transversales, así como también se ingresaron 8 puentes existentes en ese tramo. En el modelo Iber, se utilizó un DEM de pixel de 1 metro y también se ingresaron los puentes como condiciones internas en el programa.

Finalmente se crearon los mapas de inundación y de velocidades para los periodos de retorno analizados y con la ayuda de ArcGIS se cuantifico las áreas de inundación.

Palabras clave: Hietograma de diseño. Periodo de retorno. Río Tomebamba. Mapa de inundación. Iber. HEC RAS.



Abstract:

Mathematical modeling of water flow in rivers is a tool that helps us assess the capacity of a river for high flows and thus identify sites vulnerable to flooding. The study area includes the Tomebamba River; It is located in the city of Cuenca belonging to the province of Azuay. Three mathematical models were used: HEC HMS, HEC RAS and Iber and in conjunction with the GIS geographic information system, flood zones were defined for different return periods. The HEC HMS model was used to model the contributing basin and determine the output hydrograms for the return periods of 5, 10, 25, 50 and 100 years, with peak flows ranging from 99.7 m³/sg to 289.4 m³/sg respectively for the smallest and largest return period. To make the hydraulic model in HEC RAS, previously with the Hec GeoRAS complement, the cross sections were defined, as well as 8 bridges existing in that section. In the Iber model, a 1 meter pixel DEM was used and the bridges were also entered as internal conditions in the program.

Finally, the flood and velocity maps were created for the return periods analyzed and with the help of ArcGIS the flood areas were quantified.

Keywords: Design hietogram. Return period. Tomebamba river. Flood map. Iber. HEC RAS.



Índice de Contenido

Resumen	2
Abstract	3
1. Introducción	16
1.1. Antecedentes	16
1.2. Justificación	17
1.3. Objetivos	18
1.3.1. Objetivo General	18
1.3.2. Objetivos Específicos	18
2. Materiales	19
2.1. Área de estudio	19
2.2. Información Hidrometereológica	20
2.3. Información Cartográfica	21
2.4. Topografía	21
2.5. Software	22
2.5.1. Modelo precipitación-escorrentía: HEC-HMS	22
2.5.2. Modelos de simulación hidráulicos: HEC-RAS, Iber	22
3. Métodos	23
3.1. Delimitación y caracterización morfométrica de la cuenca aportante	23
3.1.1. Área de la cuenca	23
3.1.2. Longitud de cauce principal	23
3.1.3. Desnivel altitudinal	23
3.2. Análisis hidrológico	23
3.2.1. Procesamiento de información	23
3.2.2. Ajuste de datos a una Función de Probabilidad	23
3.2.3. Distribución de probabilidad Normal	23
3.2.4. Distribución de probabilidad Gumbel	24
3.2.5. Bondad del Ajuste	24
3.2.6. Precipitación para diferentes periodos de diseño	26



3.2.7.	Tiempo de concentración	26
3.2.8.	Curvas Intensidad Duración y Frecuencia (IDF)	27
3.2.9.	Hietogramas	28
3.2.10.	Método del bloque alterno	28
3.2.11.	Variabilidad espacial	28
3.3.	Modelo precipitación-escorrentía HEC-HMS	29
3.3.1.	Método de pérdidas de precipitación	29
3.3.2.	Método de transformación	32
3.3.3.	Método de flujo base	34
3.4.	Análisis hidráulico	34
3.4.1.	Flujo en canales abiertos	34
3.4.2.	Flujo permanente y no permanente	35
3.4.3.	Flujo uniforme y flujo variado	35
3.5.	HEC RAS	35
3.5.1.	Solución numérica	36
3.5.2.	Construcción de la geometría del río	36
3.5.3.	Condiciones de contorno	36
3.5.4.	Coefficiente de rugosidad	36
3.6.	Iber	36
3.6.1.	Solución numérica	37
3.6.2.	Construcción de la geometría del río	37
3.6.3.	Condiciones de contorno	37
3.6.4.	Coefficiente de rugosidad	38
4.	Resultados y Discusión	39
	ANALISIS CARTOGRAFICO	39
4.1.	Delimitación de la cuenca aportante	39
	ANALISIS DE PRECIPITACIONES	41
4.2.	Precipitaciones mensuales y anuales	41
4.3.	Precipitaciones medias mensuales	41



4.4.	Precipitaciones máximas en 24 horas	42
4.5.	Precipitación a diferente escala temporal	43
4.6.	Ajuste de datos: Función Normal y Gumbel	43
4.7.	Bondad de ajuste	44
4.8.	Intensidades máximas para varios periodos de diseño.....	44
4.9.	Tiempo de concentración	45
4.10.	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)	45
4.11.	Hietogramas para cada estación	47
4.12.	Variabilidad espacial.....	50
4.13.	Mapa de Isoyetas	51
4.14.	Hietogramas de diseño	52
MODELO HIDROLOGICO		54
4.15.	Insumos para el modelo HEC HMS	54
4.15.1.	Método de pérdidas	54
4.15.2.	Método de transformación	55
4.15.3.	Método de flujo base	55
4.16.	Modelación en HEC HMS	55
4.16.1.	Modelo de la cuenca (Basin Models)	55
4.16.2.	Modelo Metereológico (Metereologic Models)	56
4.16.3.	Especificaciones de control (Control Specifications)	56
4.16.4.	Datos de entrada (Time-Series Data)	56
4.16.5.	Resultados del modelo hidrológico	56
MODELO HIDRAULICO		60
HEC RAS		60
4.17.	Preproceso – Hec GeoRAS	60
4.18.	Cálculo	61
4.18.1.	Coeficiente de rugosidad de Manning	61
4.18.2.	Condiciones de contorno	61
4.18.3.	Obras de paso.....	61



4.18.4. Ejecución del modelo	62
4.18.5. Calibración del modelo	63
4.19. Postproceso	64
Iber	66
4.20. Preproceso	66
4.20.1. Geometría	66
4.20.2. Mallado	66
4.20.3. Condiciones iniciales	67
4.20.4. Condiciones de contorno	67
4.20.5. Rugosidad	68
4.21. Cálculo	68
4.21.1. Datos del problema	68
4.22. Postproceso	69
4.23. Discusión	69
4.23.1. Comparación de mapas de inundación para Tr: 25, 50 y 100 años	70
4.23.2. Comparación de calados y velocidades para Tr: 25, 50 y 100 años	70
4.23.3. Zonas con alto riesgo de Inundación	71
5. Conclusiones	72
Bibliografía	73
ANEXOS	
ANEXO 1. Precipitaciones Mensuales y Anuales de las estaciones: Matadero en Sayausí y Psicola Chirimachay	74
ANEXO 2. Precipitaciones máximas, estaciones: Matadero en Sayausi, Marianza y Psicola Chirimachay	76
ANEXO 3. Estación Matadero en Sayausi (Intensidades)	80



ANEXO 4. Mapas de calados y velocidades HEC RAS (1D)83

ANEXO 5. Mapas de calados y velocidades Iber (2D)93

ANEXO 6. Comparación de mapas de inundación para Tr: 25, 50 y 100 años99

ANEXO 7. Zonas con alto riesgo de inundación102



Índice de Figuras

Figura 1	Subcuenca del Río Tomebamba	19
Figura 2	Tramo de estudio ubicado en el Río Tomebamba	20
Figura 3	Cobertura de uso de suelo de la subcuenca del río Tomebamba	21
Figura 4	Separación de la lluvia neta	29
Figura 5	Transformación de la precipitación neta en escorrentía directa.....	34
Figura 6	Caudal base + Caudal directo.....	34
Figura 7	Delimitación de la cuenca aportante	39
Figura 8	Longitud del cauce principal	40
Figura 9	Régimen de precipitación en la estación Matadero en Sayausi.....	42
Figura 10	Régimen de precipitación estación Psicola Chirimachay	42
Figura 11	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)	46
Figura 12	Hietogramas para la Estación Matadero en Sayausi	47
Figura 13	Hietogramas para la Estación Marianza	48
Figura 14	Hietogramas para la Estación Psicola Chirimachay	49
Figura 15	Isoyetas para cada periodo de retorno	51
Figura 16	Hietogramas de diseño para cada periodo de retorno	52
Figura 17	Modelo de la cuenca en HEC HMS	56
Figura 18	Caudales picos para cada periodo de retorno	57
Figura 19	Hidrogramas para cada periodo de retorno	57
Figura 20	Secciones transversales al inicio del tramo de estudio	60
Figura 21	Puentes considerados para el tramo de estudio	62
Figura 22	Tramo del mapa de calados entre el puente de Balzay y el puente vía Feria Libre, para un Tr: 100 años	65
Figura 23	Malla no estructura en vista 3D en el sector Las Escalinatas	66



Figura 24 Hidrogramas triangulares para T_r : 25, 50 y 100 años67



Índice de Tablas

Tabla 1	Características de las estaciones pluviométricas	20
Tabla 2	Especificaciones de los grupos hidrológicos del suelo publicado por la Soil Conservation Service 1972	31
Tabla 3	Condiciones de humedad antecedente publicada por la Soil Conservation Service 1972	31
Tabla 4	Número de Curva para condiciones antecedentes de humedad II (SCS, 1972)	32
Tabla 5	Precipitación total anual	41
Tabla 6	Precipitaciones medias mensuales	41
Tabla 7	Precipitaciones máximas 24 horas (mm)	43
Tabla 8	Parámetros para el ajuste: Media, Varianza, α y β	44
Tabla 9	Bondad de ajuste: Gumbel y Normal	44
Tabla 10	Intensidades para diferentes periodos de retorno, de las 3 estaciones	45
Tabla 11	Tiempo de concentración – Subcuenca del Río Tomebamba	45
Tabla 12	Precipitaciones máximas 24 horas (mm)	50
Tabla 13	Porcentaje de uso de suelo	54
Tabla 14	Condiciones de contorno para HEC RAS	61
Tabla 15	Aforo realizado en el puente Balzay	63
Tabla 16	Primera variación del coeficiente de Manning	63
Tabla 17	Segunda variación del coeficiente de Manning	64
Tabla 18	Tercera variación del coeficiente de Manning	64
Tabla 19	Usos de suelo en el tramo de estudio	68
Tabla 20	Área de Inundación HEC RAS e Iber	70
Tabla 21	Comparación de calados y velocidades	70



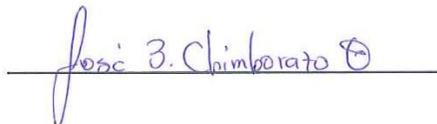


Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

José Emilio Chimborazo Ochoa en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación hidrológica e hidráulica del Rio Tomebamba tramo Balzay-Monay mediante modelación matemática del flujo en uni y bidimensional", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 24 de octubre de 2019



José Emilio Chimborazo Ochoa

C.I: 0302169768





Cláusula de Propiedad Intelectual

José Emilio Chimborazo Ochoa, autor del trabajo de titulación "Evaluación hidrológica e hidráulica del Rio Tomebamba tramo Balzay-Monay mediante modelación matemática del flujo en uni y bidimensional", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 24 de octubre de 2019

José Emilio Chimborazo Ochoa

C.I: 0302169768



DEDICATORIA

“A mis queridos hijos, Emilio y Hugo y mi querida esposa Marisol, por esperarme todo este tiempo y el apoyo incondicional para poder lograr esta meta”

José Chimborazo O.



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a Dios, por haberme llenado de salud y fortaleza para poder lograr todos mis objetivos en esta etapa de mi vida.

Un agradecimiento al personal técnico y administrativo del Programa para el Manejo del Agua y el Suelo (PROMAS), de manera especial al Ing. Felipe Cisneros PhD, por su valiosa guía y asesoramiento para la realización del presente trabajo.

José Chimborazo O.



CAPÍTULO 1

1. Introducción

1.1 Antecedentes

Las ciudades siempre fueron hijas de los ríos. Nacieron en la mayoría de las regiones de nuestra América a sus orillas, buscando sus aguas unas veces para protegerse como límite natural y, la mayoría, para nutrirse de ellas. Ciudades, campos, y seres humanos unieron, así, sus vidas indisolublemente a las corrientes de los ríos (Córdova, 1997). La ciudad de Cuenca, está ubicada en la provincia del Azuay al sur del Ecuador. La parte urbana de la ciudad se encuentra atravesada por varios ríos y quebradas, siendo los más importantes el Tomebamba, Yanuncay, Machángara y Tarqui, estos cursos de agua son las fuentes proveedoras de líquido vital para la ciudad y su dinámica se convierte en una fuerza importante que nos ofrece constantemente grandes beneficios, aunque existen épocas y sitios en los cuales se pueden generar impactos adversos como son las inundaciones que traen como consecuencias pérdidas económicas, ambientales y sociales.

Las inundaciones en los ríos ocurren cuando el nivel pluviométrico ha sobrepasado la capacidad de carga o cuando las lluvias superan la capacidad de absorción de los suelos (González et al., 2008), es decir, el exceso de lluvia que no se infiltra produce la escorrentía superficial, la cual genera el incremento de nivel de agua en los ríos hasta producir los desbordamientos.

La presente investigación se lleva a cabo en el río Tomebamba, en un tramo aproximado de 7 km, que va desde Balzay hasta la intersección con el río Yanuncay. El río Tomebamba pertenece a la cuenca del río Paute y nace en el Parque Nacional Cajas (considerado patrimonio natural del Ecuador), la subcuenca del río Tomebamba está compuesta por páramos, bosques montanos, humedales y ecosistemas característicos de los Andes Tropicales.

La cuenca alta del río Paute debido a sus características de Páramo es un reservorio de agua, el cual, se verá afectado por los cambios en el uso del suelo y la quema incontrolada de su cobertura, por ésta razón, en periodos lluviosos existirán inundaciones y deslizamientos de tierra que afectarán la economía y desarrollo estructural del Ecuador (Celleri et al., 2007).

La vegetación es idónea para la intercepción del agua de la lluvia, comúnmente al reemplazar la cobertura forestal nativa por pastos, cultivos y otras especies de plantas, afectan el régimen hidrológico de las cuencas de alta montaña, debido a cambios en las propiedades hidrofísicas del suelo, como: la infiltración y capacidad de retención del agua. Adicionalmente el cambio climático en la región Andina podría tener un gran impacto en los recursos hídricos y sus ecosistemas podrían sufrir drásticos impactos como resultado de largas sequías e intensidades de precipitación que deriven en crecidas e inundaciones (Mora, Liu, Cisneros, Wyseure, Willems, 2012).

En los últimos años, el tramo de estudio de la presente tesis, ha sido escenario de frecuentes desbordamientos del río Tomebamba; la información registrada por la prensa local da cuenta de graves consecuencias debidas a estos eventos. Junio de 2012. El río Tomebamba se desborda por las intensas lluvias, inundando el sector del coliseo Jefferson Pérez, tramos frente a la Universidad de Cuenca, puente Centenario, Hospital regional Vicente Corral Moscoso, Puertas del Sol y Río Amarillo.



Marzo de 2013. En los sectores de Sayausí, San Joaquín y Río Amarillo se inundan 15 inmuebles, de los cuales el agua debe ser evacuada a través de bombas. La mayoría de emergencias se presentan en zonas donde está prohibida la construcción.

Para enfrentar estos riesgos climáticos hacen falta estudios que describan el comportamiento de los caudales y que permitan llevar adelante una adecuada gestión de riesgos, aplicando estos conocimientos como un enfoque no estructural para la mitigación de desastres.

En los últimos años la modelación matemática del flujo en ríos se ha incrementado gracias al avance tecnológico, lo cual ha permitido desarrollar nuevos programas, así como mejorar la capacidad de los ya existentes una vez conocidas las limitaciones que estos presentan para representar todo el campo de la hidrodinámica fluvial (Ayala Niño de Guzmán, 2015; Castellet et al., 2014; Cea et al., 2009).

Los modelos hidrológicos e hidráulicos han permitido grandes avances en los estudios de las cuencas hidrográficas, la utilización de modelos como HEC HMS, HEC RAS e Iber los cuales han recibido una gran acogida por la comunidad mundial de ingenieros que se desempeñan en el área de la meteorología, hidrología, hidráulica y otras áreas relacionadas con el manejo del recurso hídrico. Gracias a sus grandes aproximaciones el modelo HEC HMS se ha considerado para la parte hidrológica mientras que para la parte hidráulica se aplicará los modelos HEC RAS e Iber.

1.2 Justificación

El río Tomebamba en épocas de crecida inunda a sus orillas la zona urbana, suburbana y rural del cantón Cuenca, estos eventos suceden con cierta frecuencia casi anualmente, que ocasiona serios daños en la infraestructura pública y privada. Por otro lado, la expansión de la zona urbana ha llevado a ejercer una presión sobre el cauce dado que en varias áreas marginales se han ganado espacios, antes ocupados por planicies de inundación. Esto conlleva serios riesgos de las infraestructuras que se construyen en estos espacios.

Realizar un modelo matemático del río Tomebamba y a partir de esa modelación conocer las zonas de inundación, constituye una parte fundamental para encontrar medidas de precaución, mitigación y protección contra eventos extremos de crecida e inundación en el tramo de estudio.

Estos mapas de inundación que se obtengan de la modelación, proporcionarán a los técnicos, gobierno local y tomadores de decisiones la información para adoptar estrategias que enfrenten los riesgos climáticos, así como también a una planificación territorial que garantice la seguridad de las personas y bienes en los asentamientos actuales y futuros.



1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar la comparación de los resultados de la aplicación de modelación matemática del flujo en el río Tomebamba en el tramo Balzay-Monay mediante el uso del software HEC-RAS e Iber.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Caracterización del área de estudio.
- Implementar el modelo HEC-HMS para el análisis hidrológico de la cuenca.
- Determinación y análisis de caudales y niveles de flujo en los modelos en 1D y 2D para el área de estudio.
- Identificar zonas de inundación del río Tomebamba para caudales de periodo de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años aplicando un modelo unidimensional en HEC-RAS y un modelo bidimensional en Iber.
- Comparación y Calibración de los modelos implementados.

CAPÍTULO 2

2. Materiales

2.1 Área de estudio

La modelación hidrológica se realizó en la subcuenca del Río Tomebamba, la cual forma parte de la cuenca alta del Río Paute y está ubicada en la Cordillera Occidental de los Andes, en la provincia del Azuay. Tiene un área aproximada de $338,32 \text{ km}^2$, con un rango de elevación que va desde los 2480 hasta los 4400 m.s.n.m. (ver figura 1).

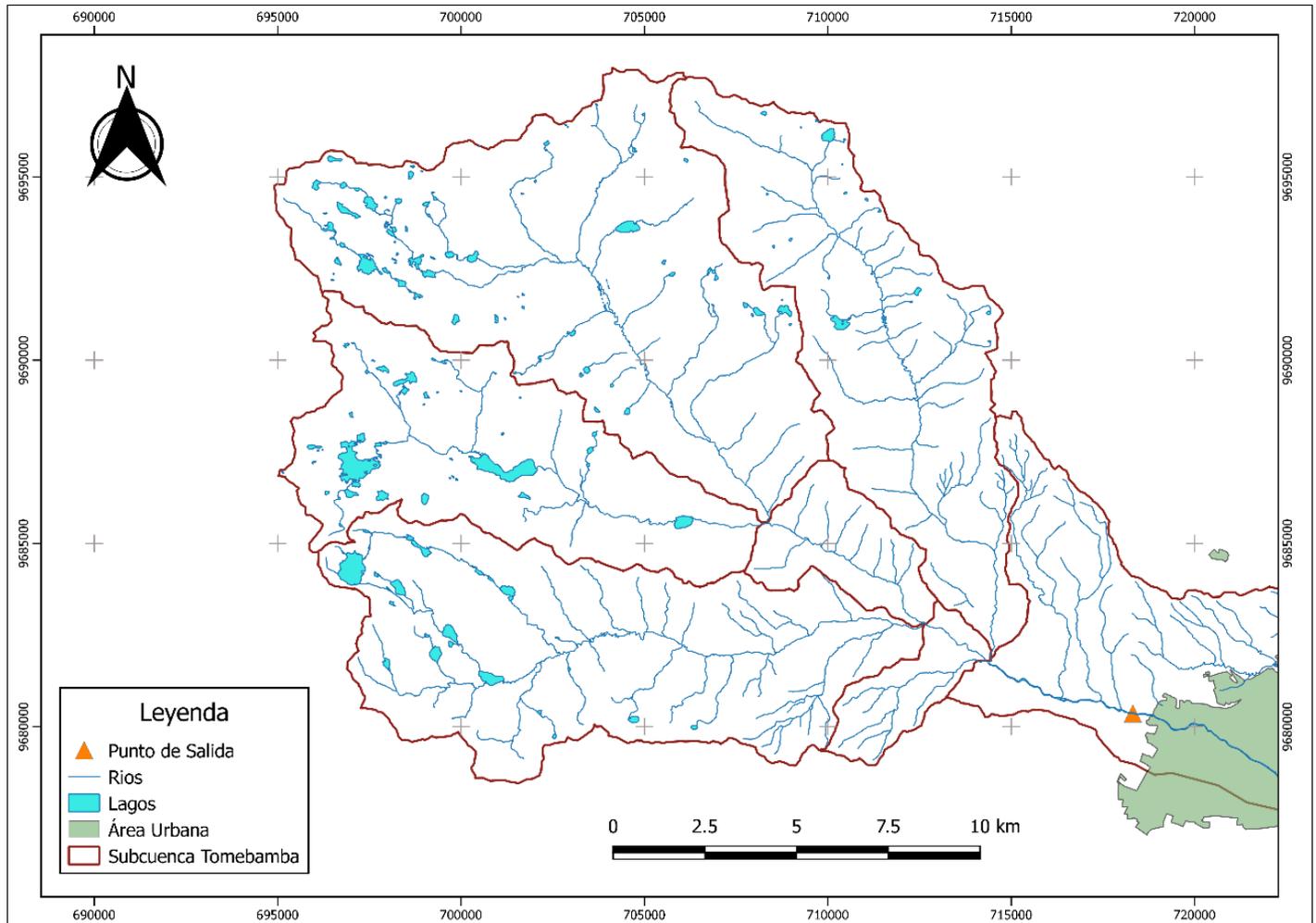


Figura 1 Subcuenca del Río Tomebamba

A la subcuenca del Tomebamba, le corresponden dos pisos climáticos de los cuatro identificados para el cantón Cuenca, el piso climático Frío Andino (va desde 3200 hasta 4700 m.s.n.m) y el piso climático Templado Interandino (va desde 2500 hasta los 3200 m.s.n.m.). (PDOT SAYAUSÍ, 2011) (ETAPA EP, 2007). La temperatura media anual en la subcuenca del Tomebamba, varía desde los 4° a 8° C especialmente en las zonas altas de la subcuenca ubicadas al noroeste. Así mismo, en las zonas más bajas, la temperatura media anual alcanza un rango entre 12° y 15° C. (PDOT SAYAUSI, 2011).

La cobertura vegetal de la subcuenca del Tomebamba está conformada en su mayor parte por páramo, bosque alto andino, pastos, áreas urbanizadas, bosque de quínoa. El páramo tiene un mecanismo natural de captación, reserva y regulación de caudales de agua y debido a esta capacidad reguladora hidrológica, el Parque Nacional Cajas constituye una zona de altísima importancia para la disponibilidad del recurso hídrico en las zonas bajas, específicamente para la ciudad de Cuenca.

La evaluación hidráulica se realizó en un tramo del río Tomebamba que va desde la Quinta de Balzay de la Universidad de Cuenca (UTMx: 718314.7, UTMy: 9680357.8) hasta el sector de Monay (antes de la intersección con el río Yanuncay) (UTMx: 723941.6, UTMy: 9678337.9) (ver figura 2.), esto se debe a que en este tramo ha presentado frecuentes desbordamientos, inundaciones de las calles y varias infraestructuras viales que se ven amenazados tanto como la seguridad del tránsito sobre el mismo y su propia estabilidad.

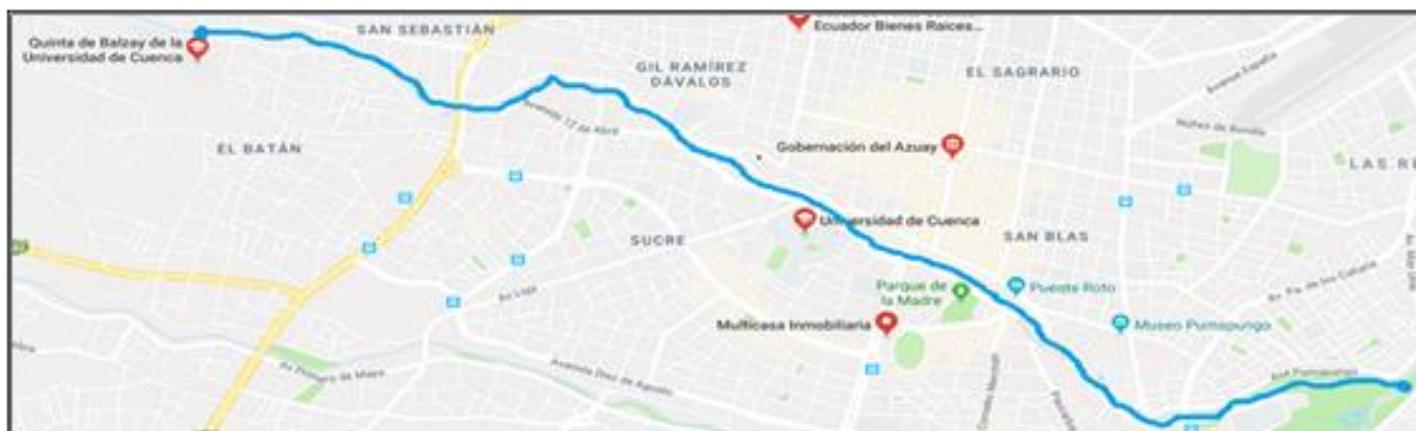


Figura 2 Tramo de estudio ubicado en el Río Tomebamba

2.2 Información Hidrometeorológica

Se ha utilizado información instantánea de precipitaciones de las estaciones pluviométricas monitoreadas por ETAPA EP (Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca) y la Universidad de Cuenca mediante el departamento del PROMAS (Programa para el Manejo del Agua y del Suelo). En sus respectivas estaciones, ETAPA registra en una escala de medición de 0.5 mm por impulso mientras que el PROMAS lo hace a una escala de 0.2 mm por impulso).

Para la investigación, se consideró la información de 1 estación pluviométrica y 2 estaciones pluviográficas, las cuales se indican en la tabla 1.

Tabla 1 Características de las estaciones pluviométricas

Estación	Subcuenca	UTMx (m)	UTMy (m)	Elevación (m.s.n.m)	Años de registro	Tipo de estación
Marianza	Tomebamba	708962	9684018	3622	2004 - 2015	Pluviográfica
Psicola Chirimachay	Tomebamba	705703	9688895	3298	2009 - 2017	Pluviométrica
Matadero en Sayausí	Tomebamba	714630	9681648	2526	1997 - 2018	Pluviográfica

2.3 Información Cartográfica

La cartografía base fue obtenida en el Geo Portal del Instituto Geográfico Militar del Ecuador (IGM), este portal brinda cartografía de libre acceso en escala 1:50000. Las cartas topográficas utilizadas son CHIQUINTAD (N V-F2, 3785-I) y CUENCA (N V-F4, 3785-II), las capas disponibles son: ríos, curvas de nivel, lagos, zona urbana, etc. También la Unidad de Geomática del PROMAS aportó con la cartografía de uso de suelo actualizada (2016) en escala 1:25000, ver figura 3.

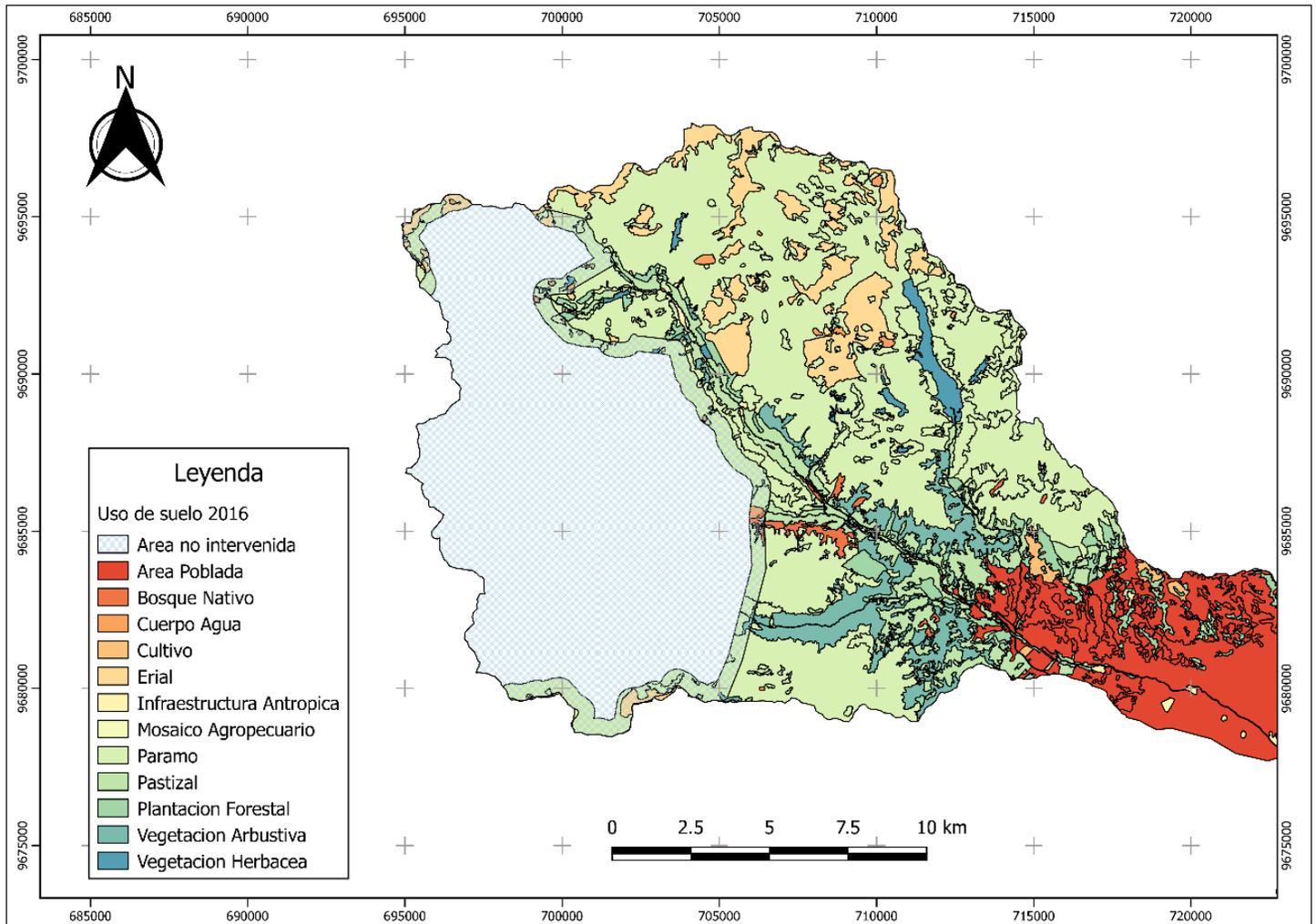


Figura 3 Cobertura de uso de suelo de la subcuenca del río Tomebamba

2.4 Topografía

Se realizó un levantamiento topográfico del tramo del río con la ayuda de un Dron, la cual posteriormente fue procesada, con la finalidad de obtener un Modelo Digital del Terreno del tramo del río y posteriormente para la modelación hidráulica obtener las secciones transversales.



2.5 Software

2.5.1 Modelo precipitación-escorrentía: HEC-HMS

Se utilizó el modelo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) lo cual software gratuito de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semi-distribuido, desarrollado por el Centro de Ingeniería del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos para realizar simulaciones de los procesos hidrológicos a nivel de eventos o en forma continua. El programa consta de 4 componentes; modelos de cuencas, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada, estos son utilizados para simular la respuesta hidrológica en la subcuenca de estudio.

Para este trabajo se realizará la simulación a nivel de evento, para determinar el comportamiento del sistema hídrico de la subcuenca del río Tomebamba, durante un evento de precipitación correspondiente a los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

2.5.2 Modelos de simulación hidráulicos: HEC-RAS, Iber

HEC RAS

El primer modelo hidráulico utilizado para la presente investigación es el programa HEC RAS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. El cual ha sido ampliamente utilizado para la modelación del flujo en 1-D en los últimos años por ser de libre acceso y además presenta herramientas muy útiles como la implementación de alcantarillas, diques, compuertas y puentes.

El uso de los modelos unidimensionales para generar mapas de inundación produce muy buenos resultados a un coste computacional muy bajo Timbe Castro et al. (2011).

Iber

El segundo modelo hidráulico es un modelo matemático bidimensional (2-D), utilizado para la simulación del flujo y procesos de transporte de sólidos en suspensión de ríos y estuarios, desarrollado en colaboración por el grupo de Ingeniería del Agua y el Medio Ambiente, GEAME (Universidad de A. Coruñan, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universidad Politécnica de Cataluña, UPC, CIMEN) en convenio con el CEDEX y la dirección general del agua del Gobierno de España (Ayala Niño de Guzmán, 2015).

Los modelos matemáticos bidimensionales han sido ampliamente utilizados en la modelación del flujo para la generación de mapas de inundaciones. Esto se debe a que los modelos bidimensionales representan mejor las zonas de inundación en comparación con los modelos unidimensionales, ya que toman en consideración la variación de la velocidad y la profundidad del flujo en las dos direcciones x y y .



CAPÍTULO 3

3. Métodos

3.1 Delimitación y caracterización morfométrica de la cuenca aportante

El área de drenaje de interés para la modelación hidrológica corresponde a la cuenca hidrográfica del Río Tomebamba. La delimitación del área de drenaje se ha realizado mediante la interpretación y análisis geográfico de la cartografía disponible. Para ello se ha empleado el programa de aplicación de Sistema de Información Geográfica ArcGIS 10.5.

3.1.1 Área de la cuenca

Luego de delimitar la subcuenca aportante se determinó el área cuya definición es el área plana en proyección horizontal, encerrada por la divisoria (Campos, 1998).

3.1.2 Longitud de cauce principal

Es la medida del escurrimiento principal de la cuenca, medidos desde la parte más alta de la cuenca hasta la salida (Fuentes, 2004). Este parámetro se determinó en el software ArcGIS 10.5 con la ayuda del complemento Arc Hydro Tools.

3.1.3 Desnivel altitudinal

Este valor es la diferencia entre la cota más alta y la más baja de la cuenca de estudio. Este valor se relaciona con la variabilidad climática y ecológica.

3.2 Análisis hidrológico

3.2.1 Procesamiento de información

Los datos pluviométricos proporcionados por las entidades antes mencionadas fueron analizados, observando que sea un registro continuo y consistente. Así, al detectar la existencia de errores, estos fueron corregidos oportunamente.

En forma general no se encontraron errores de consideración en la serie de datos. Luego, se obtuvo las alturas máximas de precipitación anual para cada duración: 5, 10 15, 20, 45, 50, 120, 360, 720 y 1440 minutos. Esto con la ayuda de una macro y filtros. Finalmente se toma los valores de cada una de las series y se divide por su duración (horas), obteniéndose así las intensidades.

3.2.2 Ajuste de datos a una Función de Probabilidad

Una vez calculadas las intensidades máximas de precipitación para cada estación, año, evento, duración y período de retorno, se procede a ajustar dichos valores a funciones de distribución de probabilidad. Las funciones empleadas fueron la Normal y Gumbel.

3.2.3 Distribución de probabilidad Normal

La función normal es la más utilizada en el campo de la estadística, pero su uso es limitado en la hidrología. El uso de esta función, en términos hidrológicos, debe reducirse a zonas húmedas donde el valor medio es alto, no siendo recomendable para valores extremos (Linsley et al., 1988).



3.2.4 Distribución de probabilidad Gumbel

El siguiente paso metodológico, corresponde al ajuste de los valores de intensidad de precipitación a la función de distribución de probabilidad de Gumbel (Pizarro, 1986).

La función de distribución de probabilidad de Gumbel se define como (Aparicio, 1987):

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (1)$$

Dónde:

x : es el valor a asumir

e : base de los logaritmos neperiano

α y β : son los parámetros de la función y se estiman como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad (2)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S \quad (3)$$

Dónde:

S : es la desviación estándar de la muestra

\bar{x} : es la media de la muestra

Posteriormente se realizaron las pruebas de bondad de ajuste a las funciones de probabilidad anteriormente descritas. A continuación, se explican los test elaborados.

3.2.5 Bondad del Ajuste

Se entiende por bondad de ajuste, la asimilación de datos observados de una variable, a una función matemática previamente establecida y reconocida. A través de ésta es posible interpolar y extrapolar información; en otras palabras, predecir el comportamiento de la variable en estudio (Pizarro et al, 1986).

Para la estimación de la bondad de ajuste, existen varias pruebas, las cuales poseen distintos grados de efectividad. Una vez ajustada los datos a las dos distribuciones, se determina las pruebas de bondad de ajuste, utilizándose como medidas de bondad al test de Kolmogorov-Smirnov y el Coeficiente de Determinación R^2 .

Test de Kolmogorov-Smirnov

Para la aplicación de este test, es necesario determinar la frecuencia observada acumulada.

Para la frecuencia observada, se ordena la información de menor a mayor y se aplica:



$$F_n(x) = \frac{n}{N + 1} \quad (4)$$

Dónde:

$F_n(x)$: frecuencia observada acumulada

n : número total de orden

N : número total de datos

En el caso de la frecuencia teórica acumulada, ésta se determina a través de la aplicación de la función ejecutada.

Una vez determinadas ambas frecuencias, se obtiene el supremo de las diferencias entre ambas, en la i -ésima posición de orden, que se denomina D .

$$D = \text{Sup}|F_n(x)_i - F(x)_i| \quad (5)$$

Con el valor obtenido, se recurre a la tabla de valores críticos de Dt en tablas estadísticas de Kolmogorov-Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra, se establece lo siguiente:

Si $D < Dt$ (*tabla*), se acepta que (el ajuste es adecuado, con el nivel de con-fiabilidad asumido).

Coefficiente de determinación R^2

Se encuentra definido por la siguiente expresión:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum(F_n(x)_i - F(x)_i)^3}{\sum(F_n(x)_i - \bar{F}_n(x))^3} \quad (6)$$

Dónde:

R^2 : coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$

$F_n(x)_i$: frecuencia observada acumulada

$F(x)_i$: frecuencia teórica acumulada

$\bar{F}_n(x)$: media de las frecuencias observadas acumuladas

El coeficiente de determinación señala que proporción de la variación total de las frecuencias observadas, es explicada por las frecuencias teóricas acumuladas.



3.2.6 Precipitación para diferentes periodos de diseño

Para conseguir la probabilidad implícita es preciso consignar dos conceptos previos, que son el periodo de retorno y la probabilidad de excedencia.

Periodo de Retorno. - se define como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales. Sea ese tiempo, T .

Probabilidad de Excedencia. - es la probabilidad asociada al periodo de retorno.

Así,

$$P_{excedencia} = P(x) = \frac{1}{T} \quad (7)$$

En otras palabras, la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor igual o inferior a cierto número x , está dado por la función de distribución de probabilidad $F(x)$.

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T} \quad (8)$$

Una vez que se ha validado el ajuste a la función de Gumbel, se calcula las precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno determinado.

En este marco, si de la ecuación 1, se despeja x , queda:

$$x = \beta - \frac{\ln(-\ln(F(x)))}{\alpha} \quad (9)$$

3.2.7 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida.

El tiempo de concentración es la fase del aguacero que determina el caudal máximo, y esta fase puede ser igual o no a la duración del aguacero, ya que la duración de la lluvia es ajena al tamaño de la cuenca y es sólo función de variables climáticas, por lo que la lluvia asociada a los caudales máximos se refiere al intervalo más intenso de duración igual al tiempo de concentración, pero esa duración no



equivale a la duración del aguacero, ya que sólo una fase del aguacero puede ser suficiente para generar una creciente si el suelo se encuentra saturado (Témez, 2003).

La determinación del tiempo de concentración se realiza con la ayuda de ecuaciones empíricas, que se relacionan ciertos parámetros propios de la cuenca; la literatura brinda varias ecuaciones, sin embargo, en esta investigación se aplicara las más comunes.

Kirpich

$$t_c = 0,0195 \left[\frac{(0,001 L)^3}{H} \right]^{0,385} \quad (10)$$

Giandotti

$$t_c = 60 \frac{(4 \sqrt{A}) + (1,5 L)}{0,8 \sqrt{H}} \quad (11)$$

California Culvert Practice

$$t_c = \left[\frac{0,87075 L^3}{H} \right]^{0,385} \quad (12)$$

Dónde:

t_c : tiempo de concentración (min)

L : longitud del cauce principal (km)

H : diferencia de cotas entre el punto más alto de la cuenca y el punto de salida (m)

A : área de la cuenca (km^2)

3.2.8 Curvas Intensidad Duración y Frecuencia (IDF)

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Témez, 1978).

La intensidad, según (Chow *et al*, 1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la profundidad por unidad de tiempo (mm/hr), y ésta se expresa como:

$$i = \frac{P}{Td} \quad (13)$$



Dónde:

P : profundidad de lluvia en (mm)

T_d : duración dada usualmente en (hr)

Mediante las curvas IDF es posible estimar la intensidad de eventos máximos de distintas duraciones y para diferentes periodos de retorno. Para la obtención de las curvas IDF se selecciona la serie de valores máximos, se establece un rango de duraciones de 5, 10, 15, 30, 45, 60, 120, 240, 360, 720 y 1440 minutos. Luego, a cada una de las series obtenidas para cada duración se ajusta la distribución de probabilidad de Gumbel, y se construyen las familias de curvas en las cuales se puede estimar las intensidades máximas para duraciones y periodos de retorno diferentes.

3.2.9 Hietogramas

Un hietograma de lluvia es una gráfica de profundidad de lluvia en función del tiempo. Las barras del gráfico son las alturas de la lluvia y el intervalo representa el incremento de tiempo, el mismo que se mantiene constante; la suma de todos los intervalos de tiempo corresponde al tiempo de concentración.

Para determinar esta gráfica existen diversos procedimientos, varios de ellos se basan en las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia. El más utilizado es el método de bloques alternos (alternating block method, Chow et al. 1994).

3.2.10 Método del bloque alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño (Chow et al. 1994).

3.2.11 Variabilidad espacial

La precipitación media en una zona o en una cuenca es motivo de considerable interés en el diseño hidrológico y su correcta evaluación es muy importante en la modelación de los procesos de lluvia y escorrentía, tanto en modelos de pronóstico como en diseño (Fattorrelli, 2011).

Existen varios métodos para realizar el análisis de variabilidad espacial como son: media aritmética, polígonos de Thiessen y el método de las Isoyetas (Barbancho, 1998)

Método de la Isoyetas

El método de las isoyetas es el más recomendado para zonas con fuertes variaciones en los registros de precipitación, debido a la topografía.

Una vez que el mapa de isoyetas se construye, se mide el área A_i entre cada par de isoyetas en la cuenca y se multiplica por el promedio P_i de las profundidades de lluvia de las dos isoyetas adyacentes para calcular la precipitación promedio sobre el área mediante la ecuación 14.

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^I A_i P_i \quad (14)$$

Método de Interpolación: Kriging

Para obtener el mapa de isoyetas se utilizó el método de interpolación Kriging, para ello se utilizó la cartografía disponible y los datos de precipitación máxima 24 horas para diferentes periodos de retorno.

Kriging es un método de estadísticas geográficas que se desarrolla en una función continua, explicando el comportamiento de una variable en diferentes direcciones de un espacio geográfico.

3.3 Modelo precipitación-escorrentía HEC-HMS

La modelación del proceso lluvia-escorrentía por la metodología convencional agregada para eventos se fundamenta en la obtención de caudales de crecida a la salida de una cuenca para una tormenta específica en un rango de tiempo determinado (Manizales, 2013).

3.3.1 Método de pérdidas de precipitación

Curva número SCS. - El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta (Chow, 1974).

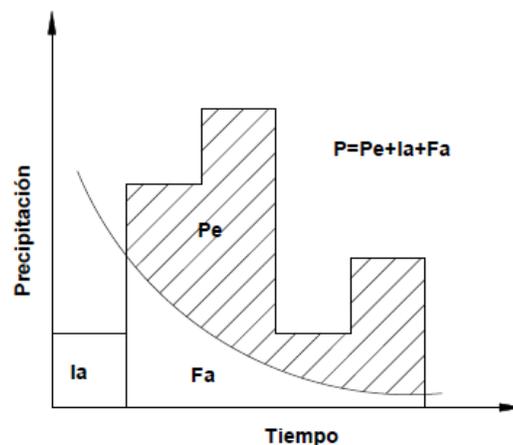


Figura 414 Separación de la lluvia neta



Dónde:

P :: precipitación total.

P_e :: exceso de precipitación (va a generar escorrentía)

I_a :: abstracción inicial (antes del encharcamiento, no genera escorrentía)

F_a :: abstracción continuada

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (15)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (16)$$

Combinando las 2 ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (17)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

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

$$I_a = 0.2 S \quad (18)$$

Con base en esto

$$P_e = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P - 0.8 S} \quad (19)$$

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas, las cuales han sido obtenidas para suelos regionales en la zona oeste de los Estados Unidos. Es por ello, que se debe tener especial cuidado cuando se establezca un valor para NC en zonas distintas, y si es posible, se deben comparar los resultados con otros métodos (López, 2001). En este marco se utilizó valores de NC asumidos en otras microcuencas de páramo (Anexo 2).

Por lo tanto, para determinar el valor de NC se realizó en base al mapa de uso de cobertura de suelo proporcionado por la Unidad de Geomática y realizando una ponderación de acuerdo al área ocupada (en porcentaje) por cada cobertura de la siguiente manera:



$$CN_{ponderado} = \frac{\sum A_i CN_i}{100} \quad (20)$$

Dónde:

A_i : área de cada cobertura (%)

CN_i : número de curva

Pero antes de aplicar la ecuación 19, es necesario establecer: el grupo hidrológico de suelo y las condiciones de humedad de la cuenca, de la siguiente manera.

Desde el punto de vista hidrológico los suelos se clasifican en 4 grupos principales (tabla 2) según las siguientes premisas:

La pendiente del terreno incrementa el potencial de escurrimiento; suelos con perfiles de características semejantes responden en forma semejante al efecto de una tormenta de gran intensidad; la clasificación debe basarse siempre en una misma técnica de medición; el criterio formado por los especialistas en base a numerosas observaciones es fundamental en la clasificación del suelo (Fatorrelli, 2011).

Tabla 2 Especificaciones de los grupos hidrológicos del suelo publicado por la Soil Conservation Service 1972

Grupo hidrológico del suelo	Potencial de escorrentía	Infiltración cuando la tierra está húmeda	Suelos típicos
A	Escaso	Alta	Arenas y grava excesivamente drenadas
B	Moderado	Moderada	Texturas medias
C	Medio	Lenta	Textura fina o suelos con una capa que impide el drenaje hacia abajo
D	Elevado	Muy Lenta	Suelos de arcillas hinchadas o compactas o suelos poco profundos sobre capas impermeables

Para la condición de humedad del suelo, el SCS acepta tres grupos como se observa en la (tabla 3).

El AMC-I considera al suelo seco, el AMC-II a suelos humedecidos, mientras que el AMC-III a suelos completamente saturados

Tabla 3 Condiciones de humedad antecedente publicada por la Soil Conservation Service 1972.

Clases de condiciones de humedad antecedentes (AMC)	Lluvia total de los 5 días anteriores (mm)	
	Estación sin desarrollo vegetativo	Estación con crecimiento vegetativo



I	menos de 12.7 mm	menos de 35.6 mm
II	12.7 a 27.9 mm	35.6 a 53.3 mm
III	más de 27 mm	más de 53.3 mm

Con el grupo hidrológico del suelo, su uso y cobertura se entra en la (tabla 4) que da el valor de CN para las distintas combinaciones hidrológicas

Tabla 4 Número de Curva para condiciones antecedentes de humedad II (SCS, 1972)

Uso del suelo o cubierta	Tratamiento o método	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CyT	Mala	66	74	80	88
	CyT	Buena	62	71	78	88
Granos pequeños	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CyT	Mala	61	72	79	82
	CyT	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de pradera	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Buena	10	35	70	79
	C	Regular	25	59	75	83
Pradera (permanente)			30	58	71	70
Bosques (lotes de bosques)		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cascos de estancias			59	74	82	86
Caminos (revestidos)			72	82	87	89
(Con pavimentos duros)			74	84	90	92

3.3.2 Método de transformación



Hidrograma unitario sintético triangular del SCS. - El hidrograma unitario triangular del SCS es una simplificación que resulta muy útil para el cálculo de hidrogramas sintéticos en cuencas de tamaños reducidos.

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, como se observa en la figura 5.

De la geometría del hidrograma unitario triangular, se deduce que el tiempo pico (t_p) es aquel tiempo que transcurre desde que se inicia el escurrimiento directo hasta la generación del caudal pico (Q_p) y el tiempo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo se denomina tiempo base (t_b). En la figura 5 se indica los elementos del hidrograma triangular sintético cuyas expresiones de cálculo son:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (21)$$

$$t_b = 2.67 t_p \quad (22)$$

El SCS tras analizar un gran número de hidrogramas determinó que el tiempo de retardo aproximadamente el 60% del tiempo de concentración.

$$t_r = 0.6 t_c \quad (23)$$

$$Q_p = \frac{P_e A}{1.8 t_b} \quad (24)$$

Donde:

- t_p : tiempo pico (horas)
- t_r : tiempo de retardo (horas)
- t_b : tiempo base (horas)
- A : superficie de la cuenca (km^2)
- P_e : precipitación neta o efectiva (mm)
- Q_p : caudal pico (m^3/sg)

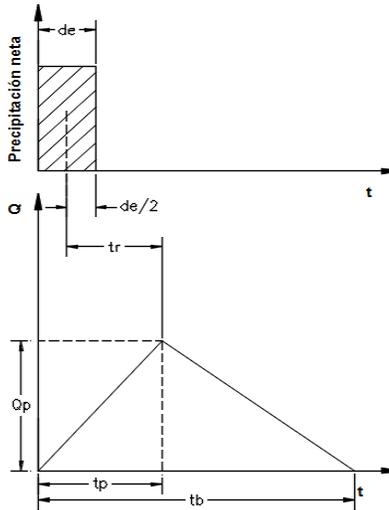


Figura 15 Transformación de la precipitación neta en escorrentía directa

3.3.3 Método de flujo base

El escurrimiento total generado por una cuenca está compuesto de flujo directo, que es el producido por la precipitación y el flujo base que es el producido por el aporte del agua subterránea. No todas las precipitaciones generan un caudal directo sino únicamente aquellas que son intensas y prolongadas y de igual manera no todos los flujos subterráneos generan un caudal base. Las características de estos flujos difieren significativamente por lo que deben ser analizados por separado. El análisis de hidrogramas permite una separación aproximada de los flujos y esto se lo hace identificando en el hidrograma el punto de inicio del escurrimiento directo y el punto en que toda la escorrentía provocada por las precipitaciones es únicamente escorrentía base, al unir estos dos puntos en el hidrograma se pueden diferenciar el caudal directo del caudal base como lo indica la Figura 5.

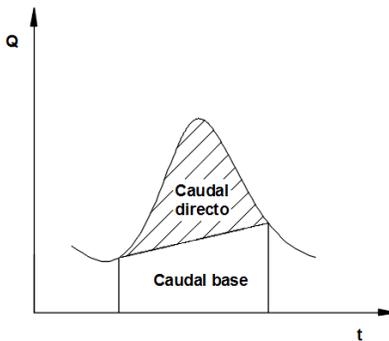


Figura 6 Caudal base + Caudal directo

3.4 Análisis hidráulico

3.4.1 Flujo en canales abiertos

El flujo en canales abiertos es aquel que tiene una superficie libre, esta superficie libre está sometida a la presión atmosférica (Chow, 1994).



Tipos de flujo

El flujo en canales abiertos puede clasificarse de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio (Chow, 1994).

3.4.2 Flujo permanente y no permanente

El flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad del flujo no cambia o se mantiene constante durante el intervalo de tiempo en consideración; el flujo será no permanente si la profundidad varía con el tiempo.

3.4.3 Flujo Uniforme y flujo variado

El flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección de control del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo. Para el caso de flujo uniforme permanente, la profundidad no cambia durante el intervalo de tiempo en consideración.

El flujo es variado si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente y no permanente. El flujo variado puede clasificarse como gradualmente variado o rápidamente variado. El flujo gradualmente variado es aquel en el que los parámetros del flujo cambian en forma gradual a lo largo del canal. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del flujo cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas; a este último también se lo conoce como fenómeno local (resalto hidráulico y la caída hidráulica).

Aun cuando se sabe que un flujo uniforme difícilmente ocurrirá en un cauce natural, las ecuaciones de flujo uniforme, bajo ciertas consideraciones, se siguen utilizando dentro del cálculo hidráulico de sus variables, de ahí que la suposición más común a la hora de abordar un caso real es que la pérdida de energía en una sección para un flujo gradualmente variado es la misma que para un flujo uniforme que tenga la velocidad y radio hidráulico de dicha sección (Chow, 1959).

3.5 HEC RAS

HEC RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales, las cuales expresan la conservación de la masa y cantidad de *momentum* al considerar una aproximación completamente dinámica; es decir, cuando se considera el tránsito de la onda dinámica promediada en profundidad (Villazón et al., 2013; Li et al., 2009). Las ecuaciones son las siguientes:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (25)$$

$$\frac{\partial Q}{t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + n^2 \frac{gQ|Q|}{AR^{4/3}} = 0 \quad (26)$$

Dónde: Q es el caudal en (m^3/sg), α es el coeficiente de distribución vertical de la velocidad, A es el área de la sección transversal (m^2), g es la aceleración de la gravedad (m/sg^2), x es la distancia aguas abajo en la dirección del flujo (m), h es la profundidad del flujo por encima del nivel de referencia



(m), t es el tiempo (sg), n es el coeficiente de Manning, q es la entrada de flujo lateral (m^2/sg), y R es el radio hidráulico de la sección mojada (m).

3.5.1 Solución numérica

La solución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensional (1-D) se realiza por el método de diferencias finitas, que tiene dos esquemas de cálculo: los esquemas explícitos y los implícitos.

Los esquemas explícitos son aquellos en los que el cálculo de las variables en un instante de tiempo, se efectúa tan solo con los valores que toman en el instante anterior. Por el contrario, un esquema implícito evalúa las variables dependientes en el instante t^{n+1} a partir de los valores en puntos adyacentes al de los calculados en el instante anterior t^n , pero también en el mismo instante t^{n+1} .

3.5.2 Construcción de la geometría del río

La geometría del río se obtuvo a partir de un DEM, tamaño de pixel 0.05, con la ayuda de complemento Hec GeoRas se obtuvo las secciones cada 10 metros con un ancho de 150 metros; luego se exporta al HEC RAS y se ingresa los puentes, etc.

3.5.3 Condiciones de contorno

Conocer la condición de contorno implica conocer el nivel de la lámina de agua en una cierta sección del río a estudiar. La localización de dicha sección depende del flujo que se establezca. Así, se comprende que para establecer la condición de contorno será necesario, como mínimo, intuir el tipo de régimen que se formará (Bladé et al 2009):

- Si el régimen es rápido o supercrítico, será necesario conocer el calado en el extremo aguas arriba.
- Si el régimen es rápido o subcrítico, el calado deberá darse en el extremo agua abajo.
- Si el canal o río a estudiar tiene tramos en régimen lento y otros en rápido, será necesario fijar el calado en los extremos aguas arriba y aguas abajo.

3.5.4 Coeficiente de rugosidad

Otro dato a ser asignado previo a la modelación es el coeficiente de rugosidad de Manning (n); se le asigna una rugosidad en el cauce principal y otra para los bancos de inundación derecho e izquierdo. HEC RAS también permite ingresar un coeficiente de rugosidad de Manning variable; sin embargo, no se ha considerado esta opción debido a la gran cantidad de secciones que se está modelando.

3.6 Iber

Este modelo matemático resuelve las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad de Navier Stokes también conocidas como ecuaciones de Saint Venant bidimensionales (SVE). Para la resolución numérica de estas ecuaciones se asume una distribución hidrostática de presiones, con lo cual se desprecia las aceleraciones verticales del fluido; un campo de velocidad relativamente uniforme en profundidad; y pendiente de solera reducida (Cea et al., 2009c; Bladé Castellet, 2006).



Para la deducción de las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales; si no se considera la fuerza de Coriolis que para cauces de ríos no suele ser significativa, ni las tensiones efectivas que tiene poca importancia con respecto a los otros términos, ni las tensiones producidas por el viento en la superficie libre, se pueden escribir las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (27)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (28)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hv) + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (29)$$

Dónde: h representa el calado medido, u y v representan las velocidades en x y y respectivamente, S_0 y S_f representan las pendientes: de fondo y de la línea de flujo respectivamente.

Bajo las hipótesis mencionadas, este modelo es válido para realizar el paso del flujo en ríos con una extensión horizontal mucho mayor que la profundidad; el inconveniente de este modelo es que al considerar una distribución hidrostática de presiones se restringe el uso de este modelo para cauces con cambios de geometría abruptos como obstrucciones que invalidan las asunciones del modelo (Cea et al., 2009c).

3.6.1 Solución numérica

Iber usa el método de volúmenes finitos para la solución de las ecuaciones de Saint Venant. Este método crea a partir de la malla original un volumen de control uniendo los baricentros de los cuadriláteros o triángulos formando un volumen de control, dentro del cual se calculan las variables de cálculo *velocidad* en x y y , y *profundidad* para cada elemento (celda) del volumen de control. Los valores calculados representan el valor medio de todo el elemento y es almacenado en el centro geométrico del elemento de la malla. Se pueden distinguir dos tipos de mallas: una malla estructurada está compuesta por elementos de 3 o 4 lados ordenados en forma de matriz; y una malla no estructurada está compuesta por elementos de 3 o 4 lados no ordenados entre sí (Cea, 2005).

Al tratarse de ecuaciones diferenciales parciales, existen varios esquemas numéricos para resolver las ecuaciones. Estos esquemas numéricos se diferencian en cómo se discretiza el modelo para el cálculo de las variables velocidad y calado en los elementos de la malla, en el espacio y el tiempo.

3.6.2 Construcción de la geometría del río

Para crear la geometría, el DEM se pasó a formato ASCII y se importó a Iber como un RTIN.

6.3 Condiciones de contorno

La condición de contorno se asignó a la entrada del cauce (hidrograma triangular) y a la salida.



3.6.4 Coeficiente de rugosidad

Se creó un shape de polígono con los usos de suelo que hay en el área de estudio, las cuales fueron: cauce principal, llanuras de inundación y área urbana.

CAPÍTULO 4

4. Resultados

ANÁLISIS CARTOGRAFICO

4.1 Delimitación de la cuenca aportante

La delimitación de la cuenca aportante se realiza con respecto a un punto de interés, el cual en nuestro caso corresponde a la intersección del Río Tomebamba con el puente de Balzay (UTMx: 718314.54, UTM y: 9680379.46), se ha definido este punto debido que el modelo hidráulico se iniciará desde el puente de Balzay.

Para la delimitación de la cuenca aportante se trabajó con la cartografía descargada del SIG TIERRAS escala 1:50000 tamaño de pixel 3 x 3 metros.

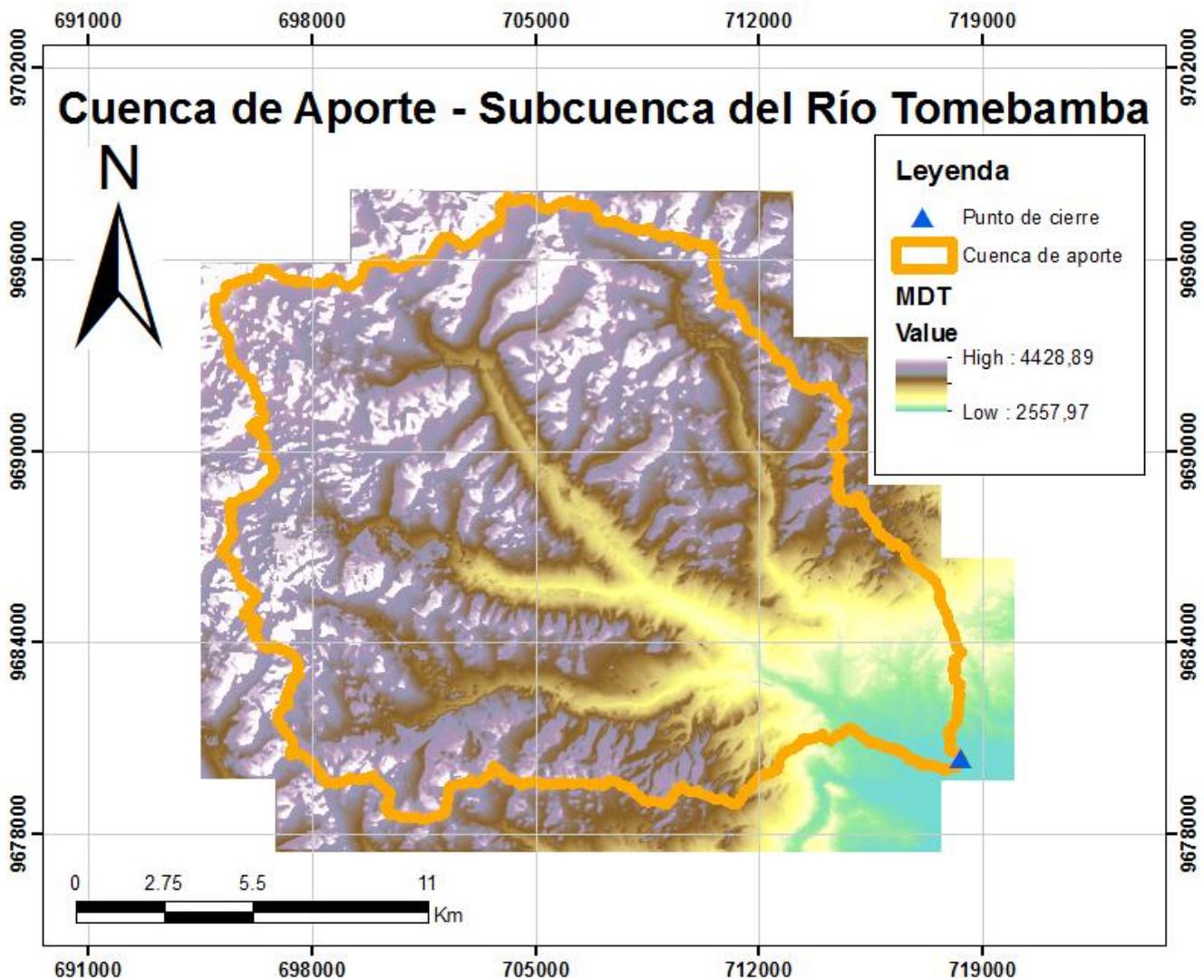


Figura 7 Delimitación de la cuenca aportante

Área de la cuenca

Una vez realizada la delimitación se determina el área de la cuenca, el cual es **319.25 km²**.

Longitud del cauce principal

Este parámetro se determina con la ayuda de la herramienta de ArcHydro, el cual tiene un valor de **35.85 Km**, este valor es necesario para determinar el tiempo de concentración.

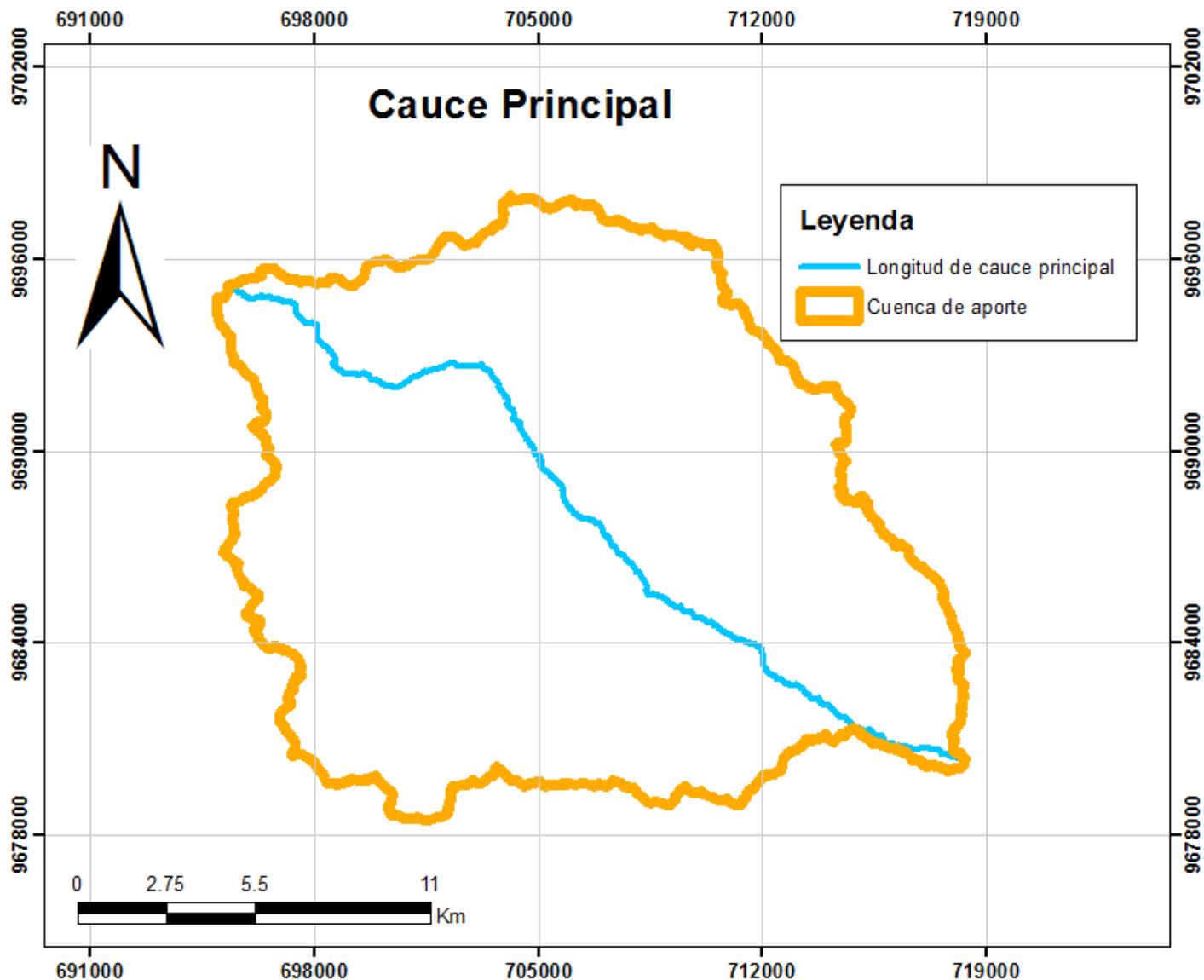


Figura 8 Longitud del cauce principal



ANALISIS DE PRECIPITACIONES

4.2 Precipitaciones mensuales y anuales

Las precipitaciones mensuales se han determinado a partir de las precipitaciones diarias proporcionadas por ETAPA EP, mientras que las precipitaciones anuales es la sumatoria de todos los meses. Para las estaciones de Matadero en Sayausi y Psicola Chirimachay se han obtenido las precipitaciones mensuales y anuales totales de cada año en los que se tiene registro; los valores obtenidos se presentan en el Anexo 1.

En tabla 5, se tiene un resumen de los años: 2010, 2011, 2012, 2014, 2016 lo cual las precipitaciones anuales superan los 1000 mm, y si se analiza con el resto de años con registro, las precipitaciones anuales no tienen un comportamiento cíclico, a diferencia de las precipitaciones mensuales ocurren con cierta estacionalidad durante el año. Esta estacionalidad (patrón) permite identificar los meses en los que existe mayor precipitación.

Tabla 5 Precipitación total anual

	Precipitación Total anual (mm)	
	Matadero en Sayausi	Psicola Chirimachay
2010	1119.5	1261.5
2011	1265.0	1709.5
2012	1237.0	1404.0
2014	1188.0	1296.5
2016	1076.5	1202.9

4.3 Precipitaciones medias mensuales

A partir de la precipitaciones mensuales es posible determinar las precipitaciones medias mensuales que se genera en la cuenca, ver Tabla 6.

Tabla 6 Precipitaciones medias mensuales

Mes	Psicola Chirimachay	Matadero en Sayausi
Enero	116.1	82.1
Febrero	126.7	102.3
Marzo	144.5	137.8
Abril	134.9	153.8
Mayo	128.9	116.3
Junio	119.9	72.1
Julio	100.2	42.4
Agosto	57.5	28.5
Septiembre	69.6	58.6
Octubre	104.0	97.5
Noviembre	103.9	88.9
Diciembre	93.2	102.2
ANUAL	1299.2	1082.4

La representación gráfica de las precipitaciones medias mensuales se le conoce como régimen de precipitación.

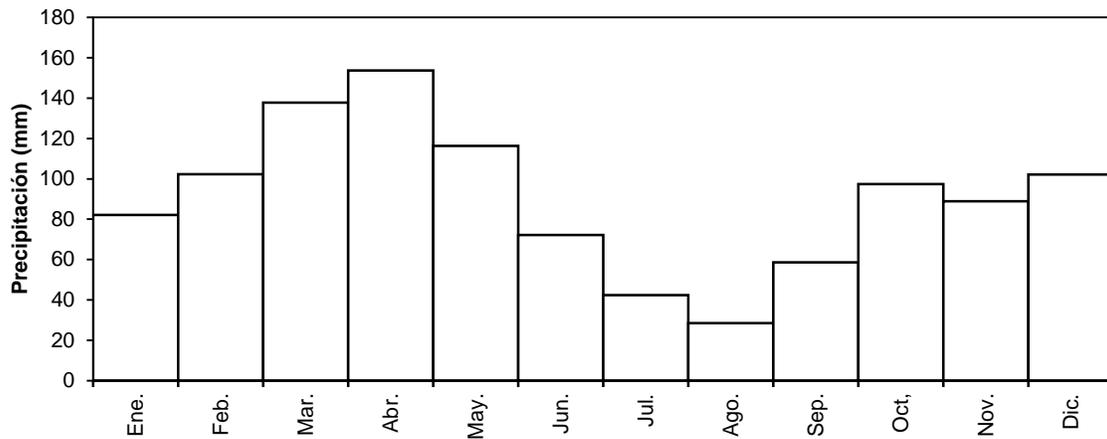


Figura 9 Régimen de precipitación en la estación Matadero en Sayausi

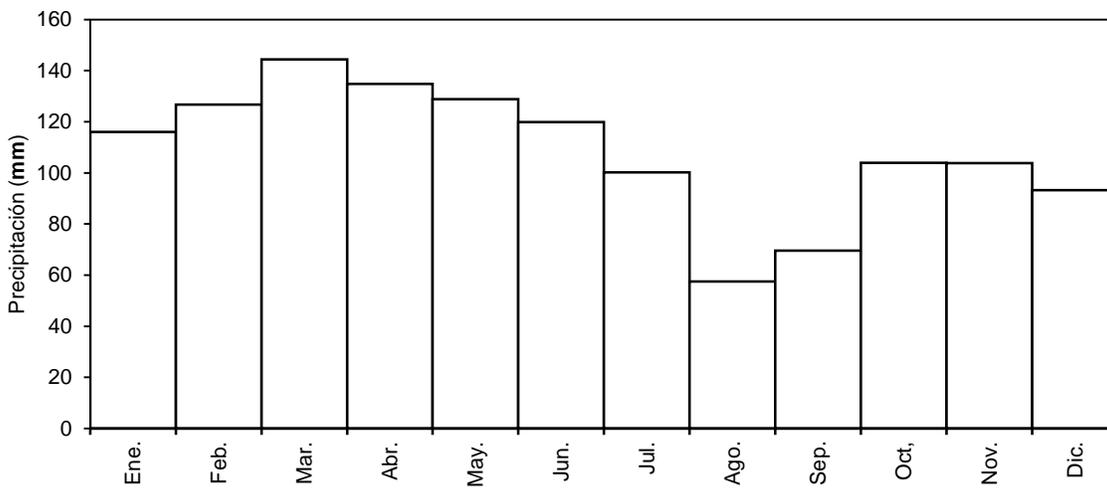


Figura 10 Régimen de precipitación estación Psicola Chirimachay

Se observa que hay dos picos de precipitación a lo largo del año en abril y diciembre, también se identifica el periodo más seco en los meses de julio y agosto, siendo junio el mes de transición entre la época lluviosa- seca.

4.4 Precipitaciones máximas en 24 horas

En la tabla siguiente se determinaron las precipitaciones máximas en 24 horas.



Tabla 7 Precipitaciones máximas 24 horas (mm)

Año	Matadero en Sayausi	Marianza	Chirimachay
1997	49	-	-
1998	49	-	-
1999	47.5	-	-
2000	49	-	-
2001	36	-	-
2002	40	-	-
2003	59	-	-
2004	40	33.8	-
2005	48	36.6	-
2006	37.5	31.8	-
2007	42.5	34.8	-
2008	38	30.5	-
2009	73	25.2	-
2010	56	48.3	38
2011	37	32.6	38.5
2012	43.5	31	39
2013	65.5	35.8	26
2014	83.5	47	28
2015	43	26.6	29
2016	53.5	-	33
2017	41	-	36
2018	34.4	-	-

4.5 Precipitación a diferente escala temporal

Los datos proporcionados por la entidad encargada de monitorear las subcuencas ETAPA EP, fueron datos crudos, lo cual se procedió a realizar un análisis de los datos; con la ayuda de un script se determinó las precipitaciones a diferente escala temporal, para las diferentes estaciones. Estos datos fueron llevados a intensidades con su respectivo tiempo, lo cual se tiene a detalle en el Anexo 2.

4.6 Ajuste de datos: Función Normal y Gumbel

Los datos de intensidades de cada estación se ajustan a la función Normal y Gumbel. En la tabla 8, se presentan los parámetros para realizar el ajuste.



Tabla 8 Parámetros para el ajuste: Media, Varianza, α y β .

		Duración (minutos)												
		5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440	
Matadero en Sayausi	Normal	Media :	58.20	50.56	43.16	38.65	32.24	25.58	21.49	12.96	7.93	5.65	3.26	2.02
		σ	40.07	35.99	32.31	28.66	21.77	15.08	12.05	6.70	3.25	2.01	0.92	0.52
	Gumbel	α	0.03	0.04	0.04	0.04	0.06	0.09	0.11	0.19	0.39	0.64	1.39	2.45
		β	40.17	34.37	28.62	25.75	22.44	18.79	16.07	9.95	6.47	4.75	2.85	1.78
Marianza	Normal	Media :	33.00	26.85	22.17	19.40	15.42	12.54	10.63	7.28	4.62	3.42	2.07	1.44
		σ	22.08	17.02	13.10	10.30	8.13	6.52	5.87	3.70	2.29	1.54	0.74	0.29
	Gumbel	α	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.22	0.35	0.56	0.83	1.72	4.39
		β	23.07	19.19	16.27	14.76	11.76	9.61	7.99	5.61	3.59	2.72	1.74	1.31
Psicola Chirimachay	Normal	Media :	60.00	45.75	39.00	33.75	28.75	22.42	17.94	11.34	6.75	4.79	2.55	1.39
		σ	25.66	18.20	15.68	14.52	11.72	8.71	7.38	4.12	2.04	1.49	0.62	0.22
	Gumbel	α	0.05	0.07	0.08	0.09	0.11	0.15	0.17	0.31	0.63	0.86	2.08	5.93
		β	48.45	37.56	31.95	27.22	23.48	18.50	14.62	9.49	5.83	4.12	2.27	1.30

Las tablas de ajuste se presentan en el Anexo 3, debido a que el proceso de ajuste se realiza para 5,10,15,20,30,45,60,120,240,360,720,1440 minutos, solo se presentará las tablas para 1440 minutos.

4.7 Bondad de ajuste

Tabla 9 Bondad de ajuste: Gumbel y Normal

		Duración (minutos)												
		5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440	
Matadero en Sayausi	Dt:	Gumbel:	0.170	0.174	0.202	0.210	0.130	0.114	0.093	0.100	0.083	0.062	0.099	0.108
		Normal:	0.237	0.245	0.272	0.278	0.200	0.175	0.139	0.128	0.100	1.674	0.152	0.178
	R^2	Gumbel:	0.914	0.893	0.857	0.845	0.930	0.957	0.967	0.972	0.984	0.986	0.975	0.974
		Normal:	0.822	0.795	0.749	0.737	0.834	0.885	0.907	0.916	0.954	0.956	0.928	0.915
Marianza	Dt:	Gumbel:	0.151	0.104	0.102	0.130	0.109	0.162	0.175	0.159	0.215	0.213	0.135	0.098
		Normal:	0.197	0.168	0.169	0.200	0.175	0.221	0.232	0.262	0.264	0.846	0.197	0.152
	R^2	Gumbel:	0.941	0.937	0.964	0.956	0.964	0.916	0.897	0.927	0.827	0.815	0.931	0.959
		Normal:	0.861	0.843	0.895	0.892	0.905	0.848	0.832	0.874	0.739	0.724	0.860	0.907
Psicola Chirimachay	Dt:	Gumbel:	0.193	0.193	0.186	0.207	0.220	0.208	0.238	0.129	0.155	0.185	0.176	0.187
		Normal:	0.203	0.203	0.164	0.159	0.176	0.214	0.234	0.169	0.112	0.519	0.157	0.144
	R^2	Gumbel:	0.779	0.816	0.781	0.804	0.755	0.725	0.757	0.922	0.841	0.775	0.817	0.776
		Normal:	0.819	0.853	0.834	0.857	0.818	0.786	0.812	0.877	0.911	0.861	0.882	0.867

Una vez realizado el ajuste se procede a revisar la bondad de ajuste por los dos métodos mencionados anteriormente. En la tabla 9 se puede observar que la función con mejor ajuste es la función de Gumbel, y se tomará los valores de esta distribución.

4.8 Intensidades máximas para varios periodos de diseño

Una vez que se ha validado el ajuste a la función de Gumbel, se calcula las precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno determinado, aplicando la ecuación 9.



Tabla 10 Intensidades para diferentes periodos de retorno, de las 3 estaciones

	Duración (minutos)												
	Tr	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
Matadero en Sayausi	5	87.03	76.46	66.41	59.27	47.90	36.43	30.16	17.78	10.27	7.09	3.93	2.40
	10	110.48	97.52	85.32	76.03	60.64	45.26	37.21	21.70	12.17	8.27	4.46	2.70
	25	140.11	124.13	109.21	97.22	76.73	56.41	46.12	26.66	14.57	9.75	5.14	3.09
	50	162.08	143.87	126.93	112.94	88.67	64.68	52.73	30.33	16.36	10.85	5.65	3.38
	100	183.90	163.47	144.52	128.54	100.52	72.90	59.29	33.98	18.13	11.94	6.15	3.66
Marianza	5	48.89	39.09	31.59	26.81	21.27	17.23	14.85	9.94	6.27	4.53	2.61	1.65
	10	61.80	49.05	39.26	32.84	26.02	21.05	18.29	12.11	7.61	5.43	3.04	1.82
	25	78.12	61.63	48.94	40.46	32.03	25.87	22.62	14.85	9.30	6.57	3.59	2.03
	50	90.23	70.97	56.12	46.11	36.49	29.44	25.84	16.88	10.55	7.42	4.00	2.20
	100	102.25	80.23	63.25	51.72	40.92	32.99	29.03	18.90	11.80	8.26	4.41	2.35
Psicola Chirimachay	5	78.46	58.84	50.28	44.20	37.18	28.69	23.25	14.31	8.22	5.87	3.00	1.55
	10	93.47	69.49	59.45	52.70	44.04	33.79	27.57	16.72	9.42	6.74	3.36	1.68
	25	112.44	82.94	71.04	63.43	52.71	40.23	33.02	19.77	10.93	7.84	3.81	1.84
	50	126.51	92.92	79.64	71.39	59.13	45.01	37.07	22.03	12.05	8.66	4.15	1.95
	100	140.48	102.83	88.17	79.30	65.51	49.75	41.09	24.28	13.16	9.48	4.49	2.07

4.9 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se determinó con 3 ecuaciones 10, 11, 12 lo cual se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 11 Tiempo de concentración – Subcuenca del Río Tomebamba

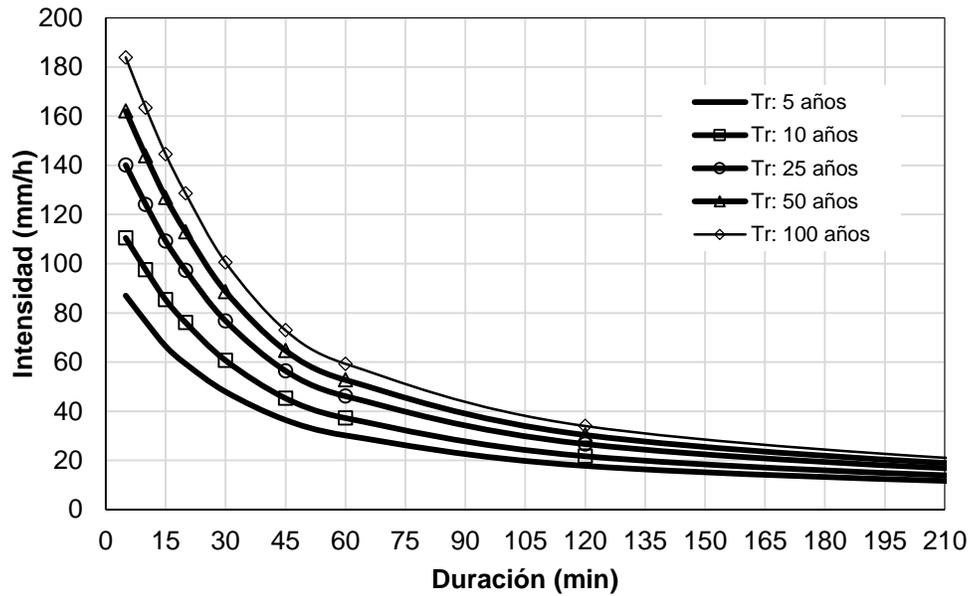
criterio	tc	Unidad
Ecuación de Kirpich	198.33	min
Ecuación de Giandotti	221.54	min
Ecuación de California Culvert Practice	198.32	min
Promedio	206.06	min
Valor Asumido	210	min

Se asumió un valor de 210 minutos, este valor es necesario por graficar las curvas IDF y los hietogramas.

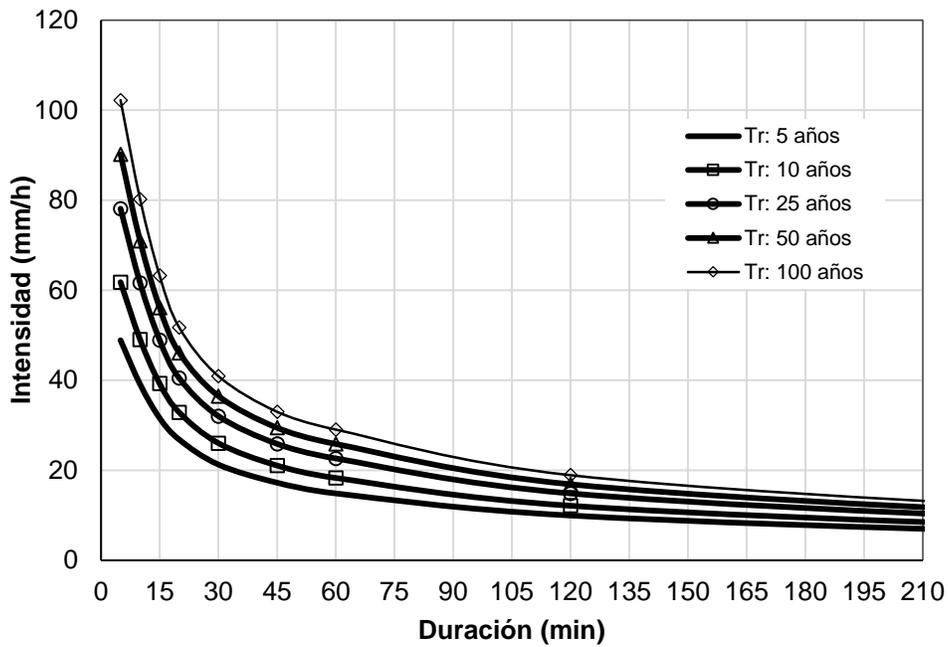
4.10 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

Con los datos de la tabla 10, correspondiente a cada estación se procede a graficar las curvas IDF. Dado que estas curvas son un insumo para determinar los hietogramas. Estas curvas están en función del tiempo de concentración; por lo que se ha graficado en el eje de las abscisas, el tiempo correspondiente al tiempo de concentración correspondiente a 210 minutos.

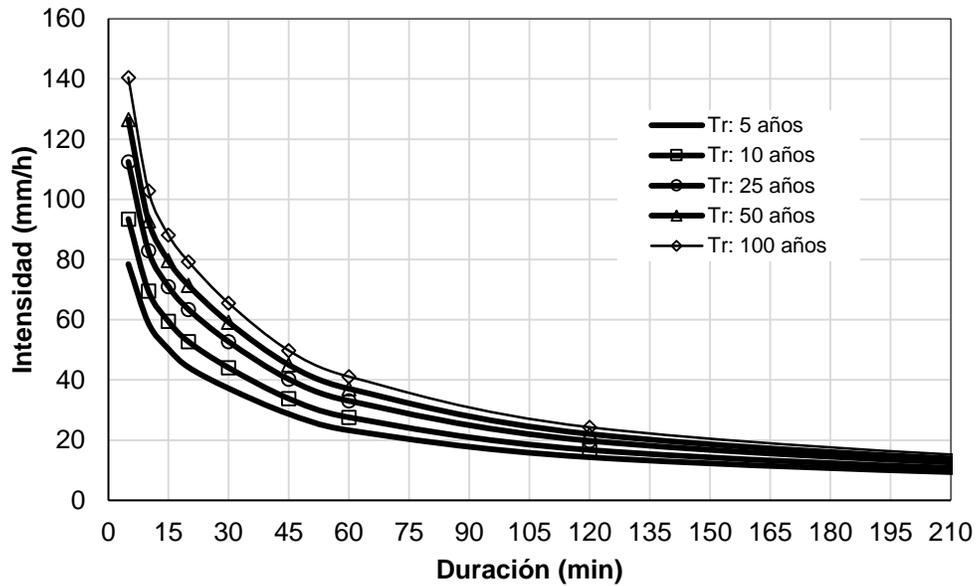
Figura 11 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)



(a) Estación Matadero en Sayausi



(b) Estación Marianza



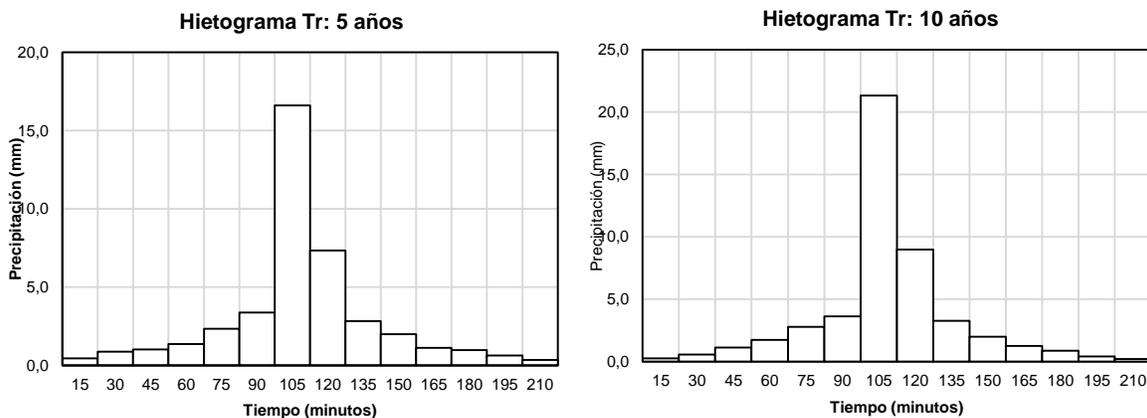
(c) Estación Psicola Chirimachay

Con estas curvas se obtiene la intensidad máxima esperada para una duración y un periodo de retorno en particular.

4.11 Hietogramas para cada estación

A partir de las curvas IDF y con el método del bloque alterno se obtiene los hietogramas para diferentes periodos de retorno de cada estación; se consideró un intervalo de discretización de 15 min, que pueden ser utilizados en microcuencas. En la figuras 12, 13, y 14 se observan los hietogramas obtenidos para cada estación.

Figura 12 Hietogramas para la Estación Matadero en Sayausi



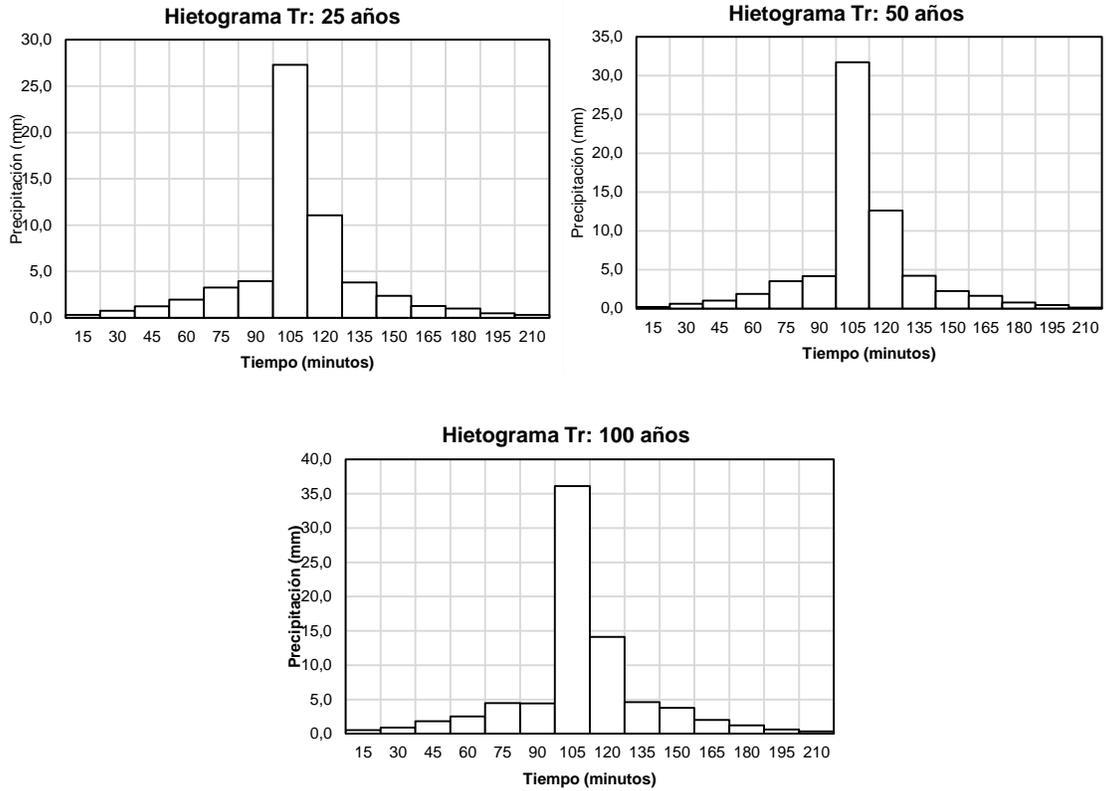
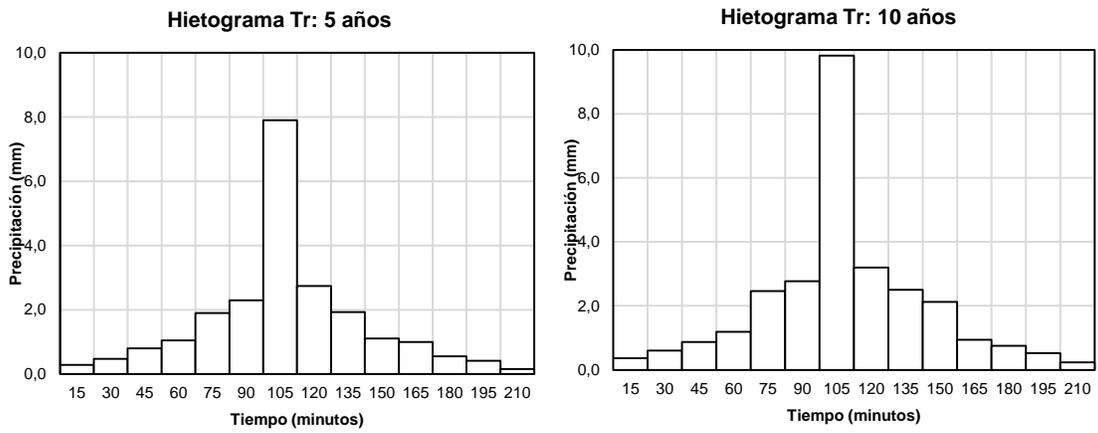


Figura 13 Hietogramas para la Estación Marianza



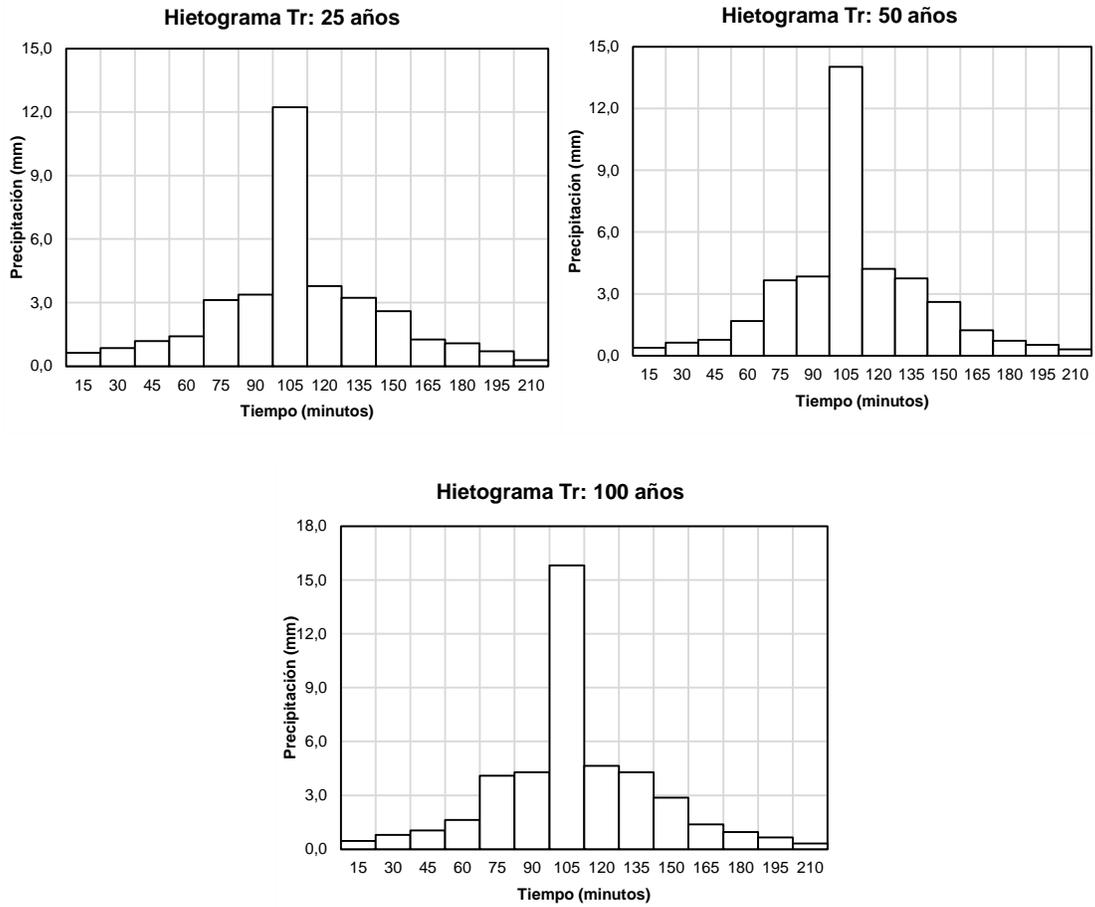
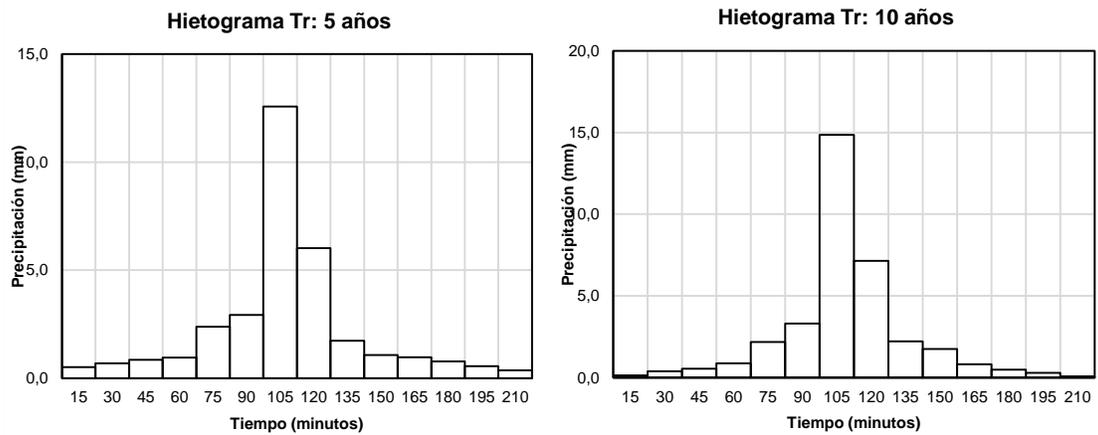
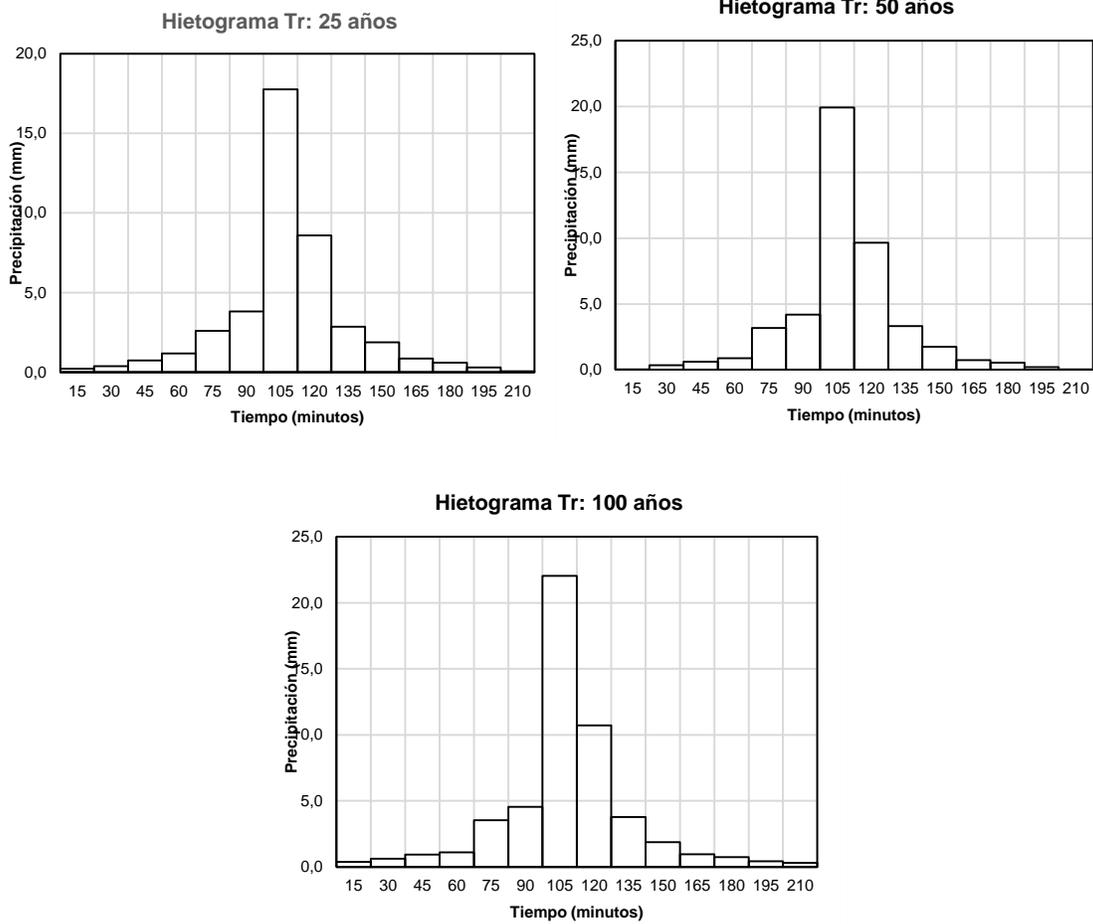


Figura 14 Hietogramas para la Estación Psicola Chirimachay





4.12 Variabilidad espacial

Las precipitaciones en la subcuenca del Río Tomebamba no son las mismas en la parte alta (Parque Nacional Cajas), en la parte media y en la parte baja (estación de Matadero en Sayausi); se observa que en la parte baja llueve más que en las zonas de paramo. Para ello entonces se realiza una variabilidad espacial, se aplica el método de las isoyetas para obtener los hietogramas de diseño.

Tabla 12 Precipitaciones máximas 24 horas (mm)

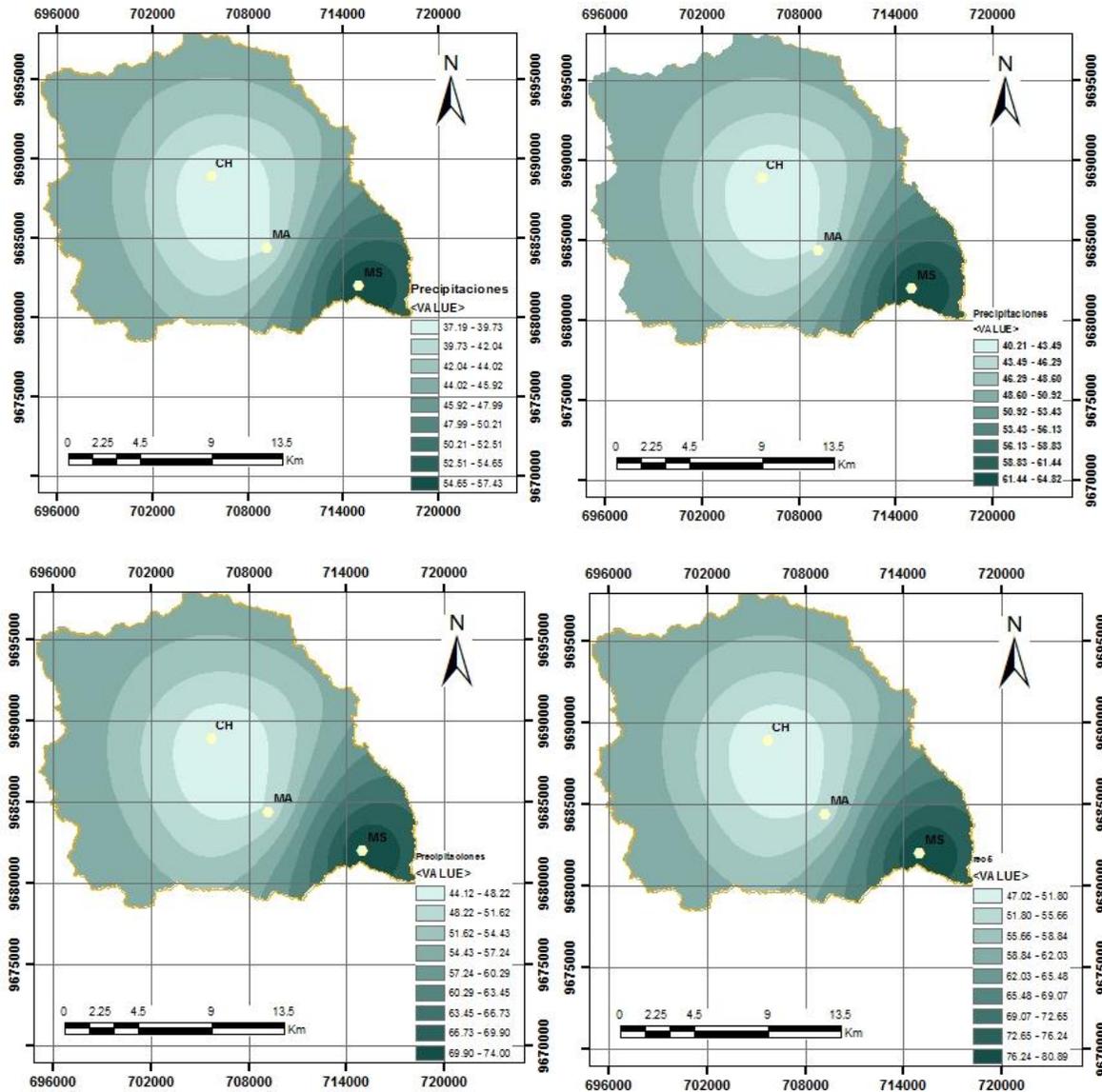
Estación	Tr (años)				
	5	10	25	50	100
Matadero en Sayausi	57.5	64.9	74.1	81	87.9
Marianza	39.5	43.7	48.8	52.7	56.5
Psicola Chirimachay	37.2	40.2	44.1	46.9	49.7

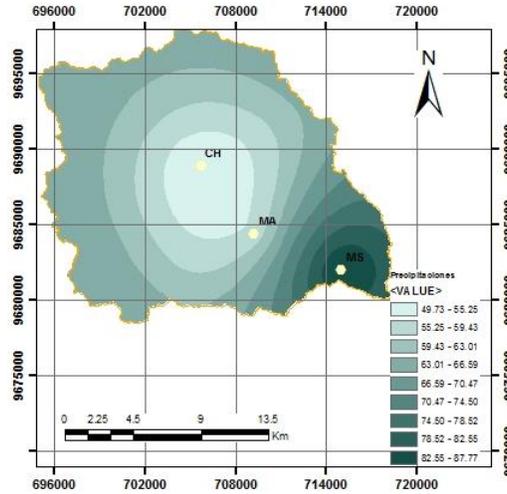
A partir de la tabla 12, mediante interpolación en el programa ArcGis se generaron las isoyetas.

4.13 Mapa de Isoyetas

Para el método de las isoyetas es necesario la ubicación de las estaciones, en nuestro caso (Psicola Chirimachay, Marianza, Matadero en Sayausi) en el cual se debe incluir la precipitación máxima 24 horas para los diferentes periodos de diseño, para ello se creó un shapefile en el programa ArcGis.

Figura 15 Isoyetas para cada periodo de retorno





Los datos de precipitación máxima de interpolaron con el método de Kriging.

En la figura 15 se tiene las isoyetas para un periodo de retorno de 5 años. En este mapa de observa como las precipitaciones van aumentando conforme disminuye la altitud, es decir: 37.2 en la parte alta, 39.5 en la parte central y 57.5 en la parte baja de la subcuenca.

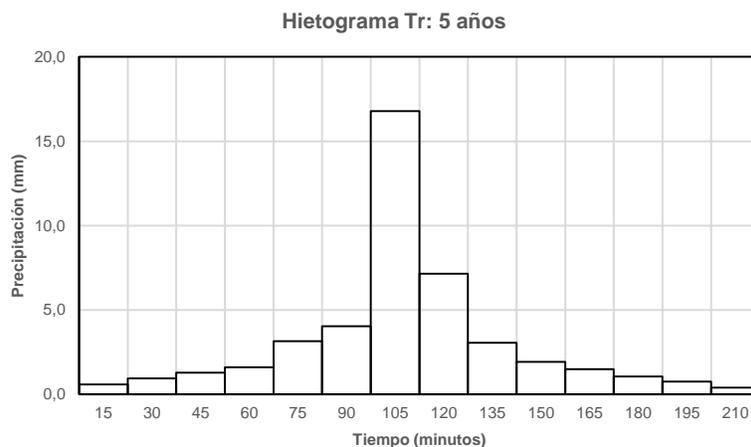
Con la ayuda de las isolineas se pudo obtener el hietograma de diseño para varios periodos de diseño.

Hay que tener en cuenta que de las gráficas de las isolineas de obtendrá la precipitación promedio, el cual se multiplica por los hietogramas unitarios de cada estación.

4.14 Hietogramas de diseño

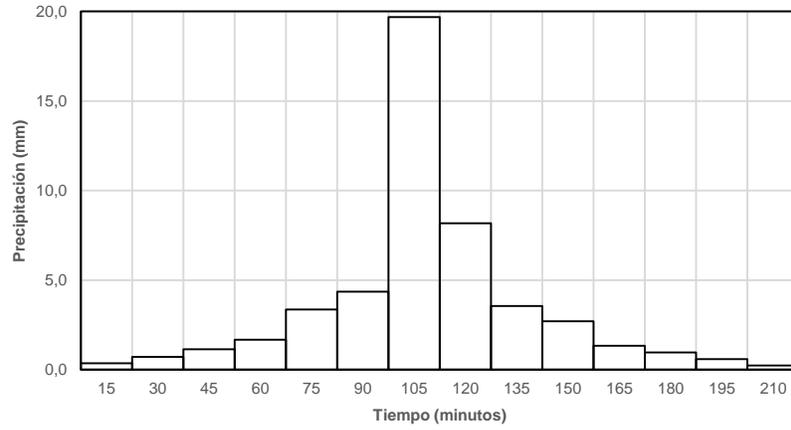
A continuación, en la figura 16, se presentan los hietogramas de diseño que se utilizarán como insumos para desarrollar el modelo hidrológico en HEC HMS.

Figura 16 Hietogramas de diseño para cada periodo de retorno

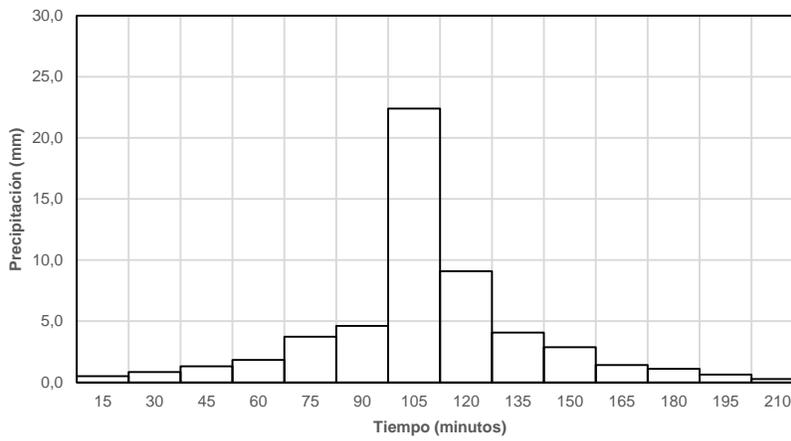




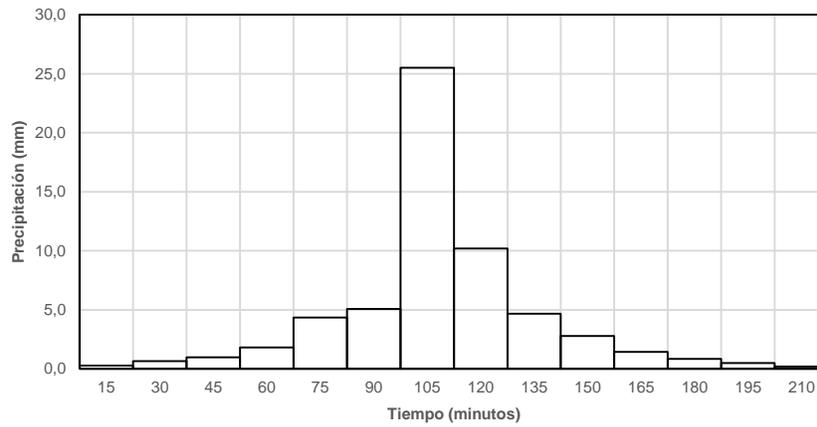
Hietograma Tr: 10 años



Hietograma Tr: 25 años

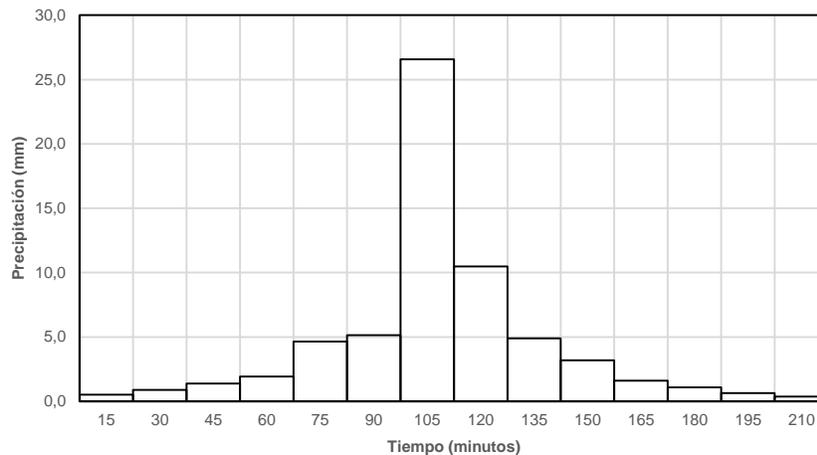


Hietograma Tr: 50 años





Hietograma Tr: 100 años



MODELO HIDROLOGICO

4.15 Insumos para el modelo HEC HMS

4.15.1 Método de pérdidas

Para el método de pérdidas (Loss Method) se asumió el Número de Curva del SCS (SCS Curve Number), para ello en base al mapa de usos de suelo para condiciones de humedad tipo II y grupo de suelo tipo B, se han determinado los números de curva correspondiente a cada tipo de suelo, finalmente en base a un análisis ponderado se obtuvo el número de curva CN de la subcuenca del Río Tomebamba.

Tabla 13 Porcentaje de uso de suelo

Uso de suelo	Área (km2)	CN	Área (%)	CN Ponderado
Área Poblada	11.72	85	3.67	312.21
Bosque Nativo	1.79	60	0.56	33.58
Cuerpo Agua	1.28	100	0.40	40.16
Cultivo	0.86	76	0.27	20.59
Erial	17.69	85	5.55	471.45
Infraestructura Antrópica	0.50	74	0.16	11.62
Mosaico Agropecuario	0.02	66	0.01	0.37
Paramo	239.99	65	75.22	4889.56
Pastizal	18.55	79	5.81	459.36
Plantación Forestal	7.78	55	2.44	134.08
Vegetación Arbustiva	15.42	55	4.83	265.81
Vegetación Herbácea	3.43	69	1.08	74.26
Σ	319.0		100.00	6713.05
		CN Ponderado		67,13
		CN Asumido		67.00



En la Tabla 13 el parámetro más influyente corresponde al parámetro por su área de 239.99 Km², y según las tablas estandarizadas para el método número de curva no se tiene el valor de parámetro. Con la finalidad de disminuir el grado de incertidumbre (Gutierrez D., Méndez D., Salto R.) mediante la utilización de sistemas de información geográfica (SIG), percepción remota y ensayos en campo, realizados en la ciudad de Quito, determinaron un valor de CN = 65 para el parámetro.

4.15.2 Método de transformación

Para el método de transformación (Transform Method) precipitación a escorrentía se utilizó el método del hidrograma unitario del SCS (Unit Hydrograph), para ello el insumo necesario a determinar es el tiempo de retardo (Lag time).

$$t_r = 0.6 t_c = 0.6 * 210 = 126 \text{ min.}$$

4.15.3 Método de flujo base

Para el método de flujo base (Baseflow Method) se utilizó el método de Recesión (Recession) que consiste en determinar los caudales antes de empezar la creciente del río, este valor se determinó con el promedio de caudales de los meses de invierno, que nos dio un valor aproximado de 10 m³/sg.

4.16 Modelación en HEC HMS

4.16.1 Modelo de la cuenca (Basin Models)

En este componente se carga el shape de la subcuenca y de los ríos (es opcional).

Se manejó un modelo conceptual de cuenca unitaria (figura 17) debido a las siguientes causas:

- Escasa representatividad territorial de los pluviómetros por subcuencas, en este caso se tenía solo 3 pluviómetros.
- Escasez de información de varios parámetros solicitados por los diferentes métodos de cálculo y que tenían que ser tomados idénticos para todas las subcuencas.
- Falta de información de las secciones transversales de los cauces para poder realizar el tránsito de caudales.

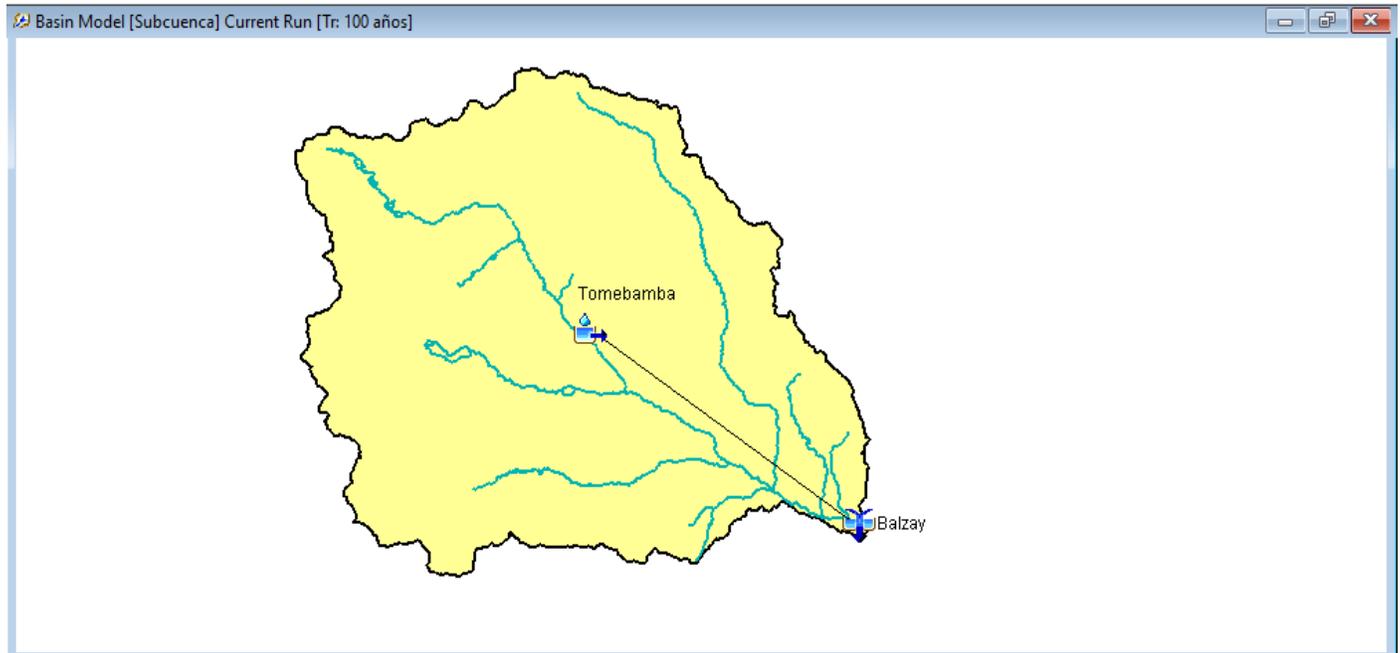


Figura 17 Modelo de la cuenca en HEC HMS

4.16.2 Modelo Meteorológico (Meteorologic Models)

Para el modelo meteorológico se utilizó datos de precipitación (Specified Hyetograph).

4.16.3 Especificaciones de control (Control Specifications)

Se indica cuando debe empezar y terminar de calcular y el incremento del tiempo (Time interval) para efectuar los cálculos.

En este caso: Start Date (01ene2019), Start Time (00:00) y End Date (02ene2019), (End Time) (00:00) con un incremento de tiempo (Time Interval) de 15 minutos.

4.16.4 Datos de entrada (Time-Series Data)

Este paso es antes de crear el modelo meteorológico, aquí se introducen los hietogramas de diseño para los diferentes periodos de diseño.

4.16.5 Resultados del modelo hidrológico

A continuación se presentan los caudales picos y el hidrograma para cada periodo de retorno, lo cual se ha obtenido los siguientes valores: 99.7, 139, 193.6, 243.2 y 289.4 $99.7 \text{ m}^3/\text{sg}$, respectivamente desde el menor hasta el mayor periodo de retorno.



Figura 18 Caudales picos para cada periodo de retorno

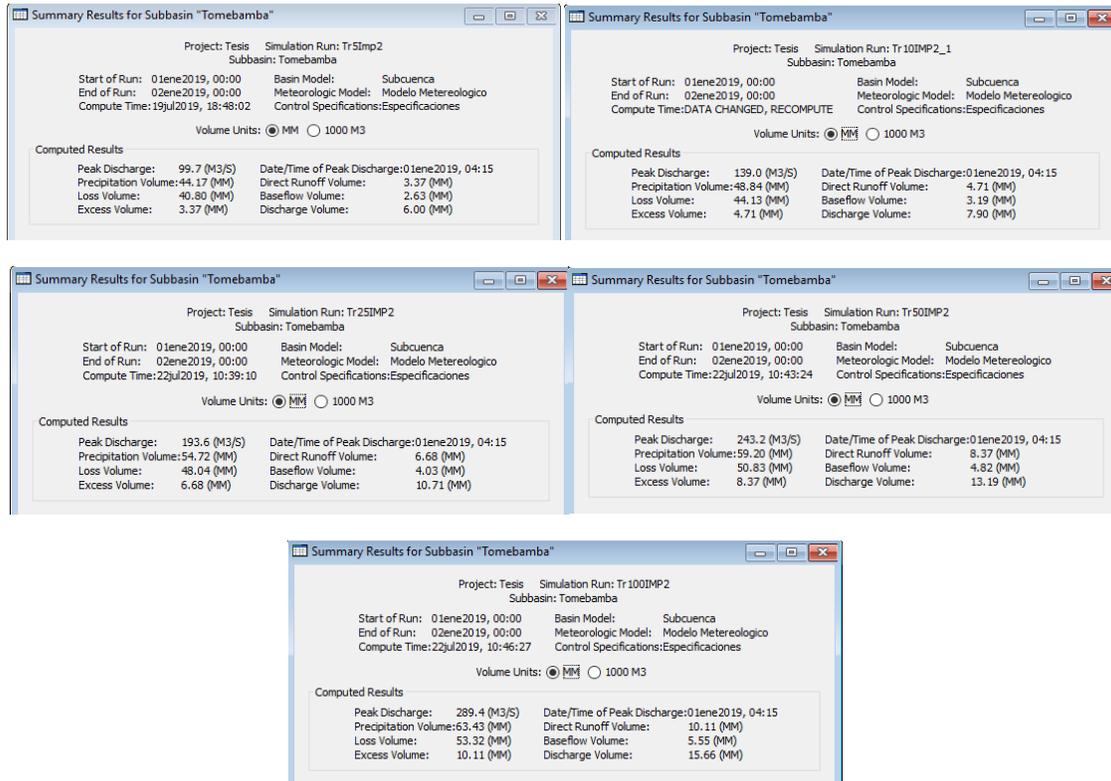
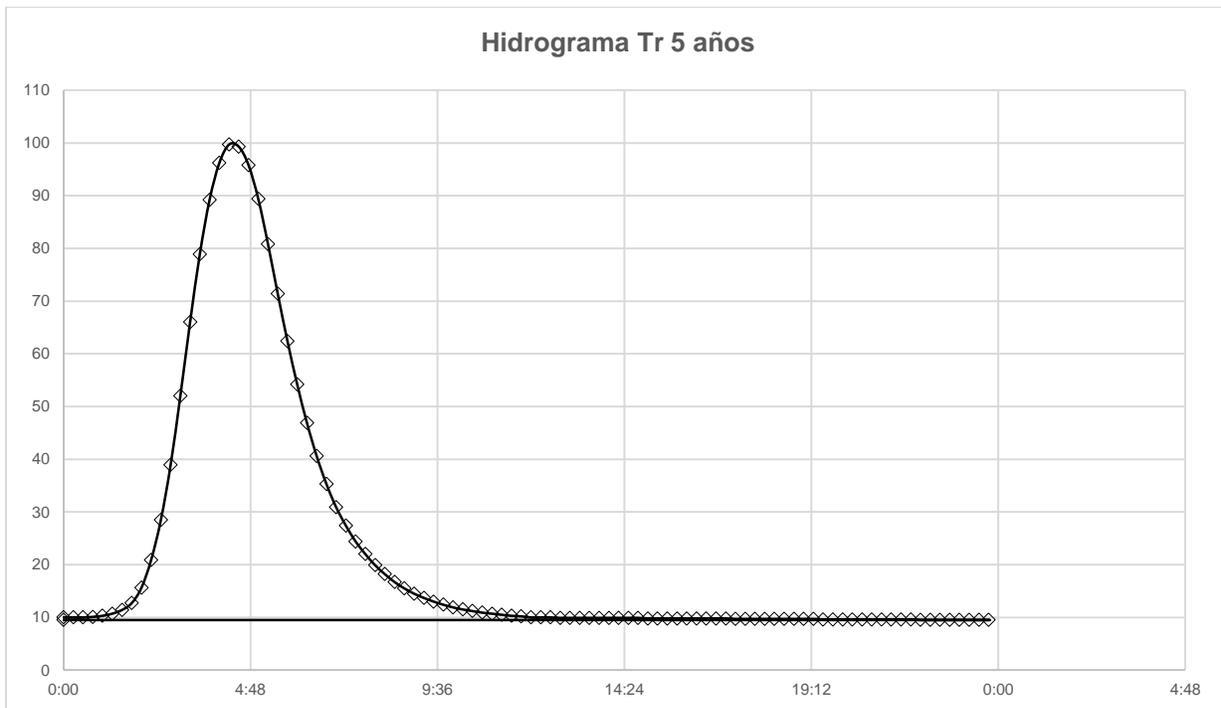
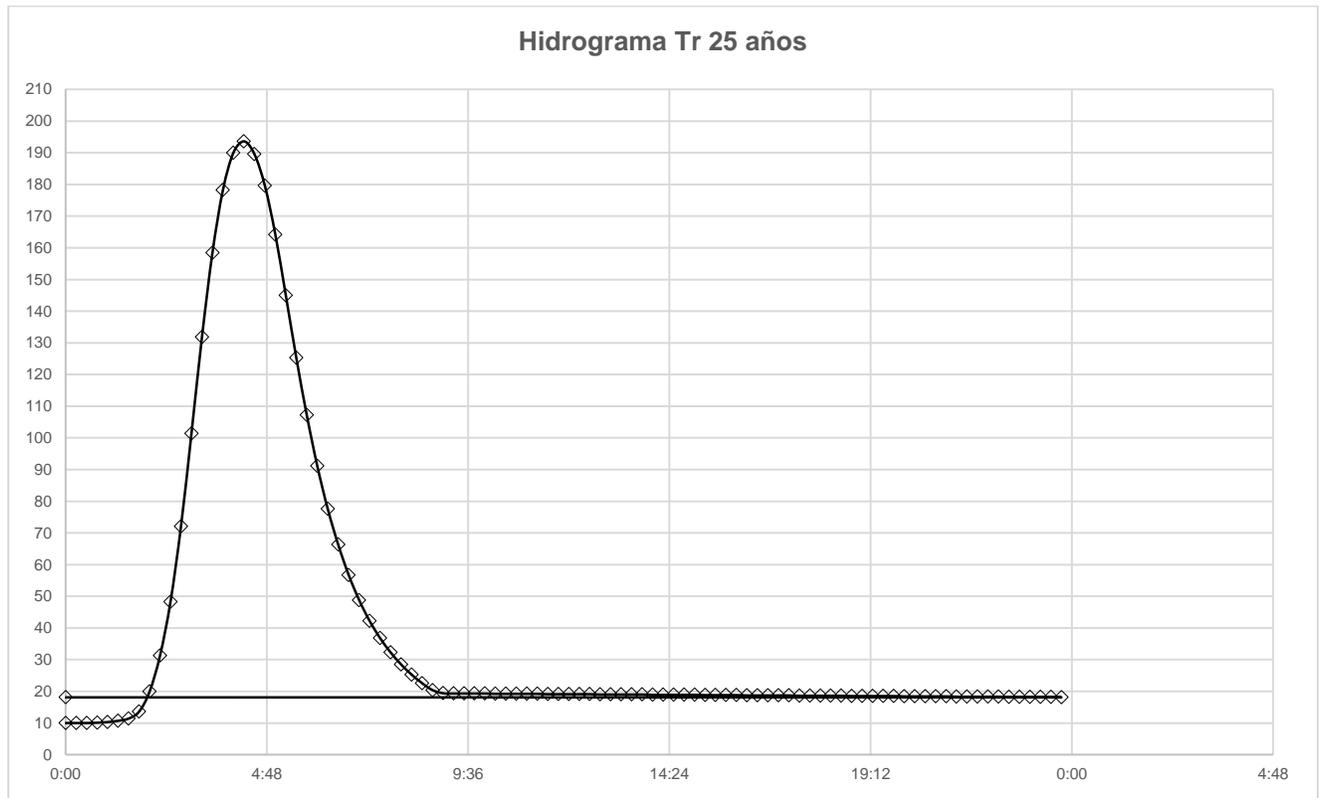
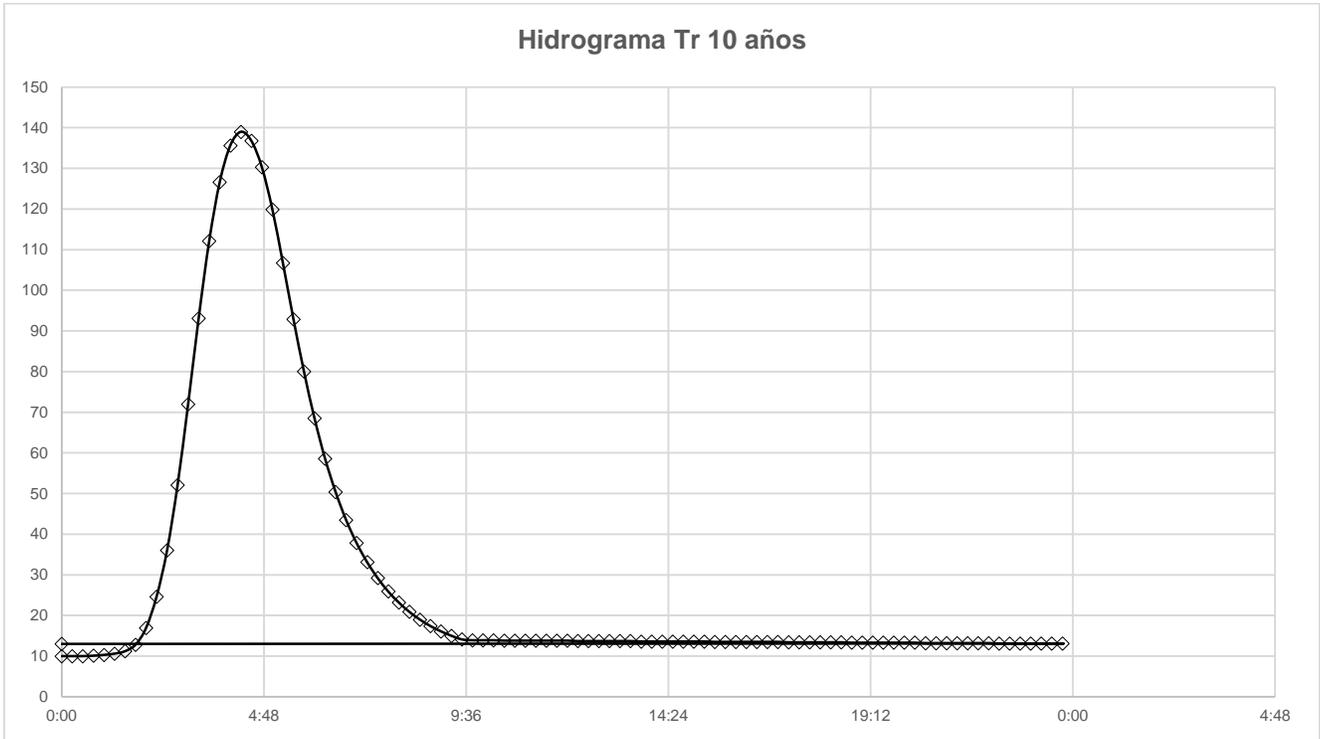
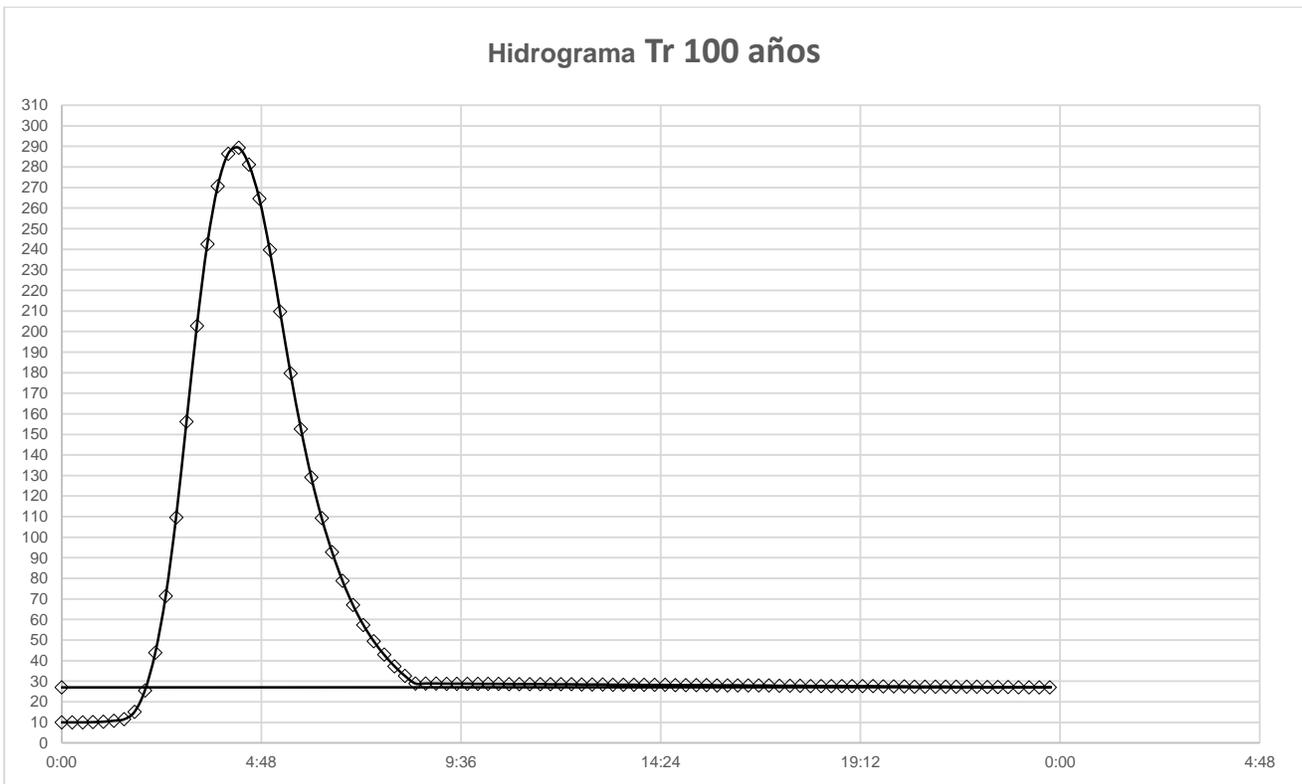
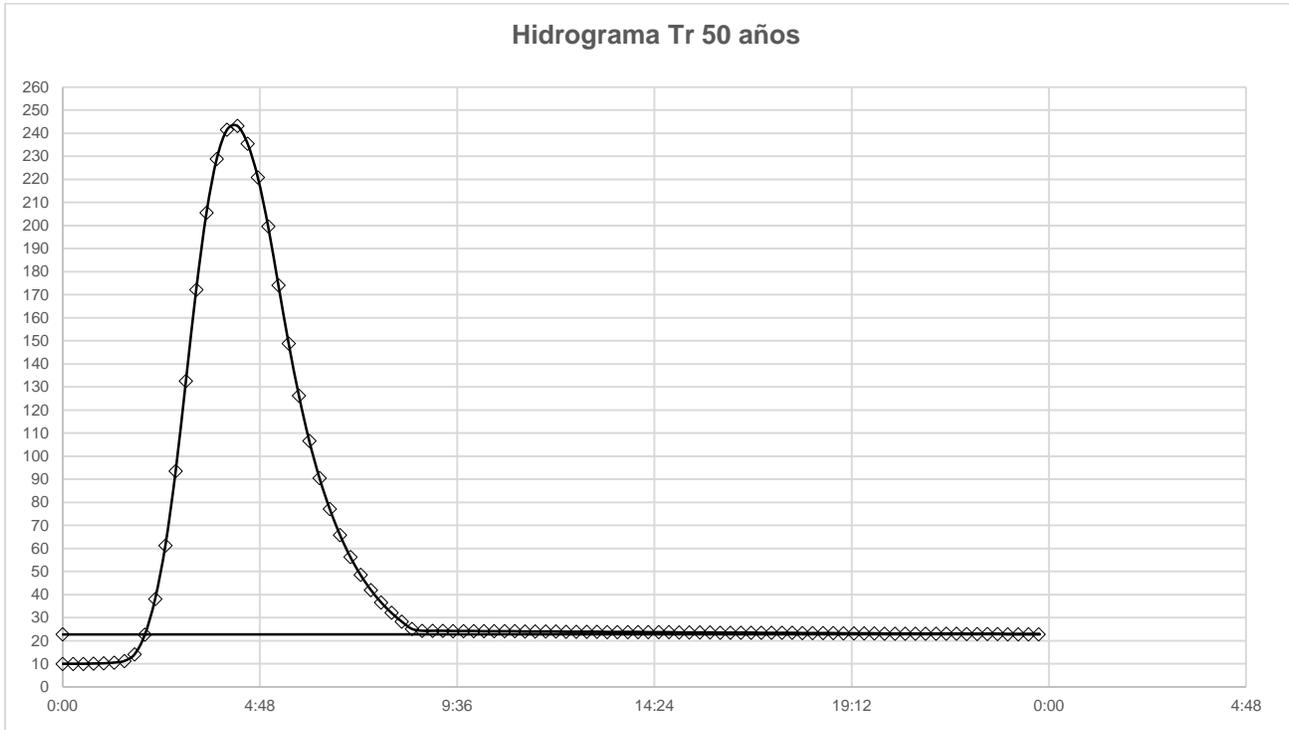


Figura 19 Hidrogramas para cada periodo de retorno







MODELO HIDRAULICO

HEC RAS

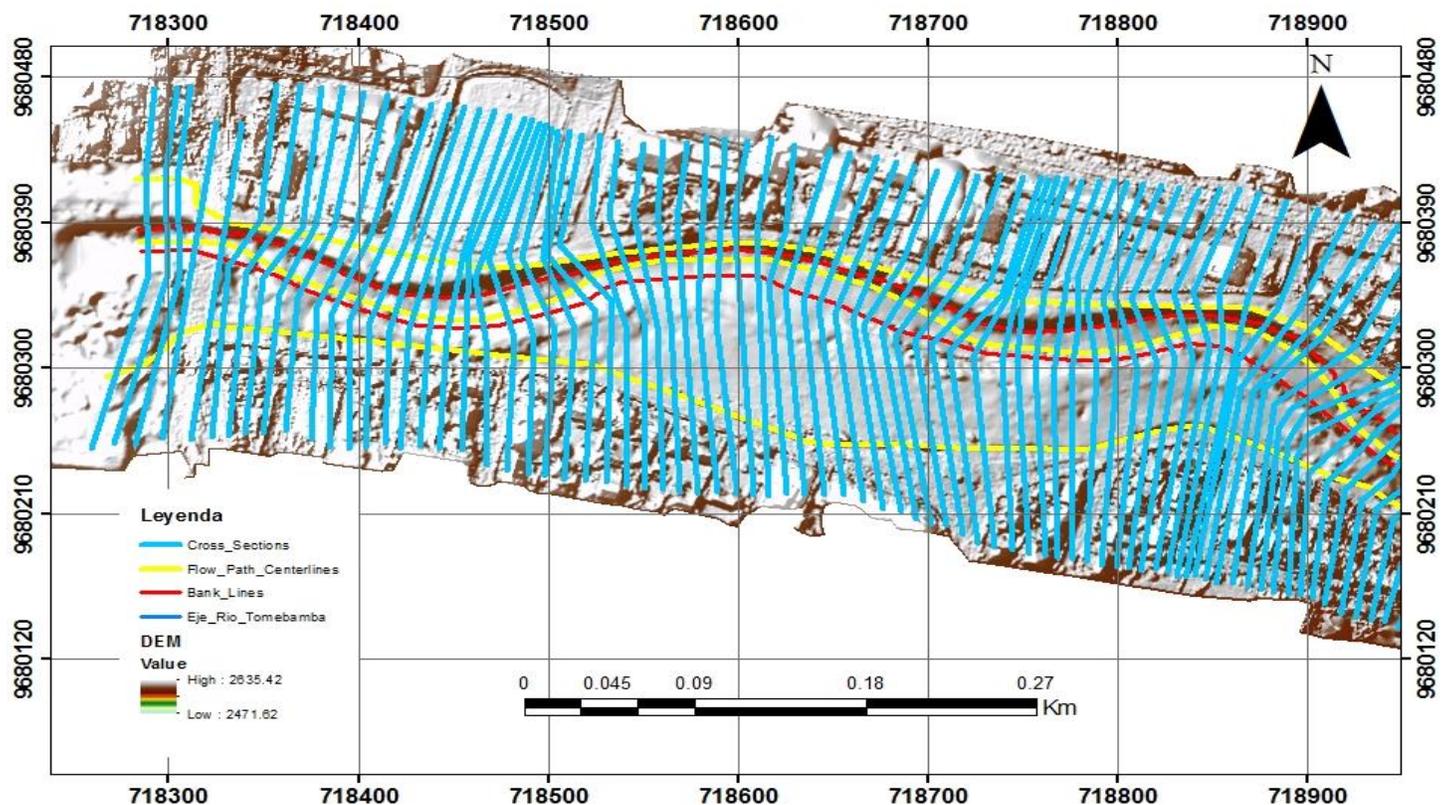
4.17 Preproceso – Hec GeoRAS

La obtención de la geometría se realiza con la extensión HEC GeoRAS en ArcGis; aquí se realiza un pre proceso, la cual la herramienta se denomina Create RAS Layers en el cual se traza el eje del río, los bancos, la llanura de inundación, puentes y principalmente las secciones transversales; este trazado se realiza con la ayuda de la ortofoto disponible, se observa en la figura 20.

Las secciones transversales están a una distancia de 10 metros la una de la otra, siguiendo el eje del río; y con un ancho menor al del Modelo Digital del Terreno (DEM). En este caso se creó las secciones transversales automáticamente y por defecto las secciones transversales se crean perpendicular al eje del río. En nuestro caso el eje del cauce es sinuoso y al momento de crear las secciones transversales se sobreponen una sobre la otra, específicamente en tramos donde son curvas; para ello, con la ayuda de la herramienta Editor de ArcGis se mueven las secciones con la finalidad de que no se intersecten una de la otra.

Una vez que se tiene corregidas todas las secciones transversales se exporta un archivo en formato GIS.

Figura 20 Secciones transversales al inicio del tramo de estudio





4.18 Cálculo

Para empezar a trabajar en el programa HEC RAS, se importa la geometría anteriormente creada en ArcGis.

Debido a que el levantamiento del río se realizó con un dron, el pixel del DEM era de 0.05 m, por lo que las secciones transversales estaban compuestas por aproximadamente 3000 puntos. HEC RAS solo acepta un máximo de 500 puntos por sección, para ello fue necesario realizar un filtrado de puntos en todas las secciones transversales, hasta dejar en 400.

4.18.1 Coeficiente de rugosidad de Manning

Otro dato a ser asignado previo a la modelación es el coeficiente de rugosidad de Manning, se le asigna una rugosidad en el cauce principal y otra para los bancos de inundación derecho e izquierdo. HEC RAS también permite ingresar un coeficiente de rugosidad de Manning variable; sin embargo, no se ha considerado esta opción debido a la gran cantidad de secciones, puesto que se está modelando 6.7 Km de río con ancho de sección de 150 metros.

Existen distintas expresiones que permiten calcular el valor "n", se puede determinar a partir de tablas elaboradas a base de experiencias profesionales (como la publicada por el U.S Department of Agriculture en 1995; Chow, 1959).

En base a la bibliografía se asumió un valor de 0.038 para el canal y para la llanura de inundación el valor de 0.06 debido a que las pendientes laterales de los bancos son irregulares y con crecimiento de árboles y matorrales. Estos valores referenciales luego serán calibrados mediante las curvas de aforo realizadas en el río Tomebamba.

4.18.2 Condiciones de contorno

El río se ha modelado bajo la condición de régimen permanente, cuyas condiciones son las siguientes:

Tabla 14 Condiciones de contorno para HEC RAS

Parámetro	Valor	Unidad	Criterio
Régimen de flujo	-	-	Régimen Permanente
Tipo de flujo	-	-	Mixto
Pendiente de flujo	0.016	-	Aguas arriba y aguas abajo
	99.7		Tr 5 años
	139		Tr 10 años
Caudales de diseño	193.6		Tr 25 años
	243.2		Tr 50 años
	289.4		Tr 100 años

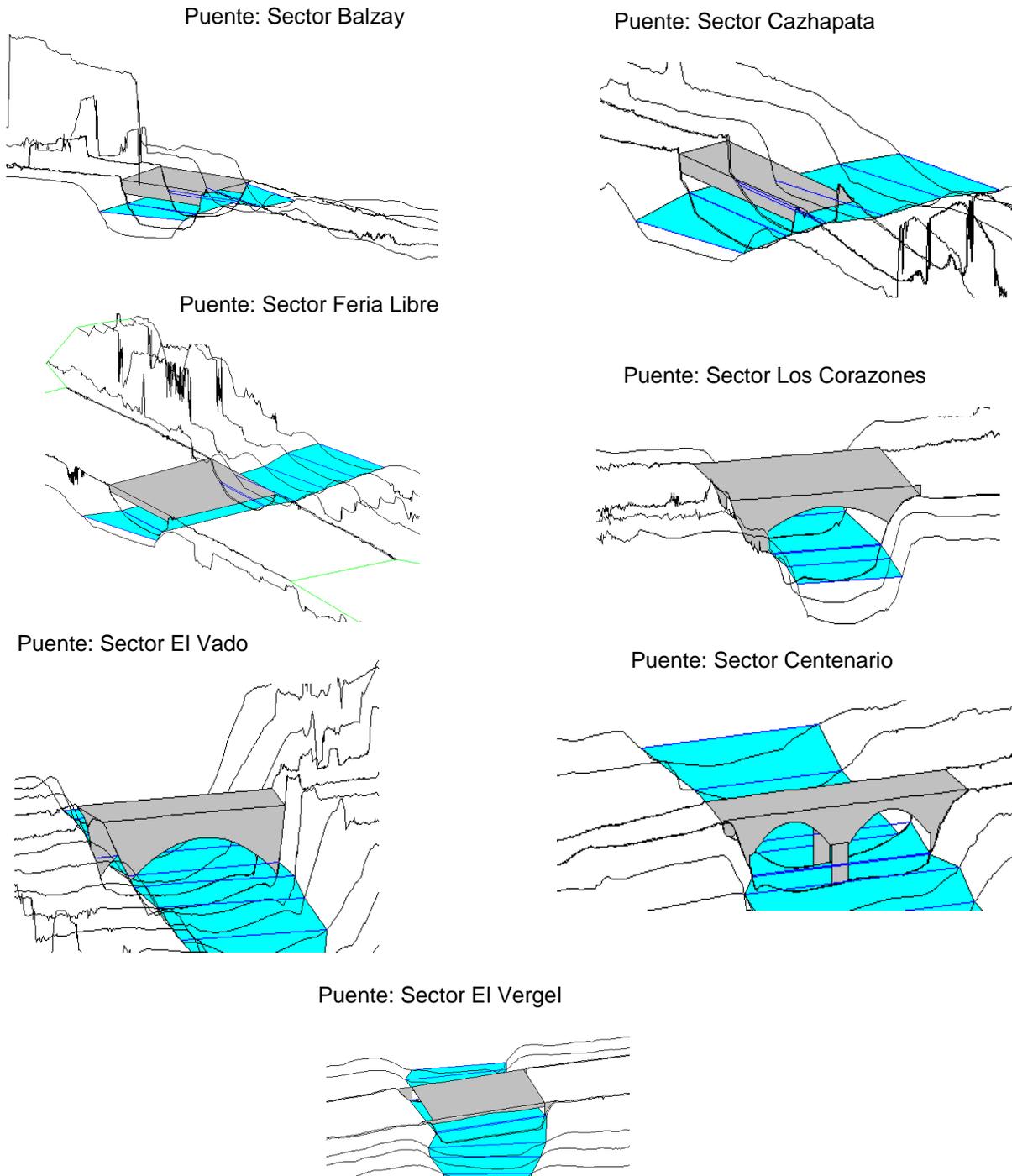
4.18.3 Obras de paso (Puentes)

En este tramo existen estructuras de paso como son los puentes, en la presente tesis se consideró ingresar 8 puentes, en los diferentes sectores; se eligieron estos puentes debido a que tiene vulnerabilidad a las inundaciones, las cuales se indica en la figura 21.

4.18.4 Ejecución del modelo

Luego de ingresar la geometría, condiciones de contorno y las obras de paso consideradas, se corre el modelo en flujo permanente. El coste computacional para correr el modelo en el software HEC RAS es bajo, por lo que los resultados se obtuvieron instantáneamente

Figura 21 Puentes considerados para el tramo de estudio





4.18.5 Calibración del modelo

El procedimiento para la calibración consiste en variar el coeficiente de rugosidad “n” de Manning del cauce y las riberas de manera que los niveles de agua simulados coincidan con los niveles aforados.

La calibración solo se realizó para caudales bajos; para todos los casos analizados el coeficiente de rugosidad para los márgenes fue de 0.06 ya que este valor es utilizado para ríos con fondo muy irregular y con vegetación.

Tabla 15 Aforo realizado en el puente Balzay

Aforo puente Balzay			
Calado	Cota de agua	Velocidad	Caudal
0.55	2588.84	0.93	7.36
0.71	2589.00	1.38	13.95
0.83	2589.12	1.92	22.95
1.09	2589.38	2.43	37.49
1.22	2589.51	4.16	48.51
Cota de fondo:			2 588.29

En la tabla 15 se tiene los datos del aforo realizado en el Río Tomebamba, en el puente de Balzay; Este aforo consistió en medir la velocidad con un aparato llamado molinete que tiene una hélice que gira impulsada por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico, transmiten por un cable el número de revoluciones por segundo con que gira la hélice.

Se inició con un valor de 0.038 para el cauce, y se fue comparando entre los valores calculados y los aforados; se observa en la tabla 18 que para un valor de 0.035 la diferencia es menor entre calados.

Tabla 16 Primera variación del coeficiente de Manning

n		0.038				
Caudal	Tr	Cota_HECRAS	Calado_HECRAS	Cota_Aforo	Calado_Aforo	Diferencia
7.36	5	2588.75	0.46	2588.84	0.55	-0.08
13.95	10	2588.96	0.67	2589.00	0.71	-0.04
22.95	25	2589.2	0.91	2589.12	0.83	0.08
37.49	50	2589.5	1.21	2589.38	1.09	0.12
48.51	100	2589.69	1.4	2589.51	1.22	0.18



Tabla 17 Segunda variación del coeficiente de Manning

n 0.036						
Caudal	Tr	Cota_HECRAS	Calado_HECRAS	Cota_Aforo	Calado_Aforo	Diferencia
7.36	5	2588.74	0.45	2588.84	0.55	-0.10
13.95	10	2588.94	0.65	2589.00	0.71	-0.06
22.95	25	2589.18	0.89	2589.12	0.83	0.06
37.49	50	2589.48	1.19	2589.38	1.09	0.10
48.51	100	2589.67	1.38	2589.51	1.22	0.16

Tabla 18 Tercera variación del coeficiente de Manning

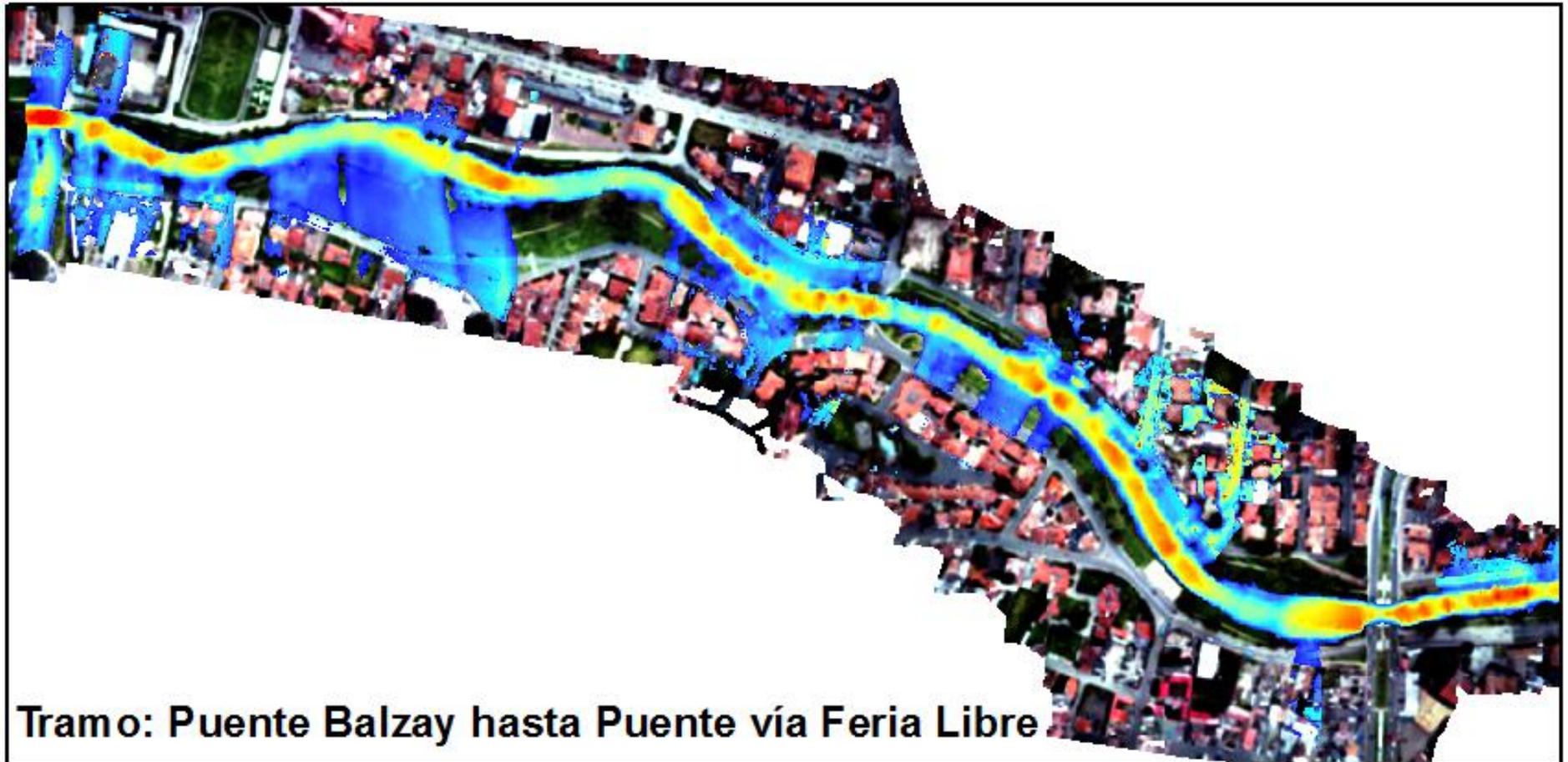
n 0.035						
Caudal	Tr	Cota_HECRAS	Calado_HECRAS	Cota_Aforo	Calado_Aforo	Diferencia
7.36	5	2588.73	0.44	2588.84	0.55	-0.10
13.95	10	2588.93	0.64	2589.00	0.71	-0.07
22.95	25	2589.17	0.88	2589.12	0.83	0.05
37.49	50	2589.47	1.18	2589.38	1.09	0.09
48.51	100	2589.66	1.37	2589.51	1.22	0.15

4.19 Postproceso

Para realizar el postproceso, desde el programa HEC RAS se exporta los resultados de calado y velocidad correspondiente a los periodos de retorno en estudio. Luego con la herramienta Ras Mapping del Hec GeoRAS se crea los archivos rasters de calado y velocidad, para los diferentes periodos de retorno, en la figura 22 se puede observar un tramo de mapa de calados para el periodo de 100 años, aquí se puede observar el tramo comprendido entre el puente de Balzay y el puente vía a la Feria Libre.

Todos los mapas de calados y velocidades para los diferentes periodos de retorno se pueden observar en el ANEXO 4.

Figura 22 Tramo del mapa de calados entre el puente de Balzay y el puente vía Feria Libre, para un Tr: 100 años.



Iber

4.20 Preproceso

El preproceso es básicamente la obtención de la geometría del modelo, generación de mapa de rugosidades y la caracterización del modelo (Asignación de condiciones iniciales, internas y de contorno).

4.20.1 Geometría

Se trabajó con el DEM de 0.05 cm de pixel, pero por el coste computacional que necesitaría para correr el modelo era alto, se cambió el tamaño de pixel de 0.05 a 1 metro. Luego en QGIS 3.8.2 se creó un shape de polígono siguiendo los márgenes del DEM; con este shape se realizó un corte al DEM con la opción extract by mask, considerando que el corte aguas arriba y aguas abajo debe ser perpendicular al eje del río.

Finalmente, el DEM se convierte a un formato compatible con Iber (archivo de texto: Formato ASCII.txt).

4.20.2 Mallado

En Iber, para generar la malla se debe cargar la geometría; se importó con la opción Herramientas Iber, RTIN, Crear RTIN; seleccionamos nuestro archivo ASCII creado en QGIS y en tolerancia dejamos el valor por defecto 0.1, lado mínimo 1 y lado máximo 5.

Luego de importar se colapsa el modelo, y finalmente se genera la malla, en este caso se creó una malla no estructurada de 1 metro para todo el terreno.

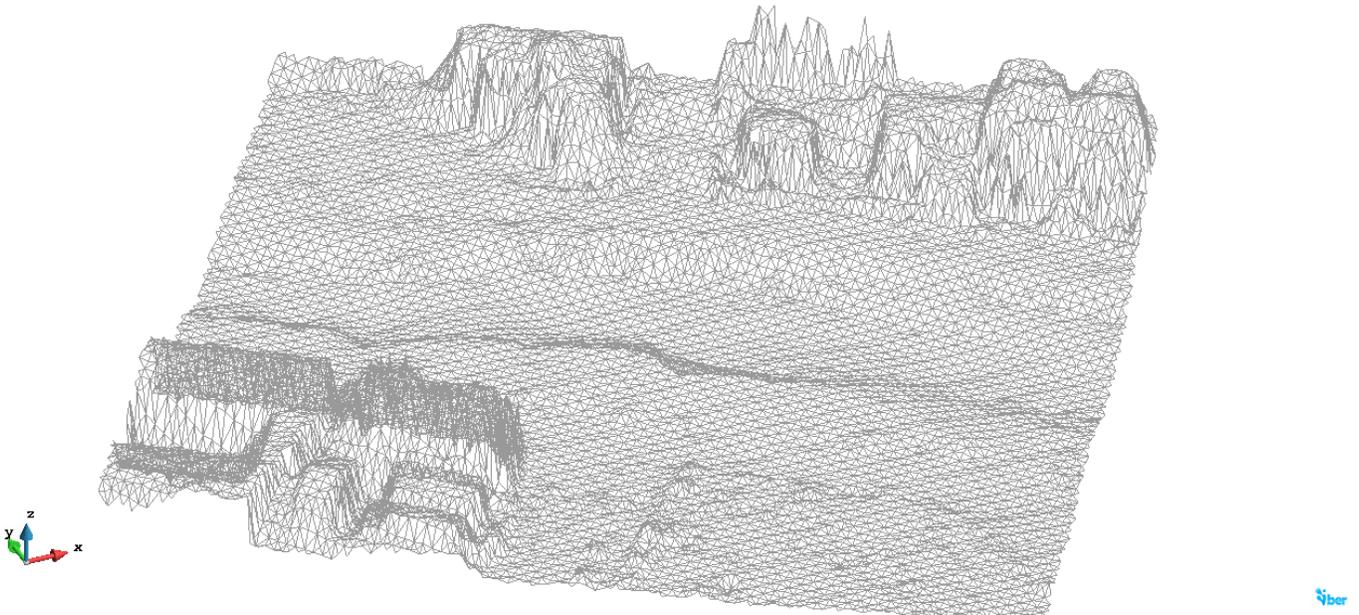


Figura 23 Malla no estructura en vista 3D en el sector Las Escalinatas

4.20.3 Condiciones iniciales

La condición inicial se asigna en el comando Datos-Hidrodinámica-Condiciones iniciales, en el cuadro de diálogo que aparece se selecciona calado y un valor de 0.0, significa que antes de correr con el modelo no va a existir agua en el cauce. Finalmente damos asignar y seleccionamos todo el modelo y escape.

4.20.4 Condiciones de contorno

La condición de contorno se asigna aguas arriba y aguas abajo.

Las condiciones de borde aguas arriba consisten en hidrogramas de crecida o caudales pico entre otros. En este caso como condición de borde se ingresará un hidrograma triangular para cada periodo de retorno de 25, 50 y 100 años; debido a que en el modelo HEC RAS se pudo observar que para estos periodos de retorno se desbordaba el río en algunos tramos.

Luego de definir el hidrograma triangular, figura 24, se define el régimen en este caso Crítico/Subcrítico. Finalmente, se asignó el borde; en este paso hay que tener en cuenta que se debe seleccionar solo los bordes de la malla, para ello nos dirigimos a la opción Malla-ver contorno de malla y se dibujará solo el contorno, esto facilitó la selección borde aguas arriba.

Figura 24 Hidrogramas triangulares para Tr: 25, 50 y 100 años





La condición de borde aguas abajo se ingresará el régimen de flujo en el que se asume estará, en este caso es subcrítico, tipo vertedero con una altura de cero.

Finalmente vamos a la opción de asignar y luego se seleccionó el borde de la malla aguas abajo del modelo.

4.20.5 Rugosidad

La asignación de la rugosidad se hizo de manera automática. La asignación automática se realizó a partir del mapa de uso de suelo, el mismo que fue creado en ArcGIS como un shape, este shape está compuesto por tres tipos de uso de suelo: cauce o río, llanuras de inundación y área urbana.

Estos valores de rugosidad son obtenidos del modelo HEC RAS, y se muestra en la tabla 19.

Tabla 19 Usos de suelo en el tramo de estudio

Uso de suelo	Coefficiente de rugosidad de Manning (n)
Río	0.035
Llanura de inundación	0.06
Área urbana	0.12

4.21 Cálculo

4.21.1 Datos del problema

La opción (Datos del problema), se ingresa las variables y consideraciones para el cálculo y visualización de resultados.

En este cuadro de diálogo (Datos del problema) en la opción parámetros de tiempo se asumió los siguientes valores:

Para Instante inicial, como es una simulación nueva el tiempo es 0 segundos.

El tiempo máximo de simulación, se consideró como el tiempo máximo que dura el hidrograma de crecida más un tiempo de estabilización del modelo. Para Tr 25 el tiempo fue de 46800, para Tr 5^o el tiempo fue de 40500 y para Tr 100 el tiempo fue de 40500 segundos.

El intervalo de resultados, indica en intervalo de tiempo que se escribirán los resultados; para Tr 25 el intervalo es de 780 sg, para Tr 50 fue de 540 y para Tr 100 fue de 540 segundos, es decir cada 9 minutos.

En la opción General: se asumió los siguientes valores:

En Número de procesadores, se ingresó el número de procesadores que tenía la computadora, en este caso se trabajó con una computadora HP Core i7 con 8 de RAM, por lo que se asignó 8 núcleos.

En Esquema numérico se seleccionó primer orden, dado que es muy estable.



La condición CFL, se dejó por defecto 0.45.

En Límite Seco-Mojado, se dejó 0.01 m.

El resto de parámetros se dejó por defecto.

4.22 Postproceso

Una vez terminado el tiempo de simulación se guardó el proyecto, en este caso el tiempo de simulación para aproximadamente 6.5 Km de río fue de dos días. Para visualizar los resultados se cambia la ventana principal de Iber de Preproceso a postproceso.

Luego en postproceso, en ver resultados seleccionamos máximos, y nos da los calados y velocidades máximas. Finalmente, estos datos se exportan a ArcGIS en formato ASCCI para crear los mapas de inundación, ver ANEXO 5.

4.23 Discusión

Luego de obtener los mapas de calados y velocidades se procedió a realizar un análisis:

Análisis Tr 5 años.

Este modelo se realizó con un caudal de $99.7 \text{ m}^3/\text{sg}$, se observa que existe un primer desborde en la Av. 3 de Noviembre por el Sector Puertas de Sol, otro lugar en el sector del coliseo Jefferson Pérez y en el sector del Parque El Paraíso. El calado máximo que alcanza para este caudal es de 4.18 metros y una velocidad máxima de 7 m/sg.

Análisis Tr 10 años.

Para esta modelación el caudal pico fue de $139 \text{ m}^3/\text{sg}$, ya es notorio el desborde cerca del coliseo Jefferson Pérez y en el final de tramo del río, se desborda con mayor intensidad. Alcanzando un calado máximo en todo el tramo de 4.4 m y una velocidad máxima de 7.7 m/sg.

Análisis Tr 25 años.

El caudal pico fue de $193.6 \text{ m}^3/\text{sg}$ y se observa el desborde en el sector de Cahapata, coliseo Jefferson Pérez, Universidad de Cuenca, frente de El Vergel, Hospital Vicente Corral Moscoso y el final del tramo se inunda en sus llanuras de inundación. Con un calado máximo de 6.11 m y una velocidad máxima de 8.84 m/sg.

Análisis Tr 50 años.

El caudal pico fue de $243.3 \text{ m}^3/\text{sg}$ y se observa que el desborde es aún mayor en los lugares antes mencionados, incluyendo la el sector de la Universidad de Cuenca Campus Balzay. Con un calado máximo de 6.55 m y una velocidad máxima de 9.10 m/sg.



Análisis Tr 100 años.

El caudal pico fue de $289.4 \text{ m}^3/\text{sg}$, con este caudal se inunda gran parte de la zona urbana, llegando a un calado máximo de 8.52 m y una velocidad máxima de 11 m/sg.

4.23.1 Comparación de mapas de inundación para Tr: 25, 50 y 100 años

En el ANEXO 6 se presentan los mapas de inundación sobrepuestos, obtenido en HEC RAS e Iber para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.

Se puede observar que el área de inundación obtenido en Iber es mayor que el área de inundación en HEC RAS, ver tabla 20.

Luego de comparar se puede observar en esta tabla que para un periodo de retorno de 25 años hay una diferencia de 7.49 Ha, para un Tr de 50 años 7.42 Ha y finalmente para Tr 100 años hay una diferencia de 9.25 Ha.

Tabla 20 Área de Inundación HEC RAS e Iber

	Área de Inundación (Ha)		
	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años
HEC RAS	28.5	36.02	42.57
Iber	35.99	43.44	51.82

Esto es debido a que los modelos bidimensionales toman en cuenta la dirección de las ondas del flujo en las dos direcciones (X y Y) por lo que producen una mayor área de inundación.

4.23.2 Comparación de calados y velocidades para Tr: 25, 50 y 100 años

Luego de hacer una tabulación de calados y velocidades se obtuvo la tabla 21, como se observa en la columna de calados no existe una diferencia considerable, para un periodo de retorno de 25 años hay una diferencia de 31 cm, para Tr 50 años la diferencia es de 2 cm y finalmente para un periodo de retorno de 100 años hay una diferencia de 39 cm.

Tabla 21 Comparación de calados y velocidades

	Caudal (m ³ /sg)	Calado (m)			Velocidad (m/sg)	
		HEC RAS	Iber	Diferencia	HEC RAS	Iber
Tr5	99.7	4.18			7.7	
Tr10	139	4.38			7.79	
Tr25	193.6	5.8	6.11	0.31	8.45	8.84
Tr50	243.2	6.53	6.55	0.02	8.8	9.1
Tr100	289.4	8.13	8.52	0.39	11.4	11.83



4.23.3 Zonas con alto riesgo de Inundación

En el ANEXO 7 se identifica las zonas con alto riesgo de inundación, cabe recalcar que estos sitios como son: Federación Deportiva del Azuay, Universidad de Cuenca, Puertas del Sol, Hospital Regional han sido sitios que siempre se han inundado, por lo que en un plan de gestión de inundaciones deberían tomar medidas estructurales y no estructurales, con el fin de evitar futuras inundaciones.



CAPÍTULO 5

6. Conclusiones

- La presente tesis se elaboró con 3 estaciones de la subcuenca del río Tomebamba; 2 de ellas monitoreadas por ETAPA EP y la una por el PROMAS-Universidad de Cuenca, las cuales son: Matadero en Sayausi, Marianza y Psicola Chirimachay, se realizó el análisis de datos crudos para obtener gráficas del Régimen de Precipitaciones, lo cual nos permitió observar la estacionalidad de la subcuenca.
- Del modelo HEC HMS se obtuvo los caudales de diseño para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años; obteniendo valores que varían desde $99.7 \text{ m}^3/\text{sg}$ hasta $289.4 \text{ m}^3/\text{sg}$, para el menor y mayor periodo de retorno respectivamente.
- Es recomendable que al momento de modelar en HEC RAS el espaciamiento que hay entre sección y sección no sea mayor a 30 m ya que generan valores inesperados en las pérdidas de energía y en las velocidades. Por ello se optó por trabajar con secciones cada 10 m.
- Se realizó la calibración para caudales bajos dando un valor de 0.035 para el cauce y 0.06 para las llanuras de inundación (matorrales).
- En la modelación en Iber se recomienda trabajar con malla no estructurada, dado que se adapta mejor a las irregularidades que tiene el terreno.
- Los gobiernos locales podrían utilizar este estudio como insumo para elaborar un plan de gestión con respecto a las inundaciones.
- Dado que se incluyó los puentes para el análisis, las dimensiones de los puentes se deben determinar a partir de estudios hidrológicos-hidráulicos con el fin de que la sección sea capaz de evacuar los caudales de diseño para varios periodos de retorno sin sufrir fallas o daños, garantizando así la seguridad de la población.
- Las zonas con alto riesgo de inundación han sido zonas que en los últimos años han sufrido inundación como son: Puertas del Sol, Federación Deportiva del Azuay, Campus Balzay Universidad de Cuenca, Campus Principal Universidad de Cuenca, Hospital Vicente Corral Mosco y Parque el Paraíso.
- En la comparación de los mapas de inundación para los periodos de inundación de 25, 50 y 100 años, el modelo Iber tiene más área de inundación con respecto al modelo HEC RAS, esto se debe a que el modelo Iber es en dos direcciones X y Y, y sigue la velocidad de onda de flujo, lo cual nos da mayor área de inundación



Bibliografía

Horritt, M.S., Bates P.D., 2002. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology* 268, 87-99.

Valencia, F., Guevara, E., 2014. Validación del modelo HEC HMS en la Cuenca del río Cabriales para el análisis hidrológico. *Revista Ingeniería UC*, Vol. 21, No. 1, 36-49.

Pappenberger, F., Beven, K., Horritt, M., Blazkova, S., 2005. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology* 302, 46-69.

Knebl, M.R., Yang, Z.-L., Hutchison, K., Maidment, D.R., 2005. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/RAS: a case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. *Journal of Environmental Management* 75, 325-336.

Halwatura, D., Najim, M.M.M., 2013. Application of the HEC-HMS model for runoff simulation in a tropical catchment. *Environmental Modelling & Software* 46, 155-162.

Echeverría, J.A., 2015. Guía de aplicaciones del HEC.HMS en cuencas cubanas. Ejemplos prácticos.

Rincón, J., Pérez, M., Delfin, G., Freitez, C., Martínez, F., 2017. Análisis comparativo entre los modelos HEC-RAS e IBER en la evaluación hidráulica de puentes. *Revista Gaceta Técnica*. Volumen 17(1) pp. 9-28.

Perozo, M.A., Rincón, J.C., 2015. Evaluación hidráulica de un Puente sobre una quebrada con regimen mixto y lecho móvil. *Ingeniería hidráulica y ambiental* 36, 16-30.

Vallejo, E., 2014. Análisis de las crecidas presentadas en los ríos Tarqui, Yanuncay y Tomebamba dese 1997 hasta 2011.

ANEXOS

ANEXO 1.

Precipitaciones Mensuales y Anuales de las estaciones: Matadero en Sayausí y Psicola Chirimachay.

Precipitaciones Mensuales y Anuales - Estación Pluviométrica Matadero en Sayausí.

Año/Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
1997							2.0	11.5	64.0	57.0	136.0	110.5	381.0
1998	84.5	134.0	197.0	163.5	142.0	43.0	61.0	49.0	41.0	150.5	65.0	25.0	1155.5
1999	80.5	156.0	123.8	204.5	206.0	139.0	35.0	45.5	107.0	76.5	35.0	171.5	1380.3
2000	43.5	162.5	150.0	113.5	238.5	76.0	28.5	33.5	132.8	33.2	23.0	91.0	1126.0
2001	119.0	60.5	89.5	112.0	85.5	69.5	29.5	24.5	73.5	9.5	83.5	104.8	861.3
2002	67.5	53.0	122.0	146.0	90.0	63.5	15.0	14.0	15.0	121.5	140.0	103.2	950.7
2003	36.4	48.3	109.7	165.3	89.1	42.7	51.4	15.8	85.4	89.8	155.5	74.9	964.3
2004	34.0	88.0	114.0	35.0	47.0	11.5	35.9	7.6	64.5	56.5	14.0	50.0	558.0
2005	18.5	49.0	150.0	123.5	96.5	78.0	26.5	27.0	13.5	162.5	54.5	231.0	1030.5
2006	56.0	93.5	111.0	163.5	75.5	51.0	39.5	43.0	34.0	48.5	206.0	121.5	1043.0
2007	61.0	43.5	140.5	220.5	91.5	132.0	26.0	51.0	32.0	180.5	73.0	148.0	1199.5
2008	100.0	241.5	163.1	206.9	187.5	51.5	58.5	62.5	83.0	160.5	91.0	61.5	1467.5
2009	167.5	78.0	110.0	151.5	118.0	103.0	29.5	15.0	34.5	68.5	90.0	188.5	1154.0
2010	60.5	195.0	82.0	172.0	104.4	157.6	93.5	3.0	18.0	31.5	39.0	163.0	1119.5
2011	55.5	127.7	81.3	258.0	93.5	65.5	78.5	27.5	94.0	66.0	159.5	158.0	1265.0
2012	213.0	182.5	132.6	128.9	71.5	50.0	40.5	25.5	77.0	136.5	95.5	83.5	1237.0
2013	83.5	85.0	163.0	27.5	100.5	41.0	36.5	46.0	25.5	191.0	37.0	27.0	863.5
2014	90.5	55.0	130.5	175.5	149.3	58.7	50.0	29.0	87.0	193.0	123.5	46.0	1188.0
2015	107.0	35.5	136.0	118.0	81.5	47.5	80.0	18.0	33.0	91.5	111.0	16.5	875.5
2016	36.5	59.5	189.5	253.5	117.0	89.0	31.5	20.4	79.1	50.0	53.5	97.0	1076.5
2017	127.0	97.5	261.4	136.1	140.6						21.50	169.30	953.4
2018									36.7	72.5	147.8	6.6	263.6



Precipitaciones Mensuales y Anuales - Estación Pluviométrica Psicola Chirimachay

Año/Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total
2009												20.5	20.5
2010	73.50	160.50	88.5	162.0	137.00	162.0	103.50	57.0	66.0	37.0	83.5	131.0	1261.5
2011	114.00	177.2	77.8	275.5	149.0	122.5	166.0	45.5	114.0	110.5	168.0	189.5	1709.5
2012	160.5	211.5	167.5	122.5	97.5	99.9	61.1	68.0	51.0	132.0	169.0	63.5	1404.0
2013	102.5	110.5	129.0	67.0	141.6	84.9	107.0	67.0	47.0	121.5	50.5	90.0	1118.5
2014	85.5	69.0	157.5	135.5	169.0	91.0	79.0	77.0	91.0	160.0	85.0	97.0	1296.5
2015	135.5	64.0	172.0	133.5	92.5	135.0	133.8	46.7	39.0	116.5	111.0	41.0	1220.5
2016	96.0	103.5	167.9	181.1	115.5	144.0	51.0	41.3	79.1	50.5	60.0	113.0	1202.9
2017	161.0	117.5	195.5	2.0									476.0



ANEXO 2.

Precipitaciones máximas, estaciones: Matadero en Sayausi, Marianza y Psicola Chirimachay.

Tabla de precipitación máxima en (mm) a diferente escala temporal, estación MATADERO EN SAYAUSI.

Año	Duración (minutos)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
1997	3	5.5	6.5	8	10	13.5	16.5	18	18	18.5	34.5	49
1998	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	13.5	14	15.5	27.5	28.5	29	49
1999	11.5	19	26	32	36.5	37	38	38.5	38.5	38.5	43.5	47.5
2000	2	3.5	4	5.5	7.5	9.5	10	11	18	23	34	49
2001	2	3	4	4.5	5	6.5	8	12	22.5	29	34.5	36
2002	5.5	9	10	10.5	17.5	18.5	20.5	21	23	23	31.5	40
2003	2.5	4.5	5.5	6	7	9.5	11	19.5	31.5	42	53	59
2004	8	15.5	22.5	26.5	32.5	35.5	36.5	39	39.5	39.5	40	40
2005	4.5	7	8	8.5	8.5	9	10.5	14	17	20.5	38	48
2006	3.5	5.5	8	10	14.5	18	23.5	32	32	32	32.5	37.5
2007	4.5	8	10.5	12.5	19	25.5	29	29.5	30	30	30	42.5
2008	2.5	5	7.5	9.5	12	14	15.5	20	22	24.5	28	38
2009	7	12.5	15.5	20	29.5	39.5	49.5	64.5	68.5	68.5	73	73
2010	16	29	37.5	43.5	47.5	48	48.5	50	55	55	55.5	56
2011	3	5.5	6.5	8	10.5	12.5	14	24	33.5	35	35.5	37
2012	5	9	10	11	16	20.5	22.5	23	43	43	43.5	43.5
2013	4	6	7.5	11	14.5	20	25	39	44.5	44.5	44.5	65.5
2014	4.5	7.5	9	10.5	12	21	22.5	28	39	41	43.5	83.5
2015	4	7	8.5	9.5	11.5	14	15.5	21.5	28.5	29.5	29.5	43
2016	4.5	8	11	13	15.5	18	19.5	21.5	27.5	31.5	48.5	53.5
2017	2.6	4.8	5.4	6.3	6.8	8.5	11	13.8	21.2	26.5	32.6	41
2018	2.1	4.1	5.5	6.6	8.3	10.1	11.8	15	17.9	22.1	27.1	34.4



Tabla de precipitación máxima en (mm) a diferente escala temporal, estación MARIANZA

Año	Duración (minutos)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
2004	1.8	3	3.8	4.6	5.6	7.4	8.4	12.7	14	14.2	19.1	33.8
2005	1.3	2.3	2.5	3.3	3.8	5.1	5.3	7.6	11.9	17	27.4	36.6
2006	1.5	2.3	3	3.6	4.6	5.1	5.3	9.9	14.2	16.5	17.3	31.8
2007	7.4	11.2	13	13.7	16.3	18.3	18.3	18.8	19.3	21.8	22.4	34.8
2008	2.8	4.1	5.1	6.1	7.1	7.9	8.4	9.7	13	15.2	17.8	30.5
2009	2	3.6	4.8	5.8	6.9	8.1	8.9	14.5	15	15	15	25.2
2010	2	3.6	5.1	6.1	8.6	11.4	13.2	19.1	27.4	34	43.2	48.3
2011	0.8	1.4	1.6	2.2	2.6	3.8	4.4	6.8	10.6	14.2	23	32.6
2012	3	5.2	5.8	6.4	6.4	6.6	6.6	10.2	12.6	12.8	21.6	31
2013	3.4	4.8	7	8.6	11.6	16.2	20.4	27.4	35.2	35.8	35.8	35.8
2014	5	8.8	10.4	12	13.2	16	20	28.6	36	36.2	36.2	47
2015	2	3.4	4.4	5.2	5.8	7	8.4	9.4	12.6	13.2	19.4	26.6

Tabla de precipitación máxima en (mm) a diferente escala temporal, estación CRIRIMACHAY.

Año	Duración (minutos)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
2010	6.5	9	12.5	14	19.5	23.5	25	33	37	37.5	37.5	38
2011	7.5	12.5	15	18.5	22.5	25.5	29	36.5	38	38	38.5	38.5
2012	8	9	11.5	14	18	21.5	23	25	29.5	38	39	39
2013	3	5.5	7.5	9	11.5	12	12	15.5	17	17	24.5	26
2014	5.5	10.5	14	15.5	18.5	20.5	21	21	21	21	21	28
2015	3.5	4.5	6	7	8.5	10	10.5	14.5	17	18.5	22.5	29
2016	3	5.5	6	6	8	10.5	12	16	29	32	33	33
2017	3	4.5	5.5	6	8.5	11	11	20	27.5	28	29	36



Intensidades máximas.

Tabla de intensidad máxima en (mm/h), estación MATADERO EN SAYAUSI.

Año	Duración (minutos)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
1997	36.0	33.0	26.0	24.0	20.0	18.0	16.5	9.0	4.5	3.1	2.9	2.0
1998	54.0	39.0	34.0	31.5	25.0	18.0	14.0	7.8	6.9	4.8	2.4	2.0
1999	138.0	114.0	104.0	96.0	73.0	49.3	38.0	19.3	9.6	6.4	3.6	2.0
2000	24.0	21.0	16.0	16.5	15.0	12.7	10.0	5.5	4.5	3.8	2.8	2.0
2001	24.0	18.0	16.0	13.5	10.0	8.7	8.0	6.0	5.6	4.8	2.9	1.5
2002	66.0	54.0	40.0	31.5	35.0	24.7	20.5	10.5	5.8	3.8	2.6	1.7
2003	30.0	27.0	22.0	18.0	14.0	12.7	11.0	9.8	7.9	7.0	4.4	2.5
2004	96.0	93.0	90.0	79.5	65.0	47.3	36.5	19.5	9.9	6.6	3.3	1.7
2005	54.0	42.0	32.0	25.5	17.0	12.0	10.5	7.0	4.3	3.4	3.2	2.0
2006	42.0	33.0	32.0	30.0	29.0	24.0	23.5	16.0	8.0	5.3	2.7	1.6
2007	54.0	48.0	42.0	37.5	38.0	34.0	29.0	14.8	7.5	5.0	2.5	1.8
2008	30.0	30.0	30.0	28.5	24.0	18.7	15.5	10.0	5.5	4.1	2.3	1.6
2009	84.0	75.0	62.0	60.0	59.0	52.7	49.5	32.3	17.1	11.4	6.1	3.0
2010	192.0	174.0	150.0	130.5	95.0	64.0	48.5	25.0	13.8	9.2	4.6	2.3
2011	36.0	33.0	26.0	24.0	21.0	16.7	14.0	12.0	8.4	5.8	3.0	1.5
2012	60.0	54.0	40.0	33.0	32.0	27.3	22.5	11.5	10.8	7.2	3.6	1.8
2013	48.0	36.0	30.0	33.0	29.0	26.7	25.0	19.5	11.1	7.4	3.7	2.7
2014	54.0	45.0	36.0	31.5	24.0	28.0	22.5	14.0	9.8	6.8	3.6	3.5
2015	48.0	42.0	34.0	28.5	23.0	18.7	15.5	10.8	7.1	4.9	2.5	1.8
2016	54.0	48.0	44.0	39.0	31.0	24.0	19.5	10.8	6.9	5.3	4.0	2.2
2017	31.2	28.8	21.6	18.9	13.6	11.3	11.0	6.9	5.3	4.4	2.7	1.7
2018	25.2	24.6	22.0	19.8	16.6	13.5	11.8	7.5	4.5	3.7	2.3	1.4



Tabla de intensidad máxima en (mm/h), estación MARIANZA

Año	Duración (minutos)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
2004	21.6	18.0	15.2	13.8	11.2	9.9	8.4	6.4	3.5	2.4	1.6	1.4
2005	15.6	13.8	10.0	9.9	7.6	6.8	5.3	3.8	3.0	2.8	2.3	1.5
2006	18.0	13.8	12.0	10.8	9.2	6.8	5.3	5.0	3.6	2.8	1.4	1.3
2007	88.8	67.2	52.0	41.1	32.6	24.4	18.3	9.4	4.8	3.6	1.9	1.5
2008	33.6	24.6	20.4	18.3	14.2	10.5	8.4	4.9	3.3	2.5	1.5	1.3
2009	24.0	21.6	19.2	17.4	13.8	10.8	8.9	7.3	3.8	2.5	1.3	1.1
2010	24.0	21.6	20.4	18.3	17.2	15.2	13.2	9.6	6.9	5.7	3.6	2.0
2011	9.6	8.4	6.4	6.6	5.2	5.1	4.4	3.4	2.7	2.4	1.9	1.4
2012	36.0	31.2	23.2	19.2	12.8	8.8	6.6	5.1	3.2	2.1	1.8	1.3
2013	40.8	28.8	28.0	25.8	23.2	21.6	20.4	13.7	8.8	6.0	3.0	1.5
2014	60.0	52.8	41.6	36.0	26.4	21.3	20.0	14.3	9.0	6.0	3.0	2.0
2015	24.0	20.4	17.6	15.6	11.6	9.3	8.4	4.7	3.2	2.2	1.6	1.1

Tabla de intensidad máxima en (mm/h), estación CRIRIMACHAY.

Año	Duración (minutos)											
	5	10	15	20	30	45	60	120	240	360	720	1440
2010	78.0	54.0	50.0	42.0	39.0	31.3	25.0	16.5	9.3	6.3	3.1	1.6
2011	90.0	75.0	60.0	55.5	45.0	34.0	29.0	18.3	9.5	6.3	3.2	1.6
2012	96.0	54.0	46.0	42.0	36.0	28.7	23.0	12.5	7.4	6.3	3.3	1.6
2013	36.0	33.0	30.0	27.0	23.0	16.0	12.0	7.8	4.3	2.8	2.0	1.1
2014	66.0	63.0	56.0	46.5	37.0	27.3	21.0	10.5	5.3	3.5	1.8	1.2
2015	42.0	27.0	24.0	21.0	17.0	13.3	10.5	7.3	4.3	3.1	1.9	1.2
2016	36.0	33.0	24.0	18.0	16.0	14.0	12.0	8.0	7.3	5.3	2.8	1.4
2017	36.0	27.0	22.0	18.0	17.0	14.7	11.0	10.0	6.9	4.7	2.4	1.5



ANEXO 3.

Estación Matadero en Sayausi (Intensidades).

1440 min									
n	x	Fn(x)	Gumbel		Normal		(Fn(x)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
			F(x)	D	F(x)	D		(Fn(X)-F(x))^2	(Fn(X)-F(x))^2
1	1.43	0.043	0.095	0.051	0.132	0.088	0.208	0.0026	0.0078
2	1.50	0.087	0.135	0.048	0.161	0.074	0.171	0.0023	0.0055
3	1.54	0.130	0.164	0.034	0.181	0.051	0.137	0.0011	0.0026
4	1.56	0.174	0.180	0.006	0.192	0.018	0.106	0.0000	0.0003
5	1.58	0.217	0.196	0.022	0.203	0.014	0.080	0.0005	0.0002
6	1.67	0.261	0.265	0.004	0.251	0.010	0.057	0.0000	0.0001
7	1.67	0.304	0.265	0.040	0.251	0.054	0.038	0.0016	0.0029
8	1.71	0.348	0.301	0.047	0.277	0.071	0.023	0.0022	0.0051
9	1.77	0.391	0.357	0.034	0.318	0.073	0.012	0.0012	0.0054
10	1.79	0.435	0.376	0.059	0.332	0.102	0.004	0.0035	0.0105
11	1.81	0.478	0.394	0.084	0.347	0.131	0.000	0.0070	0.0173
12	1.98	0.522	0.539	0.017	0.470	0.052	0.000	0.0003	0.0027
13	2.00	0.565	0.555	0.010	0.486	0.079	0.004	0.0001	0.0063
14	2.04	0.609	0.588	0.021	0.517	0.091	0.012	0.0004	0.0083
15	2.04	0.652	0.588	0.064	0.517	0.135	0.023	0.0041	0.0182
16	2.04	0.696	0.588	0.108	0.517	0.178	0.038	0.0116	0.0318
17	2.23	0.739	0.715	0.024	0.656	0.083	0.057	0.0006	0.0069
18	2.33	0.783	0.771	0.011	0.726	0.057	0.080	0.0001	0.0032
19	2.46	0.826	0.826	0.000	0.799	0.027	0.106	0.0000	0.0007
20	2.73	0.870	0.906	0.037	0.913	0.043	0.137	0.0013	0.0018
21	3.04	0.913	0.955	0.042	0.975	0.062	0.171	0.0018	0.0038
22	3.48	0.957	0.984	0.028	0.997	0.041	0.208	0.0008	0.0017
Promedio	2.02	0.50	Dt	0.108	Dt	0.178	1.674	0.0432	0.1429
Coefficiente de Determinación		0.974	Gumbel						
		0.915	Normal						



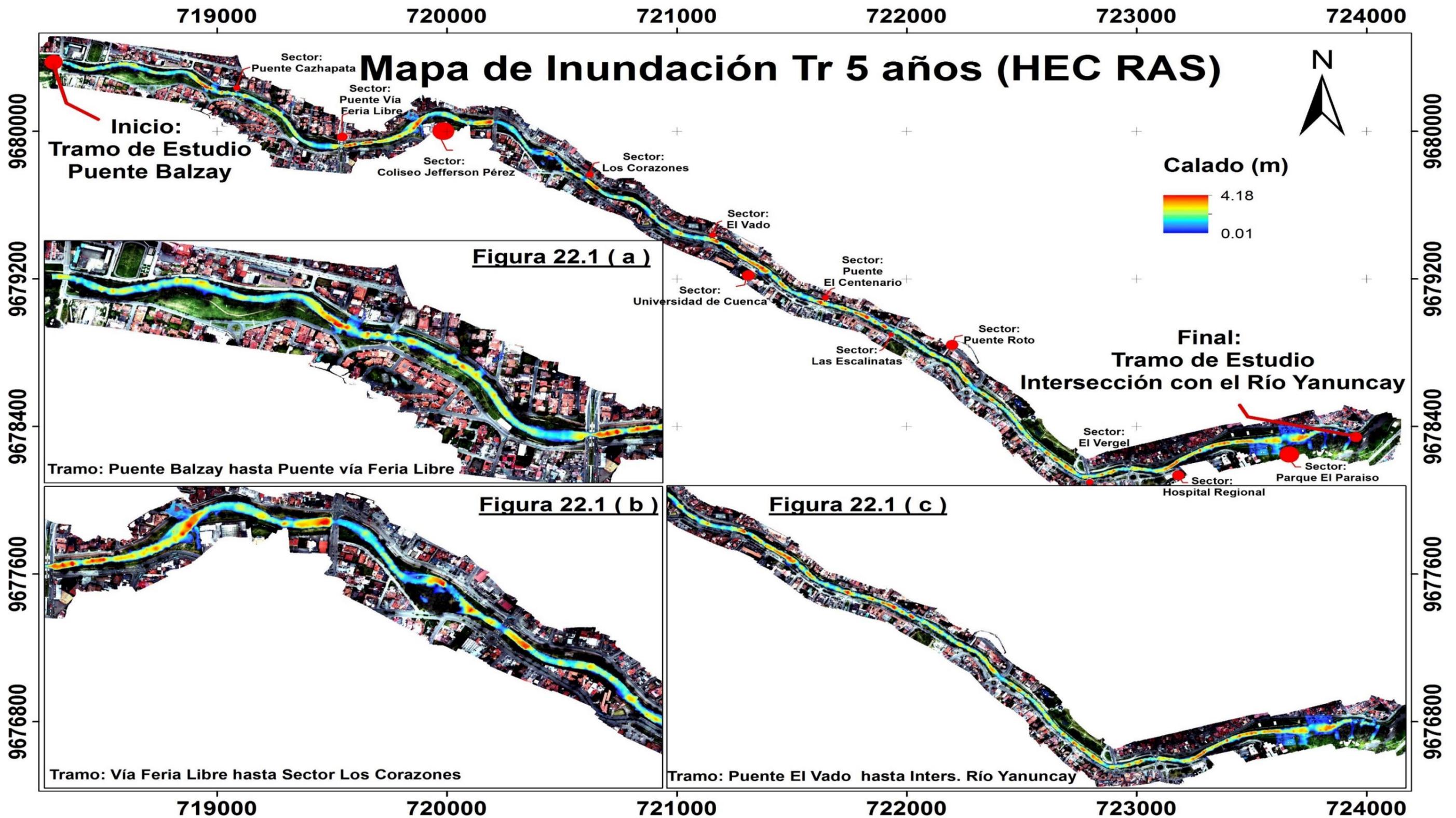
Estación Marianza (Intensidades).

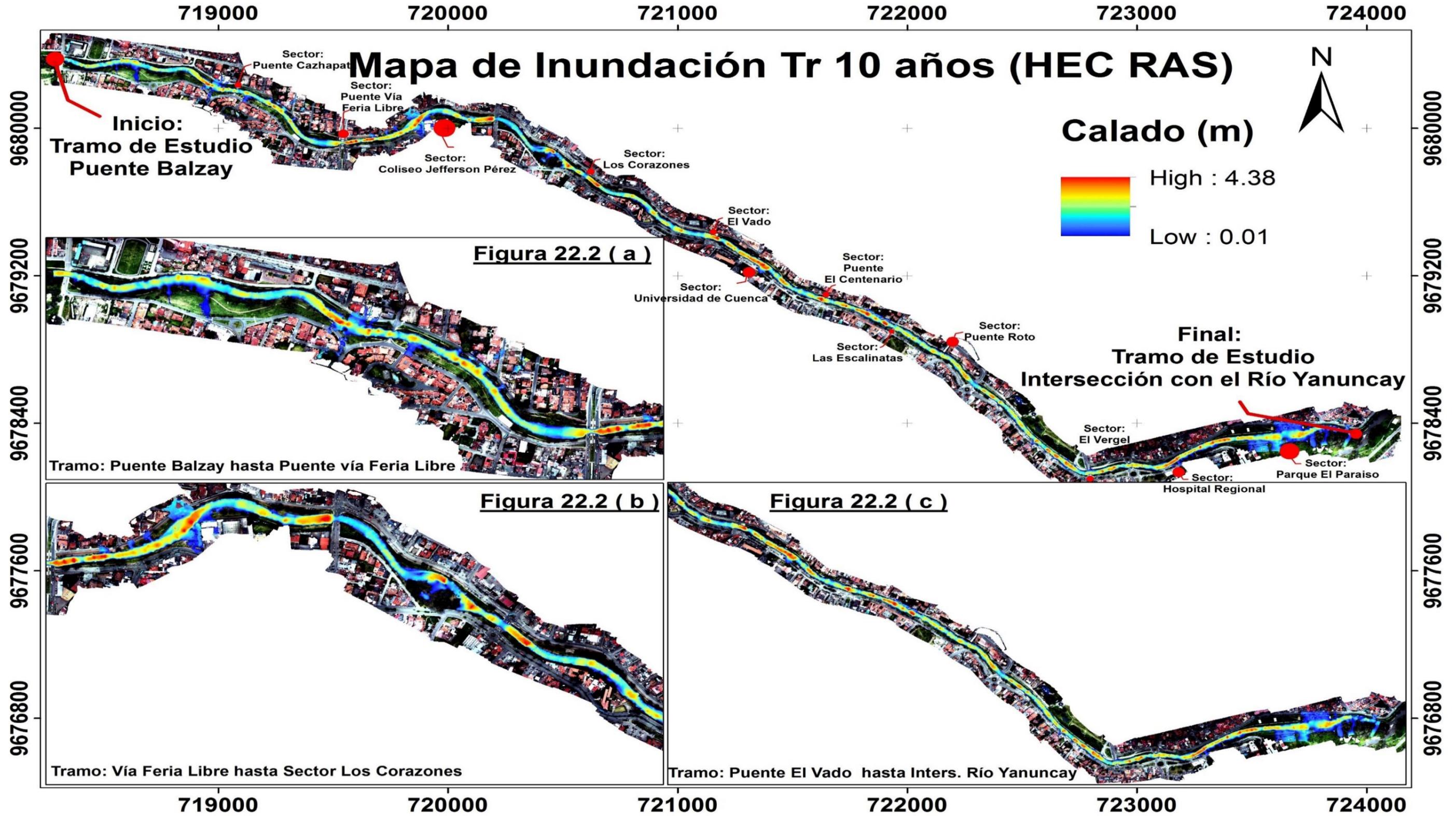
1440 min									
n	x	Fn(x)	Gumbel		Normal		(Fn(x)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
			F(x)	D	F(x)	D		(Fn(X)-F(x))^2	(Fn(X)-F(x))^2
1	1.05	0.077	0.046	0.031	0.092	0.016	0.179	0.0009	0.0002
2	1.11	0.154	0.093	0.061	0.130	0.024	0.120	0.0038	0.0006
3	1.27	0.231	0.311	0.081	0.284	0.054	0.072	0.0065	0.0029
4	1.29	0.308	0.345	0.037	0.309	0.001	0.037	0.0014	0.0000
5	1.33	0.385	0.399	0.014	0.350	0.034	0.013	0.0002	0.0012
6	1.36	0.462	0.452	0.010	0.393	0.068	0.001	0.0001	0.0047
7	1.41	0.538	0.528	0.010	0.460	0.078	0.001	0.0001	0.0061
8	1.45	0.615	0.588	0.028	0.517	0.098	0.013	0.0008	0.0097
9	1.49	0.692	0.642	0.050	0.574	0.119	0.037	0.0025	0.0141
10	1.53	0.769	0.682	0.087	0.618	0.152	0.072	0.0076	0.0230
11	1.96	0.846	0.944	0.098	0.963	0.116	0.120	0.0097	0.0136
12	2.01	0.923	0.956	0.033	0.975	0.052	0.179	0.0011	0.0027
Promedio	1.44	0.50	Dt	0.098	Dt	0.152	0.846	0.0346	0.0787
Coefficiente de Determinación		0.959	Gumbel						
		0.907	Normal						

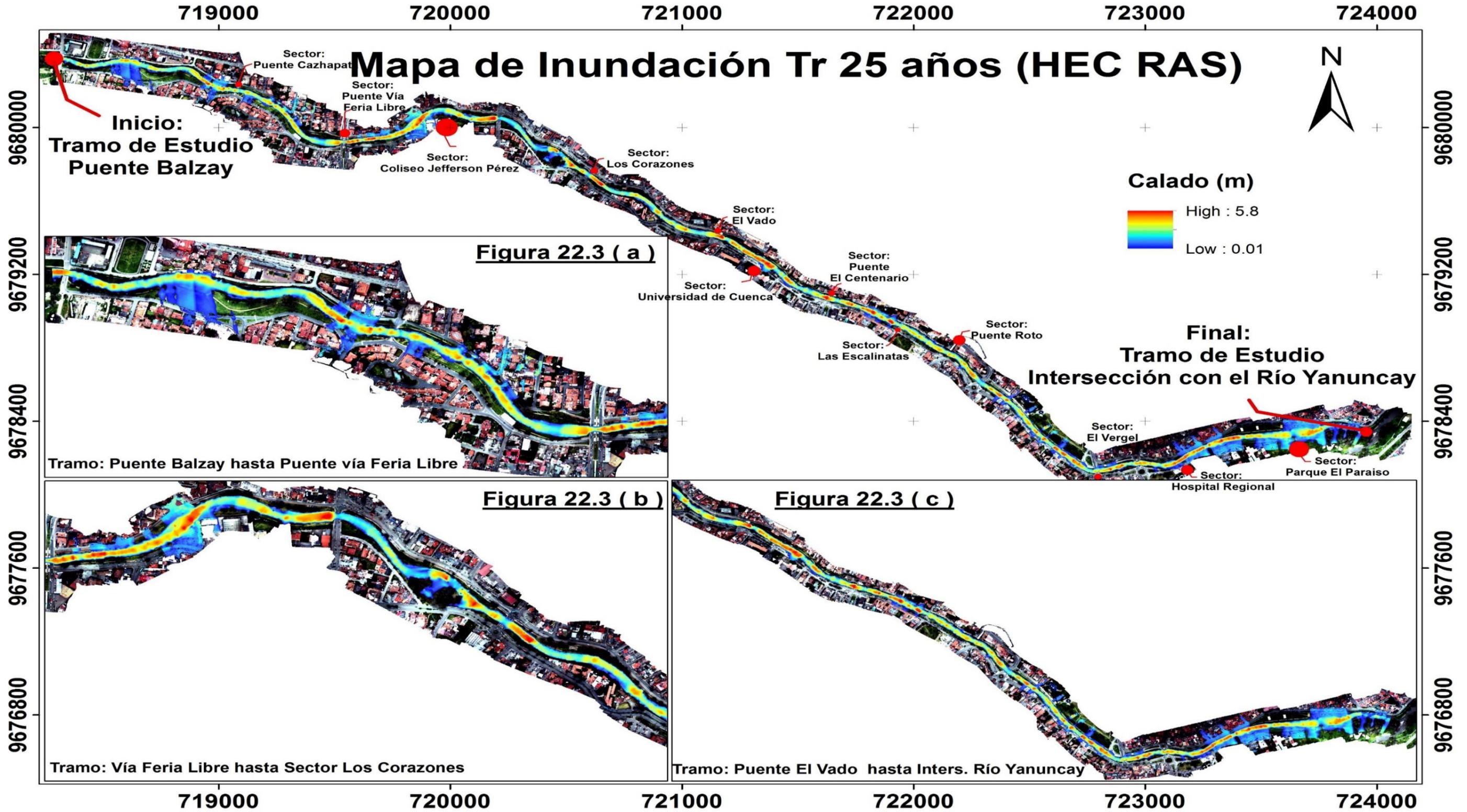


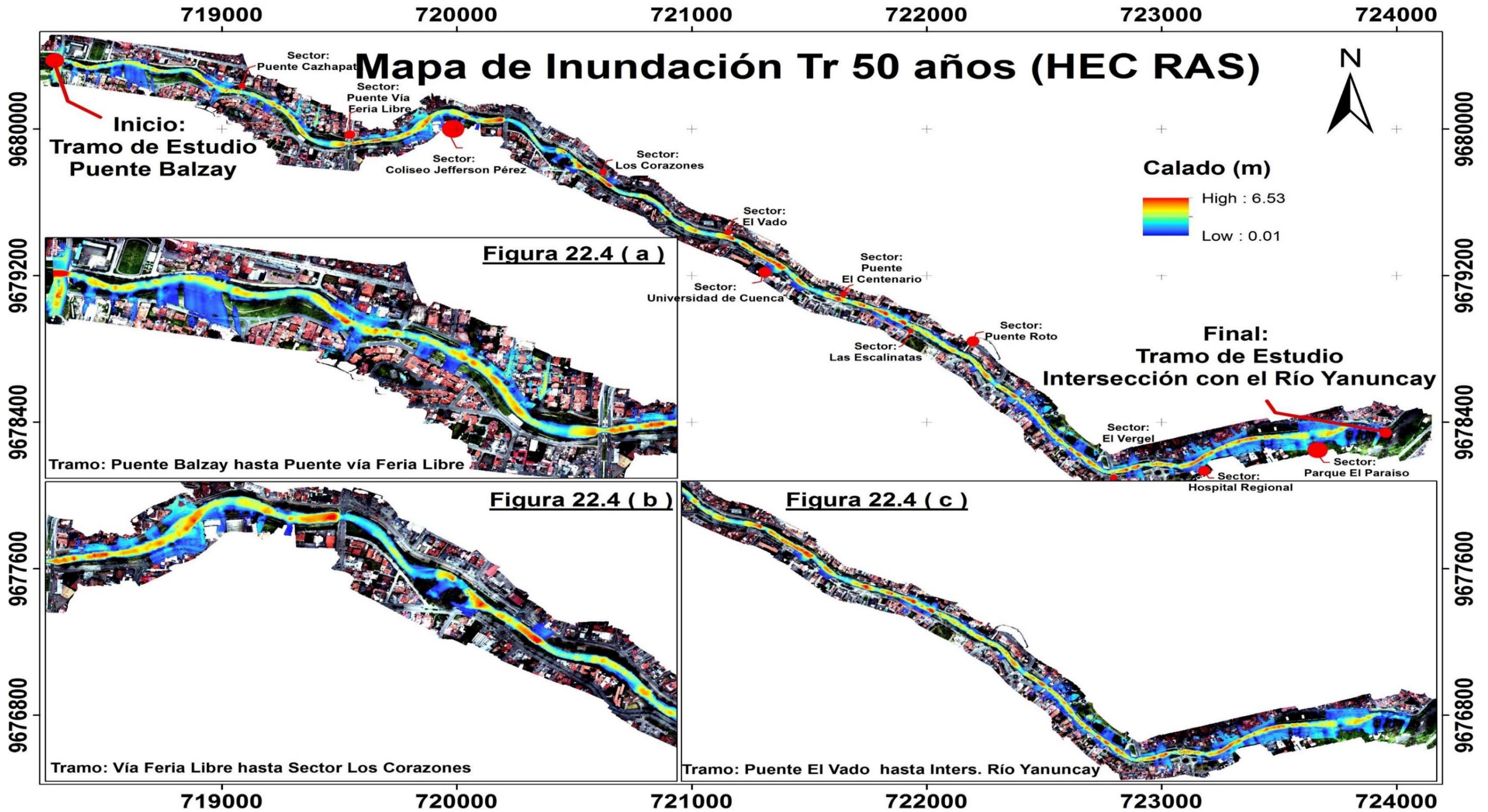
Estación Psicola Chirimachay (Intensidades).

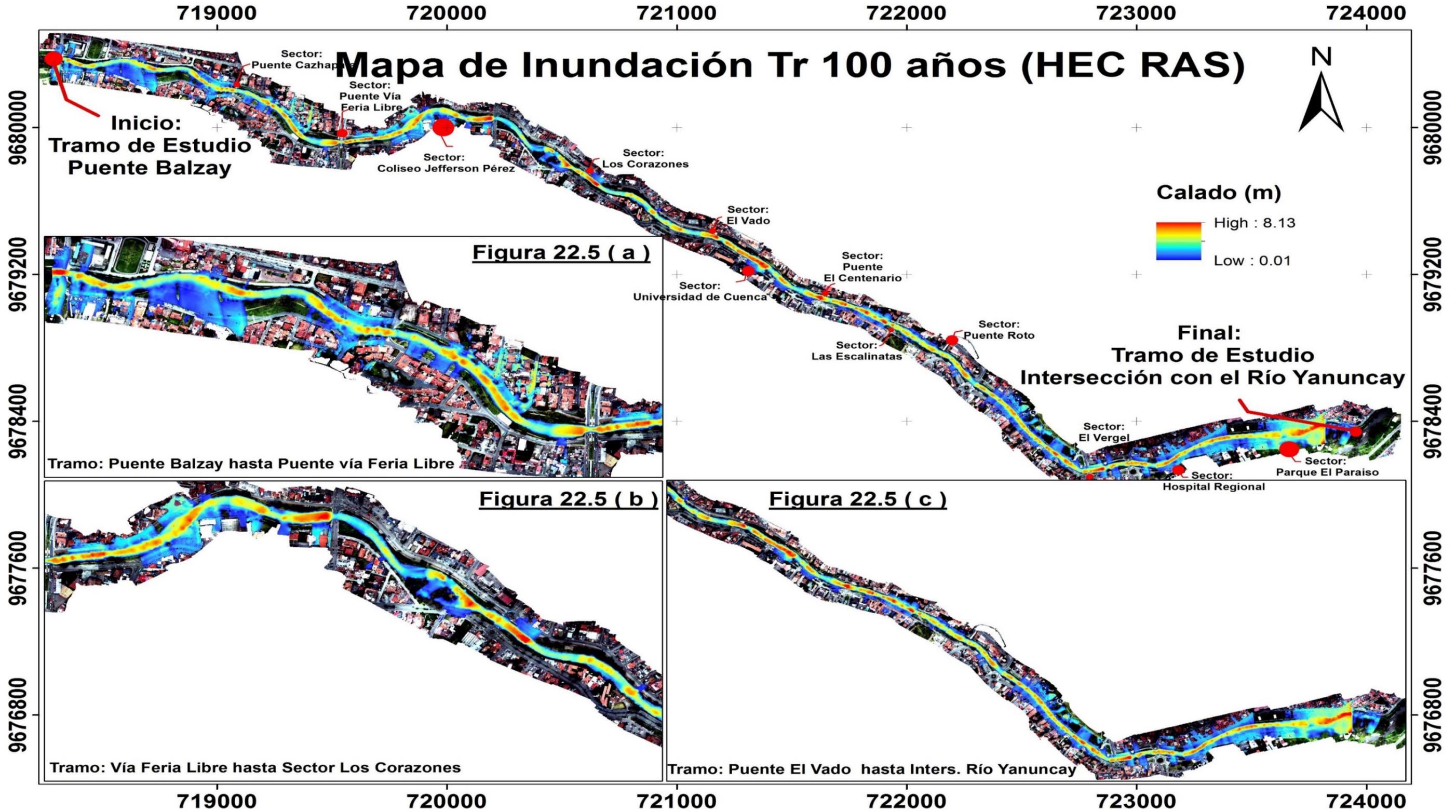
1440 min									
n	x	Fn(x)	Gumbel		Normal		(Fn(x)-Fmedia)^2	Gumbel	Normal
			F(x)	D	F(x)	D		(Fn(X)-F(x))^2	(Fn(X)-F(x))^2
1	1.08	0.111	0.029	0.082	0.076	0.035	0.151	0.0067	0.0012
2	1.17	0.222	0.116	0.106	0.147	0.075	0.077	0.0112	0.0056
3	1.21	0.333	0.186	0.147	0.196	0.137	0.028	0.0216	0.0188
4	1.38	0.444	0.535	0.091	0.466	0.022	0.003	0.0082	0.0005
5	1.50	0.556	0.742	0.187	0.689	0.134	0.003	0.0348	0.0179
6	1.58	0.667	0.834	0.167	0.810	0.144	0.028	0.0279	0.0206
7	1.60	0.778	0.851	0.074	0.835	0.057	0.077	0.0054	0.0033
8	1.63	0.889	0.868	0.021	0.858	0.031	0.151	0.0005	0.0010
Promedio	1.39	0.50	Dt	0.187	Dt	0.144	0.519	0.1163	0.0688
Coefficiente de Determinación		0.776	Gumbel						
		0.867	Normal						

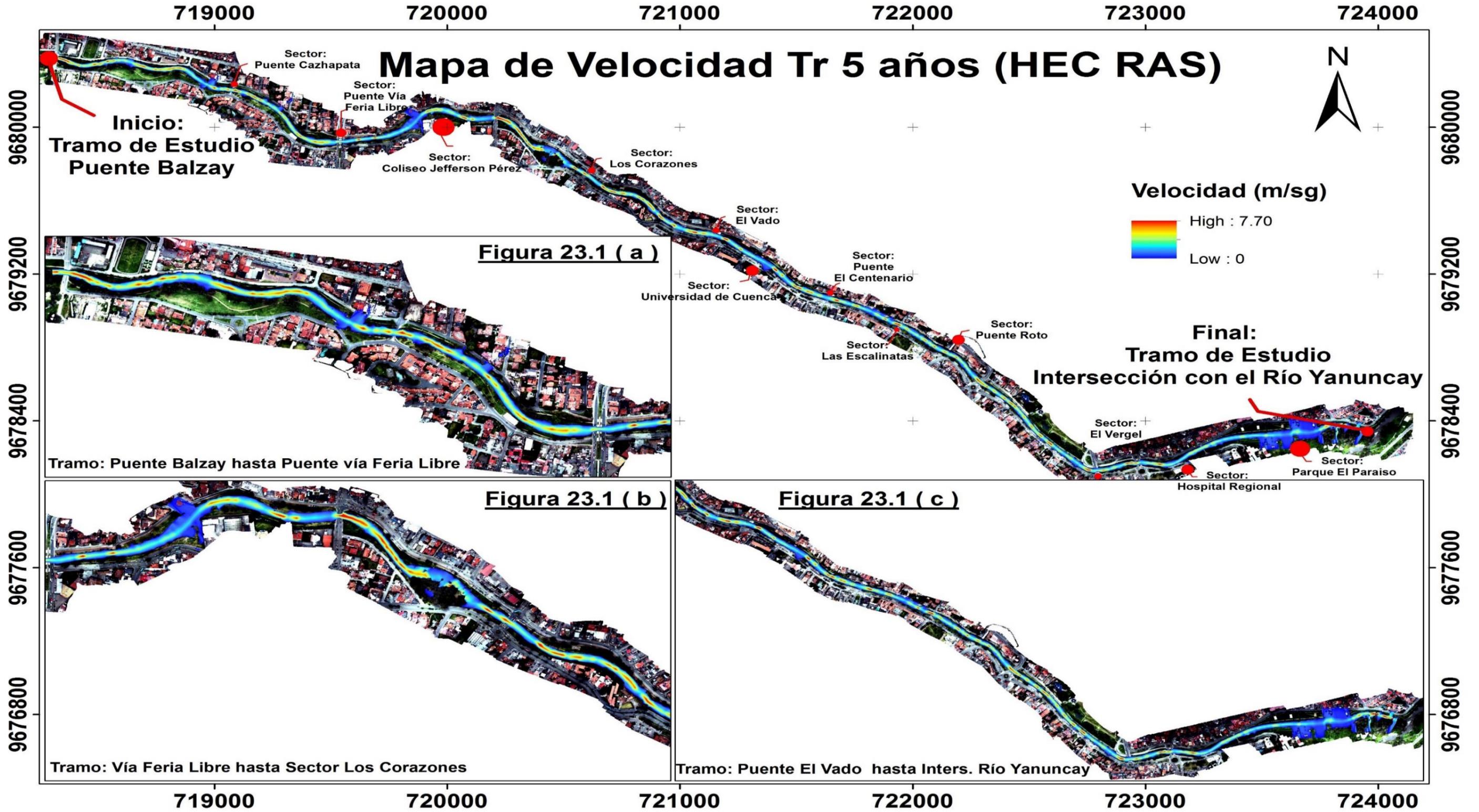


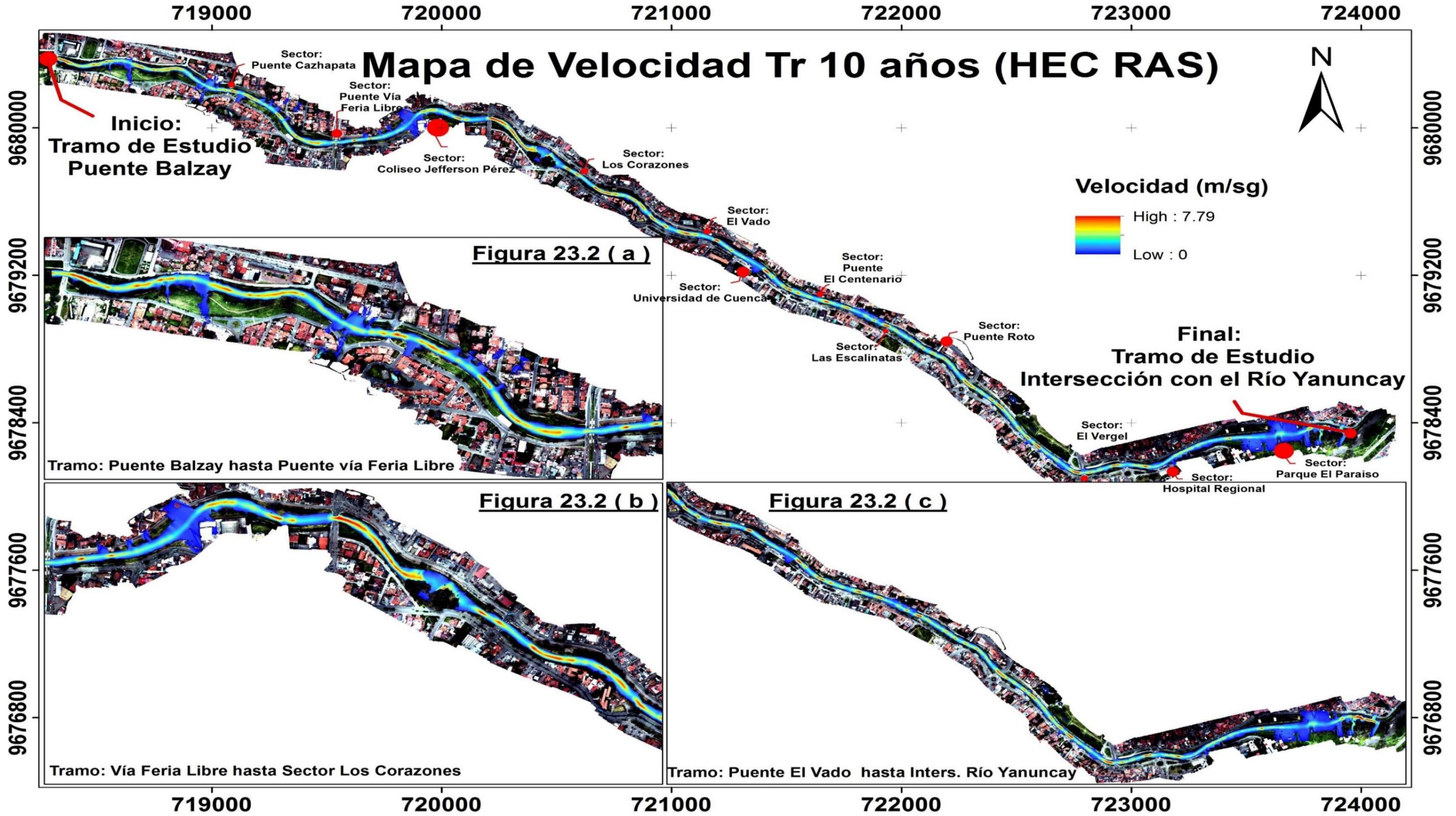


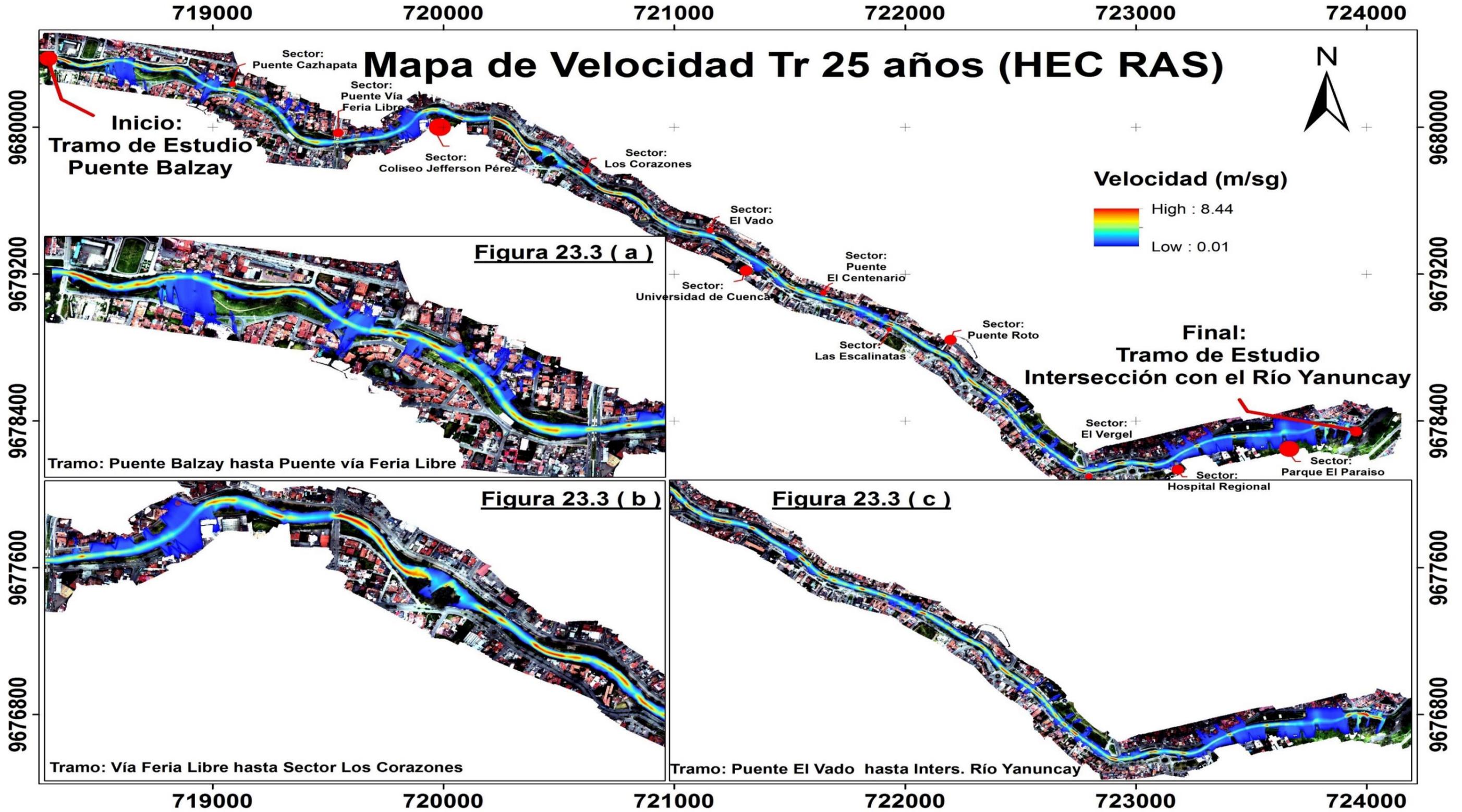


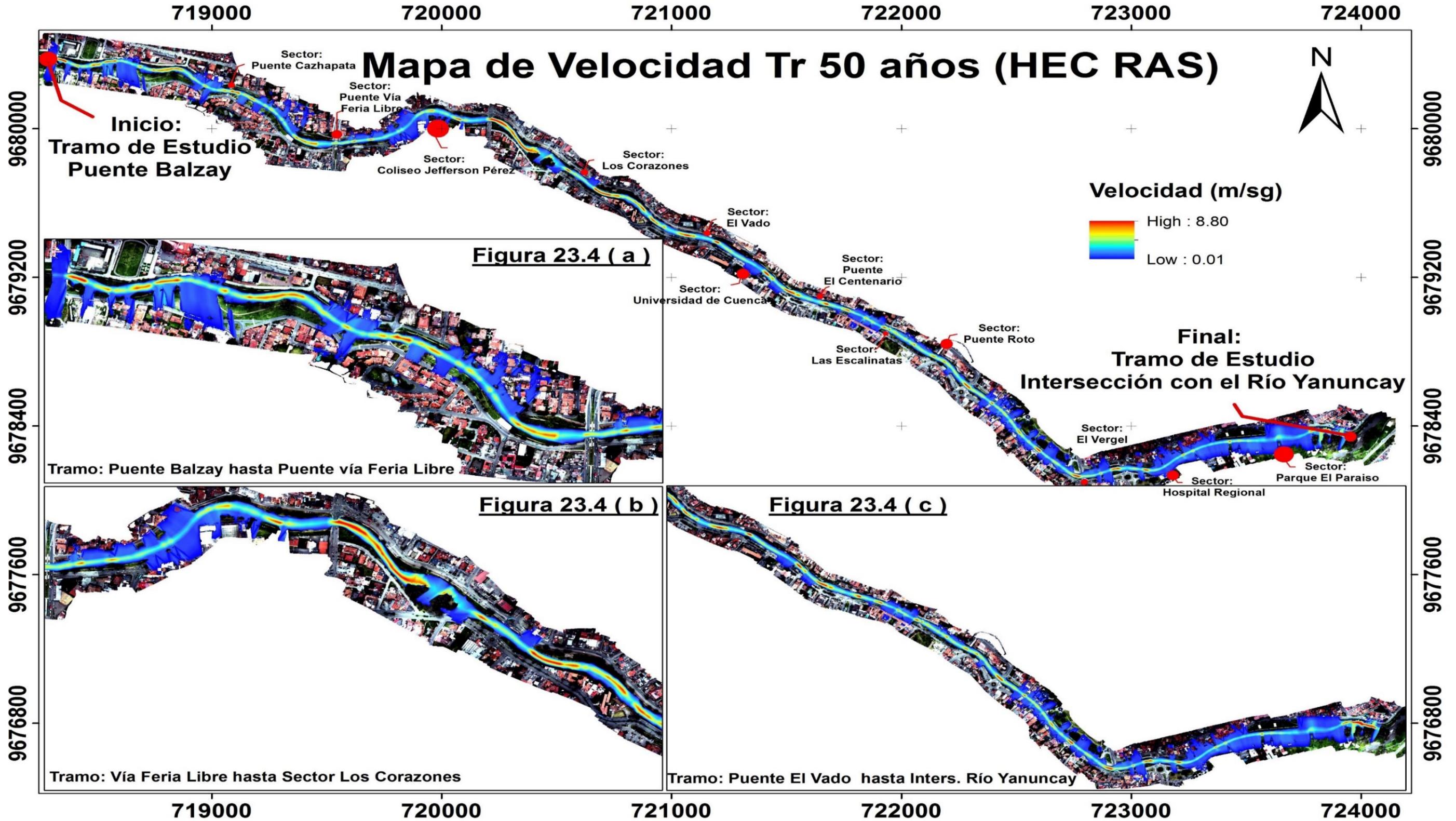


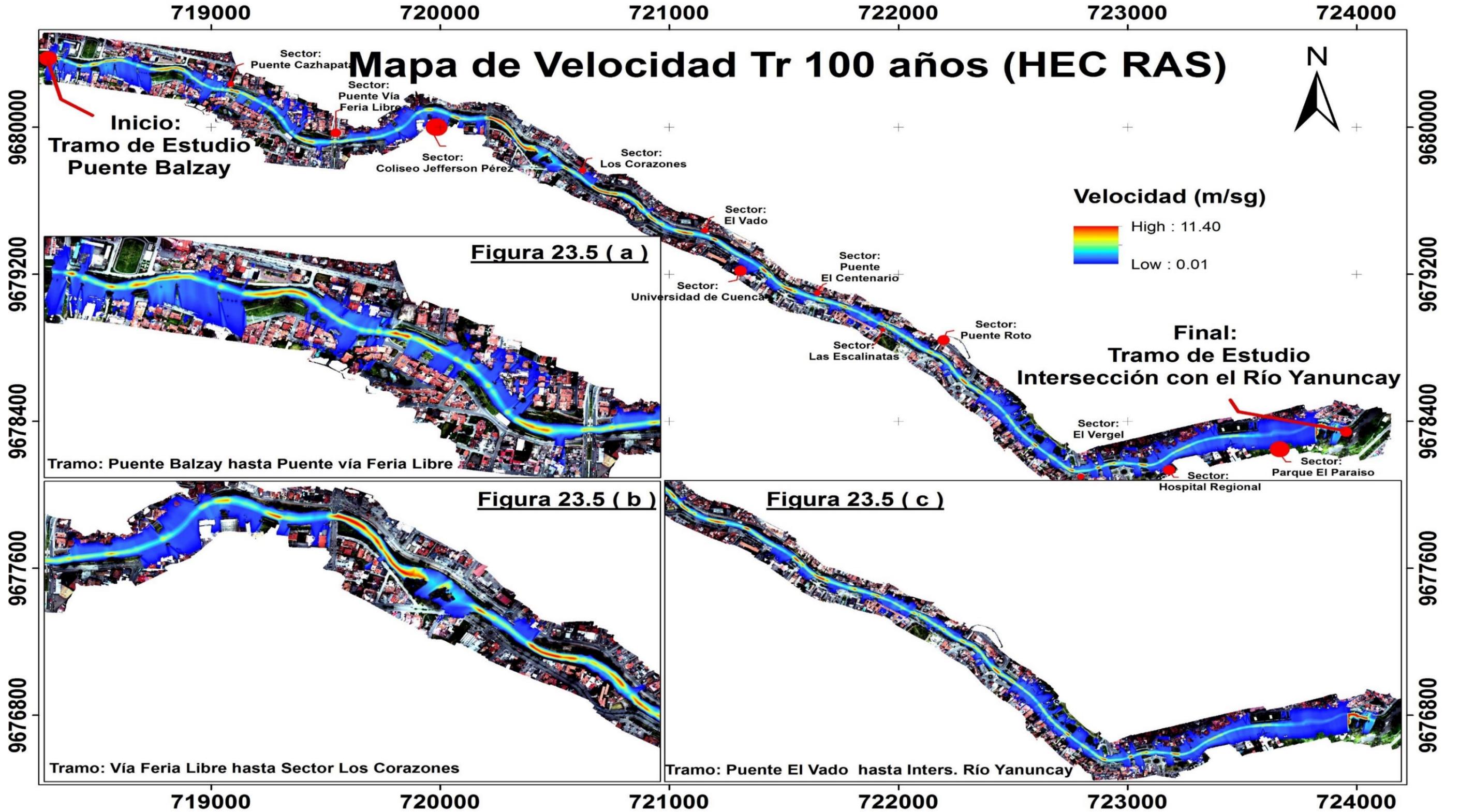


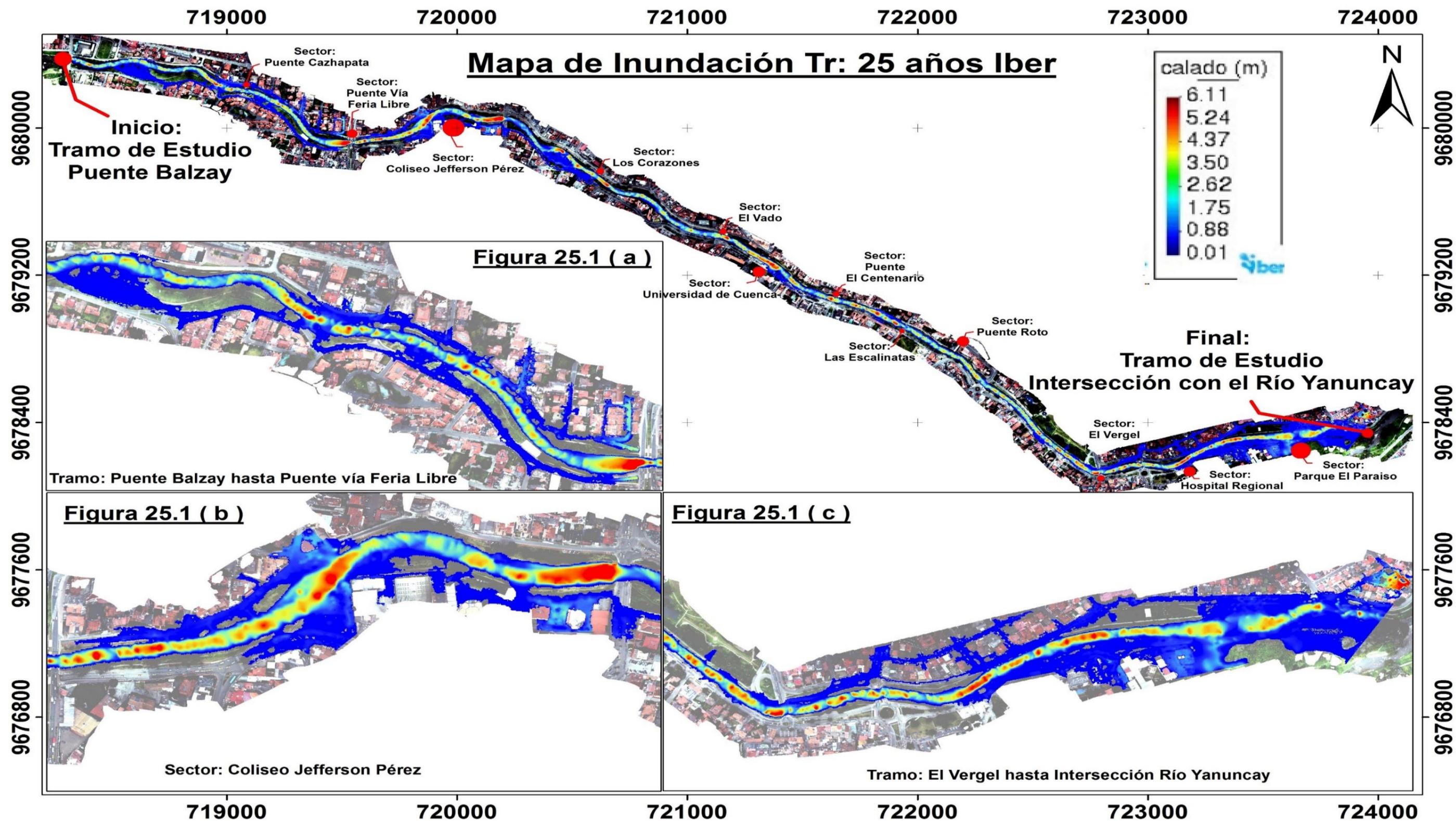


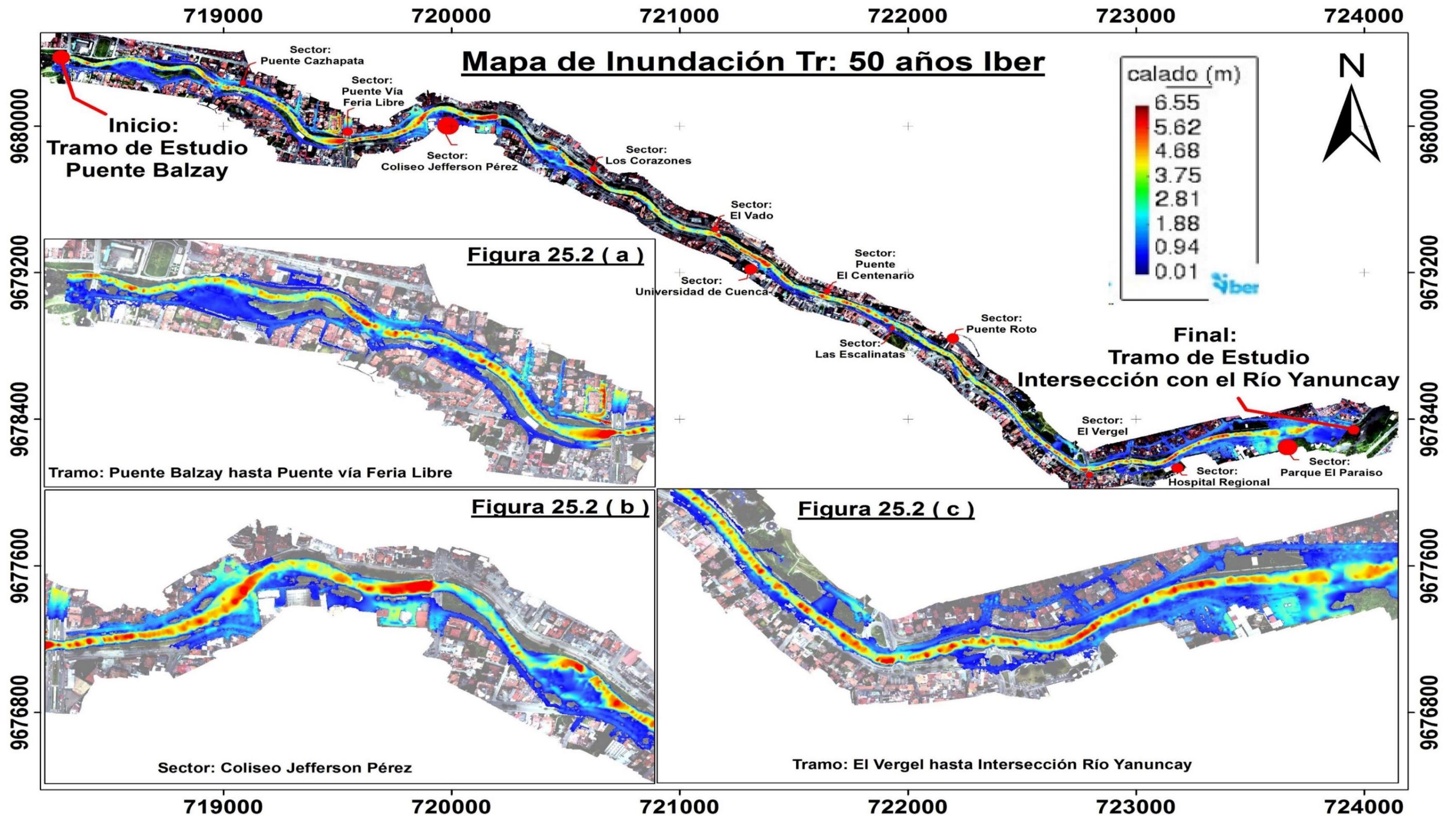


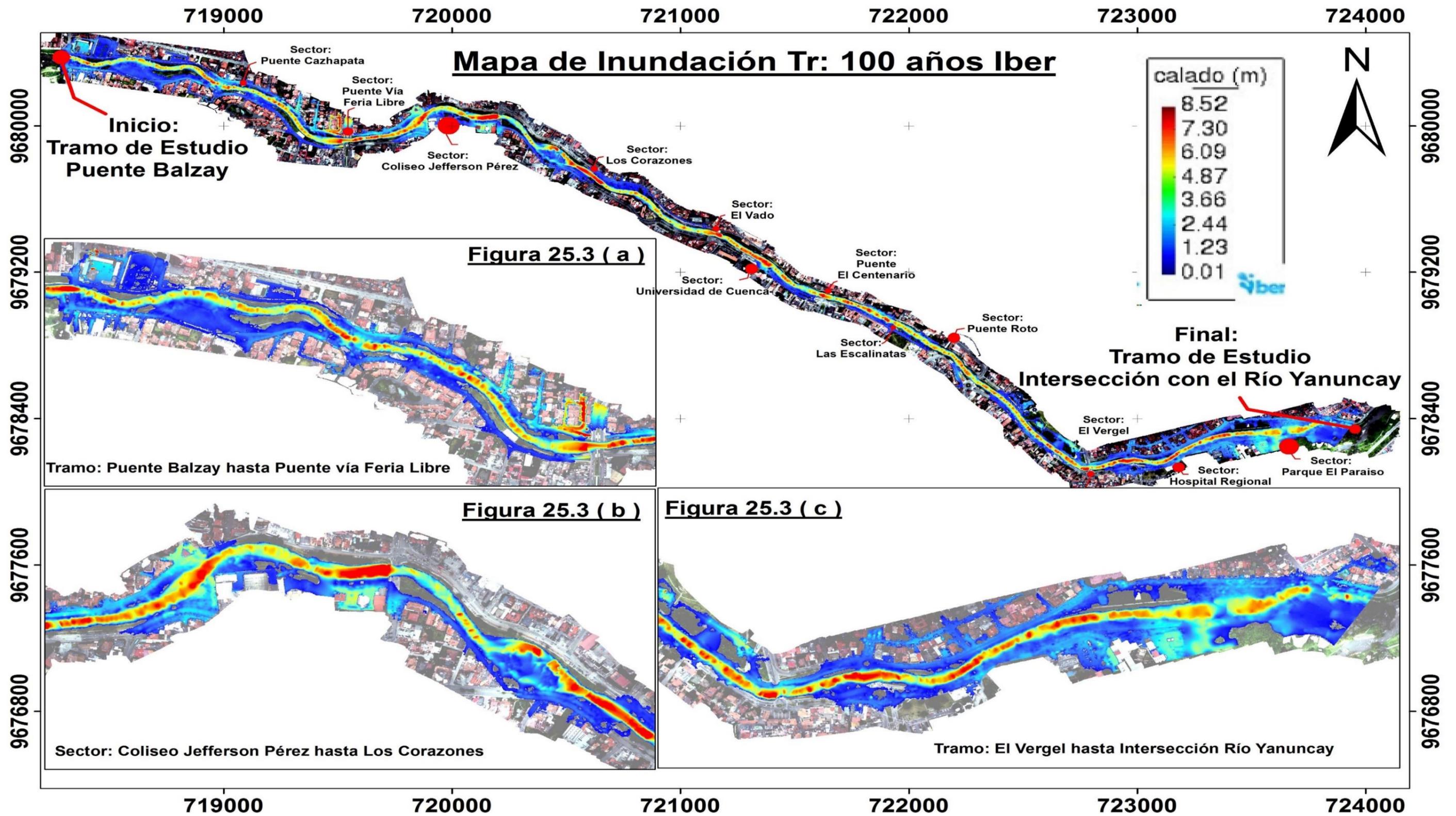


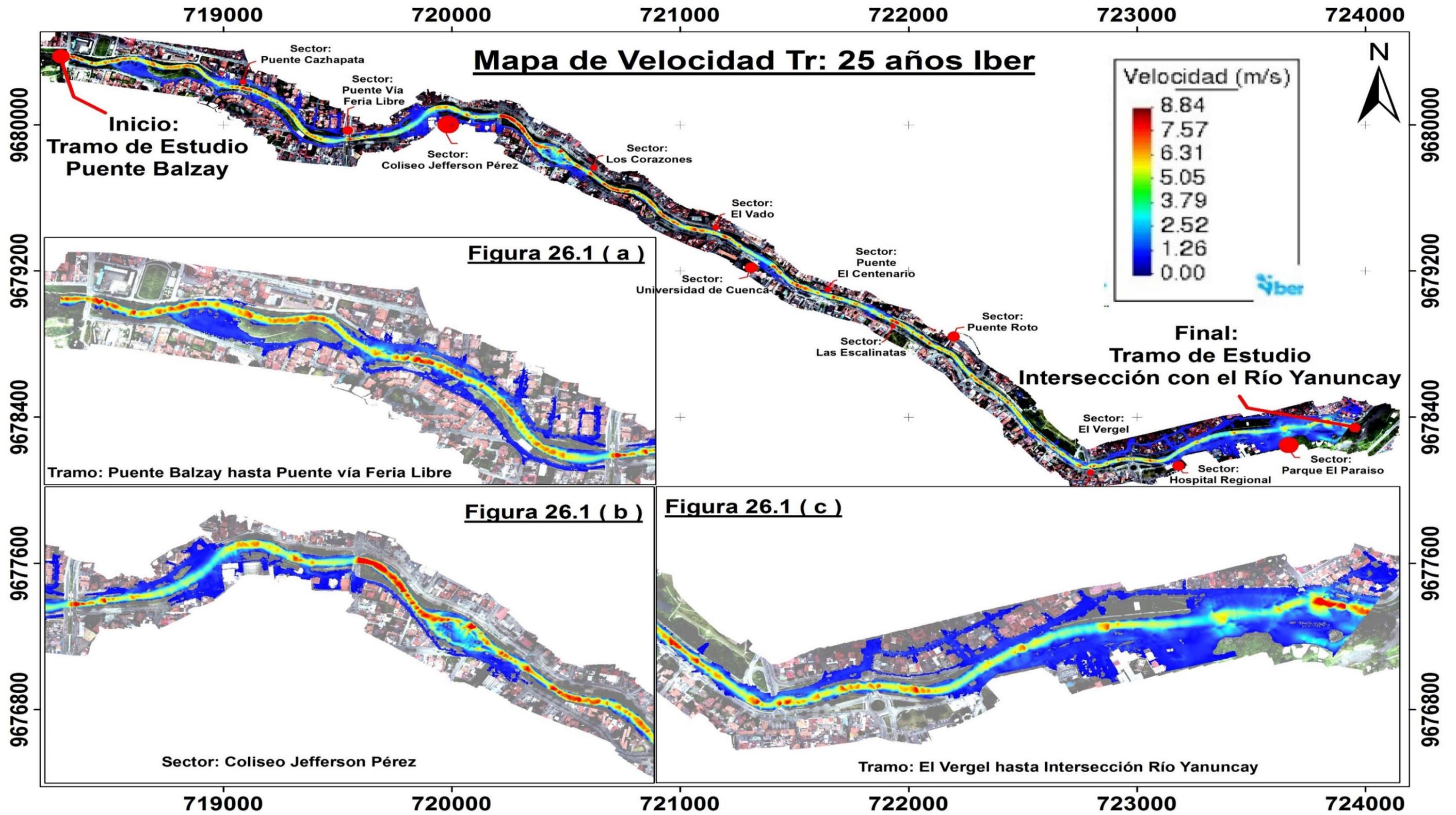


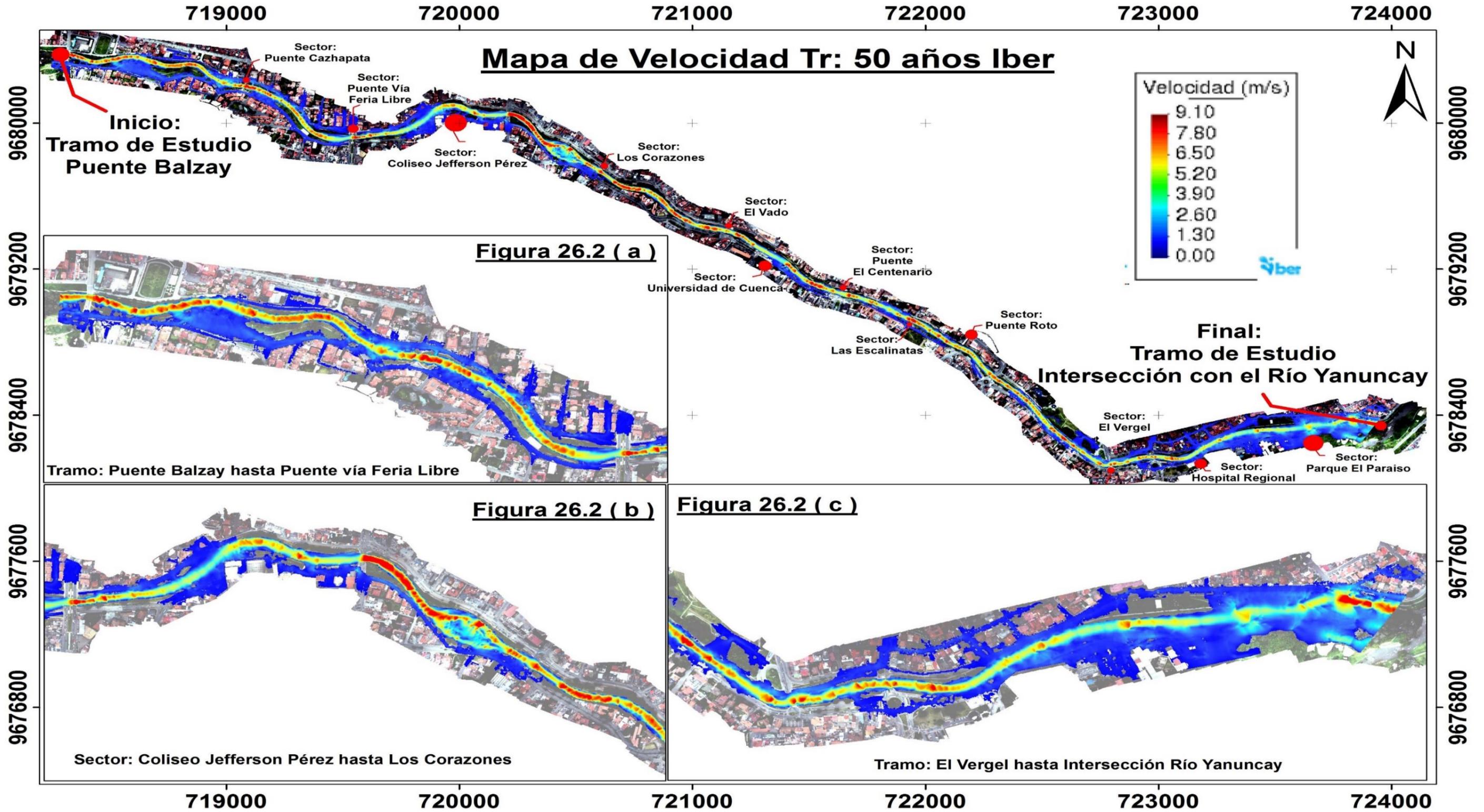


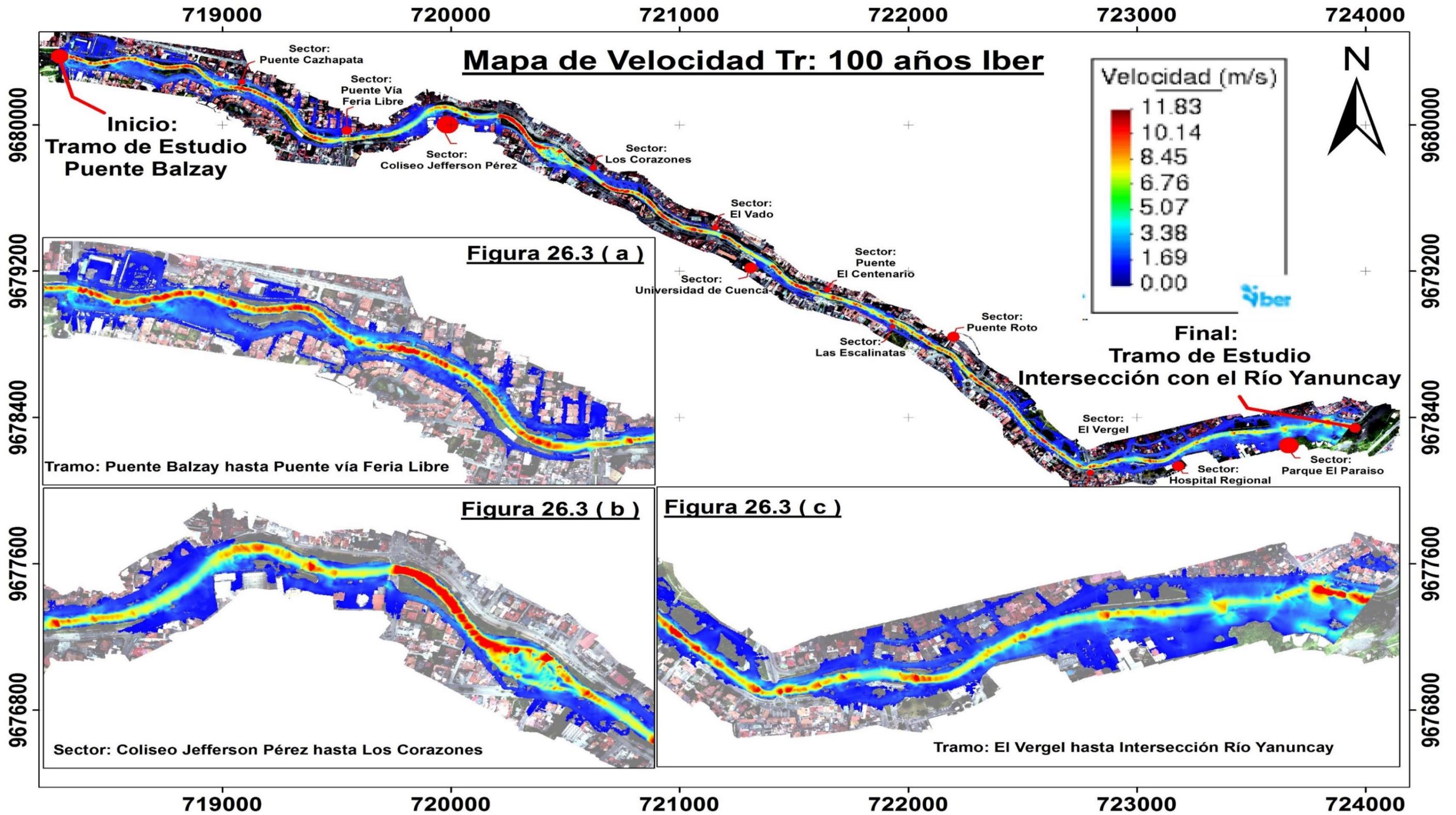






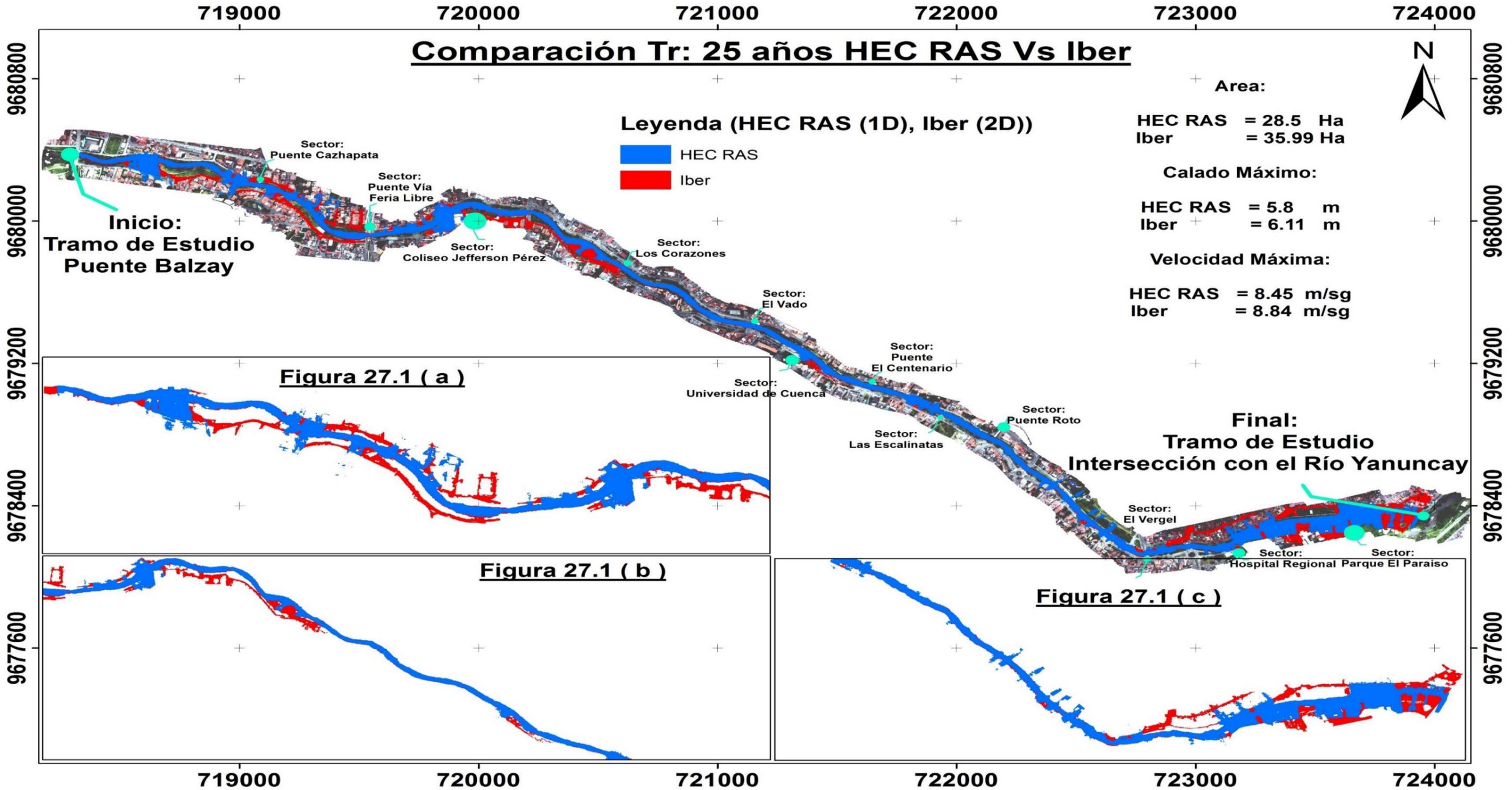


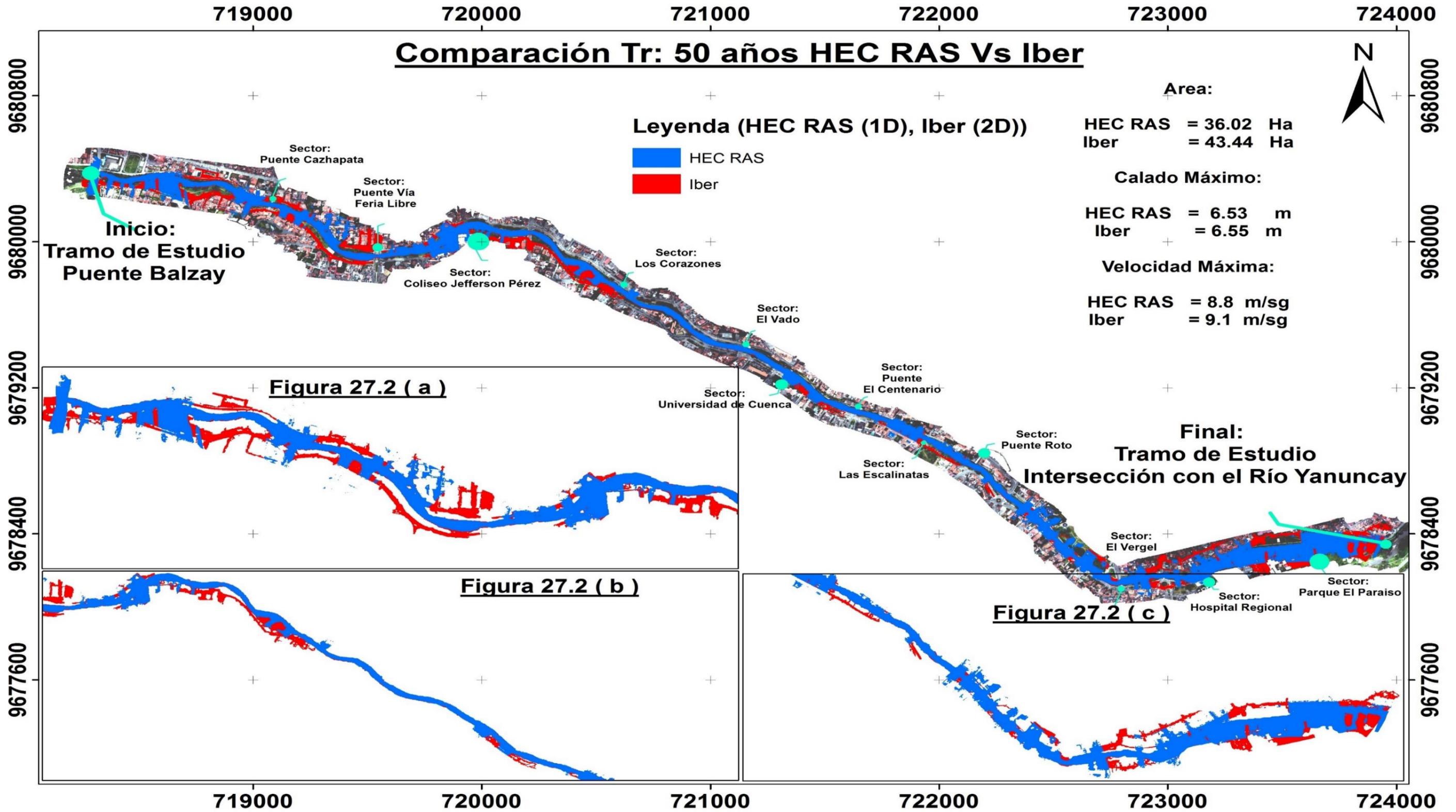


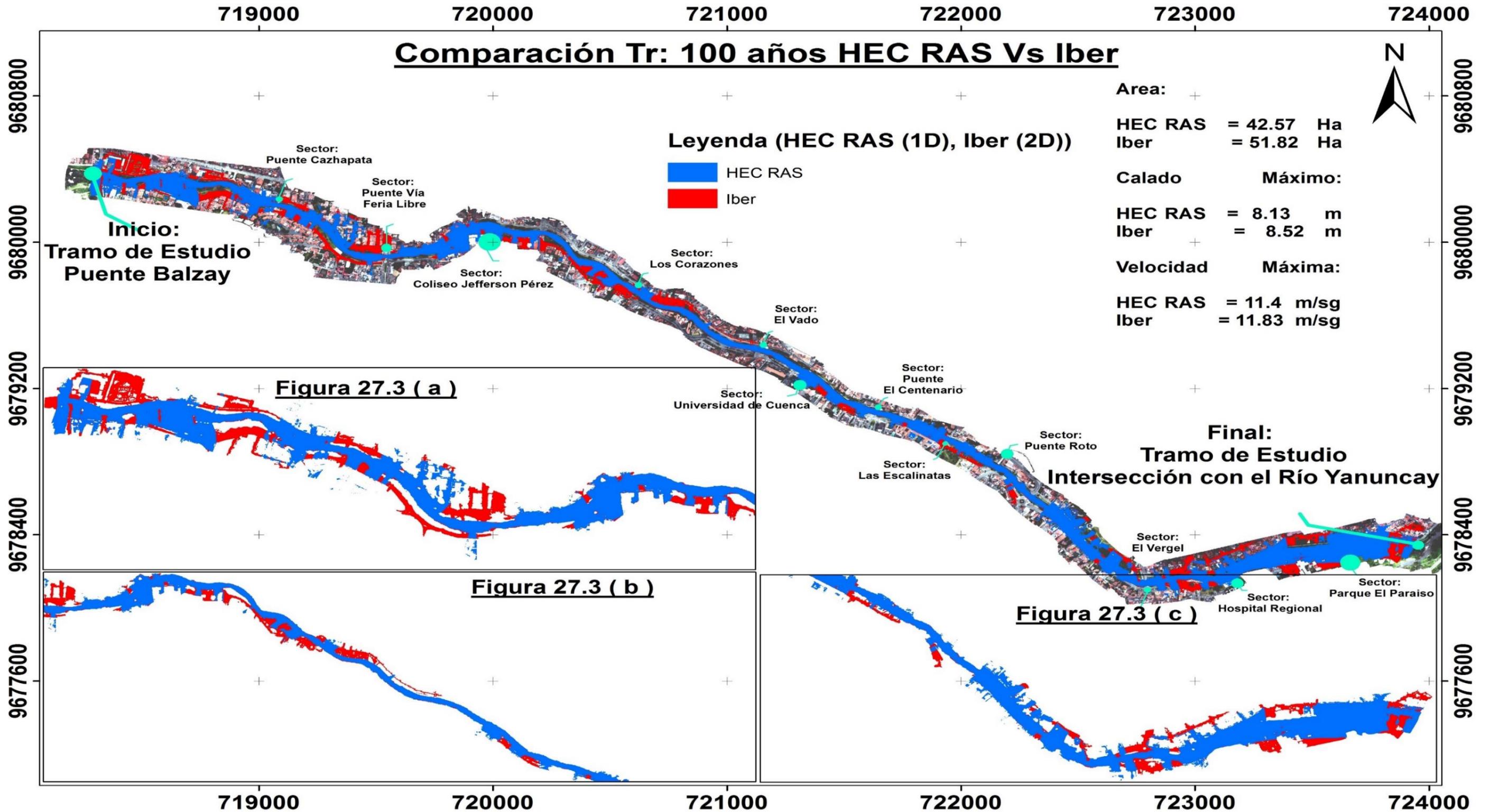




ANEXO 6. Comparación de mapas de inundación para Tr: 25, 50 y 100 años.







ANEXO 7. Zonas con alto riesgo de inundación.

