



ANEXOS





Anexo 1 – Coordenadas del área de estudio y levantamiento de línea base. Archivo digital Excel





Anexo 2 – Documentos legales de autorización del sitio de Campamento





CONTRATO DE ARRENDAMIENTO DE BIEN INMUEBLE

Entre los suscritos, a saber: **ISMAEL PALACIO SANTOS**, varón, panameño, mayor de edad, con cédula de identidad personal No. 1-709-1869, con domicilio en Cloclesito - Saguite - Corregimiento de Samboá, quien en adelante se denominará **EL ARRENDADOR**, por una parte, y por la otra parte **CONSORCIO KANKINTÚ**, formado por la empresa **ININCO, S. A.**, y **CONSTRUCTORA NFL, S. A.**, representada en este acto por **RODRIGO DE LA CRUZ**, varón, panameño, mayor de edad, con cédula de identidad personal No. 8-102-802, en su condición de Representante Legal con domicilio en Llano del Medio, Corregimiento de Las Lomas, David-Chiriquí, quien en adelante se denominará **EL ARRENDATARIO**, ambas partes en lo sucesivo se denominarán **LAS PARTES**, convienen la celebración del presente Contrato de Arrendamiento de Bien Inmueble de conformidad con las siguientes consideraciones y cláusulas:

CLÁUSULAS:

PRIMERA: Declara **EL ARRENDADOR** que posee el uso y usufructo de un bien inmueble de aproximadamente 35 hectáreas, con los siguientes colindantes: NORTE: Carlos Jaén; ESTE: Federico Jiménez, OESTE: Venancio Morales; SUR: Río Guarivara, de la cual dará en arrendamiento mediante el presente contrato una superficie de 13,800 metros cuadrados, dicha área se conocerá como **EL ÁREA ARRENDADA**.

- a- **EL ÁREA ARRENDADA** se puede observar en el plano adjunto el cual hace parte integral del presente contrato. Anexo 1
- b- **EL ÁREA ARRENDADA** estará cercada con cuerda de alambre de púa y estacas vivas y muertas, los gastos que se incurra para realizar dicho cercado serán cubiertos por **EL ARRENDATARIO**.

SEGUNDA: Declara **EL ARRENDADOR** que da en arrendamiento a **EL ARRENDATARIO** y éste a su vez declara que toma en arrendamiento **EL ÁREA ARRENDADA**, sujeto a las condiciones de este contrato.

TERCERA: **LAS PARTES ACUERDAN** que **EL ÁREA ARRENDADA** se destinará para:

- Actividades de tipo comercial, oficina administrativa, campamentos para dormitorios, área de cocina, comedores y áreas de esparcimiento, dentro de un área de 13,800 m².
- Las partes han acordado que **EL ARRENDATARIO** podrá disponer de **EL ÁREA ARRENDADA** y realizar dentro de ella además de las actividades descritas en el párrafo anterior, todas las instalaciones, adecuaciones para la nivelación y estabilización del terreno, con material de río con espesor de 40 a 30 cms, se instalarán tubos de PVC.

CUARTA: Acuerdan **LAS PARTES** que este contrato tendrá una vigencia de doce (12) meses, contados a partir de la ocupación del inmueble por parte del arrendatario, renovable. Las partes acordaron previamente la fecha de ocupación.

4.1 **LAS PARTES** han acordado que la vigencia del presente contrato iniciará una vez se cuente con la aprobación del Estudio de Impacto Ambiental del proyecto ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA COCLESITO - KANKINTÚ, COMARCA NGÖBE BUGLÉ, notificándose por parte del ARRENDATARIO de dicha aprobación a EL ARRENDADOR y acordando la fecha de inicio de ocupación del bien inmueble.

QUINTA: **LAS PARTES** han acordado que el canon de arrendamiento será por la suma de **OCHOCIENTOS BALBOAS CON 00/100 (B/. 800.00)** mensuales, a partir de la aprobación del Estudio de Impacto Ambiental del proyecto ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA COCLESITO - KANKINTÚ.

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA COCLESITO - KANKINTÚ, COMARCA NGÖBE BUGLÉ. Contrato UAL-1-07-2022



COMARCA NGÖBE BUGLÉ según lo estipulado en la cláusula cuarta del presente contrato.

8.1. El canon de arrendamiento será pagadero mediante cheque.

SEXTA: Además de las obligaciones enumeradas en el texto de este documento **EL ARRENDADOR** se compromete a:

- a. Garantizar a **EL ARRENDATARIO** el goce pacífico del bien inmueble arrendado por todo el tiempo del contrato,
- b. Mantener el respeto y buenas relaciones con los inquilinos.
- c. Pagar todos los impuestos correspondientes del bien inmueble arrendado y cualquier impuesto creado por el Estado y/o Municipio que recaiga sobre bienes inmuebles.
- d. Recibir el bien inmueble con el deterioro ordinarios imputables al uso, la acción del tiempo y las condiciones normales del uso, con el material colocado para la estabilización y nivelación (material de río) entre otros según el área acordada.

SÉPTIMA: Además de las obligaciones enumeradas en el texto de este documento **EL ARRENDATARIO**, se compromete a:

- a. Usar el inmueble arrendado única y exclusivamente para los fines que se establecen en este contrato.
- b. Comunicar a **EL ARRENDADOR**, cualquiera perturbación, usurpación, o daños que se causen al inmueble arrendado y tolerar la realización de las reparaciones urgente o necesarias del mismo.
- c. Entregar el bien inmueble arrendado en buen estado, salvo los deterioros ordinarios imputables al uso, la acción del tiempo y las condiciones normales del uso, con el material colocado para la estabilización y nivelación (material de río) entre otros según el área acordada.

OCTAVA: Acuerdan **LAS PARTES** que, al momento de finalizar el arrendamiento, ya sea porque finalizo la vigencia del contrato, o por solicitud del arrendatario, el bien inmueble arrendado se entregara con el material de río u otro similar que se colocó para la nivelación y estabilización del terreno, tal cual se encuentre en el momento de la devolución.

NOVENA: **EL ARRENDATARIO** no podrá subarrendar **EL ÁREA ARRENDADA**.

9.1: EL ARRENDADOR autoriza a **EL ARRENDATARIO** a colocar anuncios comerciales, letreros, rótulos, anuncio cartel, con el nombre del negocio y/o proyecto, corre por cuenta de **EL ARRENDATARIO** la obtención y pago de los permisos municipales.

DÉCIMA: **EL ARRENDATARIO** hace constar que conoce las condiciones de **EL ÁREA ARRENDADA**, que la recibe a su entera satisfacción y se compromete a hacer las adecuaciones necesarias para el fin destinado.

DÉCIMA PRIMERA: **EL ARRENDATARIO** está obligado a poner en conocimiento **EL ARRENDADOR** en el más breve plazo posible, toda novedad dañosa relativa a **EL ÁREA ARRENDADA**.

DÉCIMA SEGUNDA: Serán por cuenta exclusiva de **EL ARRENDATARIO**, las reparaciones por mal uso o negligencia de **EL ÁREA ARRENDADA**, excepto que el deterioro sea causado por el impacto normal que tiene el uso y el paso del tiempo sobre las cosas muebles y sobre los inmuebles, con base a la utilización dada en el tiempo del arrendamiento, descritas en la cláusula tercera del presente contrato.

DÉCIMA TERCERA: **EL ARRENDATARIO** podrá efectuar en **EL ÁREA ARRENDADA** mejoras, instalaciones o alteraciones sin el consentimiento previo de **EL ARRENDADOR**. A la terminación del contrato de arrendamiento o antes





estimare conveniente, **EL ARRENDATARIO** podrá retirar cualquiera de las mejoras e instalaciones que haya introducido, a **EL ÁREA ARRENDADA**.

DÉCIMA CUARTA: **EL ARRENDADOR** o cualquier persona debidamente autorizada por el, podrá, previa notificación a **EL ARRENDATARIO**, examinar periódicamente las condiciones de **EL ÁREA ARRENDADA** y hacerle a **EL ARRENDATARIO** las indicaciones que juzgue convenientes con relación a él arriendo.

DÉCIMA QUINTA: Acuerdan **LAS PARTES** que el bien inmueble arrendado descrito en la cláusula primera del presente contrato, al momento de culminar el arrendamiento será devuelto a **EL ARRENDADOR** tal y como se encuentre en ese momento (de la devolución), se realizará por parte de **EL ARRENDATARIO** la limpieza superficial. **LAS PARTES** acuerdan que en dicho terreno (área arrendada) se podrá dejar material de río u otro similar, se retirará por parte del **ARRENDATARIO** todas las mejoras, estructuras, galeras, contenedores colocados y realizadas en el inmueble.

DÉCIMA SEXTA: **EL ARRENDATARIO** podrá dar por terminado el presente contrato de manera previa y sin que exista justificación, sin responsabilidad de ningún tipo y sin necesidad de resolución judicial, siempre y cuando se notifique a **EL ARRENDADOR**, por lo menos quince (15) días antes, de igual manera notificar cinco (5) días antes que desee prorrogar el arriendo del área.

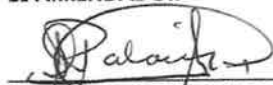
DÉCIMA SÉPTIMA: Para efectos de este contrato, las notificaciones que las partes deban efectuarse se harán a las siguientes direcciones:

- a) **EL ARRENDADOR:** ISMAEL PALACIO SANTOS
Dirección Residencial: Cloclesito – Saguite – Corregimiento de Samboá
Teléfono:
- b) **EL ARRENDATARIO:**
Atención: Carlos Chang/ Rosmery Aguirre
Dirección Residencial: Llano del Medio, Corregimiento de Las Lomas, David-Chiriquí
Teléfono: 776-9614
Email: raguirre@ininco.com; carlosc@ininco.com

DÉCIMA OCTAVA: Acuerdan **LAS PARTES** que, si alguna de las estipulaciones del presente contrato resultare nula según las leyes de la República de Panamá, tal nulidad no invalidará el contrato en su totalidad, sino que este se interpretará como si no incluyera la estipulación o estipulaciones que se declaren nulas, y los derechos y obligaciones de **LAS PARTES** serán interpretadas y observadas en la forma que en derecho proceda.

EN FE DE LO CUAL se firma el presente contrato en dos (2) ejemplares en la ciudad de David, al cuatro (04) días de junio del 2022.

EL ARRENDADOR


ISMAEL PALACIO SANTOS
C.I. P. 1-709-1869

EL ARRENDATARIO


RODRIGO DE LA CRUZ A.
C.I.P.8-102-802

El Suscrito, JACOB CARRERA S., Notario Público
Primero del circuito de Chiriquí con
cedula No. 4-703-1164.
CERTIFICO Que este documento es copia
autentica de su original.

Chiriquí 17 Noviembre 2022
Licdo. JACOB CARRERA S. 1c
Notario Público Primero



Yo, JACOB CARRERA S., Notario Primero del Circuito de Chiriquí,
con cédula de identidad personal No. 4-703-1164.

CERTIFICO:

Que la(s) firma(s) anterior(es) ha(n) sido reconocida(s) como
suya(s) por los firmantes, por lo consiguiente dicha(s) firma(s) es
(son) auténtica(s).

Chiriquí 04 de Junio 2022

Testigos

Licdo. JACOB CARRERA S.
Notario Público Primero

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA CLOCLESITO – KANKINTÚ,
COMARCA NGÓBBE BUGLE. Contrato UAL-1-07-2022





ADENDA No. 1 AL CONTRATO DE ARRENDAMIENTO DE BIEN INMUEBLE



Entre los suscritos, a saber: **ISMAEL PALACIO SANTOS**, varón, panameño, mayor de edad, con cédula de identidad personal No. 1-709-1869, con domicilio en Cloclesito - Saguite - Corregimiento de Samboa, quien en adelante se denominará **EL ARRENDADOR**, por una parte, y por la otra parte **CONSORCIO KANKINTÚ**, formado por la empresa **ININCO, S. A.**, y **CONSTRUCTORA NFL, S. A.**, representada en este acto por **RODRIGO DE LA CRUZ**, varón, panameño, mayor de edad, con cédula de identidad personal No. 8-102-802, en su condición de Representante Legal con domicilio en Llano del Medio, Corregimiento de Las Lomas, David-Chiriquí, quien en adelante se denominará **EL ARRENDATARIO**, ambas partes en lo sucesivo se denominarán **LAS PARTES**, convienen la celebración de la presente Adenda No. 1 al Contrato de Arrendamiento de Bien Inmueble de conformidad con las siguientes consideraciones y cláusulas:

Antecedentes

1. Declaraciones de EL ARRENDADOR y EL ARRENDATARIO:

- Que tienen celebrado contrato de arrendamiento de una superficie de 13,800 metros cuadrados, dentro del inmueble que posee EL ARRENDADOR de aproximadamente 35 hectáreas, con los siguientes colindantes: NORTE: Carlos Jaén; ESTE: Federico Jiménez, OESTE: Venancio Morales; SUR: Río Guariviara, formalizado el 04 de junio del 2022, este contrato en referencia se considera el instrumento legal de referencia.
- Que las partes han acordado ampliar el destino y las actividades que se llevarán a cabo dentro del área arrendada.
- Que debidamente firmada por ambas partes, la presente adenda 1 forma parte integral del instrumento legal de referencia.

2. Que con base en las declaraciones que anteceden, EL ARRENDADOR y EL ARRENDATARIO, otorgan esta adenda en los términos siguientes:

CLÁUSULAS

PRIMERA: Para los efectos procedentes, **EL ARRENDADOR y EL ARRENDATARIO** observarán y cumplirán con todas y cada una de las **CLÁUSULAS** del instrumento legal de referencia, las cuales conservan todo su valor y fuerza legal vinculatoria, salvo lo estipulado en esta adenda 1.

SEGUNDA: Acuerdan **LAS PARTES** que modifica única y exclusivamente la cláusula tercera del instrumento legal en referencia quedando de la siguiente manera:

TERCERA: LAS PARTES ACUERDAN que EL ÁREA ARRENDADA se destinará para:

- Actividades de tipo comercial, oficina administrativa, campamentos para dormitorios, área de cocina, comedores y áreas de esparcimiento, estacionamiento, tanque de combustible de 10,000 galones con fina de contención del 110 % del volumen del tanque, dentro de un área de 13,800 m².
- Las partes han acordado que EL ARRENDATARIO podrá disponer de EL ÁREA ARRENDADA y realizar dentro de ella además de las actividades descritas en el párrafo anterior, todas las instalaciones, adecuaciones para la nivelación y estabilización del terreno, con material de río con espesor de 40 a 30 cms, se instalarán tubos de PVC.



TERCERA: LAS PARTES acuerdan los cambios estipulados en la presente adenda regiran a partir de la firma de la presente adenda.






CUARTA: LAS PARTES acuerdan que todas las demás cláusulas del Contrato de Arrendamiento y/o del instrumento legal de referencia se mantienen sin alteración alguna.

EN FE DE LO CUAL se firma el presente contrato en dos (2) ejemplares en la ciudad David, a los _____ días del mes de _____ del 2022.

EL ARRENDADOR


ISMAEL PALACIO SANTOS
C.I. P. 1-709-1869

EL ARRENDATARIO


RODRIGO DE LA CRUZ A.
C.I.P.8-102-802
ININCO, S.A.

Yo, JACOB CARRERA S., Notario Primero del Circuito de Chiriquí, con cédula de identidad personal No. 4-703-1164.

CERTIFICO:
Que la(s) firma(s) anterior(es) ha(n) sido reconocida(s) como suya(s) por los firmantes por lo consiguiente dicha(s) firma(s) es (son) auténtica(s).

Chiriquí 24 octubre 2022

Testigos

Testigos

Licdo. JACOB CARRERA S.
Notario Público Primero



El Suscrito, JACOB CARRERA S., Notario Público Primero del circuito de Chiriquí con cédula No. 4-703-1164.

CERTIFICO Que este documento es copia auténtica de su original.

Chiriquí 17 Noviembre 2022

Licdo. JACOB CARRERA S.
Notario Público Primero







REPÚBLICA DE PANAMÁ
TRIBUNAL ELECTORAL

Rodrigo
De La Cruz Alzendas

NOMBRE USUAL:
FECHA DE NACIMIENTO: 27-ABR-1939
LUGAR DE NACIMIENTO: PANAMÁ, PANAMÁ
SEXO: M TIPO DE SANGRE: O-
EXPEDIDA: 21-NOV-2014 EXPIRA: 21-NOV-2024

8-102-802

TE TRIBUNAL ELECTORAL

8-102-802

NID45HHL01XENN

El Suscrito, JACOB CARRERA S., Notario Público
Primero del circuito de Chiriquí con
cédula No. 4-703-1164.
CERTIFICO Que este documento es copia
auténtica de su original.

Chiriquí 01 julio 2022
Licdo. JACOB CARRERA S.
Notario Público Primero





Yo, **JACOB CARRERA SPOONER**, Notario Público Primero Del Circuito de Chiriquí, con cedula de identidad personal número **4-703-1164**. **CERTIFICO**: Que esta es una fiel impresión de su original. De lo cual doy fe, junto a los testigos que suscriben. David 01 de Julio de 2022-----


Lic. Jacob Carrera Spooner
Notario Público Primero







COMARCA NGÄBE BUGLE
DISTRITO DE JIRONDAI
CORREGIMIENTO DE GUARIVIARA

Fecha 19-10-2021.

CONSTANCIA DE TRASPASO DE FINCA UBICADO EN LA COMUNIDAD DE SAWITE.
CORREGIMIENTO DE SAMBOA.

ANTECEDENTE HISTORIA:

- ❖ En el año de 1970 una familia chiricana vivió allí en ese lugar, Sembraron, pasto para ganado y cultivaron otros rubros de subsistencia.
- ❖ Luego por situaciones ajeno a su voluntad ello se fue del lugar, ante de irse el comunico al vecino circundante que él estaba vendiendo la finca, pero nadie se atrevió a comprar, por último, ofreció a mi papa. Emilio Palacio Moreno que en paz descanse, el aceptó comprar por un monto de B/. 100.00 en el año 1973.
- ❖ Que en virtud del fallecimiento de mi padre en el año 1986. Reunido toda la familia en consenso me asignaron como jefe en encargado de la finca y familia por ser el hijo mayor del difunto. Desde ese entonces yo empecé trabajar con la Familia teníamos ganados en la finca, hesta en el 1992.
- ❖ Que luego por múltiple compromiso .no podía mantener la finca.
- ❖ Yo Santiago Palacio Jaén. con cedula 1-29-353. mayor de edad con residencia actual en la Comunidad, Quebrada tula, Corregimiento de Guariviara, Distrito de Jirondai.
- ❖ Hago formalmente traspaso de esta finca a mi hermano. **Ismael Palacio Santos** **cedulado 1-709-1869**. con residencia en la comunidad de Coclesito -Saguite - Corregimiento de Samboa, el terreno consta de 35 a 40. Hectárea. Aproximadamente.
- ❖ Que en consecuencia a partir de la fecha de este traspaso de inmueble tierra el señor. Ismael Palacio es dueño legítimo de este globo de terreno.
- ❖ Quien organizara coordinará, y planificara y uso el goce y usufruto de la misma. Entre la familia. Todo lo demás reclamación será nulo
- ❖ Por razones arriba escrito este documento le servirá para que pueda solicitar la certificación correspondiente ante la autoridad administrativa y tradicional (cacique)
- ❖ Su colindante se describe de la siguiente manera.
- ❖ NORTE: con el señor Carlo Jaén.
- ❖ ESTE con el señor Federico Jiménez.
- ❖ OESTE con el señor. Venancio Morales.
- ❖ SUR con el Rio Guariviara.
- ❖ Con fundamento en la ley 10, artículo 9 Decreto Ejecutivo 194 carta orgánica capítulo 17- artículo 19. .

PARA EL TESTIMONIO DE LA QUE EN ELLA HAN INTERVENIDO SE ESTAMPA LA FIRMA.


Responsable de Traspaso
SANTIAGO PALACIO JAÉN
Cedula 1-29-353.


Quien recibe el traspaso
Sr. ISMAEL PALACIO
Cédula 1-709-1889.

C. 1-29-355.

El Suscrito, JACOB CARRERA S., Notario Público
Primero del circuito de Chiriquí con
cedula No. 4-703-1164.
CERTIFICO Que este documento es copia
autentica de su original.

Chiriquí 01 de julio 2022
Licdo. JACOB CARRERA S.
Notario Público Primero







REPÚBLICA DE PANAMÁ
COMARCA NGABE BUGLE
REGIÓN NOKRIBO

Despacho del Cacique Regional Nokribó

CERTIFICACIÓN DE OCUPACIÓN DE TIERRA

Por medio del cual el Cacique Regional Nokribó, en uso de sus facultades legales que le confiere la Ley 10 del 7 de marzo de 1997, que crea la Comarca Ngäbe Bugle y Campesinos y el Decreto Ejecutivo 194, (del 25 de agosto de 1999), Por la cual se adopta la Carta Orgánica Administrativa de la Comarca Ngäbe Bugle.

CERTIFICA

QUE: el (a) Sr (a) Arnel Pablo Santos con cédula de identidad personal N° 1-101-1969 con residencia en la comunidad Sambá Corregimiento de Sambá Distrito de Tirundá Región Nokribó, Comarca Ngäbe Bugle.

Ocupa un globo de terreno de aproximadamente 35 a 40 htz. ubicadas en la comunidad de Sambá Corregimiento de Sambá Distrito de Tirundá Región Nokribó, Comarca Ngäbe Bugle, desde el año 2010.

Dicho globo de terreno mantiene diversos cultivos agrícolas, ganadería y protege árboles maderables y frutales.

Dicho globo de terreno tiene los siguientes colindantes:

- Norte, Carlos Jaen
- Sur, Rio Buenavista
- Este, Federico Jimenez
- Oeste, Venancio Morales

Los beneficiarios de dicho globo de terreno son:

Para otorgar este derecho de ocupación se verificó los elementos de convicción probatorios, con una inspección ocular y se determinó el derecho que le asiste al peticionario (a).

Fundamento de Derecho: Ley 10 del 7 de marzo de 1997, artículo 9, 15, Decreto Ejecutivo 194 de 25 de agosto de 1999, artículo 17, 18, 23, 42 y 142 Numeral 7.

Se expide esta certificación a solicitud del interesado (a).

Dado en la Región Nokribó a los 26 días del mes de octubre de 2022.

Solicitante

AUTORIDAD TRADICIONAL

Willy Jimenez

Cacique Regional Nokribó



c.c. Archivo
c.c. ANATI Comarcal

UAWER P40 lite
LIQUID CAMERA

La Suscrita, VIRNA LISSY LEZCANO GONZALEZ
Notaria Primera Suplente del Circuito de Chiriquí,
con cédula N° 4-203-895.

CERTIFICO: Que este documento es copia
de copia autenticada.

Chiriquí, 27 octubre 2022

Virna Lissy Lezcano G.
Notaria Primera Suplente

Scanned by TapScanner





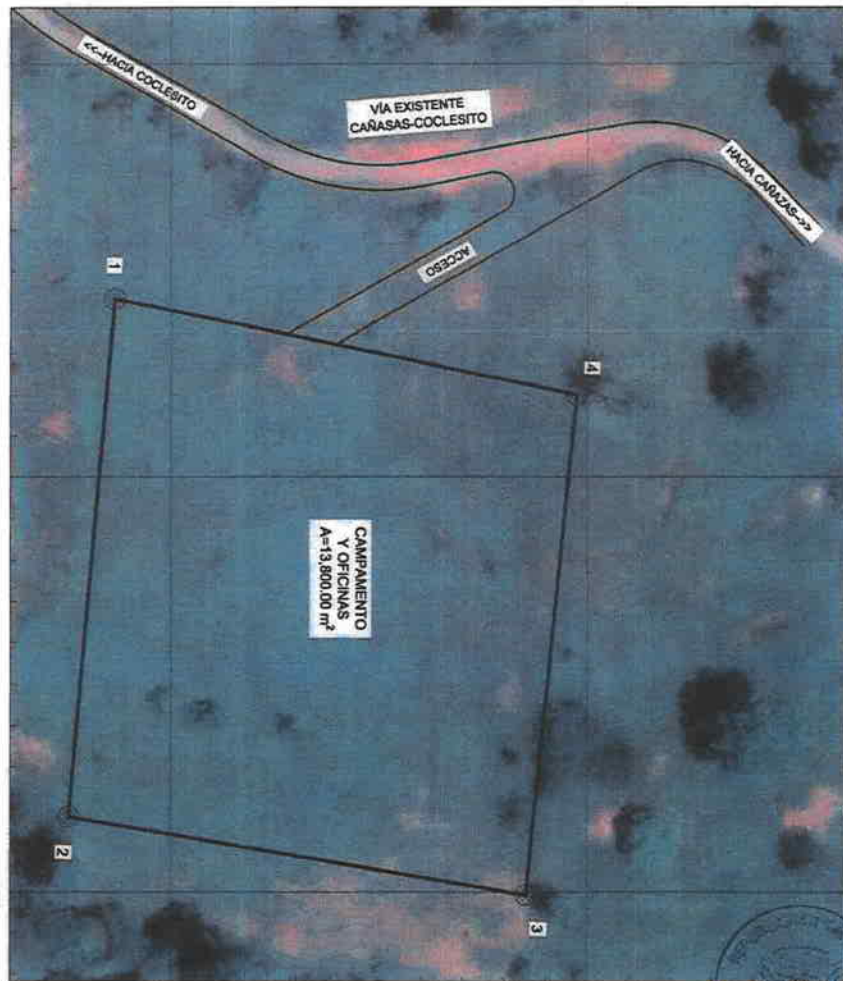
LOCALIZACIÓN GENERAL

ESCALA 1:100,000

TABLA DE COORDENADAS		
PUNTO	NORTE	ESTE
1	971766.563	391556.882
2	971775.561	391682.110
3	971885.204	391700.772
4	971897.450	391579.988

PATIO PARA CAMPAMENTO Y OFICINAS

PROPIETARIO:	ISMAEL PALACIO SANTOS
CÉDULA:	1-709-1669
UBICACIÓN:	CORREG. SAMBOA, DISTRITO DE JIRONDAL, COMARCA DE NGÖBE-BUGLE
ÁREA:	1 HAZ=1,800.00 m ²



PATIO PARA CAMPAMENTO Y OFICINAS

ESCALA 1:1,000

PATTO PARA CAMPAMENTO Y OFICINAS		PATTO PARA CAMPAMENTO Y OFICINAS		PATTO PARA CAMPAMENTO Y OFICINAS	
MUNICIPIO DE CAÑASAS DISTRITO DE JIRONDAL COMARCA DE NGÖBE-BUGLE		MUNICIPIO DE CAÑASAS DISTRITO DE JIRONDAL COMARCA DE NGÖBE-BUGLE		MUNICIPIO DE CAÑASAS DISTRITO DE JIRONDAL COMARCA DE NGÖBE-BUGLE	
"VENIDOR, ENSEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANEJO DE LA CARRERA" COLECCIÓN DE NGÖBE-BUGLE		"VENIDOR, ENSEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANEJO DE LA CARRERA" COLECCIÓN DE NGÖBE-BUGLE		"VENIDOR, ENSEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANEJO DE LA CARRERA" COLECCIÓN DE NGÖBE-BUGLE	
00		00		00	



Anexo 3 – Planos de detalle de pasos de fauna aéreos y detalles de cajones pluviales



22+190



HACIA COCLESITO

DISEÑO DE CARRETERA COCLESITO-KANKINTU

22+200

22+210

HACIA KANKINTU

E:408317.20
N:976616.55

Punto N° 1. Propuesto para paso de fauna aéreo





Punto N° 2. Propuesto para paso de fauna aéreo

E:410340.27
N:977165.90

24+700

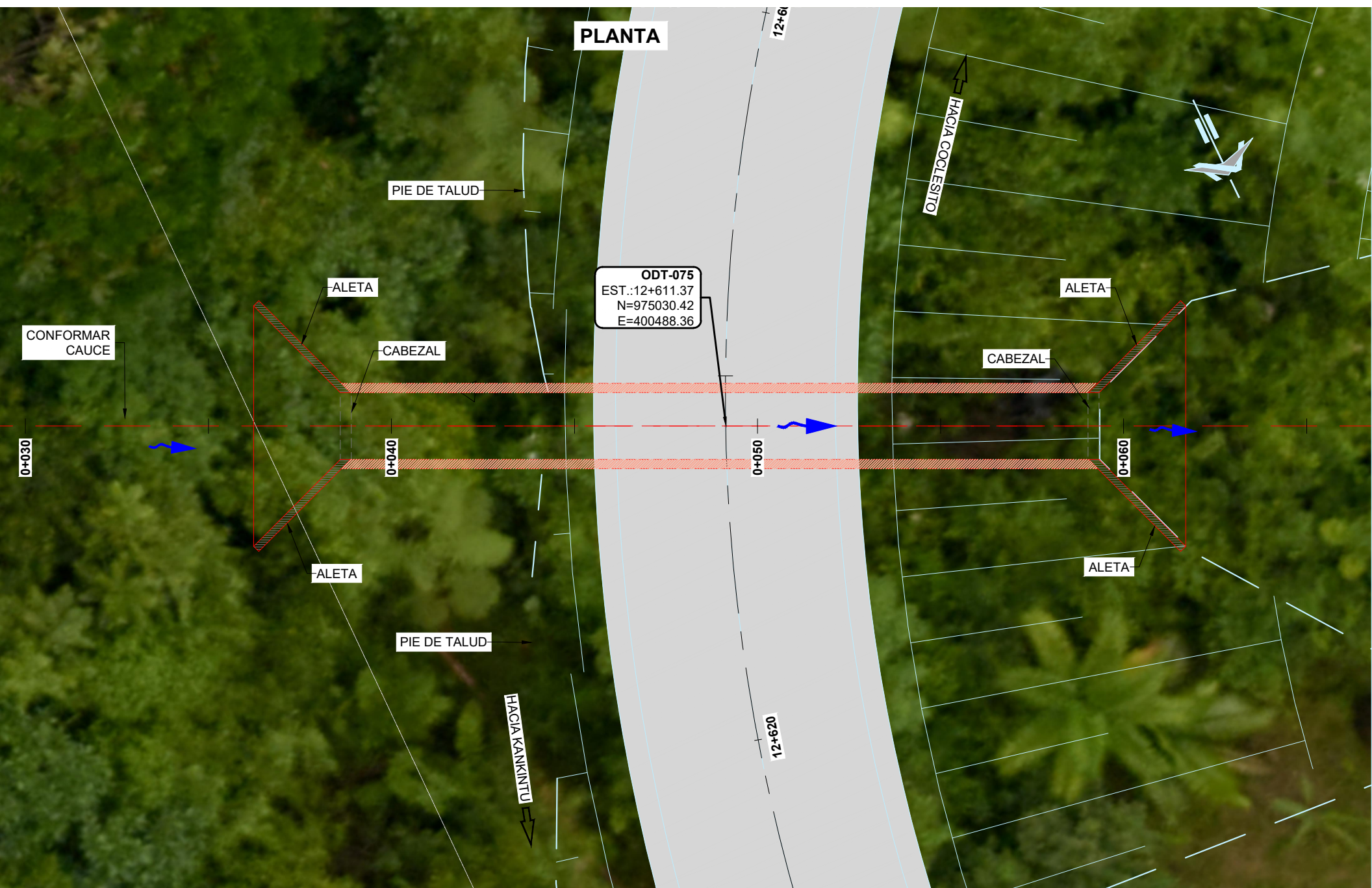
DISEÑO DE CARRETERA COCLESTERO-KANKINTU

24+710

HACIA KANKINTU

24+690

HACIA COCLESTERO



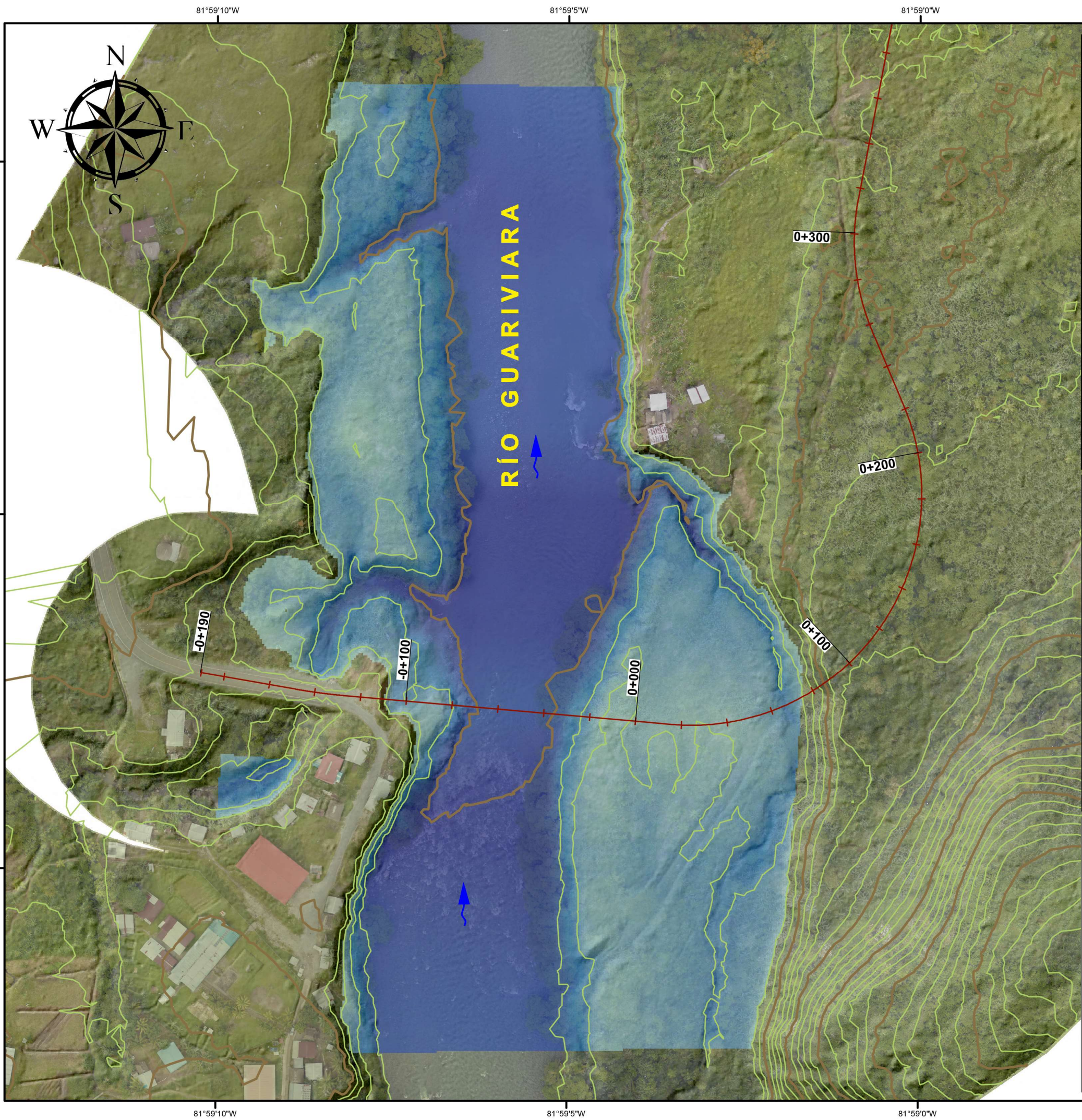






Anexo 4 – Planos de detalle con condición de inundación para cauces naturales





REPÚBLICA DE PANAMÁ

GOBIERNO NACIONAL

República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y
FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA
COCLESITO – KANKINTÚ

CONTRATO No. UAL-1-07-2022

Contenido:

PLANICIE DE INUNDACIÓN RÍO GUARIVIARA
SIN PROYECTO

Contratista:



Fecha:

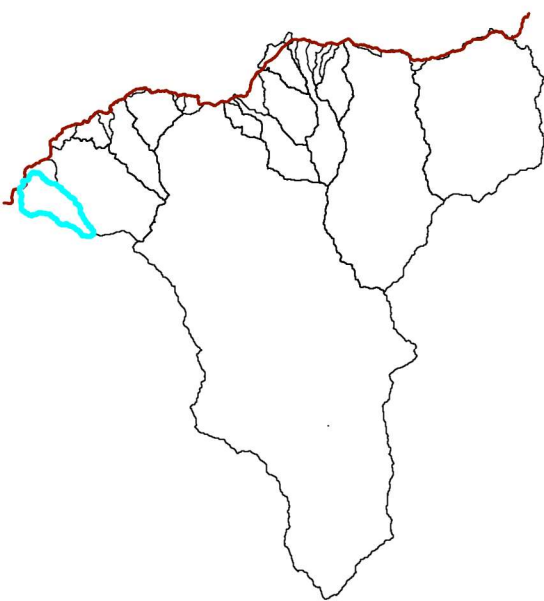
NOVIEMBRE 2022

Consultor:



Escala:

SIN ESCALA



Simbología

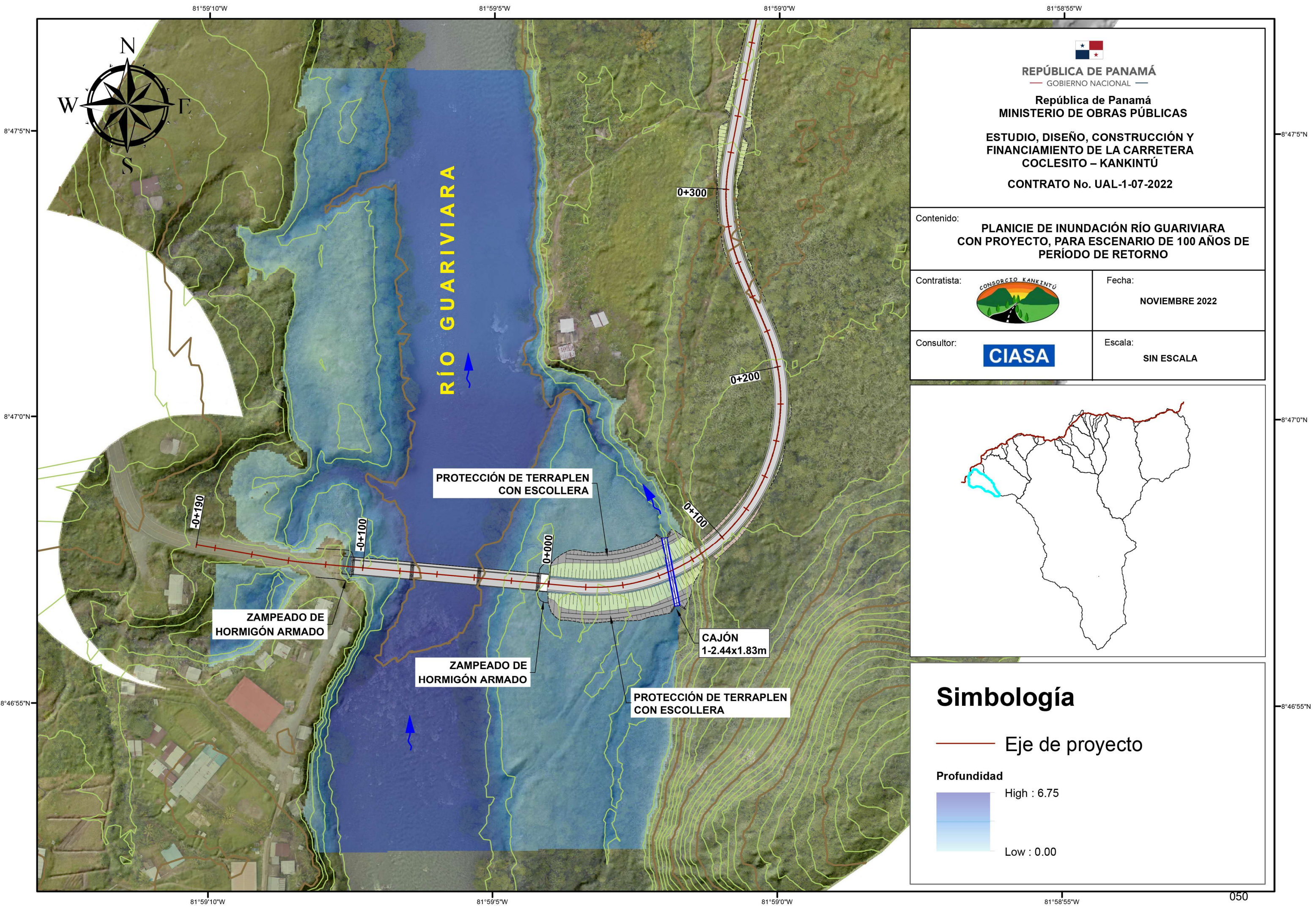
Eje de proyecto

Profundidad



High : 5.94

Low : 0.00



REPÚBLICA DE PANAMÁ
GOBIERNO NACIONAL

República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y
FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA
COCLESITO – KANKINTÚ

CONTRATO No. UAL-1-07-2022

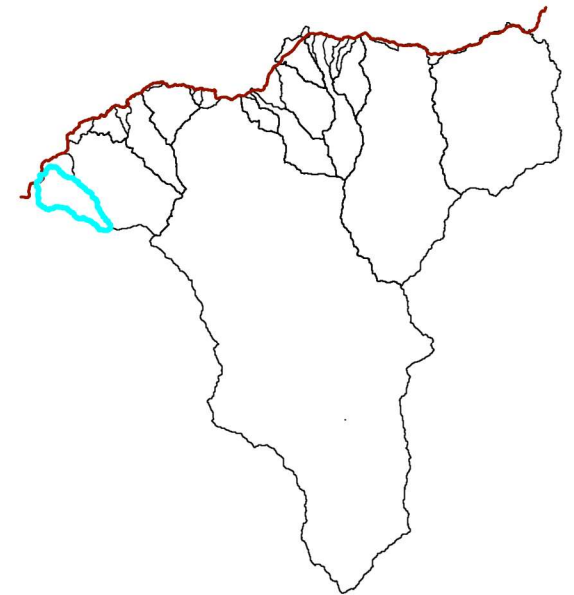
Contenido: **PLANICIE DE INUNDACIÓN RÍO GUARIVIARA
CON PROYECTO, PARA ESCENARIO DE 100 AÑOS DE
PERÍODO DE RETORNO**

Contratista: 

Fecha:
NOVIEMBRE 2022

Consultor: 

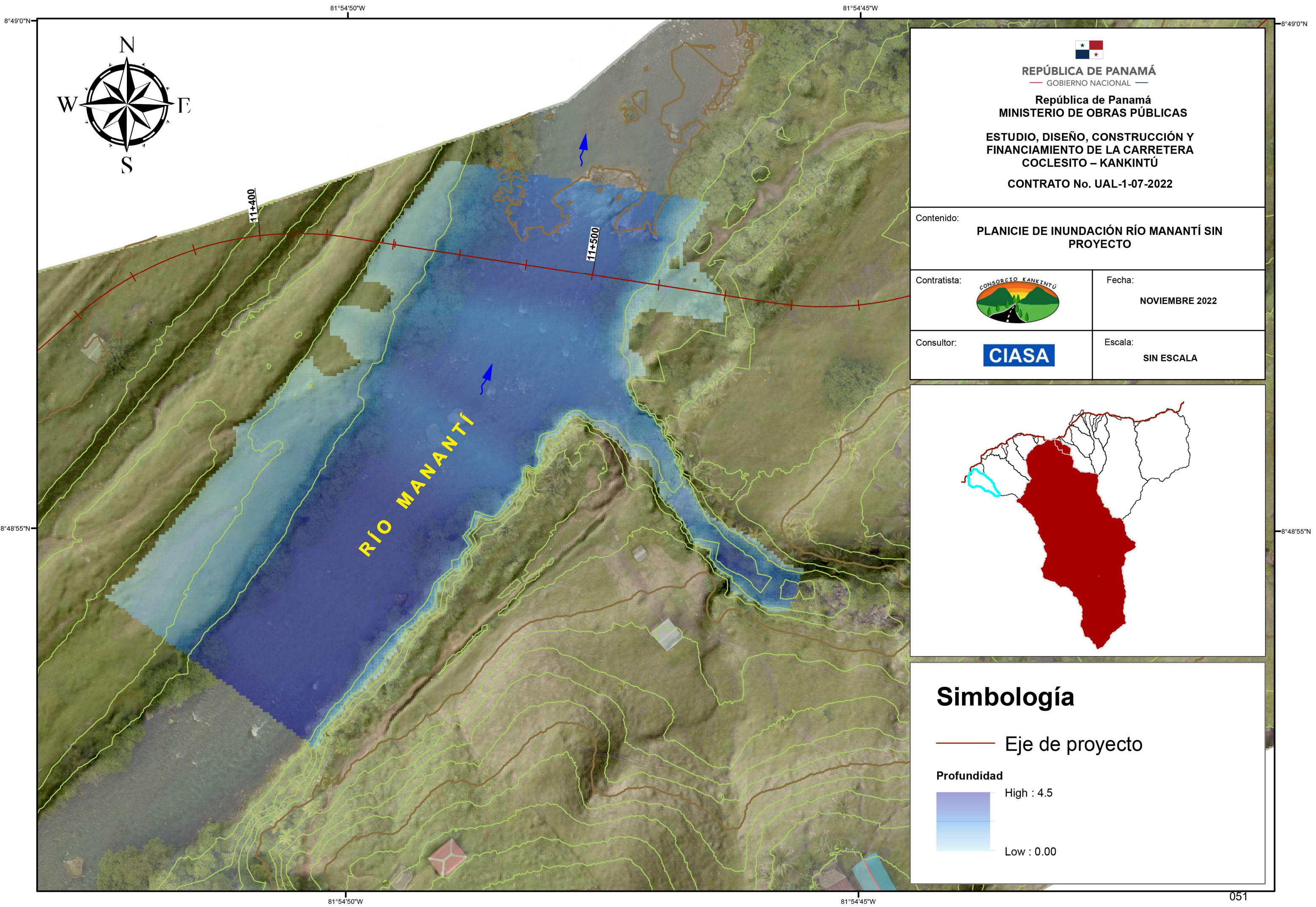
Escala:
SIN ESCALA



Simbología

 Eje de proyecto

Profundidad
 High : 6.75
Low : 0.00



REPÚBLICA DE PANAMÁ

GOBIERNO NACIONAL

República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y
FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA
COCLESITO – KANKINTÚ

CONTRATO No. UAL-1-07-2022

Contenido:
**PLANICIE DE INUNDACIÓN RÍO MANANTÍ SIN
PROYECTO**

Contratista:



Fecha:

NOVIEMBRE 2022

Consultor:



Escala:

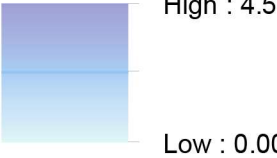
SIN ESCALA

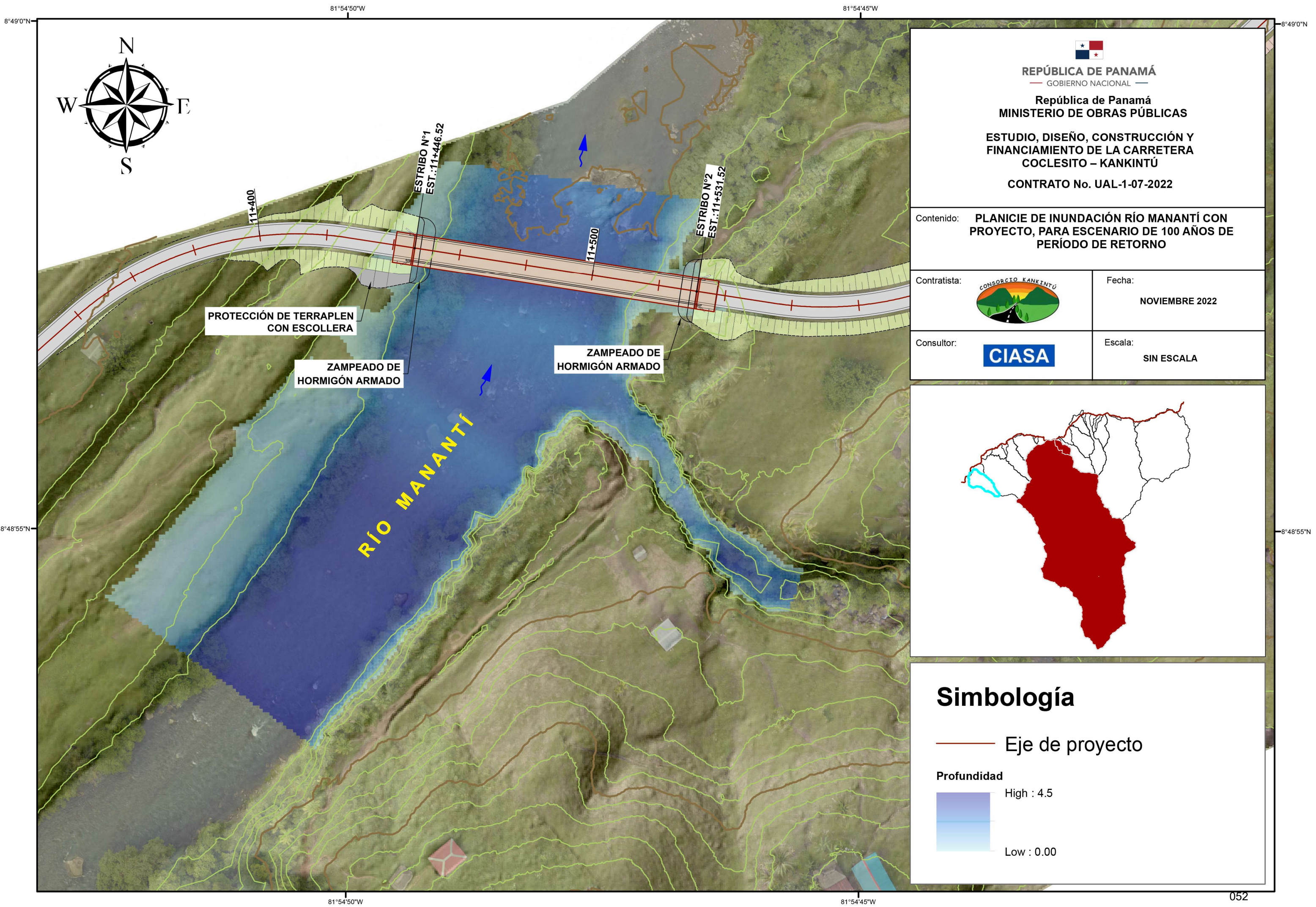


Simbología

 Eje de proyecto

Profundidad






REPÚBLICA DE PANAMÁ
GOBIERNO NACIONAL

República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

**ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y
FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA
COCLESITO – KANKINTÚ**
CONTRATO No. UAL-1-07-2022

Contenido: **PLANICIE DE INUNDACIÓN RÍO MANANTÍ CON
PROYECTO, PARA ESCENARIO DE 100 AÑOS DE
PERÍODO DE RETORNO**

Contratista: 

Fecha:
NOVIEMBRE 2022

Consultor: 


Escala:
SIN ESCALA

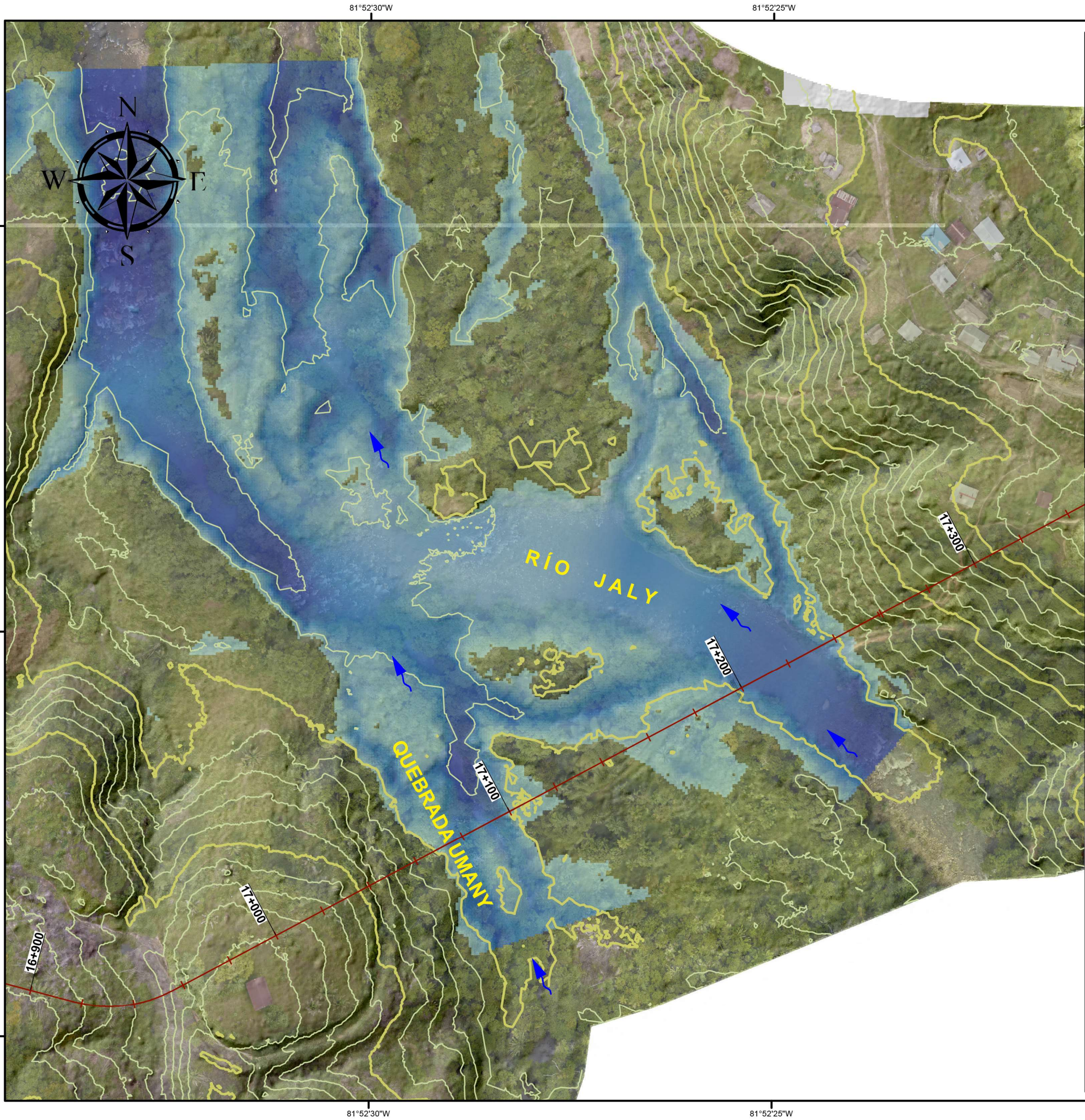


Simbología

 Eje de proyecto

Profundidad

 High : 4.5
Low : 0.00





REPÚBLICA DE PANAMÁ
GOBIERNO NACIONAL

República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA COCLESITO – KANKINTÚ

CONTRATO No. UAL-1-07-2022

Contenido:

PLANICIE DE INUNDACIÓN CONFLUENCIA DE QUEBRADA UMANY Y RIO JALY SIN PROYECTO

Contratista:



Fecha:

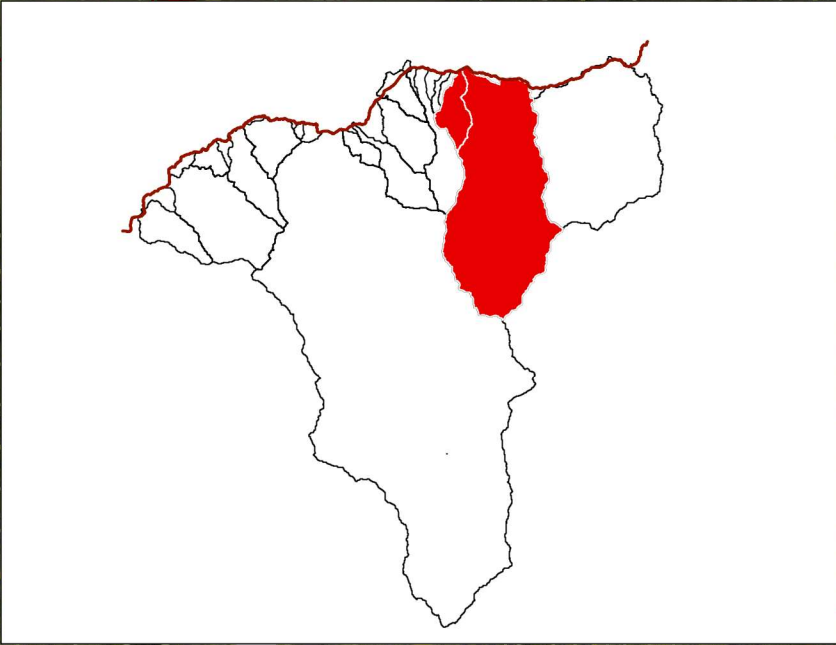
NOVIEMBRE 2022

Consultor:



Escala:


SIN ESCALA



Simbología

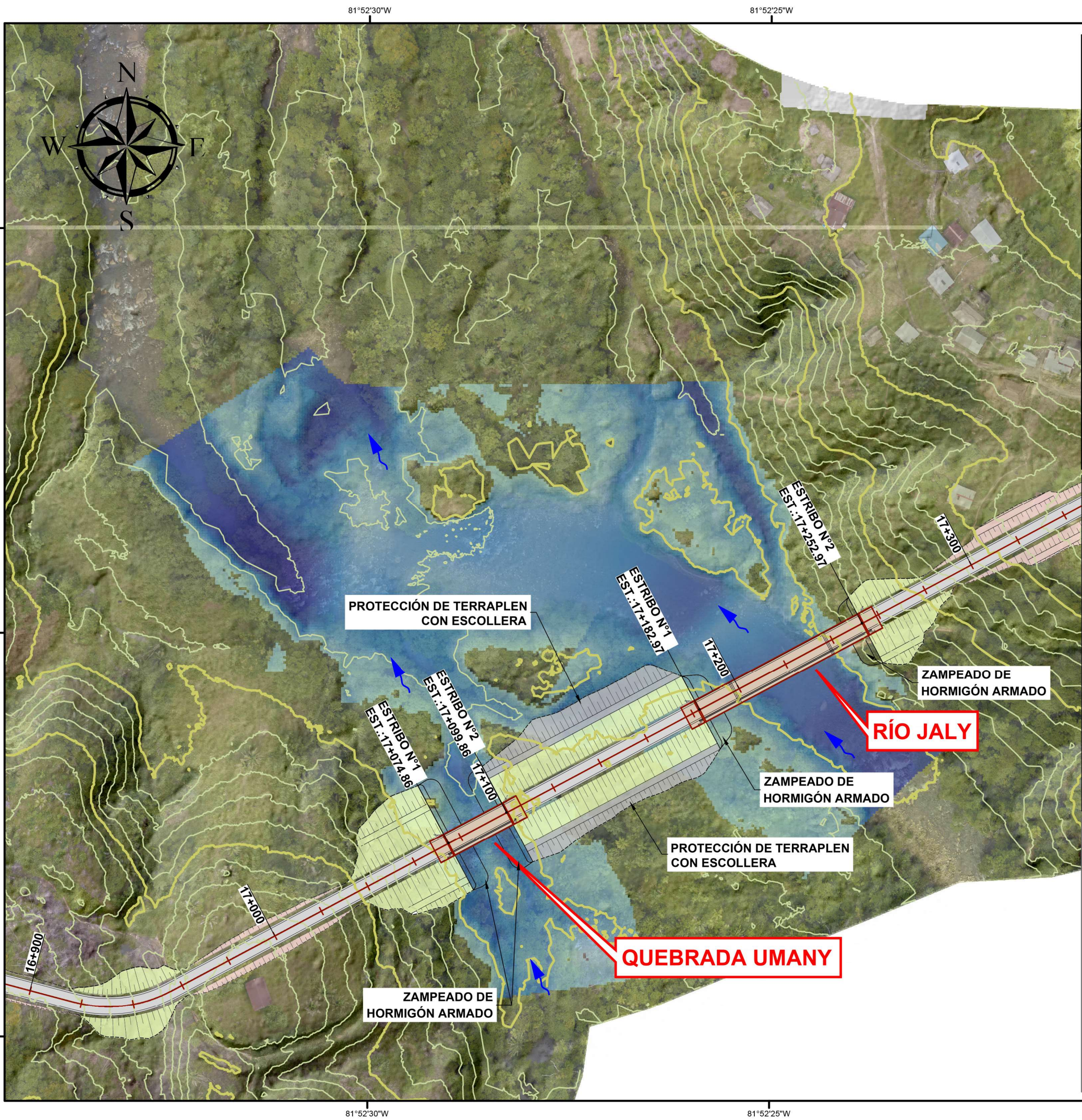
— Eje de proyecto

Profundidad



High : 3.06

Low : 0.00



REPÚBLICA DE PANAMÁ
GOBIERNO NACIONAL

República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y
FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA
COCLESITO – KANKINTÚ

CONTRATO No. UAL-1-07-2022

Contenido: **PLANICIE DE INUNDACIÓN CONFLUENCIA DE
QUEBRADA UMAN Y RIO JALY CON PROYECTO, PARA
ESCENARIO DE 100 AÑOS DE PERÍODO DE RETORNO**

Contratista:



Fecha:

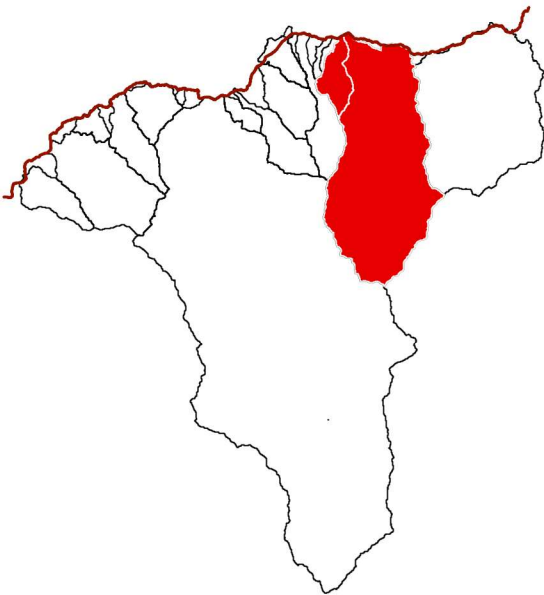
NOVIEMBRE 2022

Consultor:



Escala:

SIN ESCALA



Simbología

— Eje de proyecto

Profundidad

High : 3.37

Low : 0.00



Anexo 5 – Estudio Hidrológico actualizado y firmado por profesional idóneo



República de Panamá
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ESTUDIO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y
FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA COCLESITO –
KANKINTÚ

CONTRATO No. UAL-1-07-2022

ESTUDIO HIDROLÓGICO
TRAMO: COCLESITO-KANKINTÚ

PRESENTADO POR:



CONSULTOR:

CIASA

CENTRAL DE INGENIEROS, S.A. (CIASA)

17 NOVIEMBRE 2022

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	12
2.	OBJETIVOS	13
2.1.	OBJETIVO GENERAL	13
2.2.	OBJETIVO ESPECÍFICO	13
3.	DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	14
4.	DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS	16
4.1.	ESTACIONES METEOROLÓGICAS.....	18
4.3.	INFORMACIÓN GEOESPACIAL.....	27
5.	METODOLOGÍA.....	29
4.1.	DELIMITACIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS.....	29
4.2.	ANÁLISIS REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS	34
4.3.	MÉTODO RACIONAL	38
6.	DEFINICIÓN DE CUENCAS E HIDROGRAFÍA.....	47
4.4.	DELIMITACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE CUENCAS.....	47
5.	CÁLCULO DE CAUDALES	53
5.1.	PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO.....	53
5.2.	CAUDALES DE DISEÑO PARA CUENCAS CON $A > 250$ Ha	53
5.3.	CAUDALES DE DISEÑO CUENCAS PARA CUENCAS CON $A \leq 250$ Ha	56
6.	ANÁLISIS HIDRÁULICO DE CAUCES NATURALES.....	72
6.1.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	73
6.2.	RESULTADOS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA	76
6.2.1.	CUENCAS MAYORES	76
6.2.2.	CUENCAS MEDIANAS	77
6.2.3.	CUENCAS MENORES	78
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
8.	ANEXOS.....	81
	ANEXO 1 – DETERMINACIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS	82
	ANEXO 2 – RESULTADOS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA CAUCES NATURALES PRINCIPALES	104
	RÍO MANANTÍ (P7)	104
	RÍO SIRAÍN (P16)	109

RÍO JALY (P15).....	113
CAUCES NATURALES CON CUENCAS DE TAMAÑO MEDIO	118
QUEBRADA CARACOL (P2)	118
QUEBRADA MUERY (P12)	122
QUEBRADA CAÑO SUCIO 2 (P4) Y CAÑO SUCIO 3 (P5).....	126
QUEBRADA NORRORI (P9)	134
QUEBRADA CALANTE (P8)	138
QUEBRADA NIVIRI (P1).....	143
CAUCES NATURALES CON CUENCAS DE TAMAÑO PEQUEÑO	146
QUEBRADA UMANY (P14)	146
QUEBRADA JUGLI (P3)	149
QUEBRADA WERY (P10).....	154
QUEBRADA ÑUMANY BRAZO (P11)	159
QUEBRADA MONO (P13)	163
QUEBRADA CAÑO SUCIO 4 (P6).....	167
ANEXO 3 - ANALISIS DE INUNDABILIDAD EN ZONA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO PARA LOS RIOS MANANTI, UMANY Y JALY	171
1. INTRODUCCION	171
2. METODOLOGIA.....	171
3. CONDICIONES DE INUNDABILIDAD RIO MANANTI	174
3.1. ESCENARIO SIN PROYECTO – RIO MANANTI	176
3.2. ESCENARIO CON PROYECTO – RIO MANANTI	180
4. CONDICIONES DE INUNDABILIDAD CONFLUENCIA RIOS JALY-UMANY	183
4.1. ESCENARIO SIN PROYECTO – QUEBRADA UMANY	185
4.2. ESCENARIO CON PROYECTO – QUEBRADA UMANY	188
4.3. ESCENARIO SIN PROYECTO – RIO JALY.....	190
4.4. ESCENARIO CON PROYECTO – RIO JALY	193
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	197
6. MAPAS DE PLANICIES DE INUNDACIÓN	199

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de ubicación de proyecto respecto a división administrativa de la República de Panamá (Fuente: Elaboración propia)	14
Figura 2. Esquema de ubicación de proyecto respecto a las cuencas hidrográficas de la República de Panamá. (Fuente: elaboración propia, basada en datos de sitio web: https://www.hidromet.com.pa/)	15
Figura 3. Distribución espacial de estaciones hidrometeorológicas de referencia.....	16
Figura 4. Datos históricos de precipitación de estación Changuinola Sierra (91-027).....	18
Figura 5. Datos históricos de temperatura de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).	18
Figura 6. Datos históricos de precipitación de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).....	19
Figura 7. Datos históricos de humedad relativa de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).	19
Figura 8. Datos históricos de viento a 2 metros de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).	20
Figura 9. Datos históricos de brillo solar de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).	20
Figura 10. Datos históricos de precipitación de estación Rambala (93-005).....	21
Figura 11. Datos históricos de precipitación de estación Canquintú (95-001)	21
Figura 12. Datos históricos de temperatura de estación Calobevora (97-001).....	22
Figura 13. Datos históricos de precipitación de estación Calobevora (97-001)	22
Figura 14. Datos históricos de humedad relativa de estación Calobevora (97-001).....	23
Figura 15. Datos históricos de brillo solar de estación Calobevora (97-001).....	23
Figura 16. Datos históricos de precipitación de estación Quebrada Bijao (108-020)	24
Figura 17. Datos históricos de precipitación de estación Soly (110-008)	24
Figura 18. Datos históricos de temperatura de estación Llano Ñopo (114-001).....	25
Figura 19. Datos históricos de precipitación de estación Llano Ñopo (114-001)	25
Figura 20. Datos históricos de humedad relativa de estación Llano Ñopo (114-001).....	26
Figura 21. Datos históricos de brillo solar de estación Llano Ñopo (114-001).....	26
Figura 22. Datos históricos de caudales promedios mensuales, mínimos y máximos de la estación de Changuinola (91-01-03).....	27
Figura 23. Isoyetas correspondientes a la zona de estudio del tramo de carretera de Coclesito-Kankintú.....	28
Figura 24. Isotermas correspondientes a la zona de estudio del tramo de carretera de Coclesito-Kankintú.	28
Figura 25. Información de relieve extraída de cartografía oficial escala 1:25,000 para la zona de proyecto.	30
Figura 26. Modelo Digital de Elevación (MDE) derivado de cartografía escala 1:25,000 para zona de influencia del proyecto de carretera Coclesito-Kankintú. (Fuente: Elaboración propia derivada de mapas 3841 IV, 3842 III, 3842 IV del IGN Tommy Guardia).	31

Figura 27. Muestra de relaciones de correlación obtenidas para las variables de caudal máximo promedio y área de cuencas. (Fuente: ANÁLISIS REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS EN PANAMÁ, González Jaén, 2010).	35
Figura 28. Regiones hidrológicamente homogéneas en la República de Panamá. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)	37
Figura 29. Mapa de pendientes para el área de estudio de la carretera Coclesito-Kankintú (Fuente: Elaboración propia derivada de información de relieve de cartografía 1:25,000).	39
Figura 30. Coeficientes de escorrentía de referencia (Fuente: Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica. SIECA, 2016).	40
Figura 31. Coeficientes de escorrentía de referencia (Fuente: Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica. SIECA, 2016)	41
Figura 32. Mapa de cobertura vegetal y uso del suelo de la zona de influencia del proyecto (Fuente: elaboración propia en base a Mapa de cobertura vegetal y uso de suelo de la República de Panamá. Año 2012).	42
Figura 33. Gráfica de relación intensidad-Duración-Frecuencia para la cuenca del Río Cricamola (Fuente: Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021).	43
Figura 34. Comparación de datos históricos de precipitación para la estación Kankintú (cuenca 95) y Aeropuerto de Bocas (cuenca 93). (Fuente: Diagnóstico de información hidrometeorológica para el desarrollo del proyecto Coclesito-Kankintú).	44
Figura 35. Mapa de Isoyetas correspondientes a la zona de estudio del tramo de carretera de Coclesito-Kankintú (Fuente: Diagnóstico de información hidrometeorológica para el desarrollo del proyecto Coclesito-Kankintú).	44
Figura 36. Modelo Digital de Elevación para la zona de estudio del proyecto, derivado de información Cartográfica del IGN Tommy Guardia	47
Figura 37. Esquema general de distribución de cuencas para los cruces de puentes definidos en Condiciones Técnicas del proyecto.	48
Figura 38. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 0+000 y 6+000.	51
Figura 39. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 6+000 a 13+000.	51
Figura 40. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 13+000 a 18+500.	52
Figura 41. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 18+500 a 28+000.	52
Figura 42. Esquema de ubicación de cuencas hidrográficas identificadas en el área de estudio, respecto a las Regiones Hidrológicamente Homogéneas de la República de Panamá. (Fuente: Elaboración propia, tomando de referencia el Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006).	55
Figura 43. Método estándar de cálculo de capacidad de transporte mediante subdivisión de secciones en HEC-RAS... ..	74
Figura 44. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Manantí.	104
Figura 45. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de río Manantí en la zona de estudio.....	105

Figura 46. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti. Perfil Longitudinal	105
Figura 47. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Sirain.	109
Figura 48. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de río Sirain en la zona de estudio	110
Figura 49. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti. Perfil Longitudinal	110
Figura 50. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Jaly.	113
Figura 51. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de río Jaly en la zona de estudio	114
Figura 52. Resultados de modelación hidráulica de Río Jaly. Perfil Longitudinal	115
Figura 53. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Caracol.	118
Figura 54. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Caracol en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.	119
Figura 55. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Caracol. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.	119
Figura 56. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Muery.	122
Figura 57. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Muery en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.	123
Figura 58. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Muery. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.	123
Figura 59. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Caño Sucio 2.	126
Figura 60. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de las quebradas Caño Sucio 2 y 3 en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.	127
Figura 61. Resultados de modelación hidráulica de las quebradas Caño Sucio 2 y 3. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.	127
Figura 62. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Norrori.	134
Figura 63. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Norrori en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.	135
Figura 64. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Norrori. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.	135
Figura 65. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Calante.	138
Figura 66. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Calante en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.	139
Figura 67. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Calante. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.	139
Figura 68. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Niviri.	143
Figura 69. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Niviri en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.	144
Figura 70. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Niviri. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.	144
Figura 71. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrad Umany y la confluencia con el Río Jaly.	147

Figura 72. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de la Quebrada Umany y del Río Jaly en la zona de estudio.....	148
Figura 73. Resultados de modelación hidráulica de la Quebrada Umany en la zona de estudio. Perfil Longitudinal	148
Figura 74. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Jugli.	150
Figura 75. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Jugli en la zona de estudio	151
Figura 76. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Jugli. Perfil Longitudinal	151
Figura 77. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Wery.	154
Figura 78. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Wery en la zona de estudio	155
Figura 79. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Wery. Perfil Longitudinal	155
Figura 80. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Ñumany Brazo.	160
Figura 81. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Ñumany Brazo en la zona de estudio	160
Figura 82. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Ñumany Brazo. Perfil Longitudinal.....	161
Figura 83. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Mono.....	163
Figura 84. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Mono en la zona de estudio	164
Figura 85. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Mono. Perfil Longitudinal.....	164
Figura 86. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Caño Sucio 4.	167
Figura 87. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Caño Sucio 4 en la zona de estudio	168
Figura 88. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Caño Sucio 4. Perfil Longitudinal.	168
ANEXO 3	
Figura 1. Método estándar de cálculo de capacidad de transporte mediante subdivisión de secciones en HEC-RAS...	172
Figura 2. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Mananti.	175
Figura 3. Modelos geométricos de río Mananti. Izquierda – modelo sin proyecto; derecha – modelo con proyecto	176
Figura 4. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti para el escenario sin proyecto	179
Figura 5. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti para el escenario sin proyecto	179
Figura 6. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti para el escenario con proyecto	181
Figura 7. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti para el escenario con proyecto	182
Figura 8. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Jaly.....	183
Figura 9. Modelos geométricos para confluencia de Río Jaly y quebrada Umany. Izquierda-Condición sin proyecto; derecha-condición con proyecto.	184
Figura 10. Resultados de modelación hidráulica de la Quebrada Umany para el escenario sin proyecto. Avenida de diseño Tr=100 años.	187

Figura 11. Resultados de modelación hidráulica de la Quebrada Umany para el escenario con proyecto. Avenida de diseño Tr=100 años.	189
Figura 12. Resultados de modelación hidráulica de Rio Jaly para el escenario sin proyecto, sección aguas arriba de confluencia con quebrada umany	191
Figura 13. Resultados de modelación hidráulica de Rio Jaly para el escenario sin proyecto, secciones aguas abajo de confluencia con la quebrada Umany.	192
Figura 14. Resultados de modelación hidráulica del rio Jaly, para escenario con proyecto, en secciones aguas arriba de la confluencia con la quebrada Umany.	195
Figura 15. Resultados de modelación hidráulica del rio Jaly, para escenario con proyecto, en secciones aguas abajo de la confluencia con la quebrada Umany.	196

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estaciones meteorológicas de referencia.....	17
Tabla 2. Método para cálculo hidrológico de acuerdo al tamaño de la cuenca. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)	33
Tabla 3. Variables explicativas y características de correlación para definición de regiones hidrológicas homogéneas. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021).	34
Tabla 4. Ecuaciones de regionalización para estimación de caudal promedio máximo. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)	35
Tabla 5. Tablas de frecuencia y sus factores para diferentes períodos de retorno. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)	36
Tabla 6. Regiones hidrológicamente homogéneas y ecuaciones de caudales y frecuencia asociadas. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)	37
Tabla 7. Ecuación de Intensidad-Duración-Frecuencia para eventos con duración “d”, para la cuenca del Río Cricamola. (Fuente: Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021).....	43
Tabla 8. Cuencas de drenaje identificadas para los puntos de control en cruces de puentes.....	48
Tabla 9. Áreas de drenaje identificadas que drenan hacia puntos de control definidos para cajones pluviales.	50
Tabla 10. Lista de cuencas a lo largo de la traza del proyecto, que definen áreas de drenaje mayores a 250 Ha.	54
Tabla 11. Ecuaciones de regionalización para estimación de caudal promedio máximo a utilizar en la zona de influencia del proyecto. (Fuente: Elaboración propia).	54
Tabla 12. Tablas de frecuencia y sus factores para diferentes períodos de retorno. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)	55
Tabla 13. Caudales máximos para período de retorno de 100 años, para cuencas con área de drenaje mayor a 250 Ha.	56
Tabla 14. Lista de puntos de cruce identificados en pliegos de cargo para la construcción de puentes, e identificación de cuencas con áreas menores o iguales a 250 Ha.	57
Tabla 15. Parámetros de cuenca para definición de tiempo de concentración, cuencas con $A \leq 250$ Ha, donde se planifica la construcción de puentes.	57
Tabla 16. Tiempo de concentración para cuencas con $A \leq 250$ Ha, donde se planifica la construcción de puentes.	58
Tabla 17. Lista de puntos bajos y cruces de quebradas identificados a lo largo de la traza del proyecto.	59
Tabla 18. Resultados de caudales para período de retorno de 100 años, para puntos de control en puentes, para cuencas con $A \leq 250$ Ha.	64
Tabla 19. Resultados de análisis hidráulico para puntos bajos identificados en el trazo del proyecto. Período de retorno de 20 años.	64
Tabla 20. Resultados de análisis hidráulico para puntos bajos identificados en el trazo del proyecto. Período de retorno de 50 años.	68

Tabla 21. Resumen de resultados de modelo hidrológico de cuencas principales a lo largo del proyecto.....	72
Tabla 22. Resumen de resultados de Nivel de Aguas Máximas para los cruces de puentes en cuencas mayores.	76
Tabla 23. Resumen de resultados de Nivel de Aguas Máximas para los cruces de puentes en cuencas medianas.	77
Tabla 24. Resumen de resultados de Nivel de Aguas Máximas para los cruces de puentes en cuencas menores.	78
Tabla 25. Resultados de modelación hidráulica para el cauce del río Mananti.....	106
Tabla 26. Resultados de modelación hidráulica para el cauce del río Sirain	112
Tabla 27. Resultados de modelación hidráulica para el cauce del río Jaly	115
Tabla 28. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caracol, escenario sin proyecto.	121
Tabla 29. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Muery, escenario sin proyecto.	125
Tabla 30. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caño Sucio 2, escenario sin proyecto. ...	128
Tabla 31. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caño Sucio 3, escenario sin proyecto. ...	131
Tabla 32. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Norrori, escenario sin proyecto.	136
Tabla 33. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Calante, escenario sin proyecto.	140
Tabla 34. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Niviri, escenario sin proyecto.	146
Tabla 35. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Umany, escenario sin proyecto.	149
Tabla 36. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Jugli	153
Tabla 37. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Wery.	156
Tabla 38. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Ñumany Brazo.....	161
Tabla 39. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Mono.	166
Tabla 40. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caño Sucio 4.....	170

ANEXO 3

Tabla 1. Resultados tabulares de modelación hidráulica de Río Mananti para escenario sin proyecto	176
Tabla 2. Resultados tabulares de modelación hidráulica de Río Mananti para escenario con proyecto.....	180
Tabla 3. Resultados de modelación hidráulica para quebrada Umany, escenario sin proyecto, avenida con $Tr=100$ años.	185
Tabla 4. Resultados de modelación hidráulica para quebrada Umany, escenario con proyecto, avenida con $Tr=100$ años.	188
Tabla 5. Resultados de modelación hidráulica para el Río Jaly, sección aguas arriba de la confluencia con la Quebrada Umany, escenario sin proyecto, avenida con $Tr=100$ años.	190
Tabla 6. Resultados de modelación hidráulica para el Río Jaly, sección aguas abajo de la confluencia con la Quebrada Umany, escenario sin proyecto, avenida con $Tr=100$ años.	190

Tabla 7. Resultados de modelación hidráulica del río Jaly, sección aguas arriba de la confluencia con la quebrada Umany, escenario con proyecto par avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno. 193

Tabla 8. Resultados de modelación hidráulica de río Jaly, secciones aguas abajo de confluencia con quebrada Umany, escenario con proyecto par avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno. 194

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe se enmarca en los estudios de ingeniería para el proyecto Estudio, Diseño, Construcción y Financiamiento de la Carretera Coclesito -Kankintú, para el contrato No. UAL-1-07-2022, en el cual se describe el análisis hidrológico para las cuencas de drenaje que tienen injerencia directa en la traza proyectada de la carretera.

El inicio y final del proyecto, entre las comunidades de Coclesito y Kankintú, es la siguiente: inicia al final de la losa de acceso en el estribo 2 del puente sobre el Río Guariviara y termina en la población de Kankintú, con una longitud aproximada de 28 kilómetros.

La traza del proyecto se ubica entre cinco grandes corrientes, las principales con cuencas de mayor tamaño corresponden a los ríos Guariviara y Cricamola en los extremos, y las secundarias correspondientes a los ríos Manantí, Jaly y Sirain, estas tres con influencia y cruce directo en el proyecto. Las Condiciones Técnicas del proyecto especifican que el contratista deberá considerar en su propuesta la construcción del Puente Vehicular sobre el Río Guariviara utilizando los planos suministrados por el MOP para tal efecto y su acceso hasta empalmar con la carretera o camino proveniente de Coclesito, razón por la cual los estudios hidrológicos no incluyen el análisis de la cuenca del Río Guariviara. De igual manera, el proyecto finaliza previo al cruce del río Cricamola, por lo tanto, no se realiza un análisis hidrológico de dicha cuenca.

El área de estudio corresponde al sistema hidrográfico ubicado entre los ríos Guariviara y Cricamola, de ahí, que el presente informe se enfoque en la determinación de las áreas de drenaje y caudales para los puntos de control establecidos en las Condiciones Técnicas del proyecto para puentes y cajones pluviales, realizando un análisis de otros puntos bajos y cuencas que puedan requerir la implementación de obras de drenaje transversal.

La definición de las áreas de drenaje se realiza tomando de referencia los mapas oficiales escala 1:25,000 publicada por el instituto Geográfico de Panamá Tommy Guardia, mientras que los criterios y especificaciones de análisis se retoman del **Manual de requisitos para la revisión de planos**.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Estimar las características de las cuencas de drenaje a lo largo de la traza del proyecto de construcción de la carretera Coclesito-Kankintú, en la provincia de Comarca Ngäbe Buglé, distritos de Jirondai y Kankintú, a fin de determinar los caudales de diseño para las estructuras de drenaje mayor (puentes) y drenaje menor (cajones y tuberías) a proyectarse como parte del proyecto.

2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

Identificar las cuencas hidrográficas y sus características a lo largo del corredor proyectado para la carretera Coclesito-Kankintú, para los puntos de cruce del drenaje mayor donde se requiera proyectar estructuras de puentes, identificados en los pliegos de cargo del proyecto.

Identificar las áreas de drenaje y sus características a lo largo del corredor proyectado para la carretera Coclesito-Kankintú, para los puntos de cruce del drenaje menor donde se requiera proyectar estructuras de drenaje transversal tipo cajones o alcantarilla, identificados en los pliegos de cargo del proyecto.

Identificar las cuencas o áreas de drenaje para aquellos puntos de cruce no identificados en los pliegos de cargo, donde pueda requerirse la construcción de puentes, u obras de drenaje transversal tipo cajones o alcantarilla.

Estimar el caudal de diseño para un período de retorno de 100 años en los puntos de cruce proyectados sobre los cruces al drenaje mayor, donde se proyecte la construcción de puentes.

Estimar el caudal de diseño en los puntos de cruce proyectados sobre el sistema de drenaje menor, donde se proyecte o sea requerido la construcción de drenaje transversal tipo caja o alcantarilla considerando períodos de retorno de 50 años y 20 años respectivamente.

3. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El proyecto de la carretera Coclesito-Kankintú se ubica en la provincia de Comarca Ngäbe Buglé, entre los distritos de Jirondai y Kankintú, en la región hidrográfica de la cuenca 931, cuenca Hidrográfica Ríos entre Changuinola y Cricamola, y cuenca 95¹, cuenca Hidrográfica Río Cricamola y entre Cricamola y Calovébora.

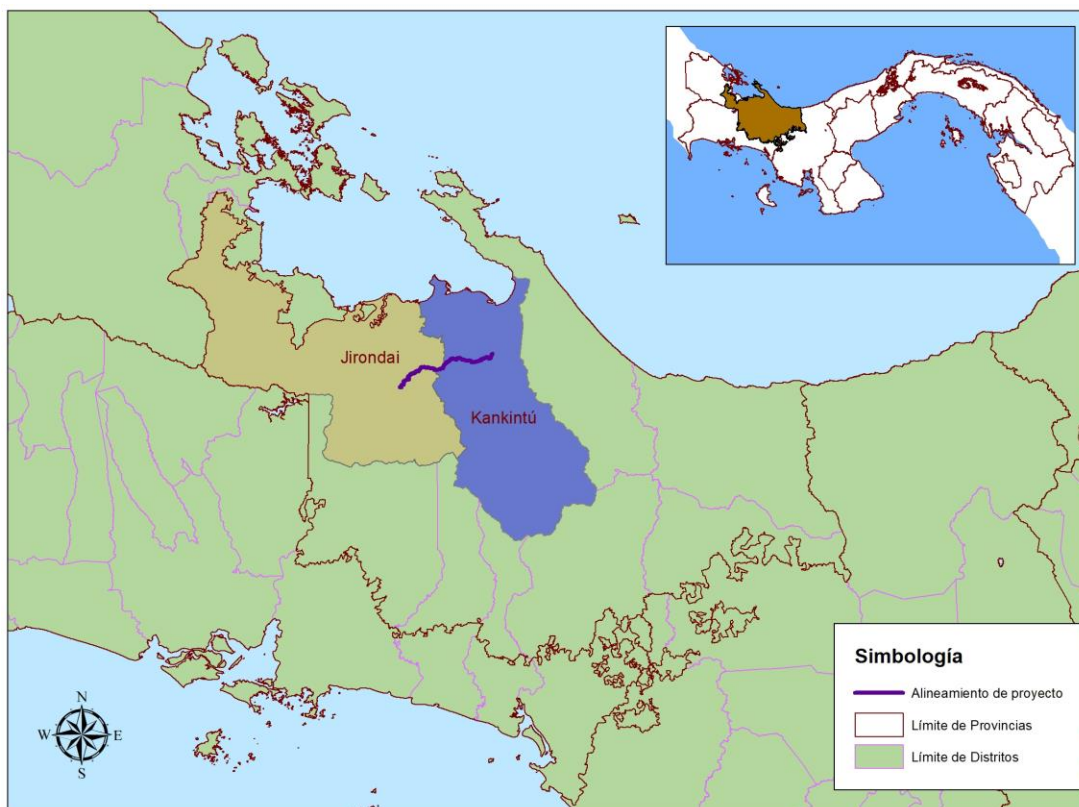


Figura 1. Esquema de ubicación de proyecto respecto a división administrativa de la República de Panamá (Fuente: Elaboración propia).

El proyecto inicia en la margen derecha del Río Guariviara, corregimiento de Guariviara, cruzando el corregimiento de Calante, y finalizando en la margen izquierda del Río Cricamola, en el corregimiento de Kankintú. A lo largo de la traza del proyecto se identifica una red hidrográfica densa, donde destacan: 1) Río Manantí, 2) Río Jali, y 3) Río Siraín, como los principales sistemas de drenaje del sector; entre las cuencas de los mismos se identifican diversas quebradas entre las que destacan: 1)

¹ Fuente: <https://www.arcgis.com/apps/dashboards/6e1714ab37724047be3e4c2532011e7d>

Quebrada Nivirí, 2) Quebrada Caracol, 3) Quebrada Jugli (tributaria a Qda. Caño Sucio), 4) Quebrada Caño Sucio, 5) Quebrada Jocoatri (tributaria a Río Manantí).

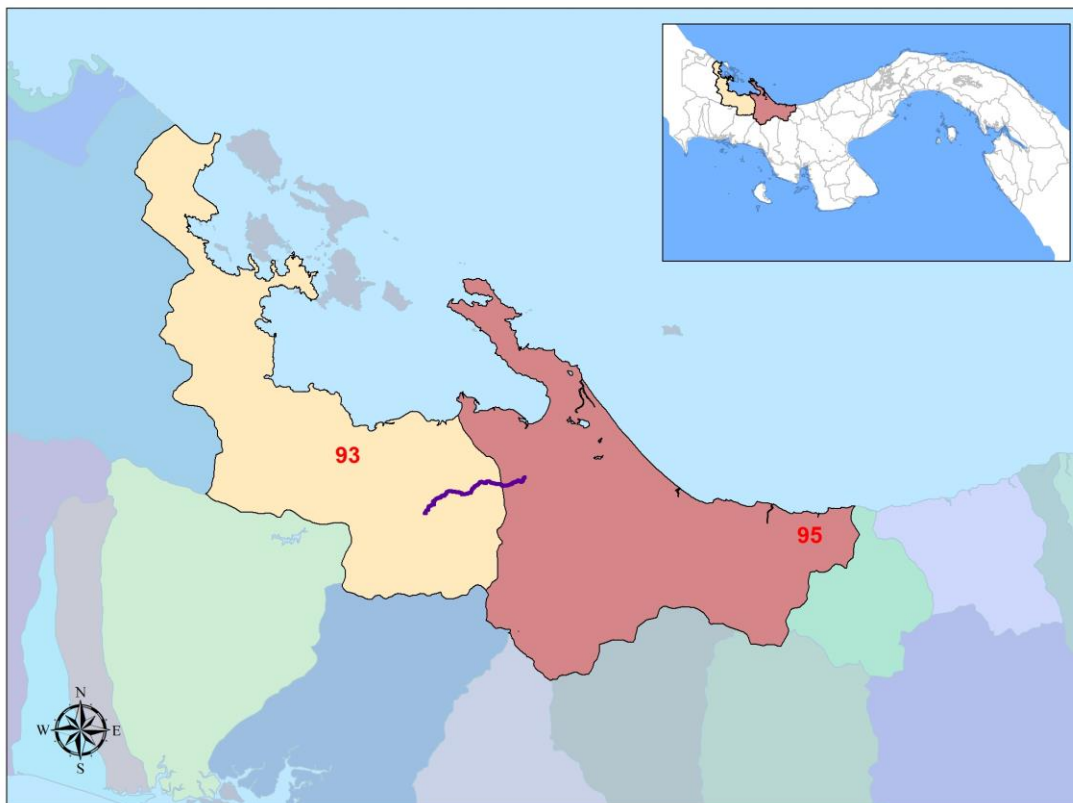


Figura 2. Esquema de ubicación de proyecto respecto a las cuencas hidrográficas de la República de Panamá.
(Fuente: elaboración propia, basada en datos de sitio web: <https://www.hidromet.com.pa/>)

4. DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

El diagnóstico de información hidrometeorológica para el desarrollo del proyecto de carretera se realiza mediante la recopilación de información de variables meteorológicas e hidrológicas para conocer el comportamiento de forma general en zonas cercanas al alineamiento de la carretera y sobre todo en las Cuenca 93 (ríos entre Changuinola y Cricamola) y Cuenca 95 (Río Cricamola y entre Cricamola y Calobevora).

La fuente de información hidrometeorológica proviene de datos históricos de estaciones meteorológicas e hidrológicas y del Informe de Balance Hídrico Superficial de Panamá (1971-2002), publicados en la página web de la Dirección de Hidrometeorología de ETESA.

En función de la ubicación del tramo de la carretera de Coclesito - Kankintú, se seleccionaron estaciones meteorológicas e hidrológicas que estuvieran distribuidas cerca de la zona de estudio y a su vez que permitieran conocer de forma preliminar el comportamiento de ciertas variables meteorológicas como la precipitación, temperatura, humedad relativa, viento a 2 metros y brillo solar, mientras que para los datos hidrológicos información de los caudales promedios de estaciones cercanas. En la **Figura 3** se presenta una imagen con la distribución espacial de las estaciones meteorológicas e hidrológicas.

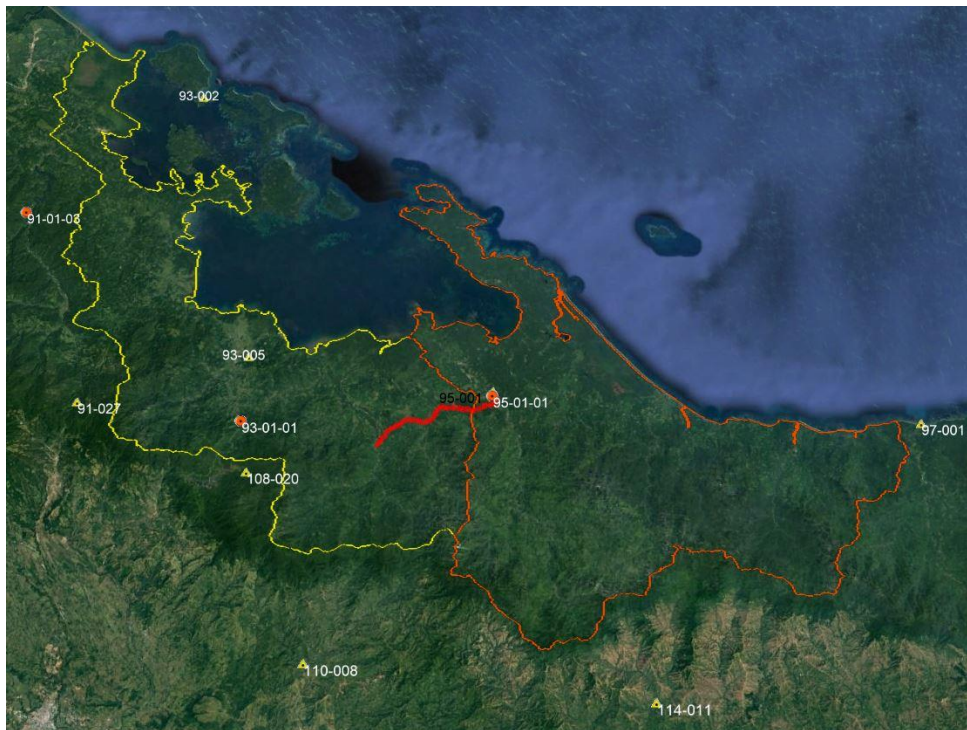


Figura 3. Distribución espacial de estaciones hidrometeorológicas de referencia.

En la **Tabla 1**, se presenta información relacionada con respecto a las estaciones meteorológicas e hidrológicas, coordenadas, elevación, fecha de inicio, fecha de fin, entre otros. La mayoría de las estaciones no tienen fecha de fin porque aún se encuentran operativas, lo cual en términos estadísticos hace que sus promedios, mínimos y máximos asociados con las diferentes variables de medición cuente con una mayor muestra y representación del comportamiento tanto meteorológico como hidrológico. En el caso de las estaciones hidrológicas, se encuentran dos estaciones hidrológicas dentro de la cuenca 93 y 95 que podrían ser utilizadas como referencia del comportamiento hidrológico, sin embargo, no hay información de los caudales históricos dentro de la página de Hidromet de ETESA, por lo cual se tomó información de la estación 91-01-03 del río Changuinola en Peña Blanca como referencia.

Tabla 1. Estaciones meteorológicas de referencia.

Número	Nombre	Provincia o Comarca	Tipo de Estación	Elevación m	Latitud	Longitud	Fecha Inicio	Fecha Final	Operada por
91-027	CHANGUINOLA SIERRA	BOCAS DEL TORO	CA	1220	8° 51' 12"	82° 24' 24"	01/07/1981		E.T.E.S.A.
93-002	AEROPUERTO DE BOCAS	BOCAS DEL TORO	AM	2	9° 20' 25"	82° 14' 42"	01/01/1972		E.T.E.S.A.
93-005	RAMBALA	COMARCA NGOBE BUGLE	AA	80	8° 55' 00"	82° 10' 0"	01/07/1974	01/03/2000	E.T.E.S.A.
95-001	CANQUINTU	COMARCA NGOBE BUGLE	CA	69	8° 51' 12"	81° 48' 59"	01/05/1974		E.T.E.S.A.
97-001	CALOVEBORA	VERAGUAS	AM	10	8° 47' 14"	81° 12' 35"	01/09/1975		E.T.E.S.A.
108-020	QUEBRADA BIJAO	CHIRIQUI	CA	1080	8° 44' 43"	82° 9' 56"	01/07/1970		E.T.E.S.A.
110-008	SOLOY	CHIRIQUI	CA	600	8° 29' 3"	82° 5' 9"	01/08/1978		E.T.E.S.A.
114-011	LLANO NOPO	CHIRIQUI	AA	360	8° 25' 6"	81° 37' 4"	01/10/1973		E.T.E.S.A.-PNUMA

Número	Río	Lugar	Provincia	Tipo de Estación	Elevación m	Latitud	Longitud	Área de drenaje	Fecha Inicio	Fecha Fin	Operada por
91-01-03	CHANGUINOLA	PEÑA BLANCA	BOCAS DEL TORO	At	140	9° 9' 12"	82° 30' 13"	1390	01/07/1974	02/02/2010	E.T.E.S.A.
93-01-01	EL GUABO	BELLA VISTA	COMARCA NGOBE BUGLE	At	200	8° 49' 9"	82° 10' 32"	100	01/12/1996		E.T.E.S.A.
95-01-01	CRICAMOLA	CANQUINTU	COMARCA NGOBE BUGLE	At	15	8° 50' 48"	81° 49' 1"	652	01/11/1975		E.T.E.S.A.

A continuación, se presenta información de las variables que miden las estaciones meteorológicas de referencia en base a promedios mensuales históricos mínimos, promedios y máximos por estación:

4.1. ESTACIONES METEOROLÓGICAS

A continuación, se muestran gráficas de acumulados mensuales de precipitación por estación y sus valores de humedad relativa para la serie de datos disponibles.

Changuinola Sierra (91-027)

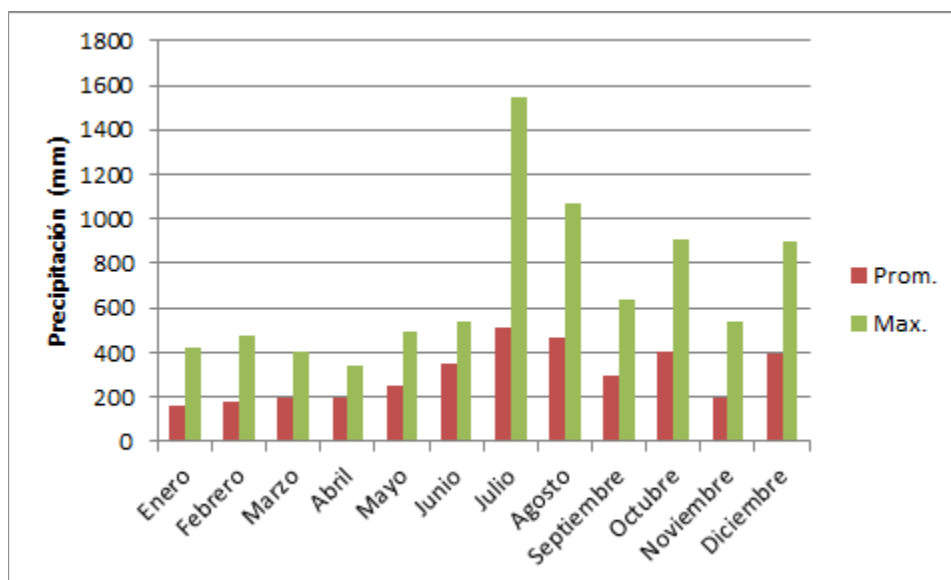


Figura 4. Datos históricos de precipitación de estación Changuinola Sierra (91-027).

Aeropuerto de Bocas (93-002)

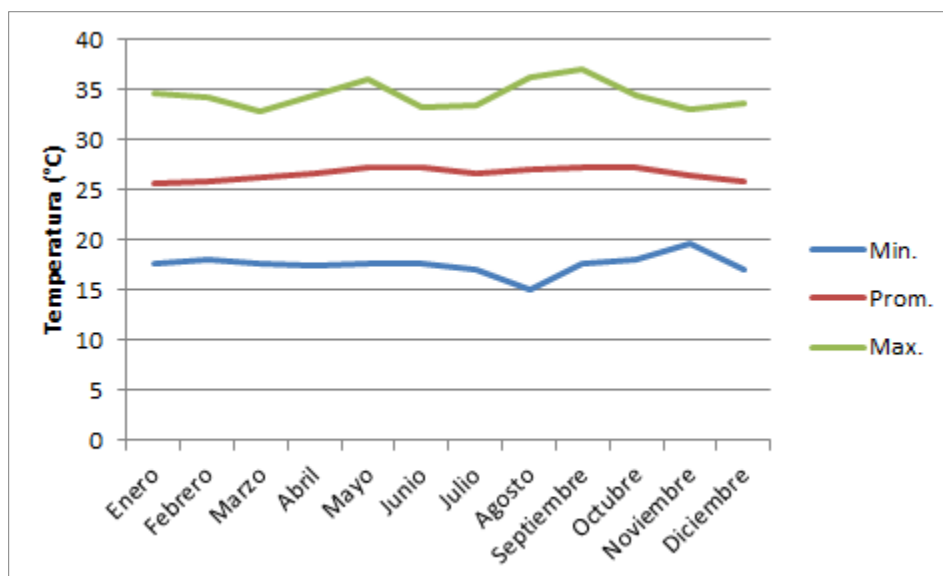


Figura 5. Datos históricos de temperatura de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).

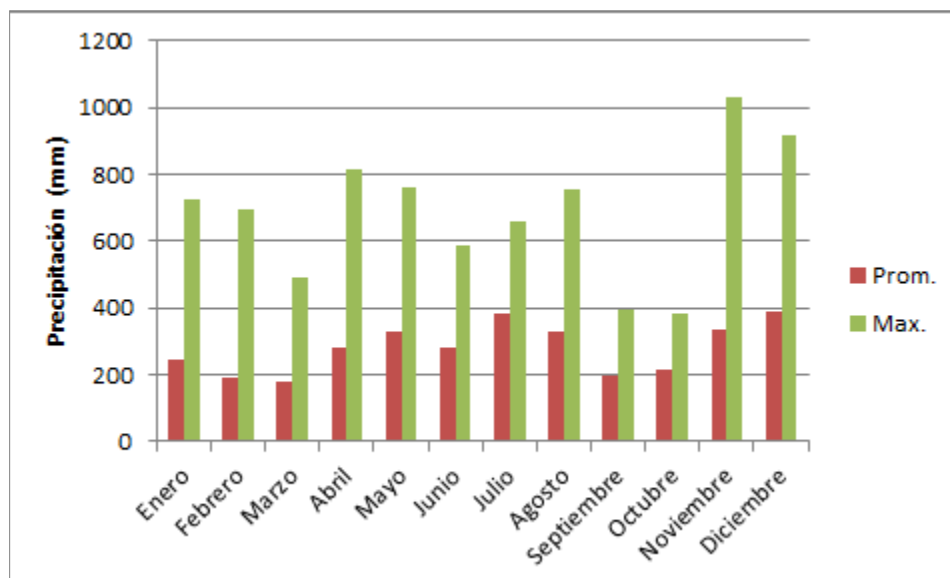


Figura 6. Datos históricos de precipitación de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).

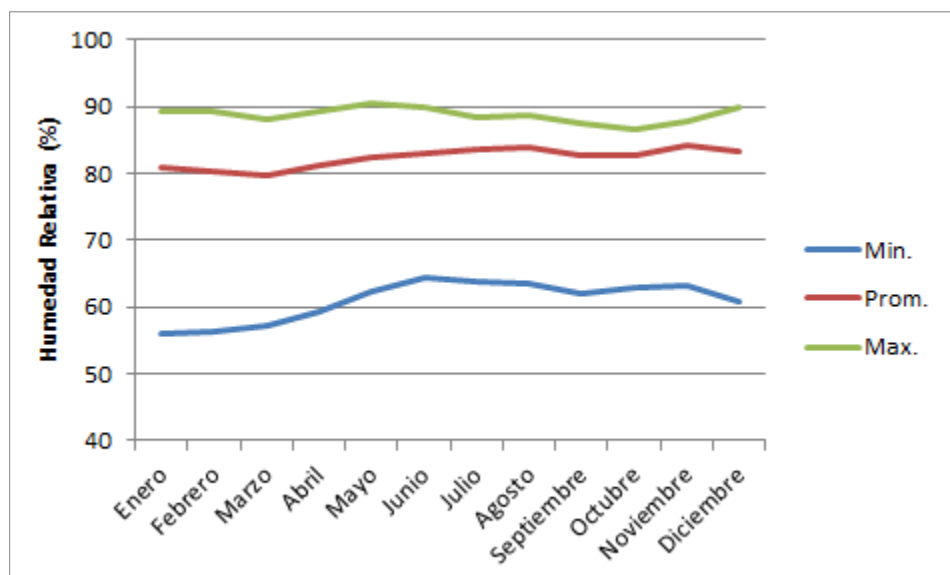


Figura 7. Datos históricos de humedad relativa de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).

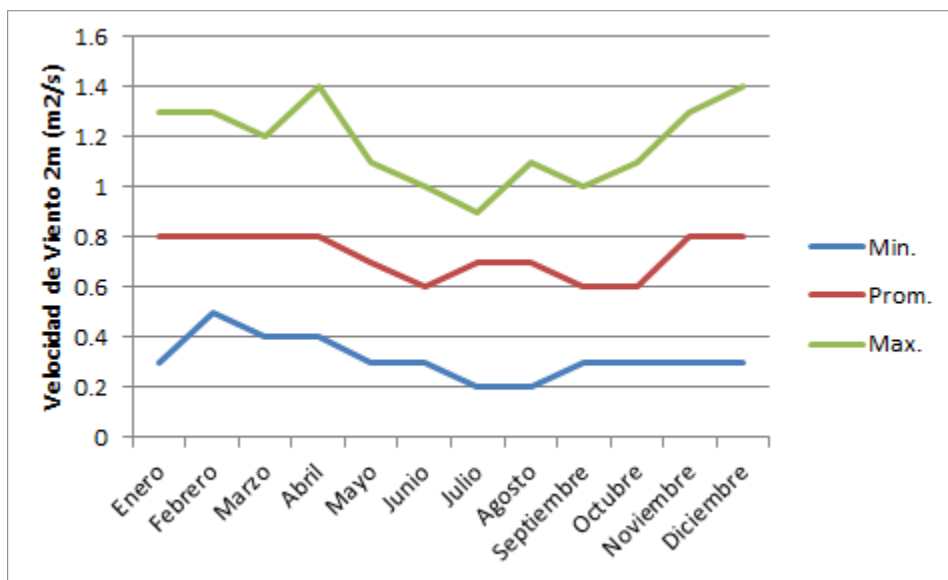


Figura 8. Datos históricos de viento a 2 metros de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).

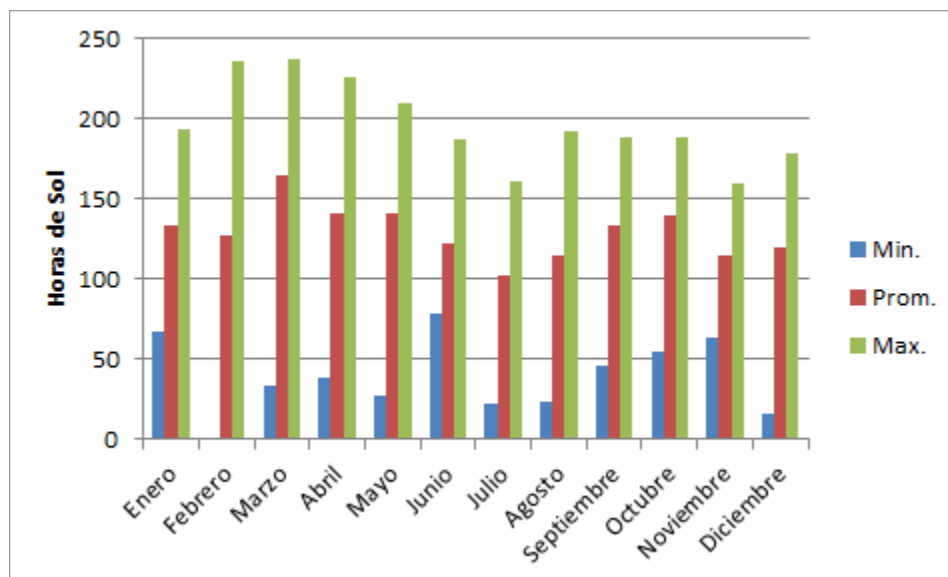


Figura 9. Datos históricos de brillo solar de estación Aeropuerto de Bocas (93-002).

Rambala (93-005)

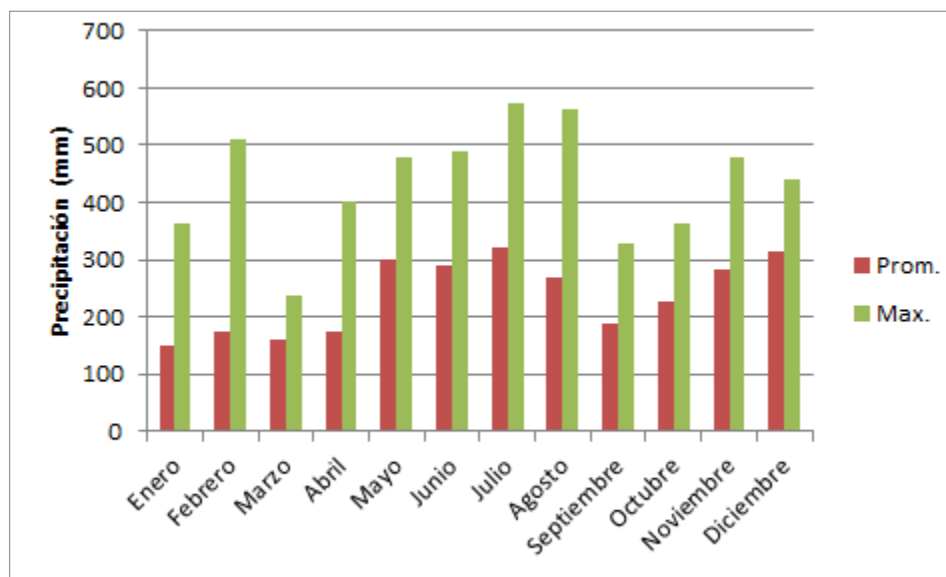


Figura 10. Datos históricos de precipitación de estación Rambala (93-005)

Canquintú (95-001)

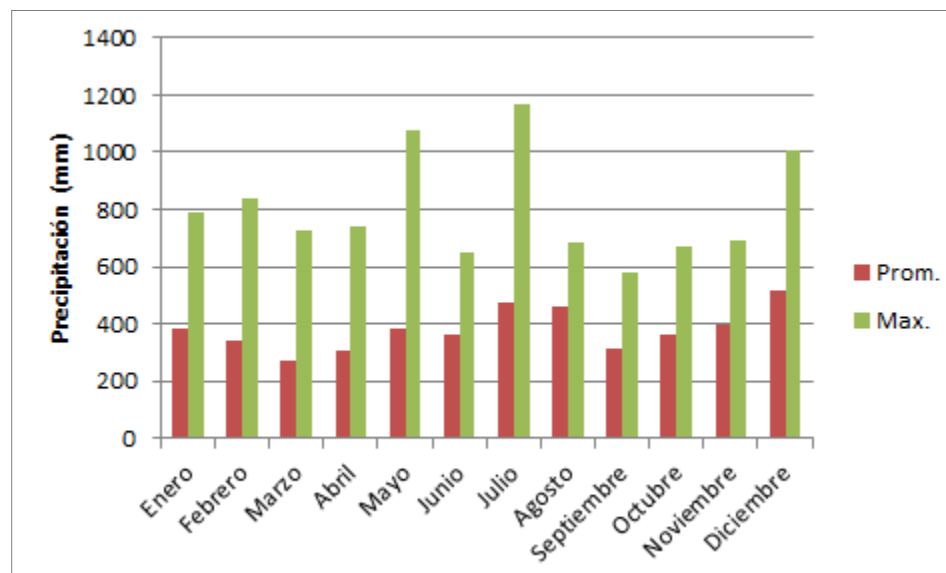


Figura 11. Datos históricos de precipitación de estación Canquintú (95-001)

Calobevora (97-001)

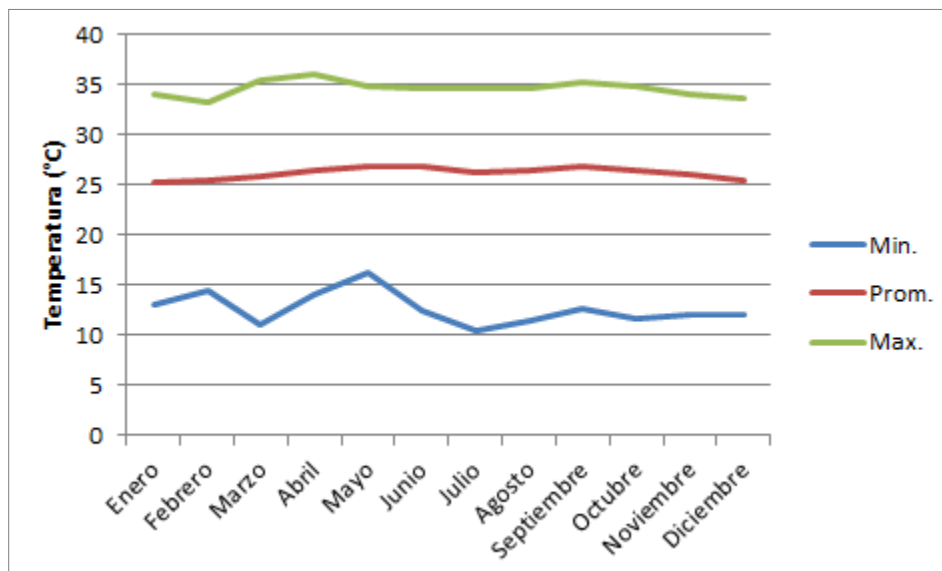


Figura 12. Datos históricos de temperatura de estación Calobevora (97-001)

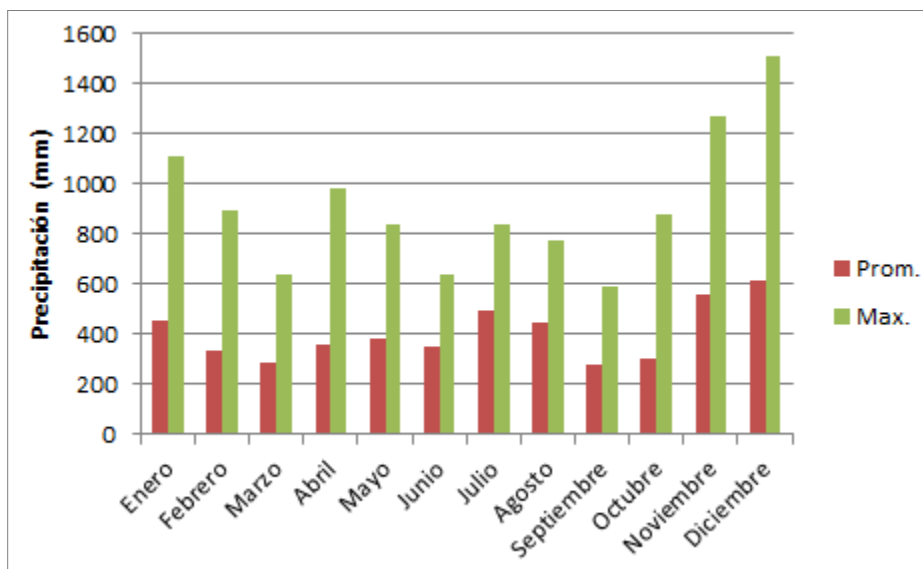


Figura 13. Datos históricos de precipitación de estación Calobevora (97-001)

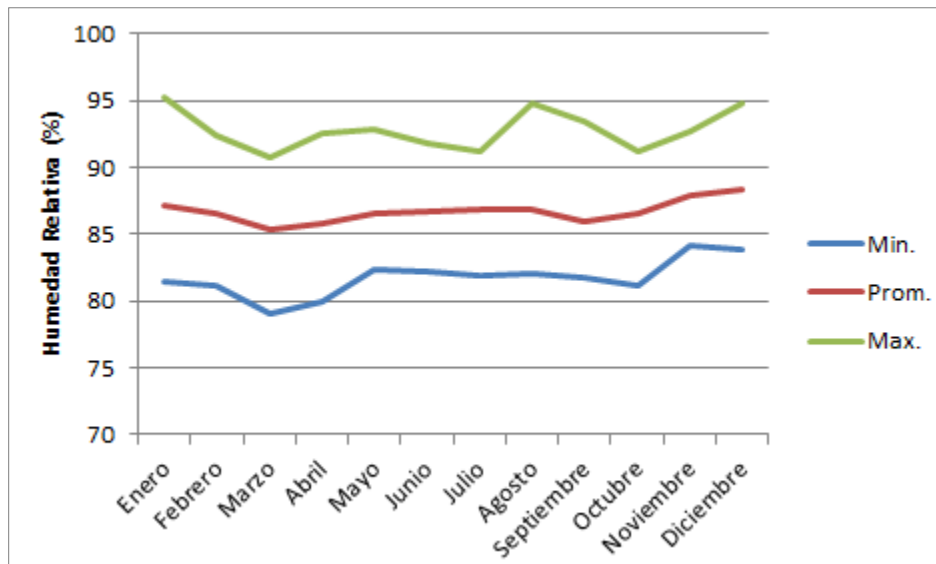


Figura 14. Datos históricos de humedad relativa de estación Calobevora (97-001)

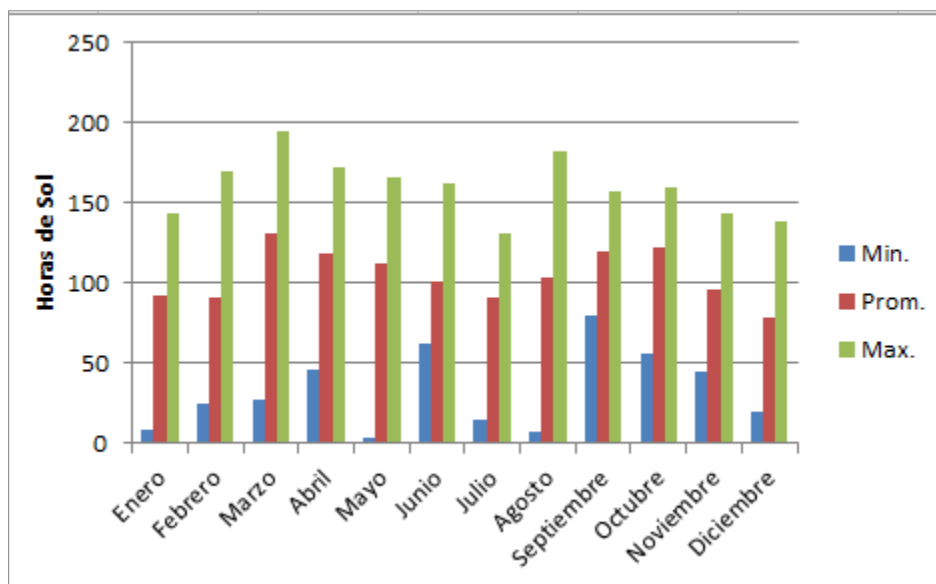


Figura 15. Datos históricos de brillo solar de estación Calobevora (97-001)

Quebrada Bijao (108-020)

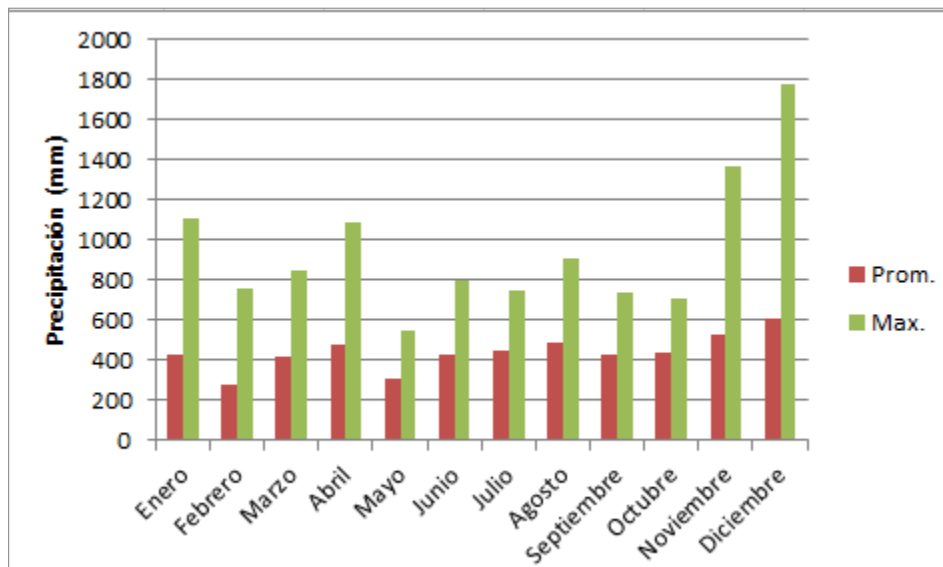


Figura 16. Datos históricos de precipitación de estación Quebrada Bijao (108-020)

Soly (110-008)

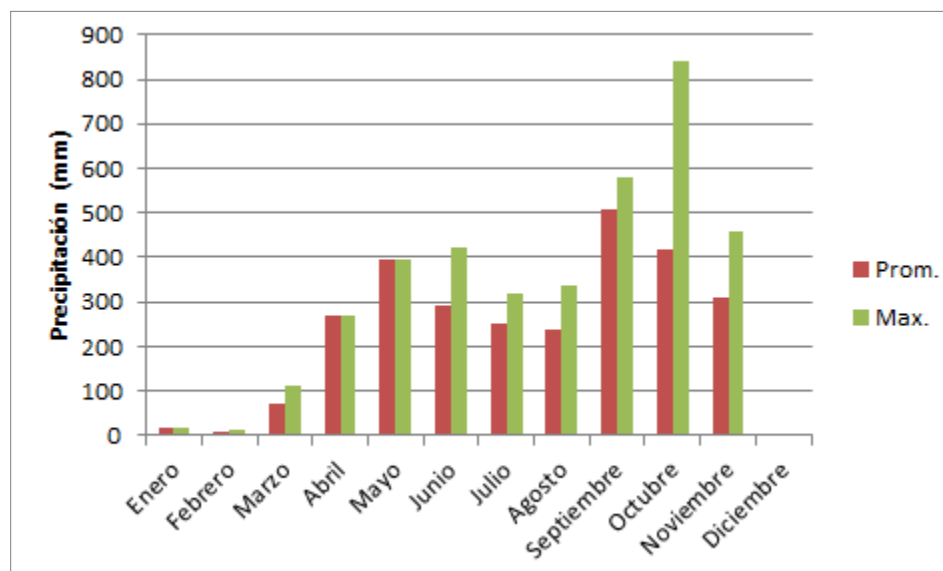


Figura 17. Datos históricos de precipitación de estación Soly (110-008)

Llano Ñopo (114-011)

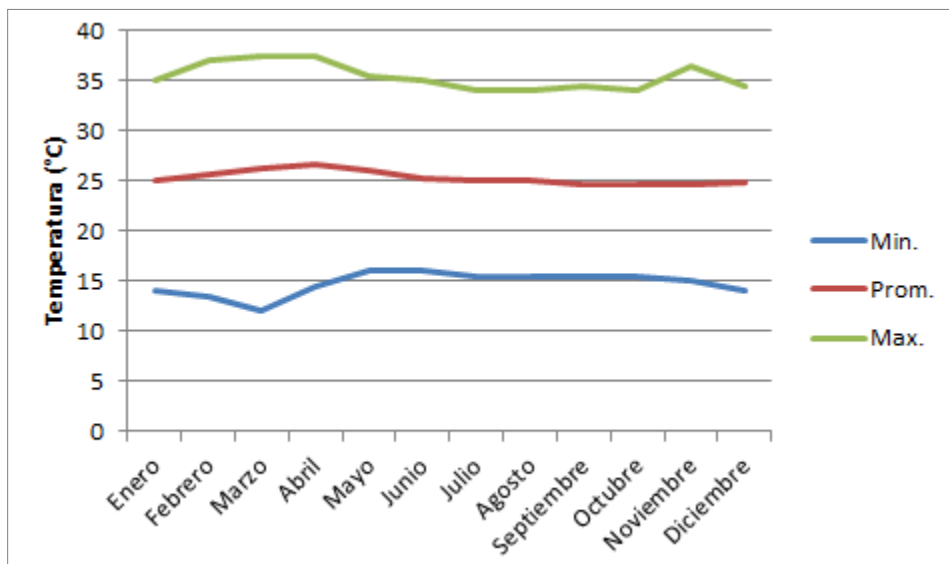


Figura 18. Datos históricos de temperatura de estación Llano Ñopo (114-001)

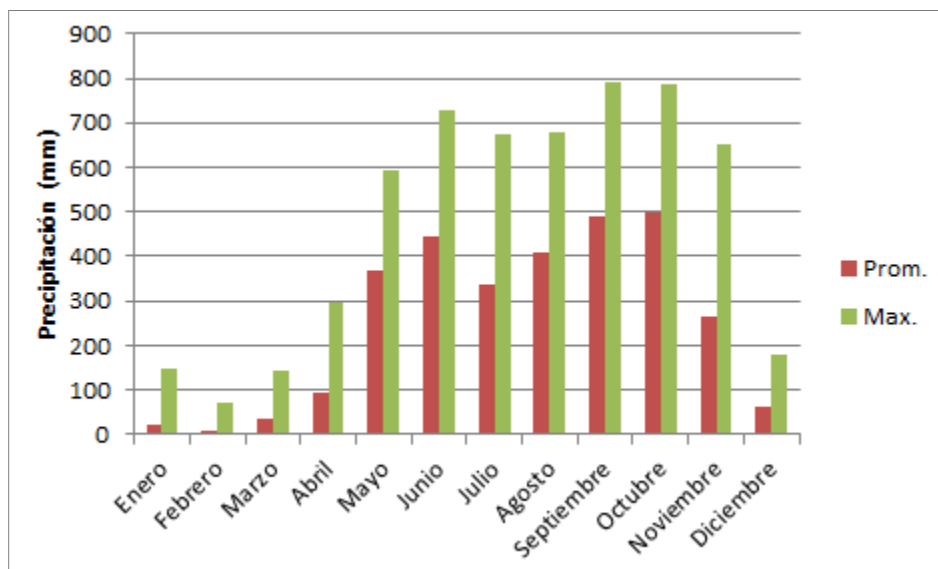


Figura 19. Datos históricos de precipitación de estación Llano Ñopo (114-001)

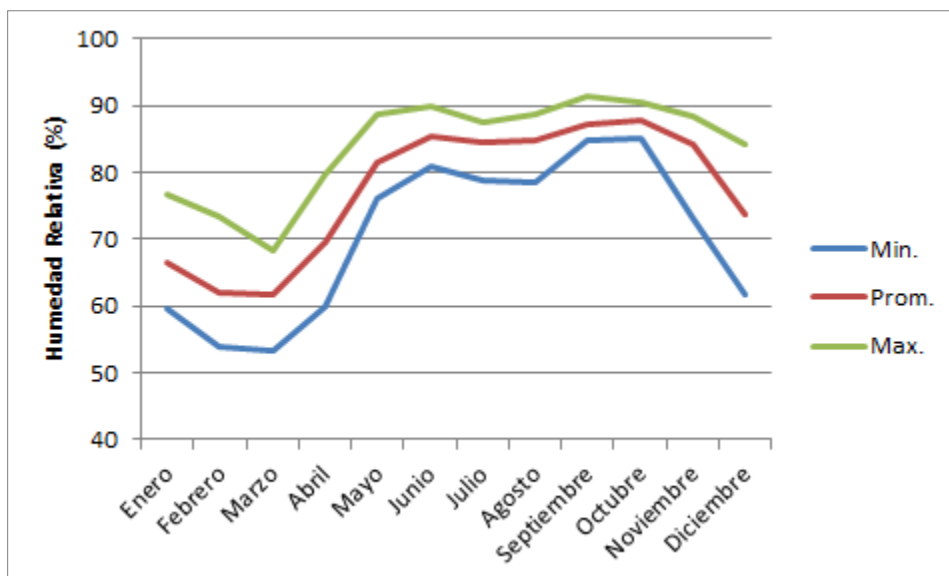


Figura 20. Datos históricos de humedad relativa de estación Llano Nopo (114-001)

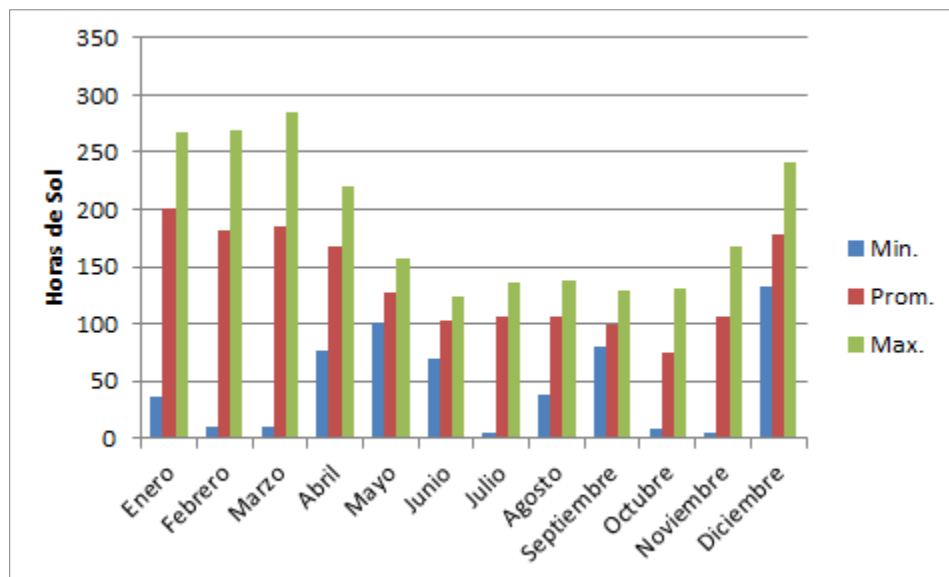


Figura 21. Datos históricos de brillo solar de estación Llano Nopo (114-001)

4.2. ESTACIONES HIDROLÓGICAS

A continuación, se presenta información de caudal de la estación de Changuinola Peña Blanca (91-01-03), utilizada como referencia, ya que las estaciones que se encuentran dentro del listado de estaciones de Hidromet de ETESA, no cuenta con la información histórica dentro de la plataforma web. Los datos de caudales promedios mensuales, mínimos y máximos son los siguientes:

Changuinola (91-01-03)

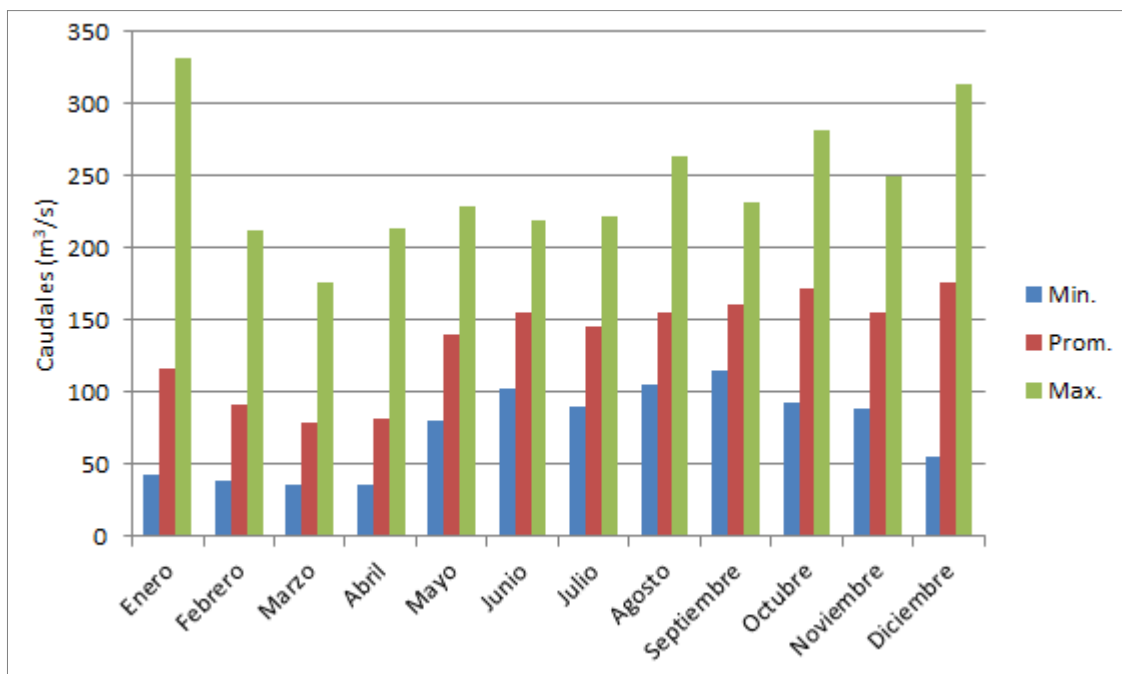


Figura 22. Datos históricos de caudales promedios mensuales, mínimos y máximos de la estación de Changuinola (91-01-03).

4.3. INFORMACIÓN GEOESPACIAL

Como información adicional se logró digitalizar capas del mapa de isoyetas y isothermas correspondiente a la zona de estudio tomando como referencia el Balance Hídrico Superficial de Panamá (1971-2002), tal como se muestra en las figuras No. 22 y No. 23. En función de las isoyetas de la zona de estudio se puede estimar que el comportamiento anual de la precipitación está dentro del rango de 4,500 a 5,500 mm, mientras que el rango de temperatura en función de las isothermas está cerca de los 26 °C.

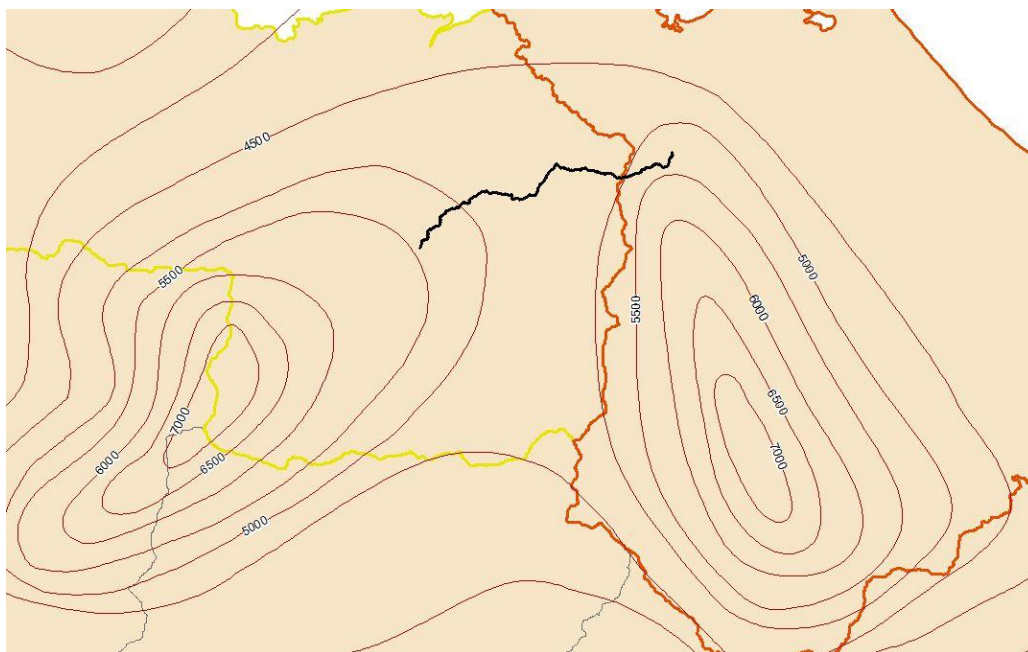


Figura 23. Isoyetas correspondientes a la zona de estudio del tramo de carretera de Coclesito-Kankintú.

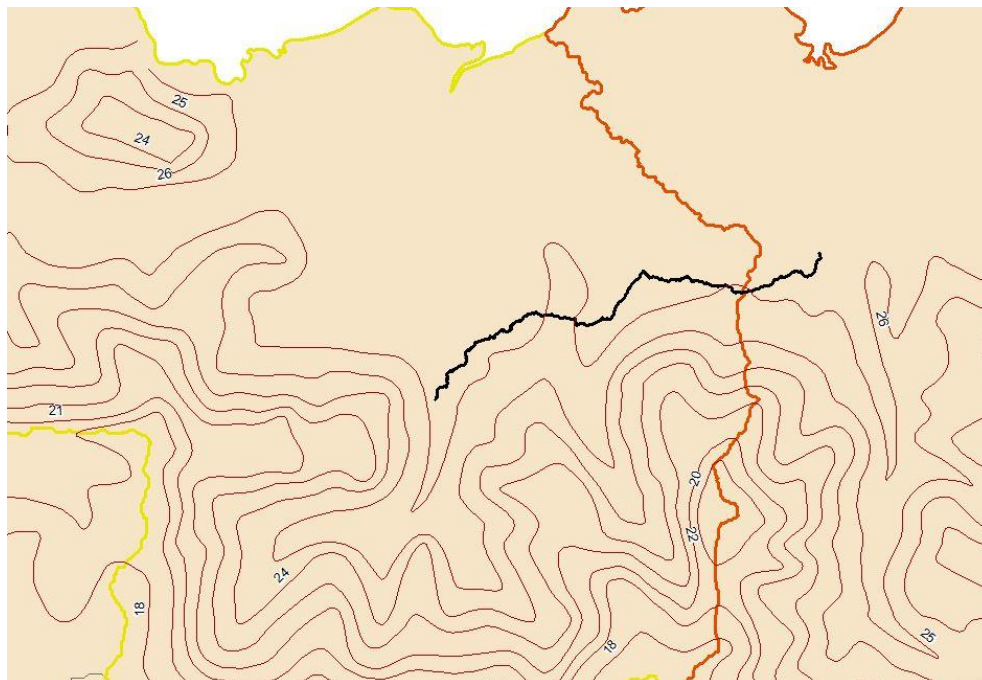


Figura 24. Isotermas correspondientes a la zona de estudio del tramo de carretera de Coclesito-Kankintú.

5. METODOLOGÍA

Para la definición de la metodología a utilizar para la estimación de los caudales de avenida se sigue lo establecido en el **Manual de requisitos para la revisión de planos**, 3ra Edición, revisada 2019-2021, donde se establecen los parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles y drenajes pluviales por el Ministerio de Obras Públicas de la República de Panamá, específicamente lo referido al capítulo V.15- REQUISITOS TÉCNICOS PARA LA REVISIÓN DE PLANOS DE PROYECTOS DE CARRETERAS, en donde se establece que:

“16. Estudio Hidrológico, Hidráulico y de Socavación para las propuestas de obras de drenaje en el proyecto. Ver requisitos para estas obras en la sección “XI- REQUISITOS TÉCNICOS PARA REVISIÓN DE PLANOS DE SISTEMAS PLUVIALES”.

De igual manera se revisó el capítulo V.14 -REQUISITOS TÉCNICOS PARA LA REVISIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES, subapartado REQUISITOS TÉCNICOS PARA CAJONES PLUVIALES, donde se establece:

“El método racional se aceptará sólo para cálculos de soluciones con áreas de drenaje menor o iguales a 250 hectáreas. Para áreas de drenaje mayores a 250 hectáreas, se podrán utilizar otras metodologías de cálculo, como el método de las Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, para la estimación de los caudales de diseño para el dimensionamiento de las obras de drenaje (...).”

Siguiendo lo establecido en el Manual de requisitos para la revisión de planos, se realiza una clasificación de áreas de drenaje, definiendo aquellas cuencas con áreas mayores a 250 Ha (2.5 Km²) para las cuales se utilizará el método de cálculo de Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá; mientras que las áreas de drenaje menores o iguales a 250 Ha (2.5 Km²) se utilizará el Método Racional, como metodología de cálculo.

4.1. DELIMITACIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS

La determinación de las cuencas y sistemas hidrográficas a analizar se realizará utilizando la herramienta ArcHydro Tools, que consiste en un conjunto de herramientas y modelo de datos de carácter geoespacial desarrollado por el Centro de Investigaciones en recursos de agua de la universidad de Texas, Austin. Dicha herramienta opera en el entorno del software ArcGIS, utilizando las herramientas integradas en las herramientas ArcTool box y su extensión Spatial Analyst. Para el caso en concreto se utiliza la versión para ArcGIS 10.8.

La herramienta requiere el uso de un modelo digital de elevación (MDE) para su rutina, por lo que se elabora el MDE utilizando la información de relieve derivada de la cartografía 1:25,000 publicada por el instituto Cartográfico de Panamá Tommy Guardia, datos que permiten extraer curvas de nivel con 10 m de equidistancia. La **Figura 25** muestra la información de relieve derivada de la cartografía oficial.

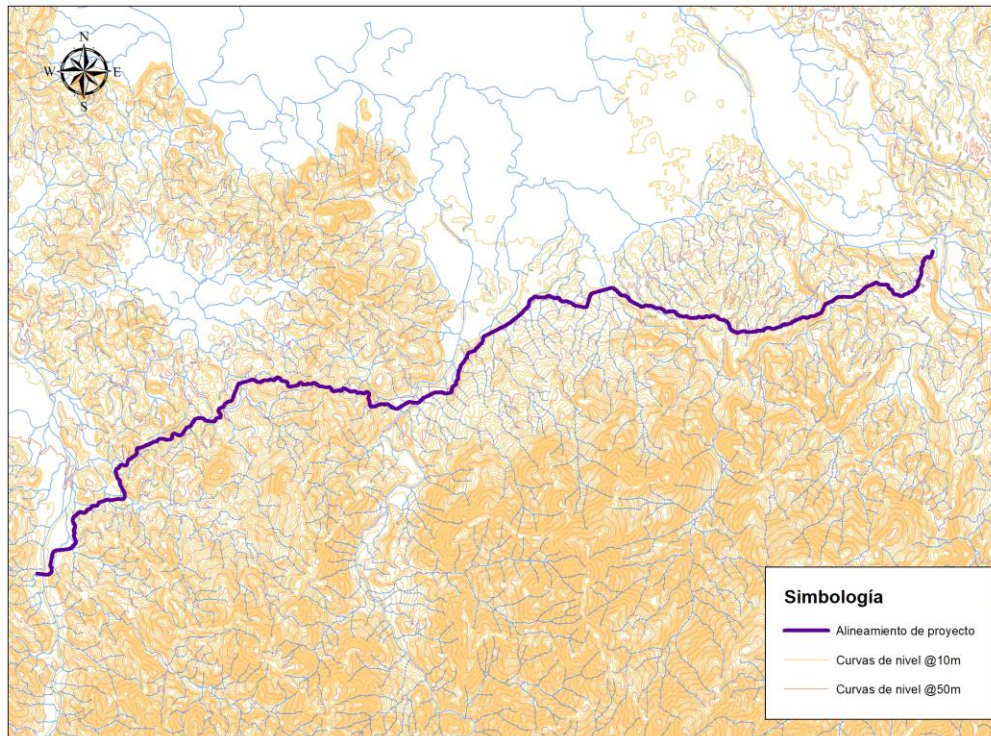


Figura 25. Información de relieve extraída de cartografía oficial escala 1:25,000 para la zona de proyecto.
(Fuente: Elaboración propia extraída de mapas 3841 IV, 3842 III, 3842 IV del IGN Tommy Guardia).

Partiendo de las curvas de nivel con equidistancia de 10 m se produce un MDE de 5 m de resolución espacial horizontal², tomando en cuenta que la exactitud vertical de dichos modelos esta interrelacionada con los datos de partida del cual se derivan³. Dicho modelo, mostrado en la **Figura 26**, sirve de base para la delimitación semiautomática de las cuencas de drenaje del proyecto.

La rutina de cálculo de la herramienta Arc Hydro Tools se compone de los procesos descritos a continuación:

1. Reacondicionamiento de MDE (DEM Reconditioning). Permite forzar un patrón de corrientes sobre un MDE existente, de tal forma que la acumulación de flujo se presente en las celdas del MDE requeridas. Para el caso particular del proyecto se utilizó la cartografía 1:25,000 para forzar la red de drenaje en el MDE derivado.

² Resolución espacial horizontal en un modelo de elevación basado en cuadrilla representa el tamaño de pixel al que se representan los valores de elevación.

³ La Exactitud vertical parte de los datos de origen que son utilizados para la interpolación de datos.

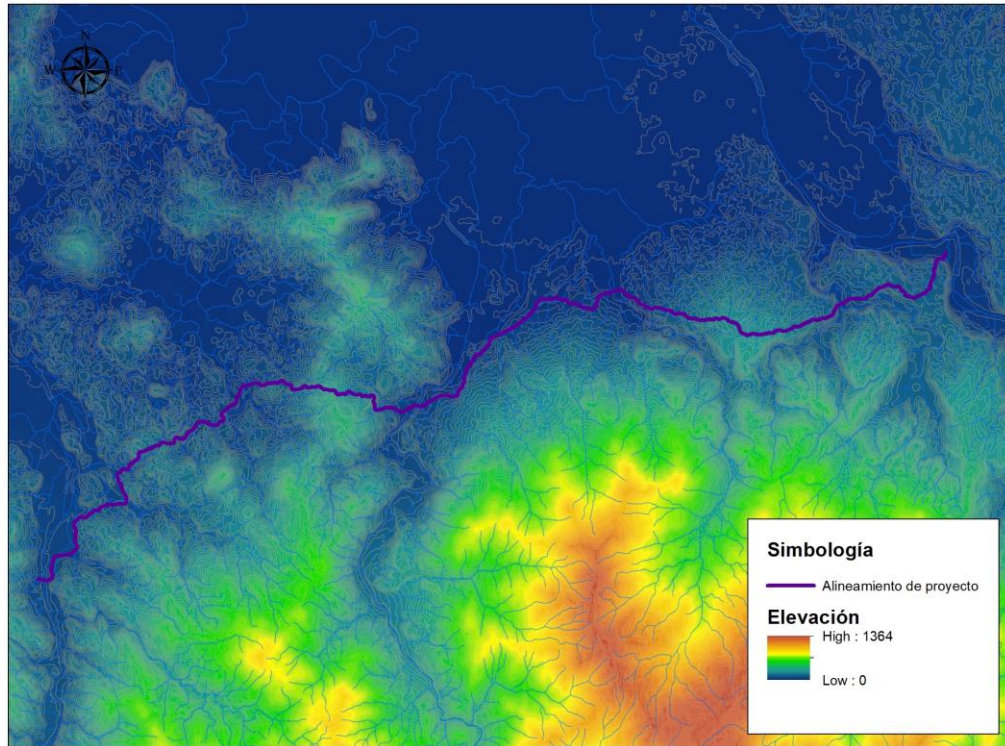
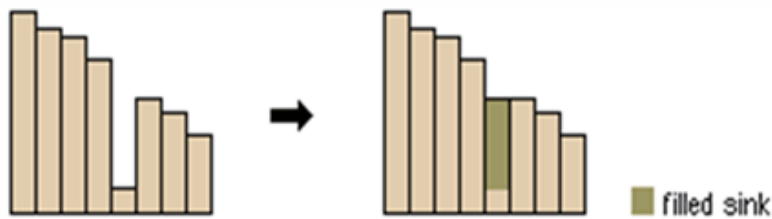


Figura 26. Modelo Digital de Elevación (MDE) derivado de cartografía escala 1:25,000 para zona de influencia del proyecto de carretera Coclesito-Kankintú. (Fuente: Elaboración propia derivada de mapas 3841 IV, 3842 III, 3842 IV del IGN Tommy Guardia).

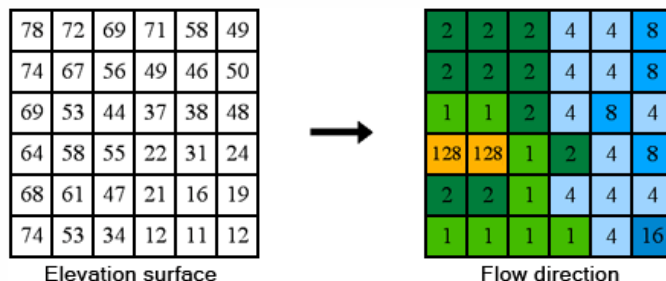
2. Relleno de oquedades (Fill Sink). Esta función permite modificar las celdas en depresión, de tal manera, que alcancen el nivel del terreno circundante con el objetivo de poder determinar de forma adecuada la dirección de flujo, evitando errores de delimitación.



Vista de perfil de un sumidero antes y después de ejecutar Relleno

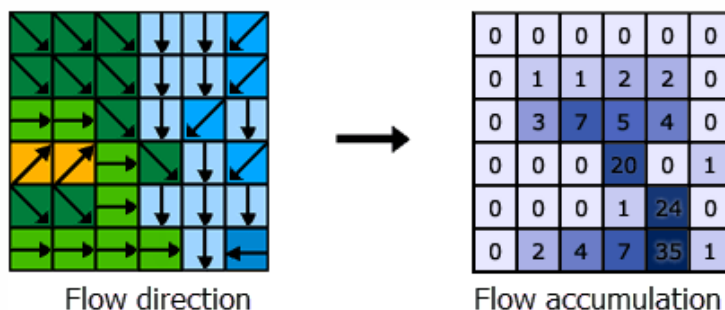
3. Cálculo de capa raster de Dirección de Flujo (Flow Direction). La herramienta toma una superficie de entrada y te devuelve como resultado un ráster que muestra la dirección de flujo que sale desde cada celda.
Existen 8 direcciones de salida válidas íntimamente relacionadas con las 8 celdas adyacentes hacia donde puede fluir el agua. Este enfoque se conoce como modelo de flujo de 8 direcciones (D8). La dirección de flujo está determinada por la dirección del descenso más

empinado, o caída máxima, desde cada celda, mediante su análisis se puede determinar la dirección de un descenso más empinado, cuando lo reconoce, la celda de salida se codifica con el valor que representa esa dirección, tomando valores entre 1 y 128.



Direction coding

4. Cálculo de capa raster de Acumulación de Flujo (Flow Accumulation). La herramienta Flow Accumulation calcula el número de celdas acumulada con elevación mayor a la celda en análisis, lo que implica las celdas de pendiente descendente en el ráster de salida. A menos que se indique el ráster de ponderación, se aplicará un peso de 1 a cada celda, y el valor final será el número de celdas que fluyen hacia cada una de ellas.



Direction coding

5. Definición de corrientes (Stream Definition). Herramienta que permite definir un mapa raster de aquellas celdas que poseen una acumulación de flujo igual o mayor a un umbral definido por el usuario, generalmente determinado como el valor más pequeño del área de drenaje que se requiere estudiar.
6. Segmentación de corrientes (Stream Segmentation). Herramienta que crea un mapa raster con celdas que identifican de manera única los puntos de confluencia de la capa raster de

corrientes, de tal forma que, en los procesos posteriores, las corrientes presenten un identificador único.

7. Delimitación de Área de drenaje (Catchment Grid Deliniation). Crea una capa raster de áreas de drenaje tomando de referencia los puntos de confluencia de las corrientes derivadas. La capa derivada identifica las áreas que desembocan en cada enlace o confluencia de corrientes.
8. Procesamiento de área de drenaje en polígonos (Catchment Grid Deliniation). Transforma la capa raster de áreas de drenaje, en una capa vectorial.
9. Procesamiento de líneas de drenaje (Drainage Line Processing). Crea una capa vectorial de líneas de drenaje partiendo de las corrientes segmentadas.

La rutina de proceso descrita previamente corresponde a la rutina mínima que permite delinear de manera semi automática las áreas de drenaje para el área de estudio. Con las capas vectoriales de áreas de drenaje y corrientes de drenaje se procede a identificar los puntos de cruce de la red hidrográfica derivada, con el alineamiento proyectado de la carretera, definiendo de esta manera los puntos de interés para los análisis hidrológicos.

Partiendo de la red de drenaje derivada del MDE, se realizará un contraste entre los puntos de cruce identificados con el MDE, con los puntos de cruce previamente definidos para la construcción de puentes o cajones pluviales, permitiendo de esta forma validar dichos puntos e identificar cualquier otro punto cuyas áreas de drenaje o configuración de relieve defina la necesidad de proyectar una estructura de drenaje.

Una vez definidos los puntos de control correspondientes a cruces de puentes, cajones o drenaje transversal en la traza propuesta del proyecto, y determinadas sus áreas de drenaje, se procede a clasificar las áreas de recogimiento en dos grupos, cuencas con áreas mayores a 250 Ha, y cuencas menores o iguales a 250 Ha, para de esta manera determinar el método de cálculo hidrológico a utilizar en cada una de ellas, de acuerdo a lo detallado en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Método para cálculo hidrológico de acuerdo al tamaño de la cuenca. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)

Umbral de clasificación	Método para cálculo hidrológico	Estructura
Área >250 Ha	Análisis regional de crecidas máximas	Puentes
Área ≤ 250 Ha	Método Racional	Puente, cajón pluvial, alcantarilla

4.2. ANALISIS REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS

Se toma de referencia lo publicado por la Empresa de Transmisión Eléctrica S.A. (ETESA) en su Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006, elaborado por el departamento de Hidrometeorología ETESA en septiembre de 2008.

La regionalización estadística de caudales es un método utilizado para estimar los caudales, ya sea máximos o mínimos, en aquellas cuencas para las cuales no se cuenta con información hidrométrica y que por lo tanto conforman cuencas no aforadas, dicho método se convierte en una alternativa a los métodos hidrológicos de transformación lluvia-escorrentía, pudiendo ser utilizados como complemento en la validación de los mismos posterior a un proceso de calibración.

La regionalización de caudales emplea métodos estadísticos para la determinación de regiones hidrológicas homogéneas, que permita transferir información de cuencas aforadas hacia cuencas no aforadas en cuencas con comportamientos hidrológicos semejantes. Las metodologías de regionalización involucran dos etapas principales: 1) La identificación de grupos de cuencas hidrológicamente homogéneas, 2) La aplicación de un método regional para cada región homogénea.

La República de Panamá clasifica su sistema hidrográfico en 52 cuencas hidrográficas, de las cuales 18 pertenecen a la vertiente del Mar Caribe, y 34 a la vertiente del Océano Pacífico. Estas 52 cuencas hidrográficas se agrupan en nueve (9) Regiones o Zonas Homogéneas de acuerdo a la similitud de diversas variables explicativas, como ubicación, orografía, altura sobre el nivel del mar, orientación, entre otras. La **Tabla 3** muestra un ejemplo de variables explicativas y su relación con el nivel de correlación entre cuencas.

Tabla 3. Variables explicativas y características de correlación para definición de regiones hidrológicas homogéneas. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021).

Cuencas	Calidad	Descripción
1 y 2	Buena	Cuencas de forma, tamaño y orientación similar
2 y 3	Regular	La orientación del valle es distinta en ambas cuencas
3 y 4	Mala	Distinta altitud
2 y 5	Regular	Cuencas de igual forma, pero distintas en altitud
4 y 6	Mala	Características distintas
5 y 6	Mala	Distinta orientación, distinta altura media.

La determinación de las regiones hidrológicamente homogéneas se realizó tomando en cuenta la relación entre el área de las cuencas y el promedio de crecidas máximas anuales de todas las cuencas aforadas registradas durante el período de 1971 a 2006, en las estaciones hidrológicas limnigráficas convencionales, operadas por ETESA (estaciones limnigráficas activas y estaciones limnigráficas

suspendidas con buena información); y las estaciones limnográficas activas con registro largo manejadas por la Autoridad del Canal de Panamá.

Del análisis de correlación se definieron cinco (5) ecuaciones que permiten estimar los caudales máximos promedio anuales para cuencas no aforadas a partir de sus áreas de drenaje y su ubicación en el país. Los valores de caudal obtenidos mediante dichas ecuaciones corresponden a caudales para un período de retorno de 2.33 años. La **Figura 27** detalla una muestra de los datos Q_{\max} vs Área utilizados para definir las ecuaciones de regionalización detalladas en la **Tabla 4**, para la República de Panamá.

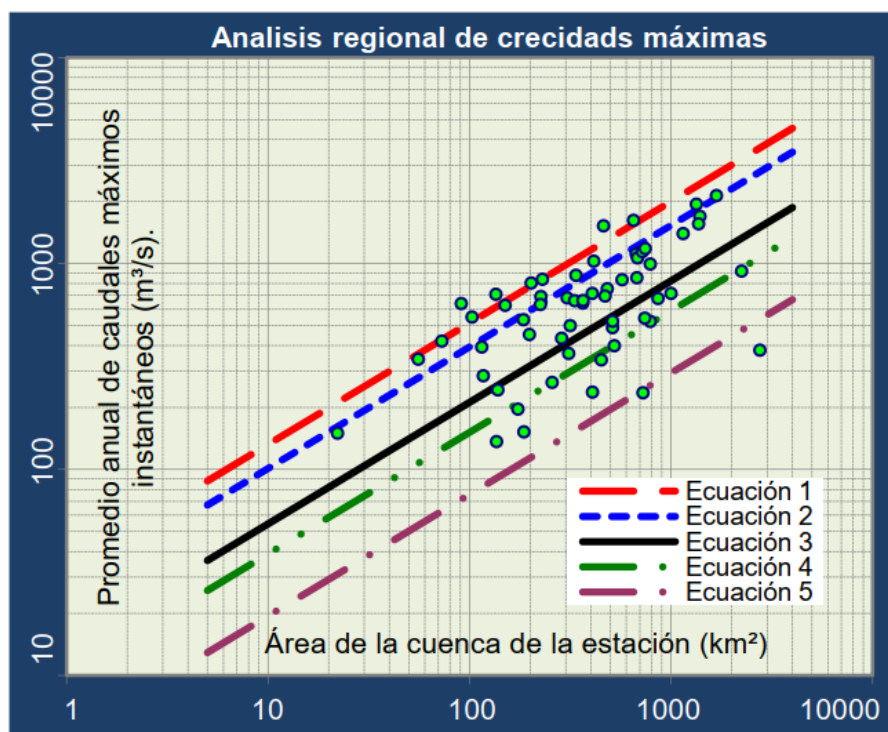


Figura 27. Muestra de relaciones de correlación obtenidas para las variables de caudal máximo promedio y área de cuencas. (Fuente: ANÁLISIS REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS EN PANAMÁ, González Jaén, 2010).

Tabla 4. Ecuaciones de regionalización para estimación de caudal promedio máximo. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)

Ecuaciones de correlación	Actualización 2008	Zonas hidrológicas
Ecuación 1	$Q_{\max} = 34A^{0.59}$	1 y 2
Ecuación 2	$Q_{\max} = 25A^{0.59}$	3, 4 y 9
Ecuación 3	$Q_{\max} = 14A^{0.59}$	5 y 6
Ecuación 4	$Q_{\max} = 9A^{0.59}$	7

Ecuación 5

$Q_{\max} = 4.5A^{0.59}$

8

A=Área de drenaje, en Km²

Para la determinación de caudales máximos para diferentes períodos de retorno, se definió la relación de frecuencias adimensional, que relaciona los caudales máximos instantáneos para diferentes períodos de retorno, que se pueden presentar en un sitio determinado, y el caudal máximo promedio de todo el registro hidrométrico. De esta forma se definieron cuatro (4) tablas de frecuencia que permiten estimar 11 períodos de retorno diferentes. La **Tabla 5** detalla los factores de ajuste mde frecuencias para las cuatro (4) distribuciones definidas.

Tabla 5. Tablas de frecuencia y sus factores para diferentes períodos de retorno. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)

Tr, años	Tabla #1	Tabla #2	Tabla #3	Tabla #4
1.005	0.28	0.29	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.6	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.6	4.00

Una vez determinadas las ecuaciones de regionalización de caudal máximo promedio (Tr 2.33 años) y las relaciones de frecuencia para diferentes períodos de retorno, se definen las ecuaciones y relaciones de frecuencia que aplican para las 9 Zonas homogéneas. La **Tabla 6** muestra las ecuaciones de caudal máximo y las relaciones de frecuencia asociadas a cada Zona homogénea para las 52 cuencas hidrográficas de Panamá.

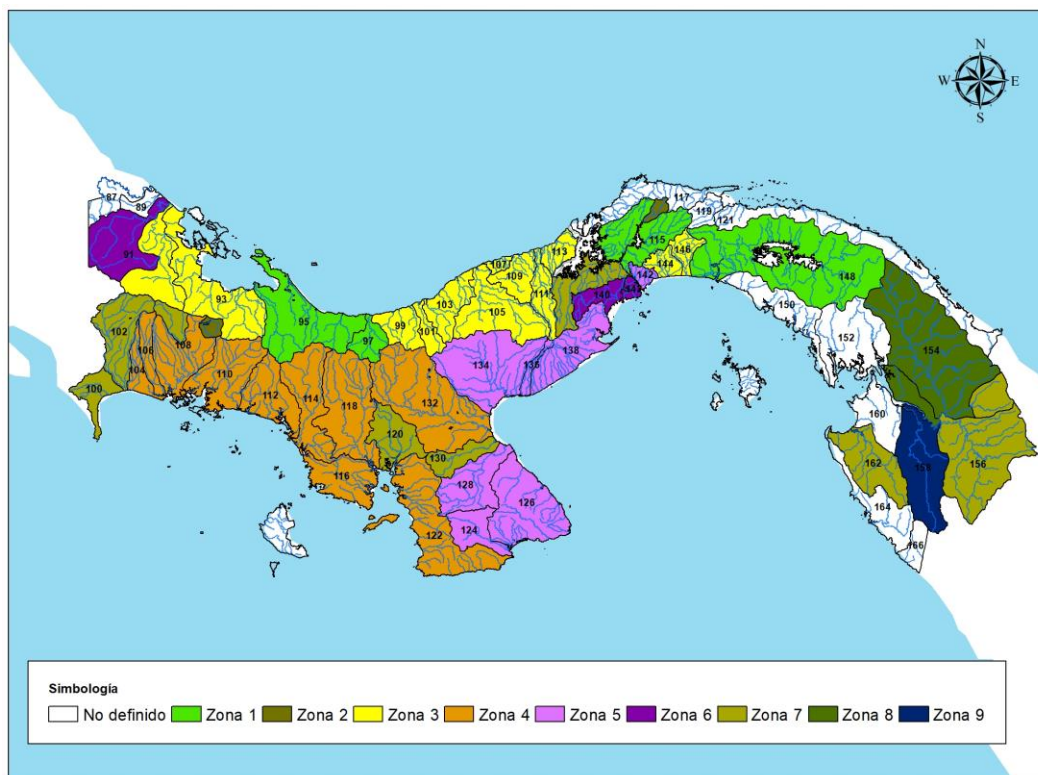


Figura 28. Regiones hidrológicamente homogéneas en la República de Panamá. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)

Tabla 6. Regiones hidrológicamente homogéneas y ecuaciones de caudales y frecuencia asociadas. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)

Zona		Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	Tabla #1
2	1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	Tabla #3
3	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla #1
4	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla #4
5	3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$	Tabla #1
6	3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$	Tabla #2
7	4	$Q_{\text{máx}} = 9A^{0.59}$	Tabla #3
8	5	$Q_{\text{máx}} = 4.5A^{0.59}$	Tabla #3
9	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla #3

El procedimiento para la determinación de los caudales máximos instantáneos utilizando el Método Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá, se compone de las etapas siguientes:

1. Identificación de la Zona hidrológica a la que pertenece la cuenca en estudio (**Figura 28**).
2. Identificación de la ecuación y cálculo de Caudal Máximo Promedio (**Tabla 6**).
3. Determinación del período de retorno de diseño e identificación de distribución de frecuencia para la Zona homogénea requerida (**Tabla 6**).
4. Determinación del factor de ajuste para la distribución asociada, de acuerdo al período de retorno de diseño (**Tabla 5**).
5. Cálculo de caudal máximo instantáneo para el período de retorno requerido, de la siguiente manera: $Q_{tr} = Q_{máx} \times \text{Factor de distribución}$.

4.3. MÉTODO RACIONAL

El método racional para la obtención de caudales máximos, se aplica para cuencas con áreas menores o iguales a 250 Ha (2.5 Km²), como lo establece el Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021. Este se fundamenta en la idea de que si una lluvia con intensidad (*i*) empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración (*T_c*) en el cual toda la cuenca estará contribuyendo al caudal en la salida.

El producto de la intensidad de la lluvia (*i*) y el área de la cuenca, es el caudal de entrada al sistema (*i*xA), y la relación de este caudal y el caudal pico (*Q*), el cual se presenta en el tiempo de concentración (*T_c*) se conoce como coeficiente de escorrentía (*C*), definiéndose la expresión del método racional de la siguiente manera:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{3.6}$$

Donde:

Q: Caudal punta para un determinado período de retorno (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía (Adimensional)

I: Máxima intensidad media en el intervalo de duración *T_c*, para el mismo período de retorno (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

Coeficiente de escorrentía (C)

El Coeficiente de escorrentía es un valor adimensional, generalmente establecido utilizando tablas estándar, su valor depende de numerosos factores, como por ejemplo: del tipo de precipitación, de su cantidad, de su intensidad y distribución en el tiempo, de la humedad inicial del suelo, del tipo de terreno (granulometría, textura, estructura, materia orgánica, grado de compactación, pendiente, micro relieve, rugosidad), del tipo de cobertura vegetal existente, de la intercepción que provoque, de lapsos de tiempo que se considere, etc. El coeficiente de escorrentía toma o adopta valores comprendidos entre 0 y 1.

Al tener vislumbrados el mayor número de factores que determinan un valor de coeficiente de escorrentía, significará una mayor representatividad al tomar la decisión del número a usar como base, para esto dentro de la literatura de la hidrología, existen varias tablas, dentro de la cual se ha optado por utilizar la que posee como variables la cobertura del suelo (vegetación), tipo de suelo y la pendiente del terreno. Para la determinación del coeficiente de escorrentía en el presente informe, se tomará de referencia las tablas recomendadas en el *Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica (SIECA, 2016)*, las cuales se muestran en la **Figura 30 y Figura 31**.

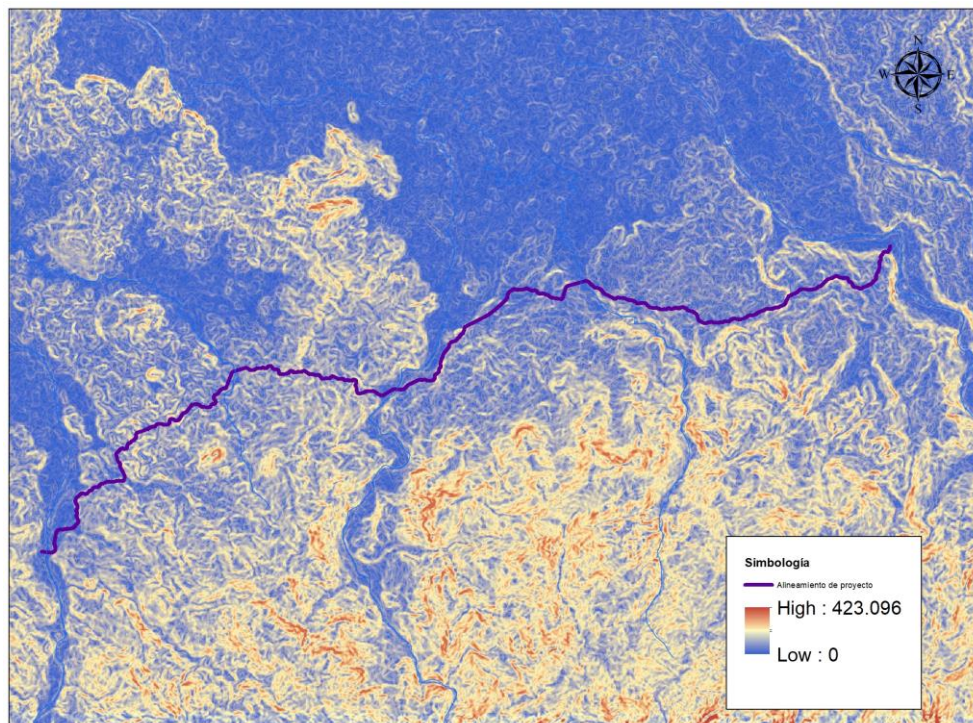


Figura 29. Mapa de pendientes para el área de estudio de la carretera Coclesito-Kankintú (Fuente: Elaboración propia derivada de información de relieve de cartografía 1:25,000).

Para la determinación del Coeficiente de Escorrentía en el área de estudio se procede a determinar la pendiente media de la cuenca, determinando el mapa de pendientes mediante el Modelo Digital de Elevación y la rutina *Slope* y *Zona Statistic* de la herramienta Spatial Analyst Tools de ArcGIS. La **Figura 29** muestra el mapa de pendientes obtenido.

Tabla 4-7 Coeficientes de escorrentía recomendados para ser usados en el método racional (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 – 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 – 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de Cultivo							
Plano, 0 – 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 – 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 – 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 – 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la Tabla 4-7 son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas.

Figura 30. Coeficientes de escorrentía de referencia (Fuente: Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica. SIECA, 2016).

El uso de suelo del área en estudio se determina utilizando el Mapa de Cobertura Boscosa y uso de Suelo de la República de Panamá año 2012, publicado por el ministerio de Ambiente en septiembre de 2019, el cual se muestra en la **Figura 32**. De esta forma, utilizando los datos de pendiente y de uso de suelo, y tomando de referencia las tablas 7 y 8, se determina el valor de Coeficiente de Escorrentía, para cada cuenca y área de drenaje.

Tabla 4-8 Coeficientes de escorrentía para áreas no desarrolladas o rurales

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PARA ÁREAS NO DESARROLLADAS O RURALES (1)				
TIPOS DE CUENCAS				
	EXTREMO	ALTO	NORMAL	BAJO
Relieve	0.28 – 0.35 Empinado, terreno escarpado con pendientes promedios por encima del 30%	0.20 – 0.28 Montañoso, con pendientes promedios del 10 al 30%	0.14 – 0.20 Ondulado con pendientes promedio del 5 al 10%	0.08 – 0.14 Tierras relativamente planas, con pendientes promedio del 0 al 5%
Infiltración del suelo	0.12 – 0.16 Cubierta de suelo ineficiente, con cualquiera de los dos roca o manto de suelo delgado de capacidad de infiltración despreciable	0.08 – 0.12 Lento para tomar agua, arcilla o tierra negra, suelos superficiales de baja capacidad de infiltración, imperfecta o pobremente drenados	0.06 – 0.08 Normal, suelos con textura de suelos ligeros a medianamente bien drenados, arenas arcillosas, limos y llimos arcillosos	0.04 – 0.06 Altos, arenas profundas u otros suelos que guardan agua rápidamente, suelos muy ligeros bien drenados
Cobertura vegetal	0.12 – 0.16 Cubierta de plantas ineficiente, desnudo o muy dispersa	0.08 – 0.12 De malo a regular,, cultivos limpios, o cubierta natural pobre, menos que el 20% del área de drenaje con buena cubierta	0.06 – 0.08 De regular a bueno, alrededor del 50% del área con tierras cubiertas de grama o bosques, no más del 50% con áreas en la producción de cosechas	0.04 – 0.06 Buena a excelente, acerca del 90% del área de drenaje co buenos pastizales, bosques o alboledas o cubiertas equivalentes
Almacenaje superficial	0.10 – 0.12 Depresiones superficiales despreciables pocas y planas; drenajes empinados y cortos, sin pantanos	0.08 – 0.10 Bajo sistenas cortos de drenajes bien definidos, sin lagunas ni pantanos	0.06 – 0.08 Normal, considerables depresiones superficiales, lagos y lagunas y pantanos	0.04 – 0.06 Alta, superficie de almacenaje alta, sistema de drenaje no bruscamente definido, grandes planicies de inundación o gran número de lagunas o pantanos
Ejemplo	Dado: Una cuenca rural consistente de 1) terreno ondulado con pendientes promedios del 5%, 2) tipos de suelos arcillas,, 3) Área de pastizales, y 4) depresiones superficiales normales. Encuente: el coeficiente de escurrimiento, C, para la cuenca señalada arriba		Solución 0.14	Relieve: Infiltración del suelo: 0.08 Cubierta vegetal: 0.04 Superficie de almacenaje: 0.06 C = 0.32

NOTA: Los valores de la Tabla 4-8 son los estándares utilizados por el Departamento de Transporte de California en el Manula de Diseño de Carreteras.

Figura 31. Coeficientes de escorrentía de referencia (Fuente: Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica. SIECA, 2016)

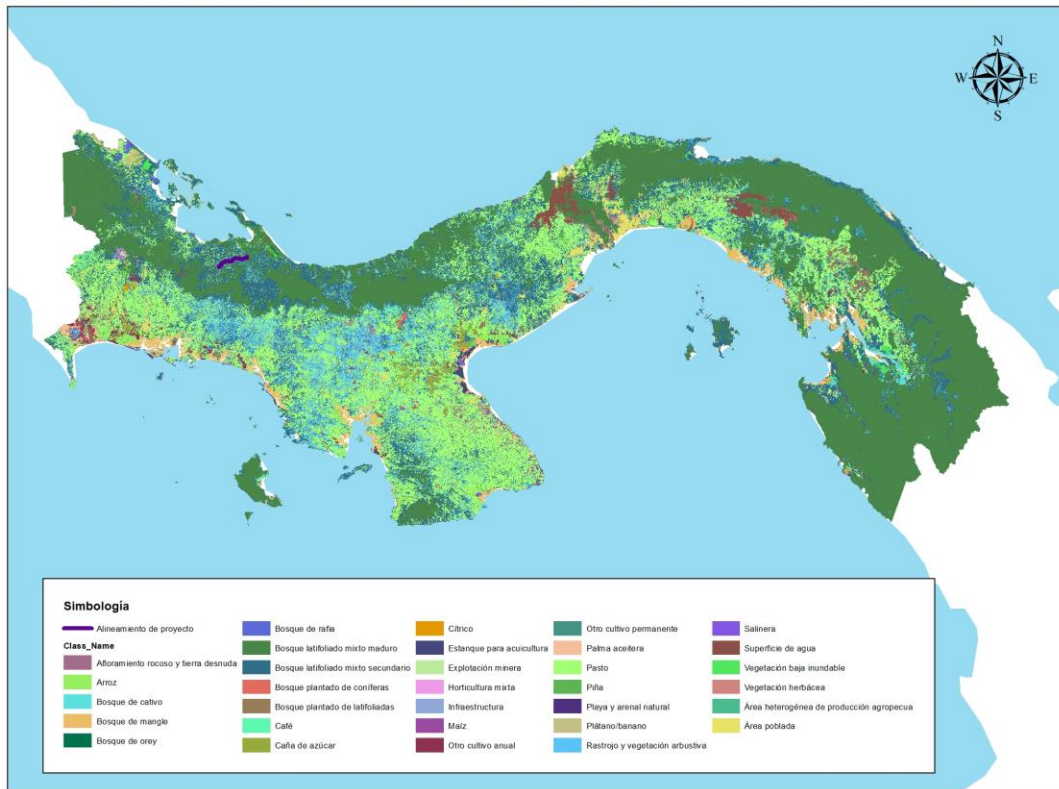


Figura 32. Mapa de cobertura vegetal y uso del suelo de la zona de influencia del proyecto (Fuente: elaboración propia en base a Mapa de cobertura vegetal y uso de suelo de la República de Panamá. Año 2012).

Intensidad de lluvia (i)

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se utilizarán las relaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia, propuestas en el apartado V.10. DETERMINACIÓN DE LAS ECUACIONES DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA PARA 16 CUENCAS DE LA REPÚBLICA DE PANAMÁ, del **Manual de requisitos para la revisión de planos**, 3ra Edición, revisada 2019-2021.

Para la zona del proyecto se identifican la relación IDF para la cuenca del Río Cricamola (cuenca 95) como la única que se ha determinado para las zonas aledañas al proyecto. La **Figura 33** y **Tabla 7** detallan las curvas y ecuación IDF para la cuenca del Río Cricamola. De la **Figura 33** se deduce que la ecuación definida en la **Tabla 7** únicamente es válida para duraciones mayores o iguales a 15 min (0.25 hora), dado que para tiempos menores no se define la curva IDF.

Para la cuenca 93 (Ríos entre Changuinola y Cricamola) no se cuenta con una relación IDF; sin embargo, dado que ambas cuencas se ubican en la vertiente atlántica sin separación espacial relevante, ambas con influencia directa con la Laguna de Chiriquí, se considera que estas se ven afectadas por las mismas condiciones meteorológicas y climáticas, y por ende se puede utilizar la misma relación IDF para la zona de influencia del proyecto. La **Figura 34** y **Figura 35** muestra la

comparativa de registros de precipitación para estaciones ubicadas en ambas cuencas, donde se puede apreciar las similitudes en el comportamiento climatológico del sector de la zona de influencia del proyecto.

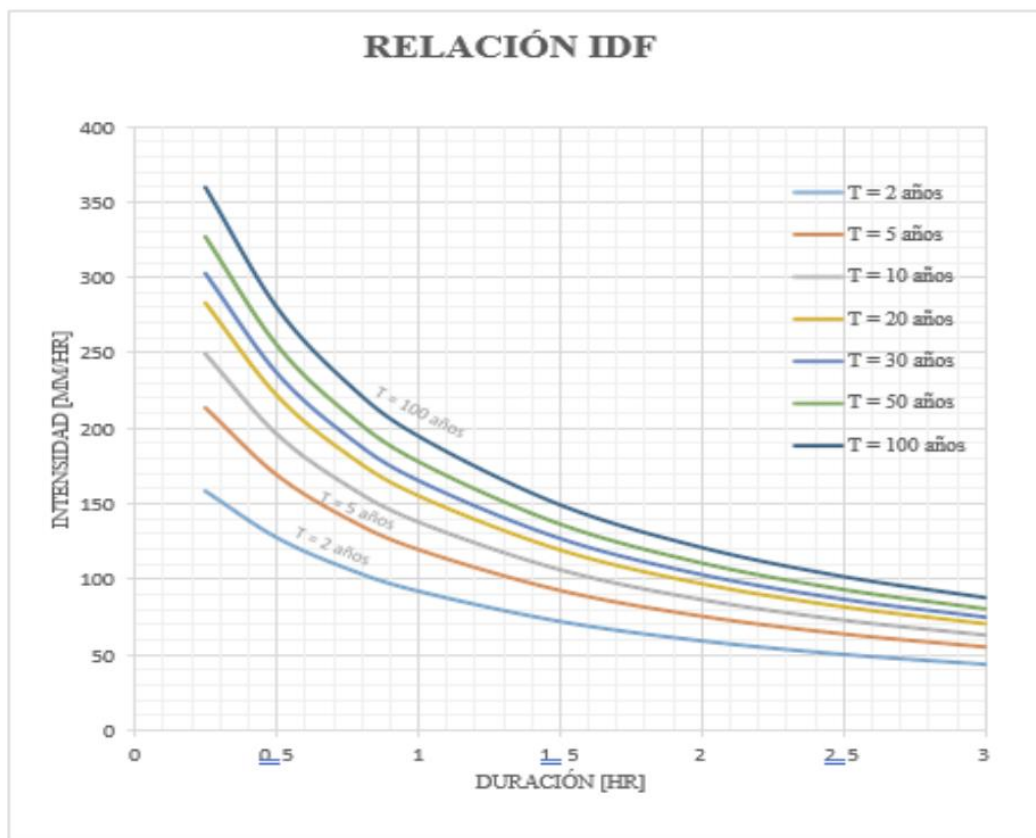


Figura 33. Gráfica de relación intensidad-Duración-Frecuencia para la cuenca del Río Cricamola (Fuente: Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021).

Tabla 7. Ecuación de Intensidad-Duración-Frecuencia para eventos con duración “d”, para la cuenca del Río Cricamola. (Fuente: Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021).

	$I = \frac{a}{d + b}$						
T [años]	2	5	10	20	30	50	100
a [mm]	165.382	204.699	232.327	259.066	274.481	293.755	319.741
b [hr]	0.793	0.707	0.681	0.663	0.656	0.647	0.637
R ²	99.49%	99.52%	99.51%	99.51%	99.50%	99.50%	99.49%

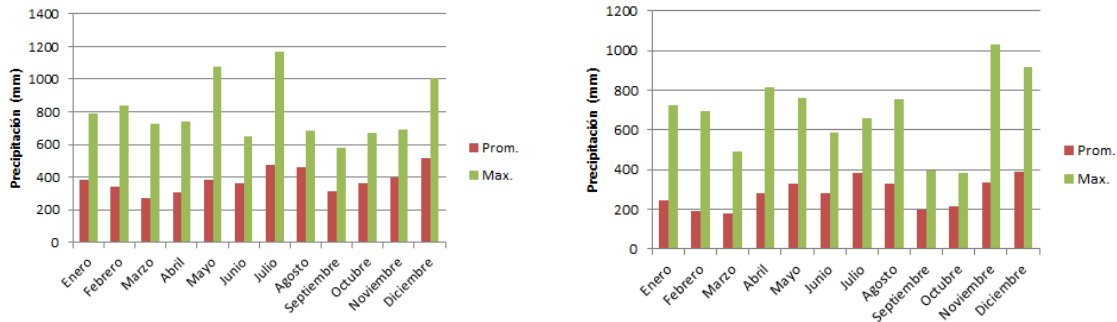


Figura 34. Comparación de datos históricos de precipitación para la estación Kankintú (cuenca 95) y Aeropuerto de Bocas (cuenca 93). (Fuente: Diagnóstico de información hidrometeorológica para el desarrollo del proyecto Coclesito-Kankintú).

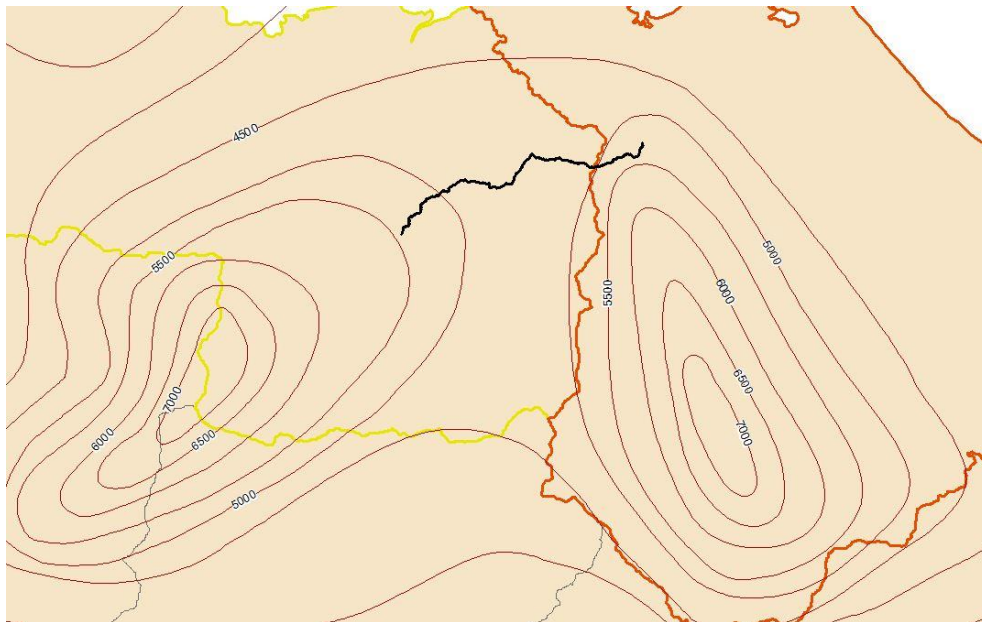


Figura 35. Mapa de Isoyetas correspondientes a la zona de estudio del tramo de carretera de Coclesito-Kankintú (Fuente: Diagnóstico de información hidrometeorológica para el desarrollo del proyecto Coclesito-Kankintú).

Tiempo de concentración (Tc)

El tiempo de concentración de una cuenca, 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.

El tiempo de concentración es una variable muy importante porque en los modelos lluvia-escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, puesto que es para esta duración cuando la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, por lo cual se espera que se presenten los caudales máximos. Las diversas metodologías existentes para determinar el tiempo de concentración de una cuenca a partir de sus parámetros morfométricos, fueron determinadas a partir de ajustes empíricos de registros hidrológicos de diferentes regiones.

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración propuestas por diferentes autores: Temez, William, Kirpich, California Couverts Practice, Giandotti, S.C.S, Ventura -Heron, Brausby-William, Passini, Izzard (1946), Federal Aviation Administration (1970), Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973). Debido a las diferentes formas como fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad de los resultados entre una y otra puede ser bastante alta, razón por la cual se debe escoger aquellas que hayan sido establecidas en áreas con características similares al área de estudio, considerando entre otras variables el tamaño de las cuencas a analizar, el relieve (cuencas de montaña o planicie) y la condición de flujo predominante (flujo concentrado, flujo laminar, etc).

Para el caso particular de la zona de influencia del proyecto, donde el T_c se calculará para cuencas pequeñas ($A \leq 250$ Ha), con relieve moderado (cuencas de pie de monte), y régimen de flujo entre flujo concentrado *Channel Flow* (cauce/vaguadas definidas) y flujo poco profundo *Shallow Flow* (pequeñas vaguadas sin cauce definido). Dadas las características de la zona de estudio se utilizarán los siguientes métodos:

Método de California

Fórmula utilizada para cuencas pequeñas y situadas en zonas agrícolas. Es muy utilizada en la aplicación del Método Racional.

$$t_c = \left(\frac{0,871 \cdot L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Siendo:

L: longitud del cauce más largo en Km.

H: desnivel máximo de la cuenca en m.

T_c : tiempo de concentración expresado en horas.

Método de Témez

Se trata de un método utilizado en cuencas de tamaño muy variable, ampliamente utilizado en la península Ibérica. Válido para cuencas de 1 km² hasta 3.000 km² y con tiempos de concentración desde los 15 minutos hasta las 24 horas.

$$t_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Siendo:

L: longitud del cauce más largo en Km.

i: la pendiente media de la cuenca.

tc: tiempo de concentración expresado en horas.

Método de Kirpich

Utilizable en cuencas de tamaño medio, pendiente considerable y diseñada para suelos dedicados al cultivo. Se basa en la siguiente fórmula:

$$t_c = 0,06628 \cdot \frac{L^{0,77}}{i^{0,385}}$$

Siendo:

L: longitud del cauce más largo en Km.

i: pendiente media de la cuenca.

tc: tiempo de concentración expresado en horas.

6. DEFINICIÓN DE CUENCAS E HIDROGRAFÍA

4.4. DELIMITACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE CUENCAS

La delimitación de cuencas hidrográficas se realizó utilizando la información cartográfica publicada por el Instituto Geográfico de Panamá Tommy Guardia, específicamente los mapas a escala 1:25,000 listados a continuación:

- | | |
|------------------------------|-------------------|
| 1. Kankintú 3842 IV SE | (Escala 1:25:000) |
| 2. Kankintú 3842 IV SW | (Escala 1:25:000) |
| 3. Cuoronte 3842 III NE | (Escala 1:25:000) |
| 4. Cuoronte 3842 III NW | (Escala 1:25:000) |
| 5. Cuoronte 3842 III SE | (Escala 1:25:000) |
| 6. Cuoronte 3842 III SW | (Escala 1:25:000) |
| 7. Cerro Colorado 3841 IV NE | (Escala 1:25,000) |
| 8. Cerro Colorado 3841 IV NW | (Escala 1:25,000) |

De los mapas listados se extrajeron los datos de relieve reflejados en las curvas de nivel, generándose el Modelo Digital de Elevación de toda la región. La **Figura 36** muestra el resultado obtenido de dicho proceso.

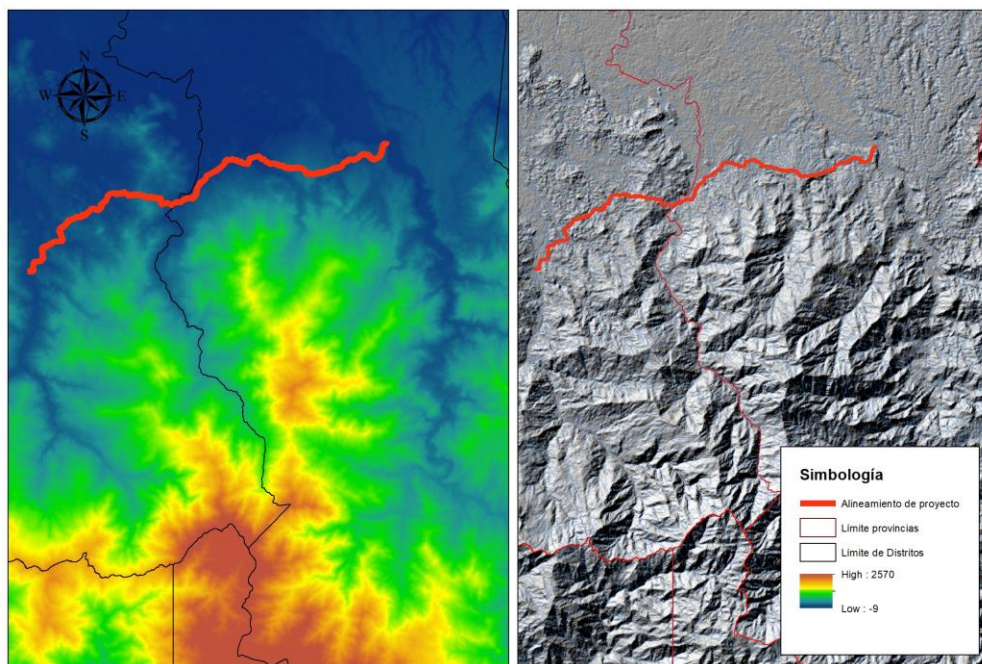


Figura 36. Modelo Digital de Elevación para la zona de estudio del proyecto, derivado de información Cartográfica del IGN Tommy Guardia

Adicional a la digitalización de los datos de relieve del IGN, se contó con levantamiento mediante vuelo LIDAR para una franja de 150 metros a lo largo de la traza del proyecto, del cual se generaron curvas

de nivel con 0.5m de equidistancia, lo que permitió delimitar a mayor detalle las microcuencas de drenaje donde pudiera requerirse drenaje transversal.

La definición de cuencas se ha dividido en tres grupos, el primero corresponde a la identificación de las cuencas que drenan a los puntos de control definidos para las estructuras de puentes, correspondientes a 16 cruces definidos en las Condiciones Técnicas del Proyecto. El segundo grupo corresponde a las cuencas identificadas que drenan hacia los puntos de control definidos para cajones pluviales, correspondientes a 26 cruces definidos en las Condiciones Técnicas del proyecto. El tercer grupo corresponde a las cuencas que se definen en los puntos bajos no detallados en las Condiciones Técnicas del proyecto, pero que se identifican como puntos de concentración de flujo o vaguadas que requerirán la proyección de obras de drenaje transversal.

Estructuras de puentes

De los 16 puntos definidos en las Condiciones Técnicas del proyecto para estructuras de puentes, se corroboran las áreas de drenaje en 15 de ellos, identificándose que para las coordenadas y estacionamiento indicados en la quebrada Numury, no se define un área de drenaje significativa, ubicando cercano a dicho punto el paso en la quebrada Muery, por lo que dicho punto se toma como el correcto para la definición del área de drenaje. La **Figura 37** muestra la configuración general de las cuencas generadas, y la delimitación gráfica de cada una de ellas se detalla en los Anexos del presente informe.

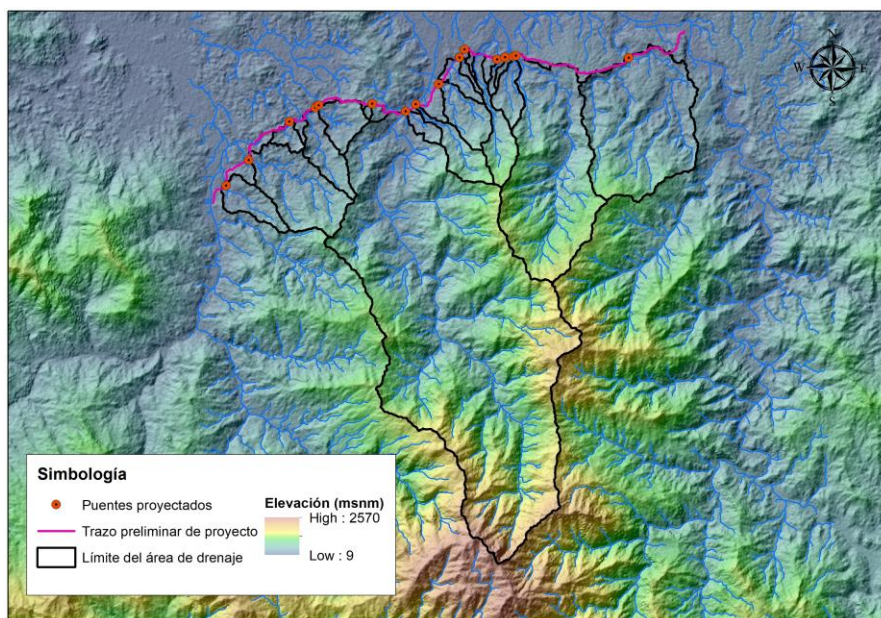


Figura 37. Esquema general de distribución de cuencas para los cruces de puentes definidos en Condiciones Técnicas del proyecto.

Tabla 8. Cuencas de drenaje identificadas para los puntos de control en cruces de puentes.

No.	ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km ²)
1	P1	1k+040	Qda. Niviri	10.825	2.868
2	P2	2k+740	Qda. Caracol	18.521	8.899
3	P3	5k+520	Qda. Jugli	6.084	0.953
4	P4	6k+980	Qda. Caño Sucio 2	12.936	3.353
5	P5	7k+200	Qda. Caño Sucio 3	9.586	2.687
6	P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	1.998	0.156
7	P7	11k+490	Rio Mananti	66.475	94.896
8	P8	11k+950	Qda. Calante	13.600	3.092
9	P9	13k+400	Qda. Norrori	10.613	3.258
10	P10	14k+340	Qda. Wery	5.459	0.672
11	P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	5.047	0.46
12	P12	15k+660	Qda. Muery ⁽¹⁾	16.11	3.5
13	P13	16k+740	Qda. Mono	4.954	0.375
14	P14	17k+090	Qda. Umary	9.619	2.118
15	P15	17k+210	Rio Jaly	32.246	25.139
16	P16	22k+400	Rio Sirain	26.709	22.018

(1) Identificada en sustitución de punto en Qda. Ñumany que no define área significativa

(2) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

Estructuras de cajones pluviales

Considerando los 26 puntos de control definidos en las Condiciones Técnicas del proyecto para la construcción de cajones pluviales, se identifica un (1) punto ubicado en el parteaguas del sistema fluvial (9+460), y un correspondiente a la zona de descarga de quebrada Wery (16+200), en los caudales no se definen áreas de drenaje. La **Tabla 9** lista las cuencas identificadas, mientras que en la **Figura 38, Figura 39, Figura 40, Figura 41** se esquematiza su distribución a lo largo de la traza del proyecto.

Puntos bajos a lo largo de la traza

Para la determinación de los puntos bajos a lo largo de la traza del proyecto se utilizó información derivada de levantamiento LIDAR en una franja de 150 metros a lo largo del trazo, dicha información se procesó en conjunto con los datos de relieve definidos en los mapas oficiales realizando una segmentación de áreas semiautomática que luego fue corregida manualmente en puntos concretos, donde la información LIDAR brindaba mayor definición. Del análisis se identificaron ochenta y seis (86) puntos bajos que cruzan la traza del proyecto, las cuales se listan en la **Tabla 9**, se esquematizan en las figuras **Figura 38, Figura 39, Figura 40, Figura 41**.

Tabla 9. Áreas de drenaje identificadas que drenan hacia puntos de control definidos para cajones pluviales.

No.	ID	Estación Condiciones Técnicas	Estación Eje de diseño	Perímetro (Km)	Área (Km2)
1	C2	0+370	0k+340	1.8189	0.103
2	C7	1+500	1k+330	0.6027	0.017
3	C11	1+845	1k+670	0.7582	0.024
4	C16	2+420	2k+235	1.5189	0.076
5	C19	3+360	3k+100	0.4953	0.014
6	C23	4+200	4k+070	0.3937	0.006
7	C24	4+385	3k+310	0.8385	0.044
8	C25	4+620	4k+270	0.2605	0.002
9	C31	5+530	5k+105	0.2066	0.002
10	C32	5+610	5k+200	0.1540	0.001
11		9+460	Parteaguas ⁽¹⁾		
12	C63	10+945	9k+950	1.3800	0.077
13	C67	11+500	10k+470	2.4832	0.179
14	C68	11+650	10k+530	0.7777	0.032
15	C70	12+485	11k+410	2.10	0.171
16	C75	13+630	12k+360	3.3307	0.321
17	C77	14+220	12k+615	3.0304	0.101
18	C79	13+940	12k+900	1.7177	0.218
19	C84	15+420	13k+950	1.5163	0.088
20		16+200	Alivio Qda. Wery ⁽²⁾		
21	C92	17+865	15k+870	3.0055	0.298
22	C94	18+235	16k+210	0.9849	0.034
23	C100	19+075	16k+950	0.8103	0.020
24	C104	22+605	20k+150	1.3692	0.068
25	C113	27+370	24k+600	2.2276	0.185
26	C114	27+560	24k+780	1.3026	0.058

(1) Eliminada por no definir área de drenaje

(2) Eliminada por cambio de alineamiento

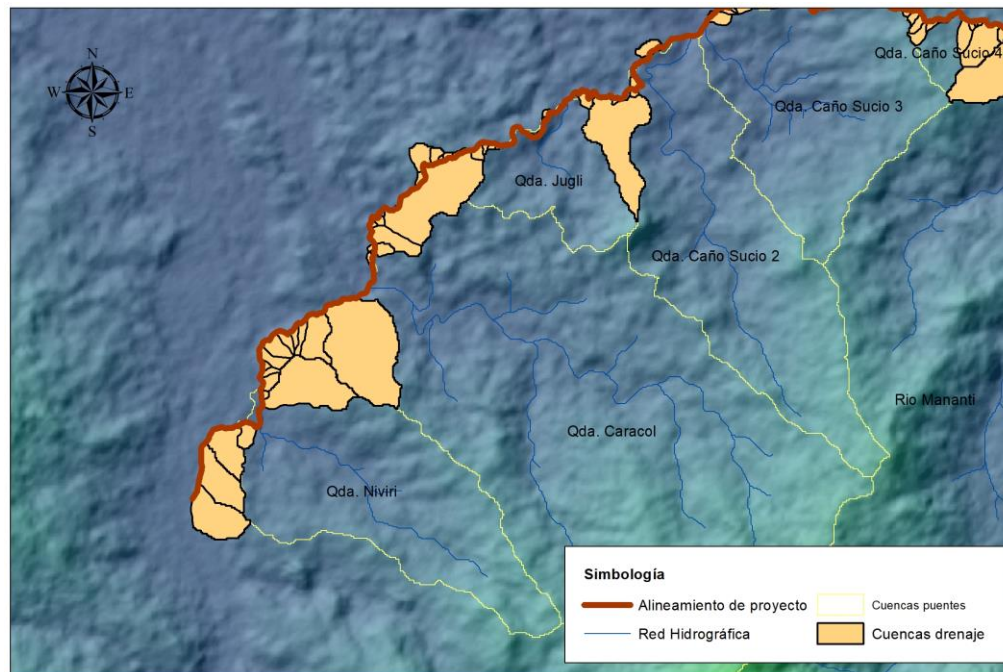


Figura 38. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 0+000 y 6+000.

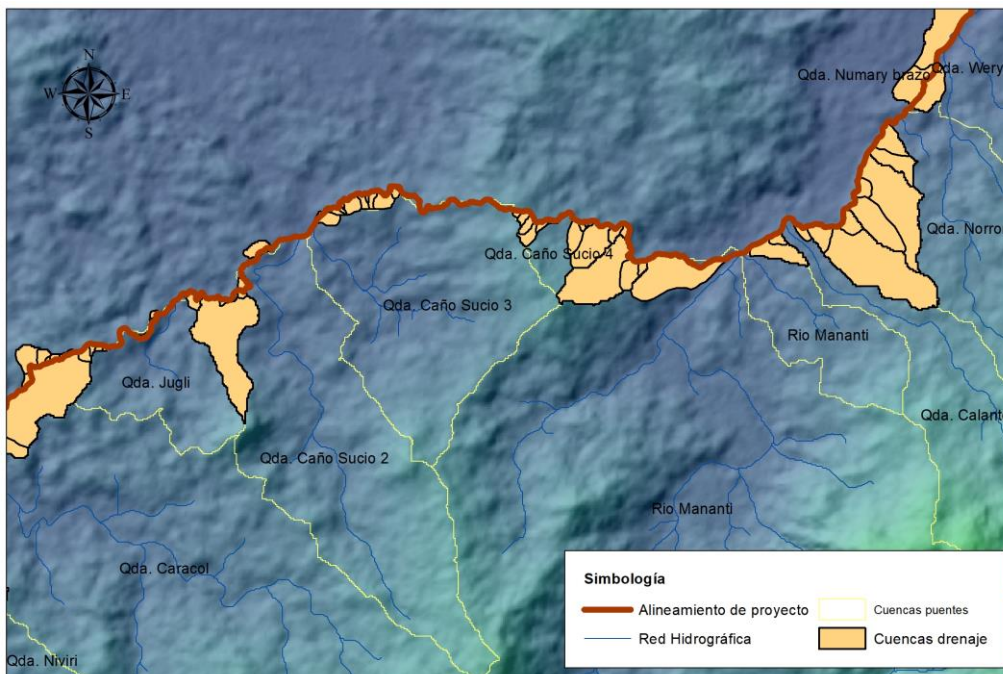


Figura 39. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 6+000 a 13+000.

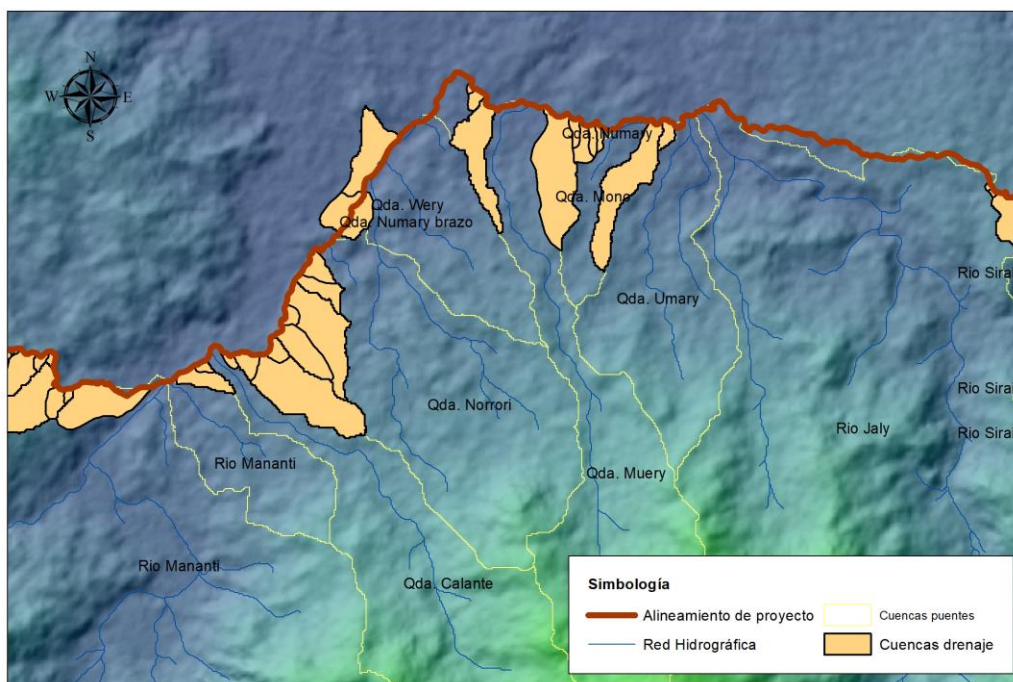


Figura 40. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 13+000 a 18+500.

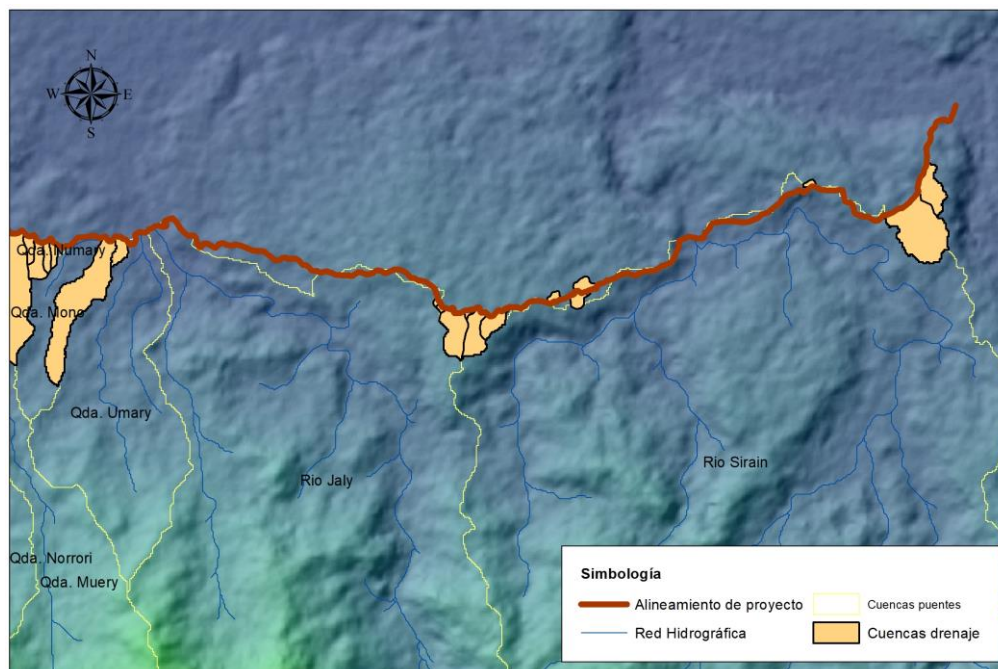


Figura 41. Ubicación y distribución de áreas de drenaje menor a lo largo de la traza del proyecto, entre los estacionamientos 18+500 a 28+000.

5. CÁLCULO DE CAUDALES

5.1. PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO

Para la estimación de los caudales de diseño para la definición del nivel de Aguas Máximas (NAME) en puentes y el dimensionamiento de las obras de drenaje pluvial se siguen las recomendaciones establecidas en el **Manual de requisitos para la revisión de planos**, 3ra Edición, revisada 2019-2021, donde se establece lo siguiente:

“(…)

- a) *Las alcantarillas pluviales, los aliviaderos de sistemas pluviales y zanjas de drenajes pluviales en urbanizaciones nuevas deben ser diseñados para la peor lluvia de un periodo de retorno de 1 en 10 años (1:10 años).*
- b) *De hacerse conexiones al alcantarillado pluvial existente el mismo deberá tener la suficiente capacidad para desalojar la peor lluvia (lluvia extraordinaria) de 1 en 10 años. De no tener la capacidad antes mencionada el diseñador deberá adecuar el sistema existente, según se especifica en este manual en el capítulo. (V.9. sección 1.c.4.).*
- c) **Entubamiento, cajones pluviales, muros de retén en cauces y otras estructuras permanentes del sistema pluvial, así como estructuras hidráulicas, zanjas abiertas, deberán diseñarse para un periodo de 1 en 50 años (1:50 años).**
- d) **En el caso de puentes sobre cauces, se usarán periodos de retorno de 1 en 100 años (1:100 años) para determinar el nivel inferior de vigas del puente y la longitud del puente.**
- e) **Cauces de ríos y quebradas: La canalización de ríos o quebradas serán diseñadas para que las aguas pluviales no causen daños a las propiedades adyacentes por motivo de inundaciones cuando ocurra la peor lluvia (lluvia extraordinaria) con un periodo de retorno de 1 en 50 años (1:50 años).**
- f) *Para el diseño de vados, según regiones de lluvia, se deberá utilizar un periodo de retorno de 1 en 5 años (1:5 años), para vados (provisionales) destinados a permanecer no más de 10 meses y 1 en 20 años (1: 20 años) que se dispondrán para periodos mayores de 10 meses.*

(…)”

5.2. CAUDALES DE DISEÑO PARA CUENCAS CON A>250 Ha

De la delimitación de cuencas se identifican diez (10) cuencas, donde se proyectan estructuras de puentes con áreas de drenaje mayores a 250 Ha, y en las cuales se aplicará el Método de Regionalización de caudales Máximos, para la determinación de caudales.

La **Tabla 10** muestra las cuencas definidas para el análisis de Regionalización, de las diez (10) cuencas, nueve (9) se ubican dentro de la Zona hidrológica #3, mientras que únicamente la cuenca del Río Sirain se ubica en la Zona hidrológica #1, como se detalla en la **Figura 42**.

Tabla 10. Lista de cuencas a lo largo de la traza del proyecto, que definen áreas de drenaje mayores a 250 Ha.

ID	Estación ⁽²⁾	Corriente	Área (Km ²)	Zona hidrológica	Ecuación	Distribución frecuencias
P1	1k+040	Qda. Niviri	2.9	Zona 3	Ecuación 2	Tabla #1
P2	2k+740	Qda. Caracol	8.9			
P4	6k+980	Qda. Caño Sucio 2	3.4			
P5	7k+200	Qda. Caño Sucio 3	2.7			
P7	11k+490	Rio Mananti	94.9			
P8	11k+950	Qda. Calante	3.1			
P9	13k+400	Qda. Norrori	3.3			
P12	15k+660	Qda. Muery ⁽¹⁾	3.5			
P15	17k+210	Rio Jaly	25.1			
P16	22k+400	Rio Sirain	22.0	Zona 1	Ecuación 1	

(1) Identificada en sustitución de punto en Qda. Ñumany que no define área significativa

(2) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

Tabla 11. Ecuaciones de regionalización para estimación de caudal promedio máximo a utilizar en la zona de influencia del proyecto. (Fuente: Elaboración propia).

Ecuaciones de correlación	Actualización 2008	Zonas hidrológicas
Ecuación 1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	1 y 2
Ecuación 2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	3, 4 y 9

A=Área de drenaje, en Km²

Todas las cuencas mayores a 250 Ha, donde se aplica el Método de Regionalización de Caudales Máximos se definen en puntos de control donde se planifican puentes, por tanto, el período de retorno para el caudal de diseño corresponde a 100 años, de acuerdo a lo definido en el apartado 5.1 PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO.

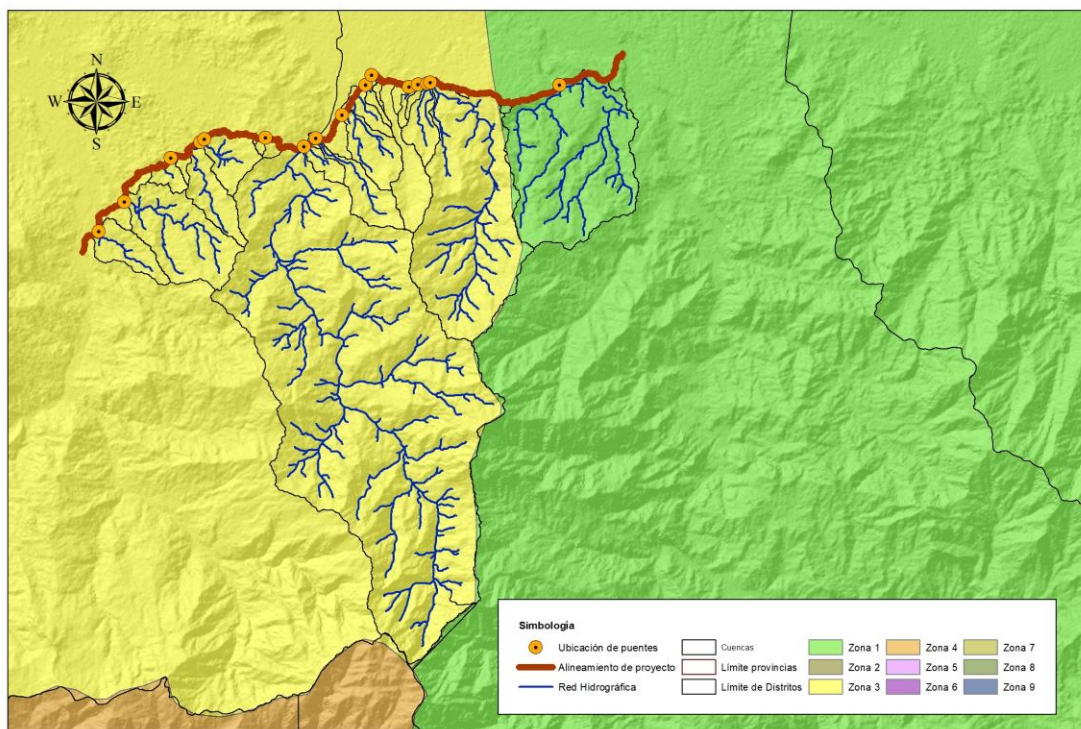


Figura 42. Esquema de ubicación de cuencas hidrográficas identificadas en el área de estudio, respecto a las Regiones Hidrológicamente Homogéneas de la República de Panamá. (Fuente: Elaboración propia, tomando de referencia el Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006).

Tabla 12. Tablas de frecuencia y sus factores para diferentes períodos de retorno. (Fuente: Elaboración propia adaptado del Manual de requisitos para la revisión de planos, 3ra Edición, revisada 2019-2021)

Tr, años	Tabla #1	Tabla #2	Tabla #3	Tabla #4
1.005	0.28	0.29	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.6	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.6	4.00

En la **Tabla 12** se resalta la distribución de frecuencias a ser utilizadas para el área de influencia del proyecto. Para un período de retorno de 100 años, se define un factor de ajuste igual a 2.68.

RESULTADOS

Aplicando la regionalización de caudales máximos para la zona de estudio, y utilizando las ecuaciones y distribución de frecuencias para las Zonas 1 y 3, donde apliquen, definidas en la **Tabla 10**, **Tabla 11**, **Tabla 12**, se calcularon los caudales máximos promedio, a los cuales se les aplicó el factor de ajuste de 2.68 para un período de retorno de 100 años, obteniéndose los resultados mostrados en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Caudales máximos para período de retorno de 100 años, para cuencas con área de drenaje mayor a 250 Ha.

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Área (Km ²)	Q _{max} (m ³ /s)	K	Q _{100y}
P1	1k+040	Qda. Niviri	2.9	47	2.68	126
P2	2k+740	Qda. Caracol	8.9	91	2.68	244
P4	6k+980	Qda. Caño Sucio 2	3.4	51	2.68	137
P5	7k+200	Qda. Caño Sucio 3	2.7	45	2.68	121
P7	11k+490	Rio Mananti	94.9	367	2.68	984
P8	11k+950	Qda. Calante	3.1	49	2.68	131
P9	13k+400	Qda. Norrori	3.3	50	2.68	134
P12	15k+660	Qda. Muery ⁽¹⁾	3.52	53	2.68	142
P15	17k+210	Rio Jaly	25.1	168	2.68	450
P16	22k+400	Rio Sirain	22.0	211	2.68	565

(1) Identificada en sustitución de punto en Qda. Numan que no define área significativa

(2) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

Q_{max}: Caudal máximo promedio, equivalente a Tr=2.33 años

Q_{100y}: Caudal Máximo para período de retorno de 100 años.

5.3. CAUDALES DE DISEÑO CUENCAS PARA CUENCAS CON A ≤ 250 Ha

Para el análisis de las cuencas con áreas menores a 250 Ha, estas se agruparon en tres categorías, obedeciendo a las estructuras proyectadas y a los puntos de análisis definidos en los pliegos de cargo del proyecto. Los grupos analizados son: 1) Cuencas donde se proyecta la construcción de puentes, 2) cuencas donde se proyecta la construcción de cajones pluviales, 3) cuencas identificadas en zonas no establecidas en los pliegos de cargo.

Cuencas con A ≤ 250 Ha donde se proyectan puentes

El primer grupo corresponde a aquellos puntos donde se proyecta un puente, definido en los pliegos de cargo, y que su área de drenaje se define menor o igual a 250 Ha. Dichos puntos se listan en la **Tabla 14**, identificándose seis (6) cuencas con estas características.

Para las cuencas en análisis se determina el tiempo de concentración, utilizando los parámetros detallados en la **Tabla 15**, resultados que se resumen en la **Tabla 16**. Para fines de cálculo se considera un Tiempo de Concentración mínimo de 5 min, por lo que se ajusta el Tc en aquellas cuencas donde los resultados sean menores a dicho valor.

Tabla 14. Lista de puntos de cruce identificados en pliegos de cargo para la construcción de puentes, e identificación de cuencas con áreas menores o iguales a 250 Ha.

ID	Estación ⁽¹⁾	Nombre	Longitud (Km)	Área (Km²)
P3	5k+520	Qda. Jugli	1.027	0.953
P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	0.442	0.156
P10	14k+340	Qda. Wery	1.501	0.672
P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	0.679	0.460
P13	16k+740	Qda. Mono	1.532	0.375
P14	17k+090	Qda. Umary	2.617	2.118

(1) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

La intensidad de lluvia se determina utilizando la ecuación de Intensidad-Duración-Frecuencia para la cuenca del Río Cricamola, la cual para un período de retorno de 100 años queda definida por la siguiente ecuación:

$$I = \frac{319.741}{d + 0.637}$$

Tabla 15. Parámetros de cuenca para definición de tiempo de concentración, cuencas con A≤250 Ha, donde se planifica la construcción de puentes.

ID	Estación ⁽¹⁾	Nombre	A (Km2)	L cauce (Km)	Hmax	Hmin	Pendiente media de cuenca
P3	5k+520	Qda. Jugli	0.953	1.027	337	80	26
P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	0.156	0.442	330	194	24
P10	14k+340	Qda. Wery	0.672	1.7	272	60	19
P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	0.460	1.86	244	49	15
P13	16k+740	Qda. Mono	0.375	1.532	225	66	14
P14	17k+090	Qda. Umary	2.118	2.617	585	41	22

(1) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

Tabla 16. Tiempo de concentración para cuencas con $A \leq 250$ Ha, donde se planifica la construcción de puentes.

ID	Estación ⁽¹⁾	Nombre	M. California (min)	M. Témez (min)	M. Kirpich (min)	Tc (min) ⁽²⁾
P3	5k+520	Qda. Jugli	6.93	9.89	1.16	8.41
P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	3.34	5.29	0.62	5.00 ⁽³⁾
P10	14k+340	Qda. Wery	11.6	14.02	1.75	12.79
P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	4.8	8.05	1.05	6.41
P13	16k+740	Qda. Mono	13.23	15.08	2.00	14.15
P14	17k+090	Qda. Umary	15.29	20.78	2.54	18.04

(1) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

(2) Valor promedio Tc de entre Método California y Método Témez.

(3) Tc ajustado a 5 min

Para el proyecto se considerará un valor de Coeficiente de Escorrentía de 0.60, dado que el proyecto se desarrolla en áreas rurales con muy bajo o nulo crecimiento esperado, con amplias zonas con cobertura boscosa densa, y con pendientes pronunciadas, tomándose el valor más desfavorable para condiciones de cobertura de suelo intermedia, correspondiente a zonas de bosques, pastizales y cultivos con pendientes mayores al 7%.

Cuencas con $A \leq 250$ Ha donde se proyectan cajones pluviales y alcantarillas

Los pliegos de cargo identifican 26 puntos de control para la proyección de cajones pluviales, para los cuales no se identifican áreas de drenaje para los puntos ubicados en los estacionamientos: 9+460 y 16+200, dado que en estos tramos la calle transcurre sobre el parteaguas del sistema hidrográfico (ver apartado 6. DEFINICIÓN DE CUENCAS E HIDROGRAFÍA) o dentro de cauces de corrientes donde ya se definen obras de drenaje, por tanto, el análisis hidrológico se realiza para 24 microcuencas.

Las áreas de drenaje definidas son pequeñas, con longitudes que no sobrepasan el kilómetro y desniveles bajos, de similares características a las microcuencas de menor área analizadas para puentes, por lo que para la totalidad de las microcuencas se define un tiempo de concentración de 5 min.

Para cajones pluviales se define un periodo de retorno de diseño de 50 años, por lo que, la relación de Intensidad -Duración-Frecuencia para la cuenca del Río Cricamola, queda definida por la siguiente expresión:

$$I = \frac{293.755}{d + 0.647}$$

Para los puntos de drenaje donde se proyecten alcantarillas se define un caudal de diseño con período de retorno de 20 años, por lo que, la relación de Intensidad -Duración-Frecuencia para la cuenca del Río Cricamola, queda definida por la siguiente expresión:

$$I = \frac{259.066}{d + 0.663}$$

Para el proyecto se considerará un valor de Coeficiente de Escorrentía de 0.60, dado que el proyecto se desarrolla en áreas rurales con muy bajo o nulo crecimiento esperado, con amplias zonas con cobertura boscosa densa, y con pendientes pronunciadas, tomándose el valor más desfavorable para condiciones de cobertura de suelo intermedia, correspondiente a zonas de bosques, pastizales y cultivos con pendientes mayores al 7%, según lo definido en las tablas recomendadas para la determinación del Coeficiente de Escorrentía del “Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica”. SIECA, 2016.

Adicional a los puntos de control requeridos en las Condiciones Técnicas del Proyecto y listados en la **Tabla 14**, se identifican ochenta y ocho (88) sectores donde se presentan depresiones, vaguadas y quebradas con áreas significativas. La **Tabla 17** detalla la lista de la totalidad de puntos bajos con cruces identificados con cruce de vaguadas o drenajes en la traza del proyecto.

Tabla 17. Lista de puntos bajos y cruces de quebradas identificados a lo largo de la traza del proyecto.

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Tc (min)
1	C1	391795	970958	0.131	5
2	C2	391830	971197	0.103	5
3	C3	392011	971473	0.089	5
4	C4	392258	971535	0.027	5
5	C5	392346	971666	0.224	9
6	C6	392319	971740	0.004	5
7	C7	392314	971852	0.017	5
8	C8	392310	971941	0.009	5
9	C9	392306	972003	0.006	5
10	C10	392300	972096	0.022	5

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Tc (min)
11	C11	392313	972170	0.024	5
12	C12	392379	972242	0.008	5
13	C13	392532	972279	0.016	5
14	C14	392565	972286	0.009	5
15	C15	392650	972351	0.016	5
16	C16	392770	972416	0.076	5
17	C17	393085	972552	0.432	10
18	C18	393248	972906	0.005	5
19	C19	393260	972979	0.014	5
20	C20	393242	973029	0.054	5
21	C21	393266	973239	0.007	5
22	C22	393418	973280	0.320	10
23	C23	393636	973512	0.006	5
24	C24	393680	973646	0.044	5
25	C25	393855	973731	0.002	5
26	C26	393978	973765	0.003	5
27	C27	394078	973788	0.011	5
28	C28	394184	973848	0.004	5
29	C29	394263	973839	0.003	5
30	C30	394294	973823	0.002	5
31	C31	394565	973899	0.002	5
32	C32	394646	973935	0.001	5
33	C33	394674	974025	0.001	5
34	C34	394704	974053	0.001	5
35	C35	394735	974085	0.005	5
36	C36	394962	974283	0.002	5
37	C37	395012	974294	0.001	5
38	C38	395052	974292	0.015	5
39	C39	395186	974230	0.281	7
40	C40	395247	974225	0.003	5
41	C41	395424	974291	0.004	5
42	C42	395468	974335	0.013	5
43	C43	395544	974563	0.021	5
44	C44	396202	974985	0.010	5
45	C44A	396243	975028	0.002	5
46	C45	396285	975048	0.017	5

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Tc (min)
47	C46	396406	975100	0.008	5
48	C47	396455	975098	0.002	5
49	C48	396491	975107	0.007	5
50	C49	396598	975108	0.020	5
51	C50	396625	975122	0.006	5
52	C51	396865	975059	0.002	5
53	C52	397705	974951	0.004	5
54	C53	397810	974937	0.007	5
55	C54	397843	974881	0.011	5
56	C55	397861	974866	0.016	5
57	C56	397929	974874	0.006	5
58	C57	397990	974870	0.002	5
59	C58	398077	974916	0.002	5
60	C59	398172	974861	0.020	5
61	C58A	398203	974850	0.005	5
62	C60	398234	974855	0.003	5
63	C61	398274	974864	0.001	5
64	C62	398317	974871	0.002	5
65	C63	398383	974831	0.077	5
66	C64	398500	974817	0.012	5
67	C65	398605	974843	0.002	5
68	C66	398613	974717	0.011	5
69	C67	398641	974582	0.179	5
70	C68	398687	974535	0.032	5
71	C69	398757	974542	0.007	5
72	C70	399488	974637	0.171	9
73	C71	399715	974648	0.050	5
74	C72	399817	974735	0.009	5
75	C73	400064	974838	0.011	5
76	C74	400298	974822	0.032	5
77	C75	400362	974838	0.321	5
78	C76	400380	974851	0.024	5
79	C77	400490	975035	0.101	5
80	C78	400515	975126	0.017	5
81	C79	400548	975295	0.218	5
82	C80	400626	975466	0.052	5

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Tc (min)
83	C81	400705	975567	0.040	5
84	C82	401056	975951	0.039	5
85	C83	401110	976053	0.005	5
86	C84	401154	976077	0.088	5
87	C85	401274	976147	0.018	5
88	C86	401330	976187	0.013	5
89	C89	401860	976730	0.038	5
90	C90	401989	976840	0.012	5
91	C91	402204	976888	0.154	7
92	C92	402724	976804	0.298	5
93	C93	402897	976763	0.017	5
94	C94	403006	976707	0.034	5
95	C95	403047	976696	0.014	5
96	C96	403106	976685	0.010	5
97	C98	403174	976671	0.004	5
98	C99	403546	976739	0.242	7
99	C100	403701	976706	0.020	5
100	C101	404311	976686	0.160	10
101	C102	406331	976218	0.003	5
102	C103	406354	976179	0.003	5
103	C104	406458	976125	0.068	5
104	C105	406571	976138	0.003	5
105	C106	406610	976149	0.001	5
106	C107	406685	976126	0.054	5
107	C108	406850	976138	0.034	5
108	C109	407344	976225	0.008	5
109	C110	407515	976295	0.017	5
110	C111	407652	976336	0.033	5
111	C112	409469	977176	0.006	5
112	C113	410293	977075	0.185	5
113	C114	410358	977237	0.058	5

El valor de Coeficiente de Escorrentía a utilizar será el mismo que para cajones pluviales, definido en 0.60, mientras que las intensidades de lluvia se determinarán para un período de retorno de 20 y 50 años, al definirse la necesidad de drenaje transversal a la carretera, para lo cual se utilizará la ecuación IDF definida para la estimación de caudal en cajones pluviales.

RESULTADOS

Cruces de puentes proyectados

Para los puntos de control definidos en las Condiciones Técnicas del proyecto, donde se requieren proyectar puentes y cuyas áreas de drenaje son menores o iguales a 250 Ha, se obtienen los resultados detallados en la **Tabla 18**. La quebrada Wery y quebrada Numary Brazo, corresponden a la misma corriente natural.

Tabla 18. Resultados de caudales para período de retorno de 100 años, para puntos de control en puentes, para cuencas con $A \leq 250$ Ha.

ID	Estación ⁽¹⁾	Nombre	Tc (hr)	Intensidad de lluvia (mm/h)	C	Área (Km ²)	Q100y (m ³ /s)
P3	5k+520	Qda. Jugli	0.140	411	0.60	0.953	65
P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	0.083	444	0.60	0.156	12
P10	14k+340	Qda. Wery	0.21	376	0.60	0.672	42
P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	0.11	430	0.60	0.460	33
P13	16k+740	Qda. Mono	0.236	366	0.60	0.375	23
P14	17k+090	Qda. Umary	0.301	341	0.60	2.118	120

(1) Estacionamientos definidos a partir de eje de diseño

Cruce de cajones pluviales y alcantarillas

Dado que la identificación de puntos bajos donde se requerirá la proyección de obras de drenaje, define sectores cuyas áreas de drenaje pudieran requerir la proyección de cajones pluviales, mientras que en otros sectores, la proyección de alcantarillas será suficiente para drenar los caudales de diseño. Se calcularon para todos los puntos bajos, caudales para períodos de retorno de 20 años y 50 años, de tal modo que sirvan de insumo para la definición de la tipología más adecuada de obras de drenaje.

Para los cruces identificados a lo largo del trazo del proyecto, se obtiene los resultados detallados en la **Tabla 19** y **Tabla 20**.

Tabla 19. Resultados de análisis hidráulico para puntos bajos identificados en el trazo del proyecto. Período de retorno de 20 años.

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km ²)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coficiente C	Q20y (m ³ /s)
1	C1	391795	970958	0.131	347	0.6	7.58
2	C2	391830	971197	0.103	347	0.6	5.98

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coefficiente C	Q20y (m3/s)
3	C3	392011	971473	0.089	347	0.6	5.17
4	C4	392258	971535	0.027	347	0.6	1.58
5	C5	392346	971666	0.224	320	0.6	11.93
6	C6	392319	971740	0.004	347	0.6	0.24
7	C7	392314	971852	0.017	347	0.6	0.99
8	C8	392310	971941	0.009	347	0.6	0.51
9	C9	392306	972003	0.006	347	0.6	0.33
10	C10	392300	972096	0.022	347	0.6	1.28
11	C11	392313	972170	0.024	347	0.6	1.37
12	C12	392379	972242	0.008	347	0.6	0.49
13	C13	392532	972279	0.016	347	0.6	0.93
14	C14	392565	972286	0.009	347	0.6	0.53
15	C15	392650	972351	0.016	347	0.6	0.90
16	C16	392770	972416	0.076	347	0.6	4.37
17	C17	393085	972552	0.432	313	0.6	22.55
18	C18	393248	972906	0.005	347	0.6	0.32
19	C19	393260	972979	0.014	347	0.6	0.78
20	C20	393242	973029	0.054	347	0.6	3.12
21	C21	393266	973239	0.007	347	0.6	0.40
22	C22	393418	973280	0.320	312	0.6	16.66
23	C23	393636	973512	0.006	347	0.6	0.37
24	C24	393680	973646	0.044	347	0.6	2.53
25	C25	393855	973731	0.002	347	0.6	0.14
26	C26	393978	973765	0.003	347	0.6	0.16
27	C27	394078	973788	0.011	347	0.6	0.62
28	C28	394184	973848	0.004	347	0.6	0.21
29	C29	394263	973839	0.003	347	0.6	0.18
30	C30	394294	973823	0.002	347	0.6	0.11
31	C31	394565	973899	0.002	347	0.6	0.09
32	C32	394646	973935	0.001	347	0.6	0.05
33	C33	394674	974025	0.001	347	0.6	0.06
34	C34	394704	974053	0.001	347	0.6	0.04
35	C35	394735	974085	0.005	347	0.6	0.30
36	C36	394962	974283	0.002	347	0.6	0.11
37	C37	395012	974294	0.001	347	0.6	0.07

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coficiente C	Q20y (m3/s)
38	C38	395052	974292	0.015	347	0.6	0.87
39	C39	395186	974230	0.281	330	0.6	15.47
40	C40	395247	974225	0.003	347	0.6	0.19
41	C41	395424	974291	0.004	347	0.6	0.24
42	C42	395468	974335	0.013	347	0.6	0.73
43	C43	395544	974563	0.021	347	0.6	1.24
44	C44	396202	974985	0.010	347	0.6	0.58
45	C44A	396243	975028	0.002	347	0.6	0.12
46	C45	396285	975048	0.017	347	0.6	1.00
47	C46	396406	975100	0.008	347	0.6	0.45
48	C47	396455	975098	0.002	347	0.6	0.12
49	C48	396491	975107	0.007	347	0.6	0.42
50	C49	396598	975108	0.020	347	0.6	1.16
51	C50	396625	975122	0.006	347	0.6	0.36
52	C51	396865	975059	0.002	347	0.6	0.09
53	C52	397705	974951	0.004	347	0.6	0.23
54	C53	397810	974937	0.007	347	0.6	0.41
55	C54	397843	974881	0.011	347	0.6	0.64
56	C55	397861	974866	0.016	347	0.6	0.93
57	C56	397929	974874	0.006	347	0.6	0.34
58	C57	397990	974870	0.002	347	0.6	0.09
59	C58	398077	974916	0.002	347	0.6	0.12
60	C59	398172	974861	0.020	347	0.6	1.15
61	C58A	398203	974850	0.005	347	0.6	0.29
62	C60	398234	974855	0.003	347	0.6	0.17
63	C61	398274	974864	0.001	347	0.6	0.07
64	C62	398317	974871	0.002	347	0.6	0.10
65	C63	398383	974831	0.077	347	0.6	4.46
66	C64	398500	974817	0.012	347	0.6	0.69
67	C65	398605	974843	0.002	347	0.6	0.10
68	C66	398613	974717	0.011	347	0.6	0.62
69	C67	398641	974582	0.179	347	0.6	10.37
70	C68	398687	974535	0.032	347	0.6	1.85
71	C69	398757	974542	0.007	347	0.6	0.43
72	C70	399488	974637	0.171	321	0.6	9.12

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coefficiente C	Q20y (m3/s)
73	C71	399715	974648	0.050	347	0.6	2.87
74	C72	399817	974735	0.009	347	0.6	0.52
75	C73	400064	974838	0.011	347	0.6	0.65
76	C74	400298	974822	0.032	347	0.6	1.84
77	C75	400362	974838	0.321	343	0.6	18.33
78	C76	400380	974851	0.024	347	0.6	1.41
79	C77	400490	975035	0.101	347	0.6	5.83
80	C78	400515	975126	0.017	347	0.6	1.01
81	C79	400548	975295	0.218	347	0.6	12.63
82	C80	400626	975466	0.052	347	0.6	3.00
83	C81	400705	975567	0.040	347	0.6	2.33
84	C82	401056	975951	0.039	347	0.6	2.27
85	C83	401110	976053	0.005	347	0.6	0.27
86	C84	401154	976077	0.088	347	0.6	5.08
87	C85	401274	976147	0.018	347	0.6	1.07
88	C86	401330	976187	0.013	347	0.6	0.76
89	C89	401860	976730	0.038	347	0.6	2.19
90	C90	401989	976840	0.012	347	0.6	0.69
91	C91	402204	976888	0.154	334	0.6	8.59
92	C92	402724	976804	0.298	344	0.6	17.07
93	C93	402897	976763	0.017	347	0.6	0.96
94	C94	403006	976707	0.034	347	0.6	1.95
95	C95	403047	976696	0.014	347	0.6	0.80
96	C96	403106	976685	0.010	347	0.6	0.58
97	C98	403174	976671	0.004	347	0.6	0.23
98	C99	403546	976739	0.242	335	0.6	13.52
99	C100	403701	976706	0.020	347	0.6	1.13
100	C101	404311	976686	0.160	312	0.6	8.33
101	C102	406331	976218	0.003	347	0.6	0.16
102	C103	406354	976179	0.003	347	0.6	0.20
103	C104	406458	976125	0.068	347	0.6	3.93
104	C105	406571	976138	0.003	347	0.6	0.15
105	C106	406610	976149	0.001	347	0.6	0.08
106	C107	406685	976126	0.054	347	0.6	3.10
107	C108	406850	976138	0.034	347	0.6	1.99

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coefficiente C	Q20y (m3/s)
108	C109	407344	976225	0.008	347	0.6	0.44
109	C110	407515	976295	0.017	347	0.6	0.99
110	C111	407652	976336	0.033	347	0.6	1.94
111	C112	409469	977176	0.006	347	0.6	0.35
112	C113	410293	977075	0.185	347	0.6	10.69
113	C114	410358	977237	0.058	347	0.6	3.37

Tabla 20. Resultados de análisis hidráulico para puntos bajos identificados en el trazo del proyecto. Período de retorno de 50 años.

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coefficiente C	Q50y (m3/s)
1	C1	391795	970958	0.131	402	0.6	8.78
2	C2	391830	971197	0.103	402	0.6	6.93
3	C3	392011	971473	0.089	402	0.6	5.99
4	C4	392258	971535	0.027	402	0.6	1.83
5	C5	392346	971666	0.224	370	0.6	13.79
6	C6	392319	971740	0.004	402	0.6	0.28
7	C7	392314	971852	0.017	402	0.6	1.15
8	C8	392310	971941	0.009	402	0.6	0.59
9	C9	392306	972003	0.006	402	0.6	0.38
10	C10	392300	972096	0.022	402	0.6	1.48
11	C11	392313	972170	0.024	402	0.6	1.59
12	C12	392379	972242	0.008	402	0.6	0.56
13	C13	392532	972279	0.016	402	0.6	1.07
14	C14	392565	972286	0.009	402	0.6	0.61
15	C15	392650	972351	0.016	402	0.6	1.04
16	C16	392770	972416	0.076	402	0.6	5.06
17	C17	393085	972552	0.432	361	0.6	26.01
18	C18	393248	972906	0.005	402	0.6	0.37
19	C19	393260	972979	0.014	402	0.6	0.91
20	C20	393242	973029	0.054	402	0.6	3.61
21	C21	393266	973239	0.007	402	0.6	0.46
22	C22	393418	973280	0.320	361	0.6	19.28
23	C23	393636	973512	0.006	402	0.6	0.43
24	C24	393680	973646	0.044	402	0.6	2.93

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coficiente C	Q50y (m3/s)
25	C25	393855	973731	0.002	402	0.6	0.17
26	C26	393978	973765	0.003	402	0.6	0.18
27	C27	394078	973788	0.011	402	0.6	0.72
28	C28	394184	973848	0.004	402	0.6	0.25
29	C29	394263	973839	0.003	402	0.6	0.21
30	C30	394294	973823	0.002	402	0.6	0.13
31	C31	394565	973899	0.002	402	0.6	0.11
32	C32	394646	973935	0.001	402	0.6	0.06
33	C33	394674	974025	0.001	402	0.6	0.07
34	C34	394704	974053	0.001	402	0.6	0.05
35	C35	394735	974085	0.005	402	0.6	0.34
36	C36	394962	974283	0.002	402	0.6	0.13
37	C37	395012	974294	0.001	402	0.6	0.08
38	C38	395052	974292	0.015	402	0.6	1.00
39	C39	395186	974230	0.281	382	0.6	17.91
40	C40	395247	974225	0.003	402	0.6	0.22
41	C41	395424	974291	0.004	402	0.6	0.28
42	C42	395468	974335	0.013	402	0.6	0.85
43	C43	395544	974563	0.021	402	0.6	1.44
44	C44	396202	974985	0.010	402	0.6	0.67
45	C44A	396243	975028	0.002	402	0.6	0.13
46	C45	396285	975048	0.017	402	0.6	1.15
47	C46	396406	975100	0.008	402	0.6	0.52
48	C47	396455	975098	0.002	402	0.6	0.14
49	C48	396491	975107	0.007	402	0.6	0.49
50	C49	396598	975108	0.020	402	0.6	1.35
51	C50	396625	975122	0.006	402	0.6	0.42
52	C51	396865	975059	0.002	402	0.6	0.11
53	C52	397705	974951	0.004	402	0.6	0.27
54	C53	397810	974937	0.007	402	0.6	0.47
55	C54	397843	974881	0.011	402	0.6	0.74
56	C55	397861	974866	0.016	402	0.6	1.07
57	C56	397929	974874	0.006	402	0.6	0.40
58	C57	397990	974870	0.002	402	0.6	0.10
59	C58	398077	974916	0.002	402	0.6	0.14

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coficiente C	Q50y (m3/s)
60	C59	398172	974861	0.020	402	0.6	1.33
61	C58A	398203	974850	0.005	402	0.6	0.34
62	C60	398234	974855	0.003	402	0.6	0.20
63	C61	398274	974864	0.001	402	0.6	0.08
64	C62	398317	974871	0.002	402	0.6	0.12
65	C63	398383	974831	0.077	402	0.6	5.16
66	C64	398500	974817	0.012	402	0.6	0.79
67	C65	398605	974843	0.002	402	0.6	0.12
68	C66	398613	974717	0.011	402	0.6	0.72
69	C67	398641	974582	0.179	402	0.6	12.01
70	C68	398687	974535	0.032	402	0.6	2.14
71	C69	398757	974542	0.007	402	0.6	0.50
72	C70	399488	974637	0.171	372	0.6	10.57
73	C71	399715	974648	0.050	402	0.6	3.33
74	C72	399817	974735	0.009	402	0.6	0.60
75	C73	400064	974838	0.011	402	0.6	0.75
76	C74	400298	974822	0.032	402	0.6	2.13
77	C75	400362	974838	0.321	398	0.6	21.27
78	C76	400380	974851	0.024	402	0.6	1.63
79	C77	400490	975035	0.101	402	0.6	6.76
80	C78	400515	975126	0.017	402	0.6	1.17
81	C79	400548	975295	0.218	402	0.6	14.63
82	C80	400626	975466	0.052	402	0.6	3.48
83	C81	400705	975567	0.040	402	0.6	2.70
84	C82	401056	975951	0.039	402	0.6	2.63
85	C83	401110	976053	0.005	402	0.6	0.31
86	C84	401154	976077	0.088	402	0.6	5.89
87	C85	401274	976147	0.018	402	0.6	1.24
88	C86	401330	976187	0.013	402	0.6	0.88
89	C89	401860	976730	0.038	402	0.6	2.53
90	C90	401989	976840	0.012	402	0.6	0.80
91	C91	402204	976888	0.154	387	0.6	9.96
92	C92	402724	976804	0.298	398	0.6	19.75
93	C93	402897	976763	0.017	402	0.6	1.11
94	C94	403006	976707	0.034	402	0.6	2.25

No.	ID Cuenca	X	Y	Área (Km2)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Coeficiente C	Q50y (m3/s)
95	C95	403047	976696	0.014	402	0.6	0.92
96	C96	403106	976685	0.010	402	0.6	0.68
97	C98	403174	976671	0.004	402	0.6	0.27
98	C99	403546	976739	0.242	387	0.6	15.62
99	C100	403701	976706	0.020	402	0.6	1.31
100	C101	404311	976686	0.160	361	0.6	9.64
101	C102	406331	976218	0.003	402	0.6	0.18
102	C103	406354	976179	0.003	402	0.6	0.23
103	C104	406458	976125	0.068	402	0.6	4.56
104	C105	406571	976138	0.003	402	0.6	0.18
105	C106	406610	976149	0.001	402	0.6	0.09
106	C107	406685	976126	0.054	402	0.6	3.59
107	C108	406850	976138	0.034	402	0.6	2.30
108	C109	407344	976225	0.008	402	0.6	0.51
109	C110	407515	976295	0.017	402	0.6	1.14
110	C111	407652	976336	0.033	402	0.6	2.24
111	C112	409469	977176	0.006	402	0.6	0.40
112	C113	410293	977075	0.185	402	0.6	12.38
113	C114	410358	977237	0.058	402	0.6	3.90

6. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE CAUCES NATURALES

La hidrografía del área de estudio está condicionada por tres (3) corrientes principales con áreas de drenaje mayores a los 20 Km², correspondiendo por orden jerárquico a las cuencas de los Ríos Guariviara, Manantí, Sirain y Jaly; el sistema hidrográfico se complementa con cuencas de mediano tamaño la mayoría tributarias a los tres ríos mencionados previamente, así como a una serie de pequeñas cuencas de cabecera tributarias a diferentes corrientes de mayor jerarquía. La **Tabla 21** resume las corrientes identificadas a lo largo del proyecto, donde se proyecta la construcción de puentes para su cruce, con los caudales asociados a la avenida de diseño (Tr_100 años).

Tabla 21. Resumen de resultados de modelo hidrológico de cuencas principales a lo largo del proyecto

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km ²)	Caudal (m3/s)
P1	1k+040	Qda. Niviri	10.825	2.868	126
P2	2k+740	Qda. Caracol	18.521	8.899	244
P3	5k+520	Qda. Jugli	6.084	0.953	65
P4	6k+980	Qda. Caño Sucio 2	12.936	3.353	137
P5	7k+200	Qda. Caño Sucio 3	9.586	2.687	121
P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	1.998	0.156	12
P7	11k+490	Rio Mananti	66.475	94.896	984
P8	11k+950	Qda. Calante	13.6	3.092	131
P9	13k+400	Qda. Norrori	10.613	3.258	134
P10	14k+340	Qda. Wery	5.459	0.672	42
P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	5.047	0.46	33
P12	15k+660	Qda. Muery ⁽¹⁾	16.11	3.5	142
P13	16k+740	Qda. Mono	4.954	0.375	23
P14	17k+090	Qda. Umary	9.619	2.118	120
P15	17k+210	Rio Jaly	32.246	25.139	450
P16	22k+400	Rio Sirain	26.709	22.018	565

Para fines de modelación hidráulica los dieciséis (16) cruces con corrientes naturales identificados a lo largo de la traza del proyecto se han agrupado considerando el criterio del tamaño de sus áreas de drenaje, conformándose los siguientes tres grupos:

1. Cuencas con Áreas de drenaje mayores o iguales a 20 Km², conformados por los Ríos Manantí, Sirain y Jaly.
2. Cuencas con Áreas de drenaje menores a 20 Km² pero mayores a 2.5 Km², donde se incluyen por orden de jerarquía, las cuencas de las quebradas: Caracol, Muery, Caño Sucio 2, Norrori, Calante, Niviri y Caño Sucio 3.

3. Cuencas pequeñas, con áreas menores a 2.5 Km², correspondientes, por orden de jerarquía a las quebradas: Umary, Jugli, Wery, Ñumany Brazo, Mono y Caño Sucio 4.

6.1. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS HIDRÁULICO

El análisis se basa en la aplicación de un modelo de simulación en el que los cálculos se han realizado en régimen estacionario para el caudal de avenida, obtenido en el Estudio Hidrológico previo. A partir de ese punto, se determina la altura de la lámina de agua en el cauce natural sin estructura y posteriormente la altura de lámina de agua con el puente proyectado. Dicha determinación se realiza mediante la simulación hidráulica con la versión 6.0 del programa informático HEC-RAS del Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers.

Dicho modelo resuelve la ecuación de la energía de modo iterativo en cada una de las secciones propuestas e interpola los resultados a lo largo de todo el perfil suministrado. Introduce la energía expresándola en términos unidimensionales y suponiendo unas pérdidas de carga que se contabilizan según la ecuación de Manning. Además de esto considera una serie de hipótesis:

- Los valores de las variables no dependen del tiempo, es decir, considera el flujo estacionario.
- Se supone una distribución hidrostática de la presión. Esto se traduce en que la curvatura de las líneas de corriente es despreciable, el flujo es gradualmente variado.
- La altura de la energía es igual para todos los puntos de cada sección. Se considera el flujo unidimensional con lo que se distribuye horizontalmente dicho flujo entre el cauce y la llanura de inundación por ambas márgenes.
- La pendiente del cauce ha de ser menor del 10% para poder considerar que la altura de presión se mida verticalmente y coincida con la altura de la lámina de agua.
- Entre dos secciones transversales la pendiente de la línea de energía es constante.
- Se considera un lecho fijo para el cauce.

La obtención de la elevación de la lámina de agua realiza mediante la ecuación de Manning, mediante el uso de la herramienta HEC-RAS:

$$Q = S \times v = S \times \frac{1}{n} \times R_H^{2/3} \times I^{1/2}$$

donde:

S: Sección (m²)

V: velocidad media del agua (m/s)

n: Coeficiente de Manning

Rh: Radio hidráulico (m)

I: Pendiente de la línea de agua (m/m)

Para el cálculo de las pérdidas por rozamiento tanto para el cauce principal, como para las planicies de inundación se ha empleado la fórmula de Manning y su correspondiente coeficiente de rugosidad, como se ha mencionado al principio de este estudio. Hay que recordar que el programa permite definir diferentes rugosidades según se trate del cauce propiamente dicho, o bien, se produzca la inundación de márgenes.

La ecuación de Manning es resultado del proceso de un ajuste de curvas, y por tanto es completamente empírica en su naturaleza. Debido a su simplicidad de forma, y a los resultados satisfactorios que arroja para aplicaciones prácticas, la fórmula Manning es la más usada de todas las fórmulas de flujo uniforme para cálculos de escurrimiento en canal abierto.

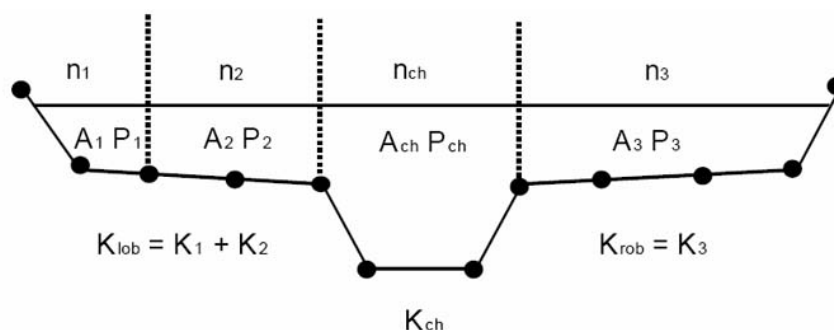


Figura 43. Método estándar de cálculo de capacidad de transporte mediante subdivisión de secciones en HEC-RAS.

La ecuación viene dada y expresada en unidades métricas como:

$$V = \left(\frac{1}{n} \right) \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

siendo n el coeficiente de rugosidad Manning.

En la aplicación de la fórmula de Manning, la mayor dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n , pues no hay un método exacto de seleccionar dicho valor. Para establecer el coeficiente de rugosidad n se han evaluado tablas extraídas de manuales básicos de hidráulica, y una serie de fotografías del cauce y de su llanura de inundación, tras inspección visual in situ, en campo.

Este criterio está avalado por varios autores. Según Ven te Chow en su obra “Hidráulica en canales abiertos”, algunos de los métodos para la determinación del coeficiente n , pueden desarrollarse con este enfoque, consultando tablas de valores típicos de n para varios tipos de canales, o examinando y comparando el canal en estudio con la apariencia de ciertos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad sean conocidos.

El valor del coeficiente de Manning no depende sólo de la rugosidad del cauce, sino de múltiples factores como la vegetación, la irregularidad y alineamiento del canal, los niveles de erosión y

sedimentación, las obstrucciones presentes en el cauce, el nivel del río y su caudal, o la carga del lecho.

El programa HEC-RAS considera las pérdidas de carga o energía ocasionadas por el encuentro de obstáculos en el camino del flujo. Esta simulación se efectúa en tres etapas:

- Pérdidas de energía antes de pasar el obstáculo, inmediatamente aguas arriba, que es en donde el flujo experimenta una contracción para poder atravesarlo.
- Pérdidas de energía debidas al obstáculo.
- Pérdidas de energía una vez pasado el obstáculo, inmediatamente aguas abajo, que es en donde el flujo se expande.

Cuando se produce el choque de las rebanadas que conforman el flujo de agua, bien con otras que circulen en otra dirección o bien con obstáculos, se produce un cambio en la velocidad del flujo y esa energía, que justo antes del choque es cinética, se transforma en potencial, con lo que se produce una subida de la lámina de agua. Este fenómeno es la base del cálculo y la valoración de los cambios en el flujo. El programa tiene en cuenta los tres factores principales que la constricción provoca al flujo:

- La geometría de la sección del cauce.
- La capacidad de descarga.
- El estado del flujo

Para el estudio del modelo con HEC-RAS, el programa requiere como mínimo la introducción de cuatro perfiles para cada estructura, además de las establecidas según equidistancias.

- Un primer perfil aguas abajo de la estructura, lo suficientemente alejado como para que el flujo no se afecte.
- Un segundo perfil situado inmediatamente aguas abajo de la estructura en donde si se contempla la afección de los obstáculos al flujo.
- Un tercer perfil situado inmediatamente aguas arriba de la estructura. La distancia entre el perfil y la estructura se toma pequeña para que quede reflejada la aceleración brusca y la contracción del flujo justo en la entrada del paso.
- Un cuarto perfil que funciona en el mismo sentido que el primero donde las líneas de flujo se pueden considerar paralelas y la capacidad útil del perfil es completa.

Para conocer la geometría interna en la estructura, el programa utiliza los perfiles segundo y tercero e interpreta por interpolación la disposición de la estructura, incluso de las áreas que no contribuyen al flujo, como pueden ser estribos de los puentes, además del propio tablero, en el caso de que el flujo superara el gálibo libre.

El final de todo esto está enfocado en asegurar que los sistemas existentes o cauces naturales tengan capacidad hidráulica suficiente que garantice el buen funcionamiento de los mismo, de lo contrario deberán hacerse las modificaciones necesarias para conseguir la capacidad necesaria.

El programa permite contemplar las diferencias existentes entre cauce y llanura de inundación (ambas márgenes), no sólo en cuanto a rugosidades o coeficientes de rozamiento sino también en cuanto a distribución horizontal de las velocidades.

Como se ha mencionado anteriormente el cálculo se realiza a través de la resolución, de manera iterativa de la ecuación de la energía. Para la estimación de la rugosidad del cauce, que causará pérdidas por rozamiento, se usa la conocida fórmula de Manning.

6.2. RESULTADOS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA

6.2.1. CUENCAS MAYORES

De la modelación hidráulica de las diferentes corrientes se verifica que las cuencas de los ríos Manantí (P7) y Sirain (P16) presentan cauces encañonados amplios, rectilíneos, con líneas de energía poco pronunciadas, lo que implica cauces de pendientes bajas con flujos subcríticos en la mayoría de sus secciones, en los cuales la avenida de diseño no llega a sobrepasar los niveles de banca del cauce, con anchos medios de cauce de 50m y 30m respectivamente.

El cauce del Río Jaly en la zona del proyecto se caracteriza por ubicarse en la confluencia con la Quebrada Umany. Esta confluencia presenta una dinámica morfológica muy dinámica con la formación de una serie de pequeños canales de alivio, lo que implica una dinámica alta de depósito de sedimentos. Esto se verifica con la existencia de un cambio abrupto de pendiente aguas arriba de la confluencia de las dos corrientes y la formación de un canal de alivio hacia ambas márgenes aguas arriba de dicho sector. Los resultados de la modelación hidráulica concluyen que, para la avenida de diseño, la crecida de la Quebrada Umany interactúa en una amplia planicie de inundación con el Río Jaly desde el sector donde se proyecta el cruce del proyecto. Aguas debajo de la confluencia se identifica una amplia planicie de inundación con grandes depósitos de sedimentos y diversos canales de alivio, los cuales se ven sobrepasados para la avenida de diseño, esta zona se extiende aproximadamente hasta 600m aguas debajo de la confluencia. La determinación de las planicies de inundación y los mapas resultantes para los ríos Manantí, Umany y Jaly se presentan en el Anexo 3. La **Tabla 22** muestra los calados definidos en las secciones de mayor profundidad cercanas a la traza del proyecto para los cruces de las cuencas mayores, mientras que los detalles de los resultados hidráulicos se presentan en los Anexos.

Tabla 22. Resumen de resultados de Nivel de Aguas Máximas para los cruces de puentes en cuencas mayores.

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km²)	Caudal (m³/s)	Prof. Crecida (m)
P7	11k+490	Rio Mananti	66.475	94.896	984	3.46
P16	22k+400	Rio Sirain	26.709	22.018	565	1.76
P15	17k+210	Rio Jaly	32.246	25.139	450	4.91

6.2.2. CUENCAS MEDIANAS

La modelación hidráulica para las site cuencas catalogadas como de mediano tamaño, se verifica que para las quebradas Muery, Norrori y Calante, se presentan cauces entre rectilíneos y sinuosos con pendientes pronunciadas y cauces encañonados, los cuales para la avenida de diseño no presentan desbordes sobre los niveles de banca, con flujos supercríticos gobernando su comportamiento, lo que implica que obstrucciones de sus cauce pueden llegar a provocar resaltos elevados que puedan llegar a afectar las estructuras proyectadas, por tanto en estas corrientes se debe procurar minimizar el estrechamiento de las secciones en el cruce de los puentes.

La cuenca de la Quebrada Niviri se emplaza en una zona de inundación, donde se forma una amplia planicie compuesta por diferentes canales de alivio, dicha planicie llega a alcanzar un ancho medio de 100m, por lo que se debe procurar respetar la salida de los canales de alivio que se encuentran en el sector y que atraviese el proyecto para asegurar minimizar los efectos aguas arriba del terraplén de la carretera a proyectar.

Para las corrientes de las quebradas Caño Sucio 2 y 3, el sector de influencia del proyecto corresponde a la zona de confluencia de las mismas, en cuya interacción se llega a formar una amplia planicie de inundación, la cual inicia su formación en los sectores aguas abajo del trazo proyectado para el proyecto, siendo la quebrada Caño Sucio 2, la que posee una amplia planicie de inundación aguas arriba de la obra proyectada, mientras que la quebrada Caño Sucio 3 presenta un cauce encañonado aguas arriba del cruce proyectado, esto implica que para el primer cruce se debe procurar definir una sección que minimice el estrechamiento del cauce.

Para la quebrada Caracol, la modelación hidráulica para la avenida de diseño presenta la formación de una planicie de inundación en la margen derecha del cauce, que se une con un canal de alivio existente en el sector, por lo que se debe procurar la definición de obras de drenaje y protección para minimizar o controlar las avenidas en dicho sector.

La **Tabla 23** muestra el resumen de la profundidad de calado máximo en las secciones cercanas a la traza proyectada para cada una de las corrientes modeladas. El detalle de la modelación hidráulica se presenta en los Anexos del informe.

Tabla 23. Resumen de resultados de Nivel de Aguas Máximas para los cruces de puentes en cuencas medianas.

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km ²)	Caudal (m ³ /s)	Prof. Crecida (m)
P2	2k+740	Qda. Caracol	18.521	8.899	244	2.88
P12	15k+660	Qda. Muery	16.11	3.5	142	3.02

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km ²)	Caudal (m ³ /s)	Prof. Crecida (m)
P4	6k+980	Qda. Caño Sucio 2	12.936	3.353	137	2.41
P9	13k+400	Qda. Norrori	10.613	3.258	134	1.9
P8	11k+950	Qda. Calante	13.6	3.092	131	1.17
P1	1k+040	Qda. Niviri	10.825	2.868	126	1.74
P5	7k+200	Qda. Caño Sucio 3	9.586	2.687	121	3.24

6.2.3. CUENCAS MENORES

A lo largo de la traza se identifican seis (6) cuencas menores, en las cuales se proyecta el cruce mediante un puente. A excepción de las quebradas Umany y Jugli, todas las demás corrientes presentan en las zonas de cruce con el proyecto cauce encañonados con pendientes pronunciadas y bajas láminas de agua para las avenidas de diseño, con anchos de cauce angostos que permiten la implementación de puentes cortos.

Para la quebrada Umany, el cruce del proyecto se ubica en la zona de confluencia de esta con el Río Jaly, por lo que el comportamiento de dicha quebrada está influenciado por las crecidas de dicha corriente de mayor jerarquía, esto provoca que el cauce de la quebrada Umany presente una amplia planicie de inundación en las cercanías de la confluencia, por lo que la estructura de paso debe proyectarse lo más aguas arriba que sea posible de la zona de confluencia con el Río Jaly.

Para la quebrada Jugli, su cauce presenta un amplio meandro en la zona del proyecto; sin embargo, al estar ubicado en una zona de alta pendiente este se estima que este se encuentra condicionado por algún factor geológico estructural, como un cambio de estratigrafía, presencia de afloramiento rocoso o por trabajos de terracería en la zona. El cruce proyectado se realiza en el sector más cóncavo de dicho meandro por lo que la ubicación de las cimentaciones de la estructura deberá estudiarse a detalle.

La **Tabla 24** muestra el resumen de los calados máximos estimados para las secciones cercanas a la traza del proyecto a lo largo de los cruces para las cuencas menores. El detalle de los resultados hidráulicos para cada corriente se presenta en los Anexos a este informe.

Tabla 24. Resumen de resultados de Nivel de Aguas Máximas para los cruces de puentes en cuencas menores.

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km ²)	Caudal (m ³ /s)	Prof. Crecida (m)
P14	17k+090	Qda. Umany	9.619	2.118	120	1.97
P3	5k+520	Qda. Jugli	6.084	0.953	65	2.73
P10	14k+340	Qda. Wery	5.459	0.672	42	1.12

ID	Estación ⁽²⁾	Nombre	Perímetro (Km)	Área (Km ²)	Caudal (m ³ /s)	Prof. Crecida (m)
P11	14k+780	Qda. Ñumany Brazo	5.047	0.46	33	0.89
P13	16k+740	Qda. Mono	4.954	0.375	23	1.07
P6	9k+680	Qda. Caño Sucio 4	1.998	0.156	12	1.59

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- A lo largo de la traza del proyecto se identifican dieciséis cruces con quebradas y ríos, donde las Condiciones Técnicas del proyecto definen el requerimiento de construcción de puentes. El Análisis de cuencas definen que el cruce sobre la quebrada denominada Ñumany, indicado en el estacionamiento 17+706.12, no posee área significativa, por el contrario, se identifica aproximadamente a la altura del estacionamiento 15+660, el cruce sobre la Quebrada Muery, no identificada en las Condiciones Técnicas, pero cuya área y caudal justifican la proyección de un puente vehicular, por lo que se considera que el puente definido sobre la quebrada Ñumany debe ser sustituido por un cruce sobre la Quebrada Muery.
- Para los veintiséis (26) puntos de control definidos en las Condiciones Técnicas del proyecto para cajones pluviales, se identifican los puntos identificados en los estacionamientos 9+460, 16+200; el primero ubicado en el parteaguas de las cuencas del sector, donde no se define áreas de drenaje; y el segundo ubicado junto al cruce de la quebrada Wery, punto que puede funcionar como canal de alivio de la quebrada, por lo que no tiene cuenca individual asociada y su dimensionamiento dependerá de la interacción de la crecida de la quebrada Wery; por tanto, del total de puntos indicados en las Condiciones Técnicas del proyecto, solo se define necesidad de drenaje transversal en veinticinco (24) de ellos, en los cuales los análisis hidráulicos determinaran la viabilidad de construir cajones pluviales.
- Se identifican ochenta y nueve (89) puntos bajos a lo largo de la traza del proyecto, donde se requerirá la construcción de drenaje transversal, en los cuales los análisis hidráulicos determinaran la viabilidad de construir tuberías o cajones pluviales.
- Para las cuencas mayores correspondientes a los ríos Manantí, Jaly y Siraín, se verifican cauces amplios rectilíneos, con pendientes bajas donde, a excepción del río Jaly, las avenidas de diseño no provocan desbordamientos, con cauces estables. Para el caso particular del río Jaly, el sector de cruce del proyecto se ubica en la zona de confluencia con la quebrada Umany, cuya cuenca presenta un tamaño medio y produce caudales moderados, esta interacción provoca la formación de amplios bancos de área y depósito de material en la zona, lo que induce a la formación de diversos canales de alivio y amplias zonas de depósito de

sedimentos en el sector, por lo que la estructura de puente debe procurar ubicarse una distancia hacia aguas arriba que minimice la interacción con la confluencia de corrientes.

- Para las cuencas medianas, se verifica que las quebradas Muery, Norrori y Calante poseen cauces encañonados, rectilíneos con pendientes pronunciadas, lo que contribuye a la generación de avenidas de poca profundidad y alta velocidad, estas características se asocian a la posible presencia de estratos muy competentes formando el lecho de las corrientes. Para las cuencas de las quebradas Niviri, Caño Sucio 2 y Cao Sucio 3 se verifican sectores con amplias planicies de inundación en las cuales se deberá respetar en la medida de lo posible los canales de alivio existentes a fin de minimizar los efectos del terraplén de la carretera aguas arriba de las estructuras de paso. Para los cruces de las quebradas Caño Sucio 2 y 3, se deberá planificar un emplazamiento lo mas alejado que sea factible hacia aguas arriba de la confluencia de ambas corrientes.
- La quebrada Caracol, presente para la avenida de diseño, desborde hacia la margen derecha uniéndose a un pequeño canal de alivio existente. Considerando que en dicho sector se encuentran poblaciones permanentes, se debe procurar respetar la conexión del canal de alivio a través del terraplén de la carretera, así como a la conformación de obras de protección ante inundaciones como bordas. Se identifican viviendas emplazadas a la orilla de la quebrada en los sectores propicios para la conformación de protecciones, por lo que la construcción de bordas en dicho sector implicará la reubicación de dichas viviendas.
- Para las cuencas menores, los cauces en las zonas de cruce del proyecto se presentan encañonados, con sección angosta y pendiente pronunciadas, lo que genera avenidas de poca profundidad, a excepción de la quebrada Umany, cuya zona de cruce se ubica en la confluencia con el río Jaly, lo que induce una amplia planicie de inundación en las cercanías de su confluencia, para dicho cruce se debe procurar emplazar el puente lo más alejado de la confluencia con el río Jaly que sea factible.

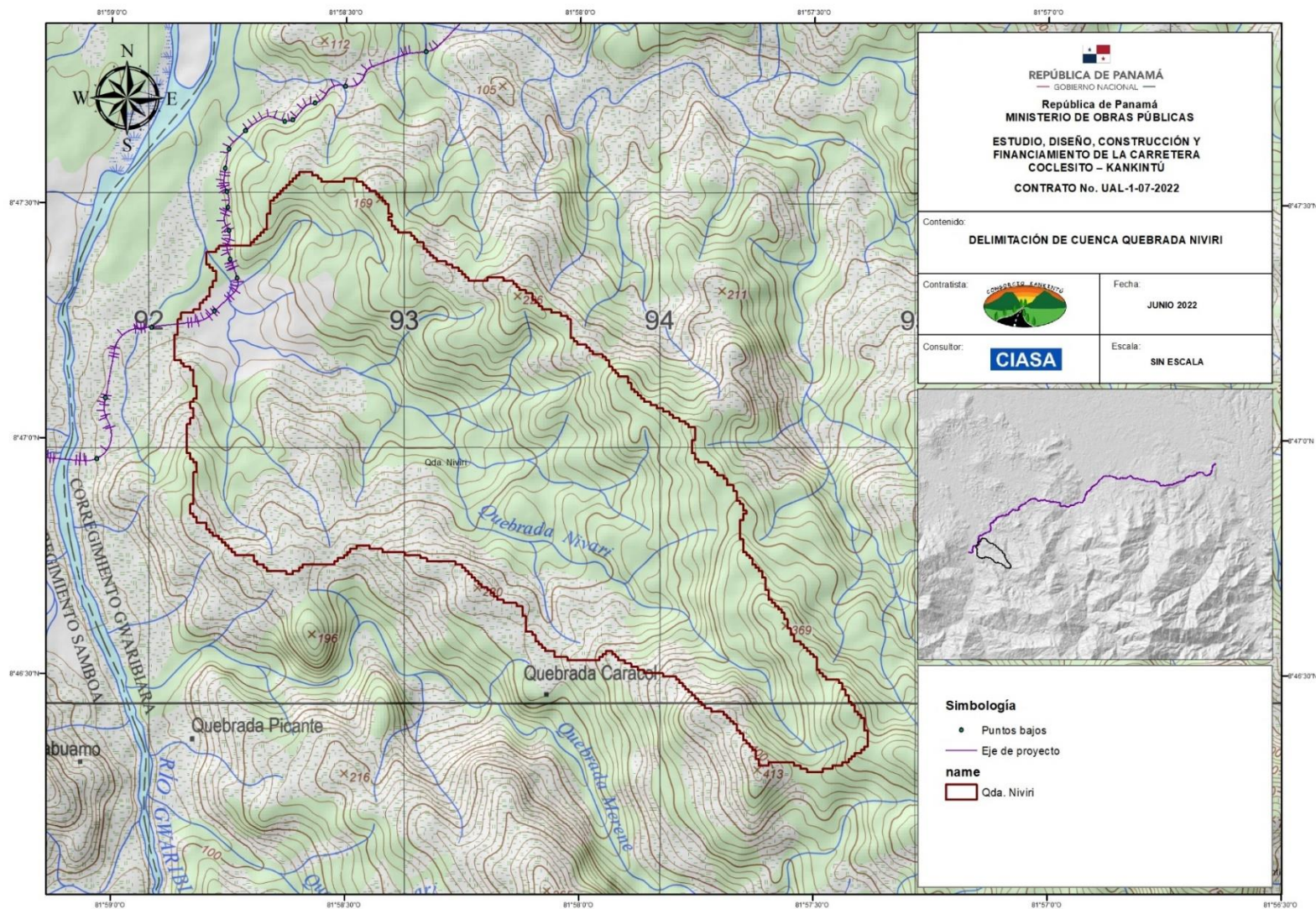
ANEXOS

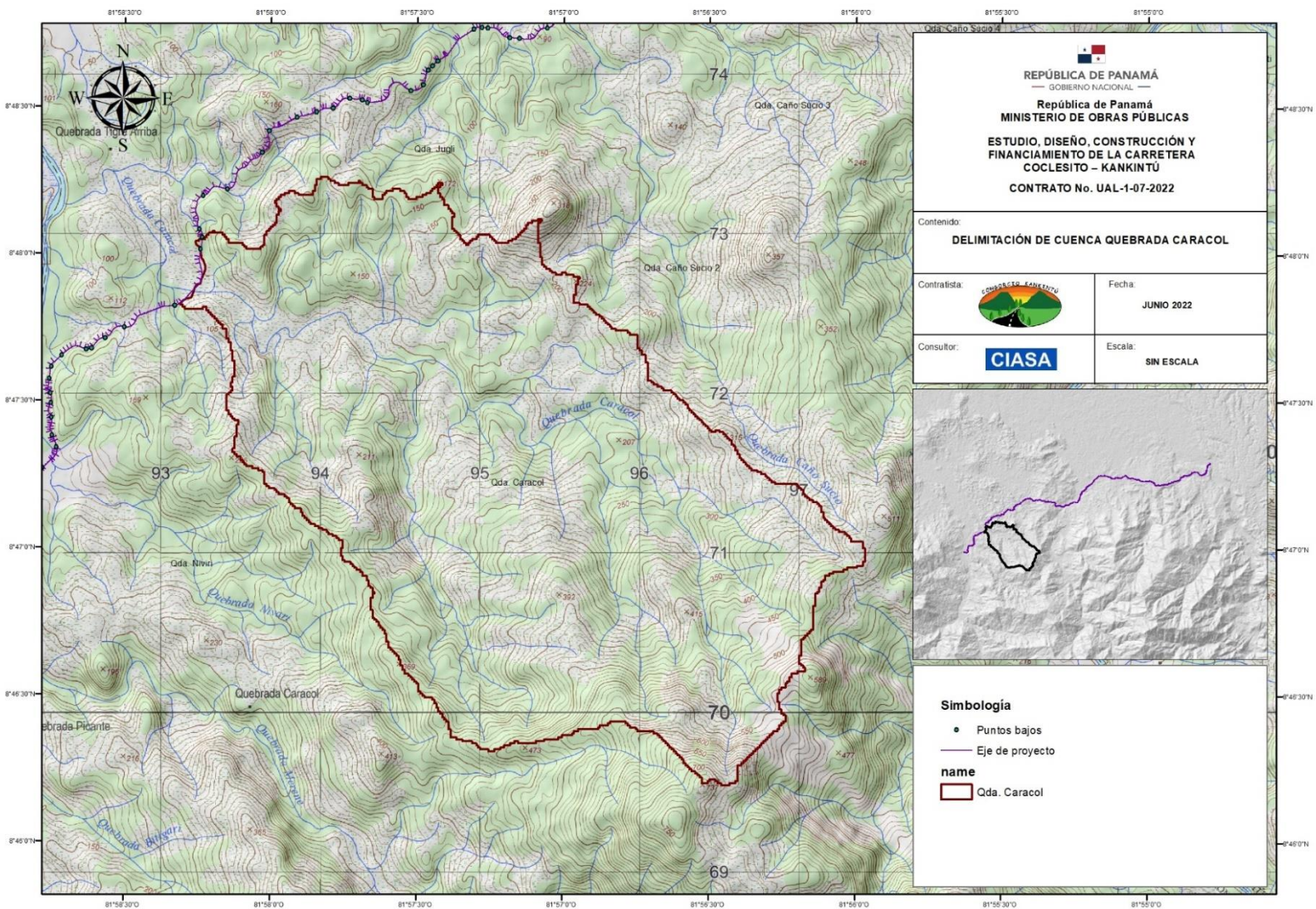
ANEXO 1 – DETERMINACIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS

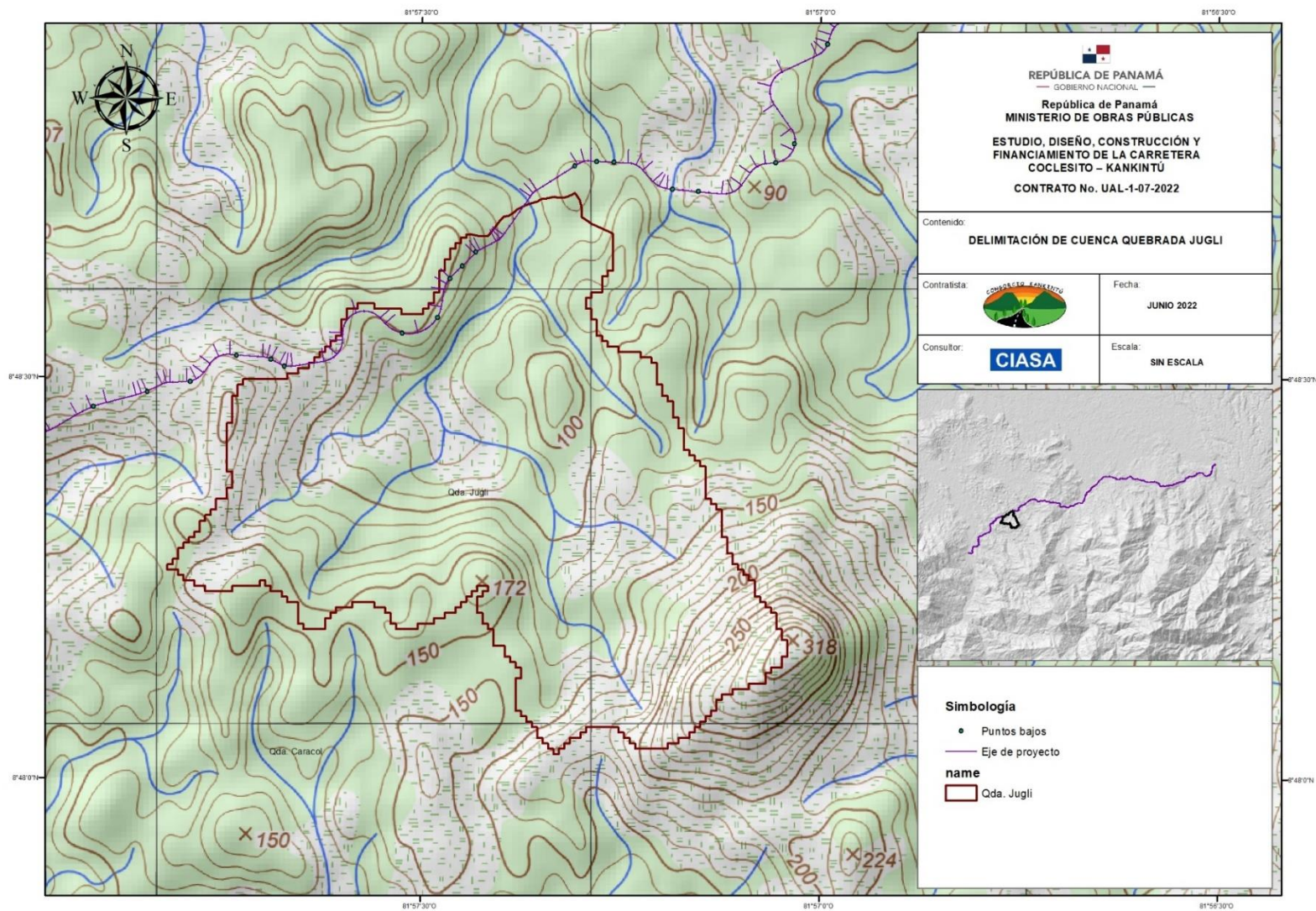
**ANEXO 2 – RESULTADOS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA CAUCES NATURALES
PRINCIPALES**

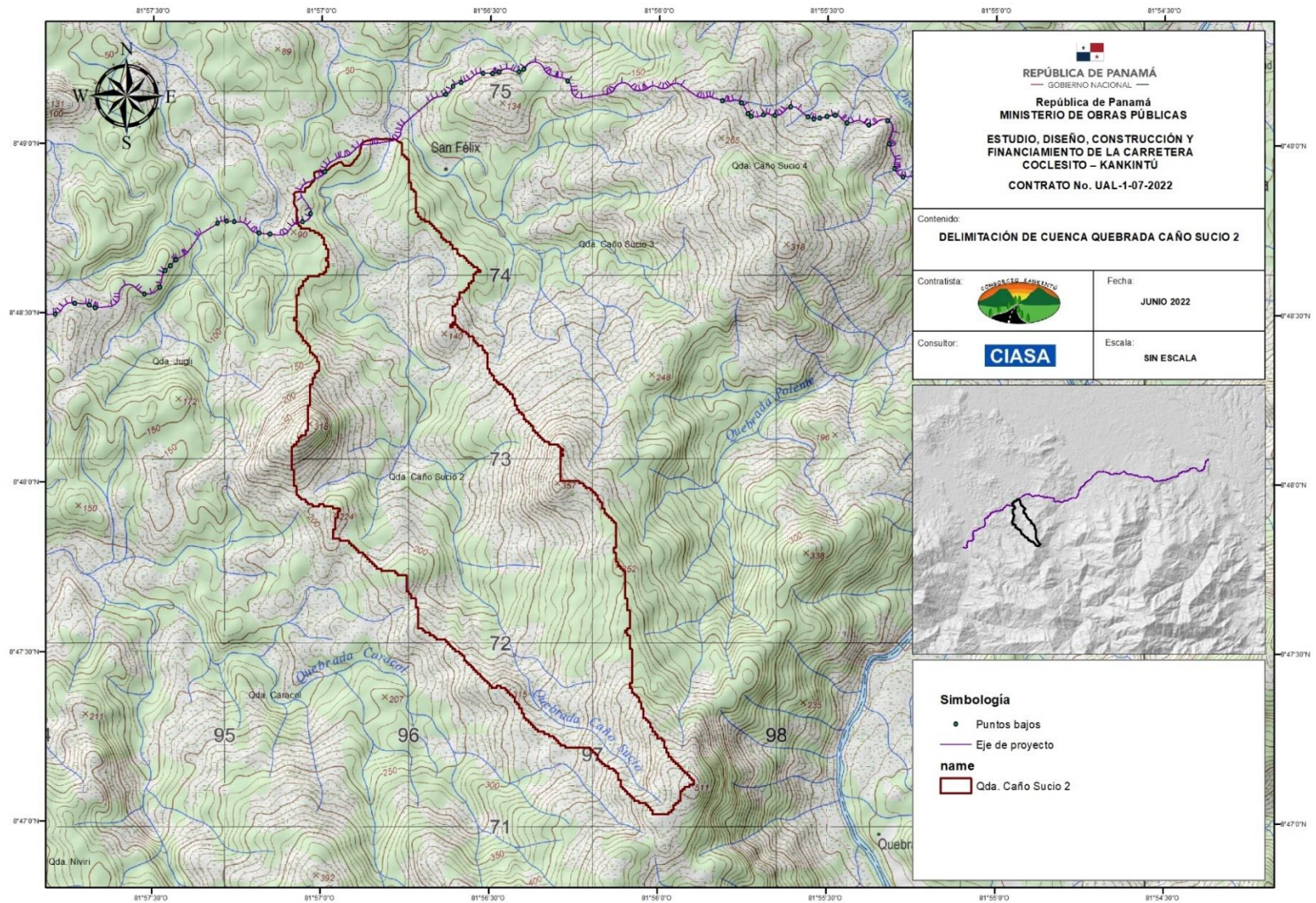
**ANEXO 3 – ANÁLISIS DE INUNDABILIDAD EN ZONA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO PARA
LOS RÍOS MANANTÍ, UMAN Y JALY.**

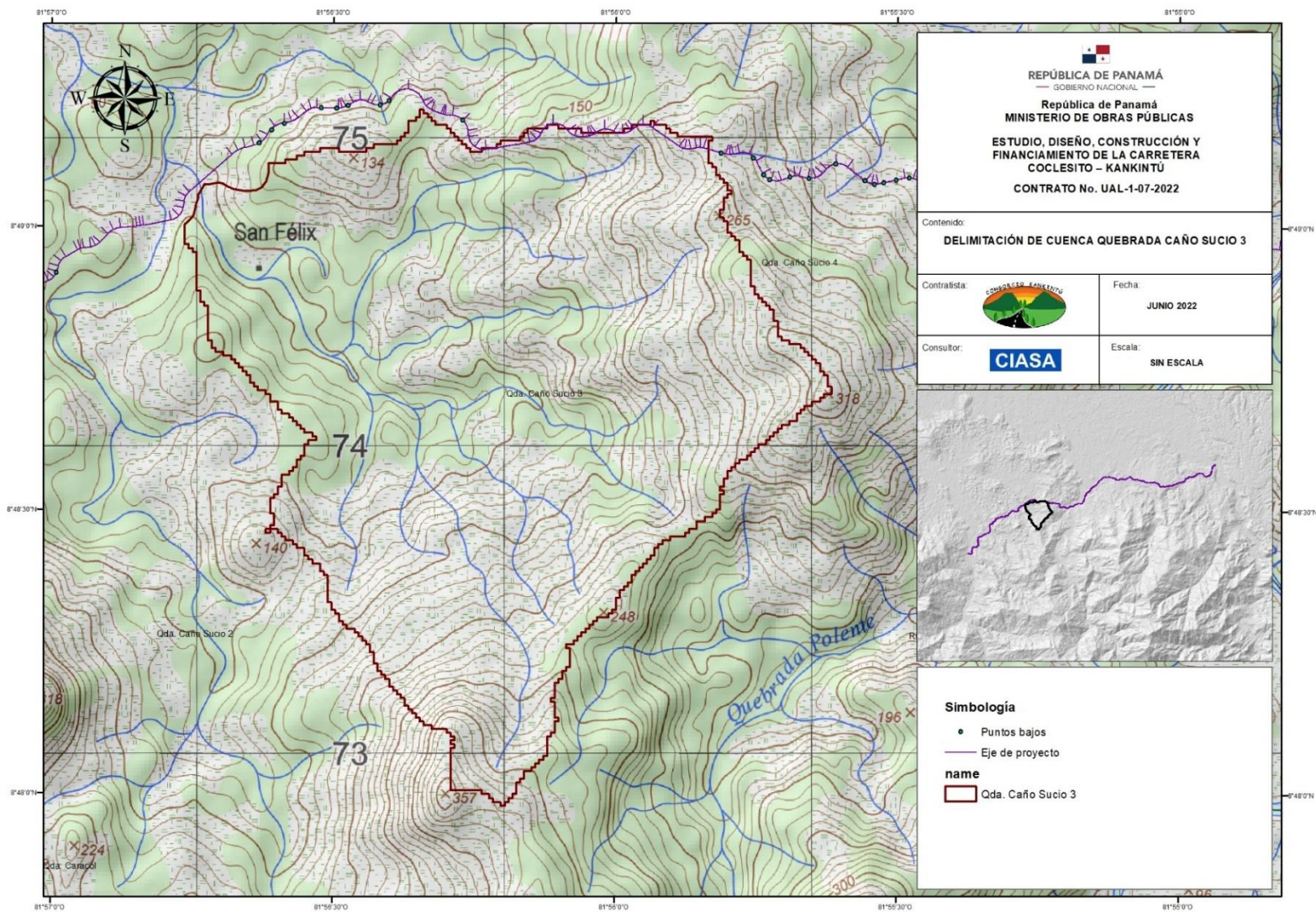
ANEXO 1 – DETERMINACIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS

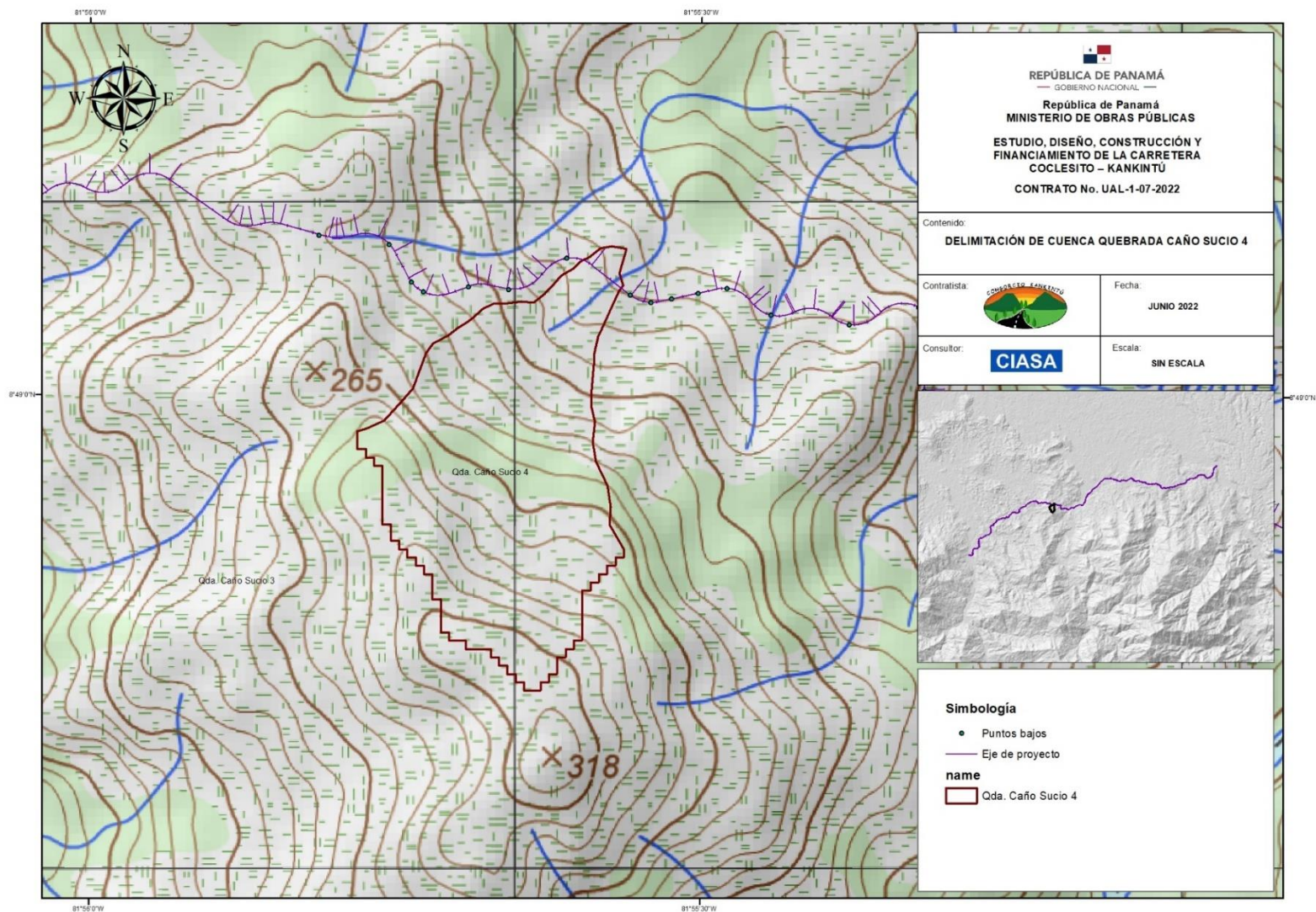


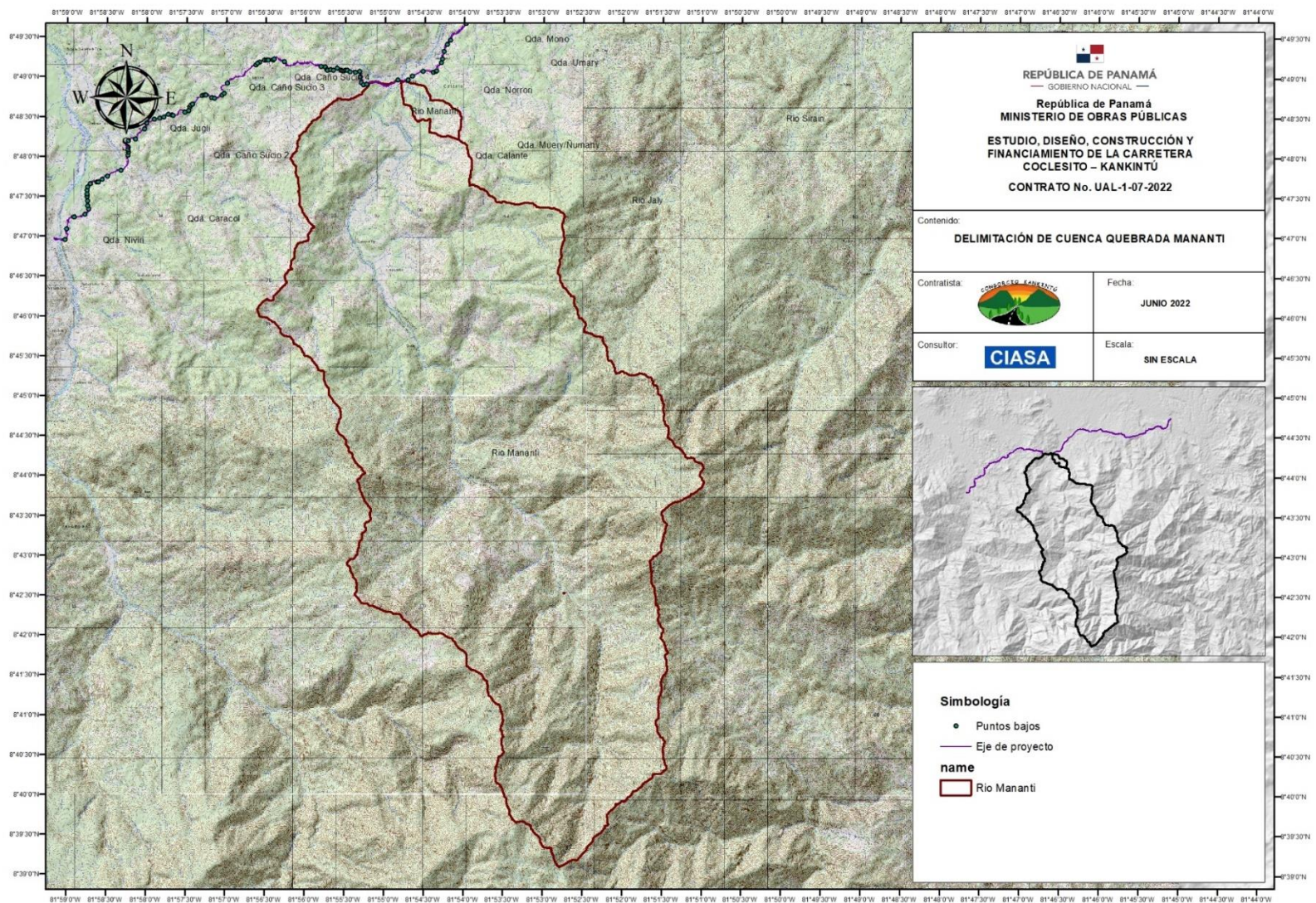


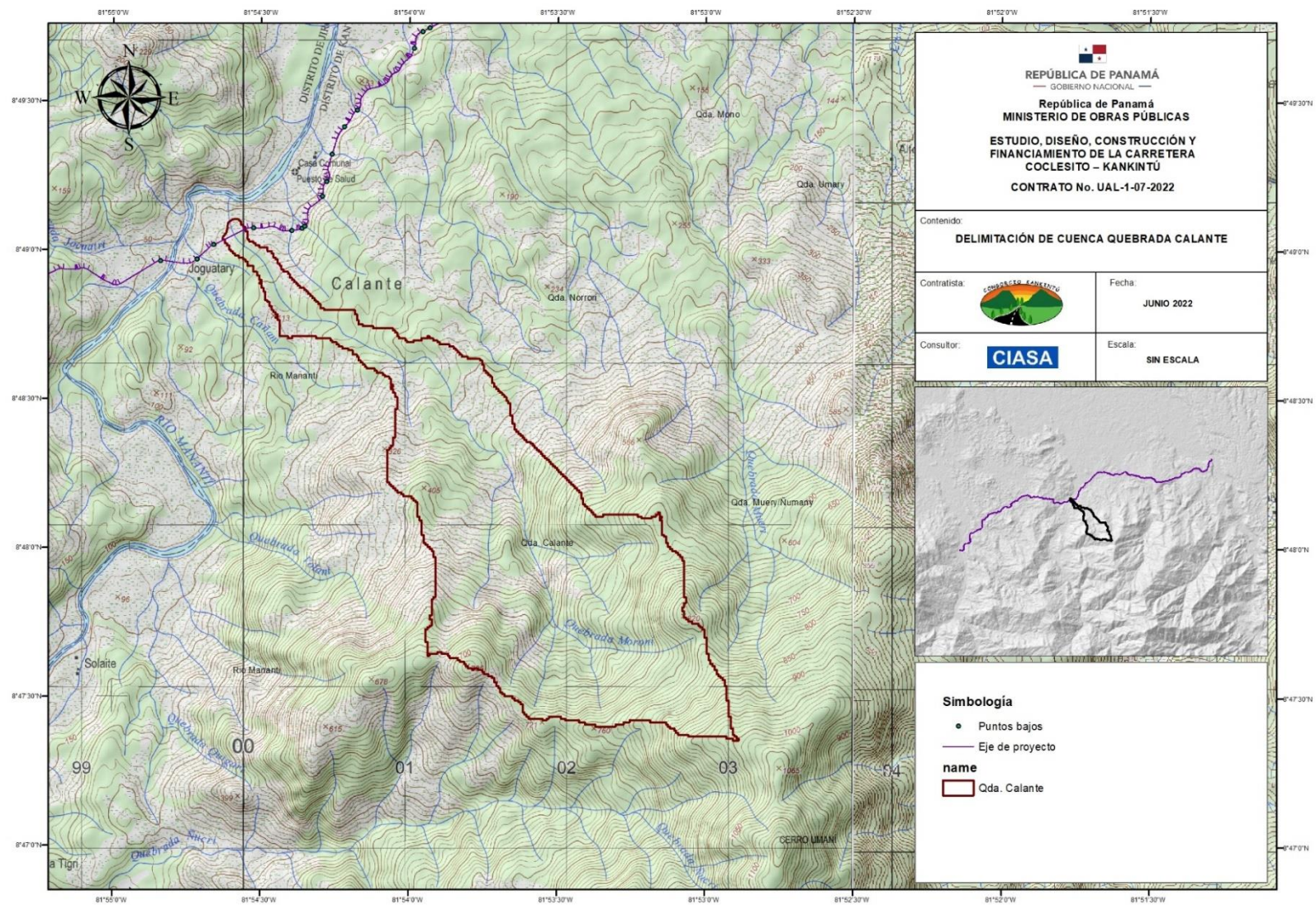


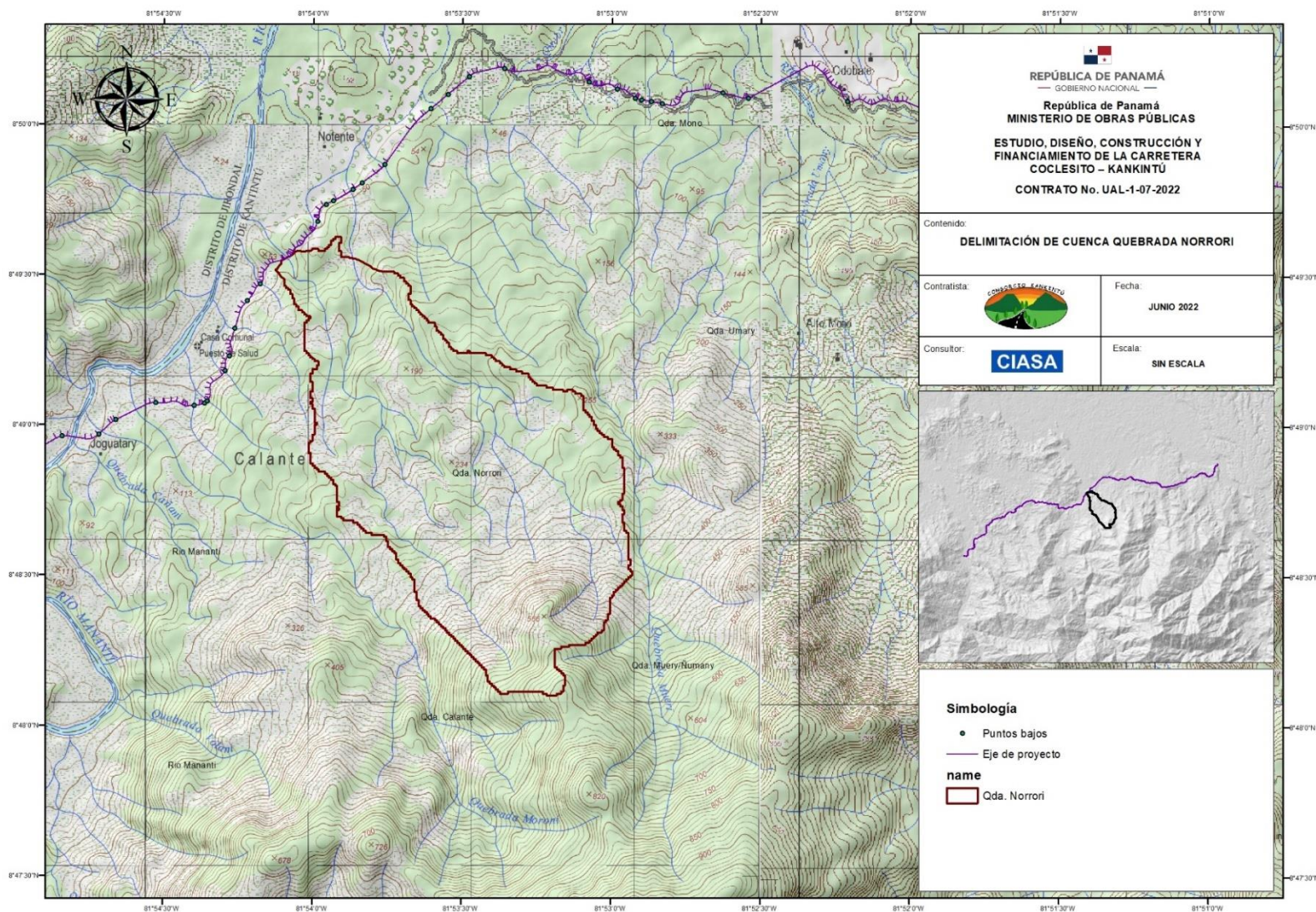


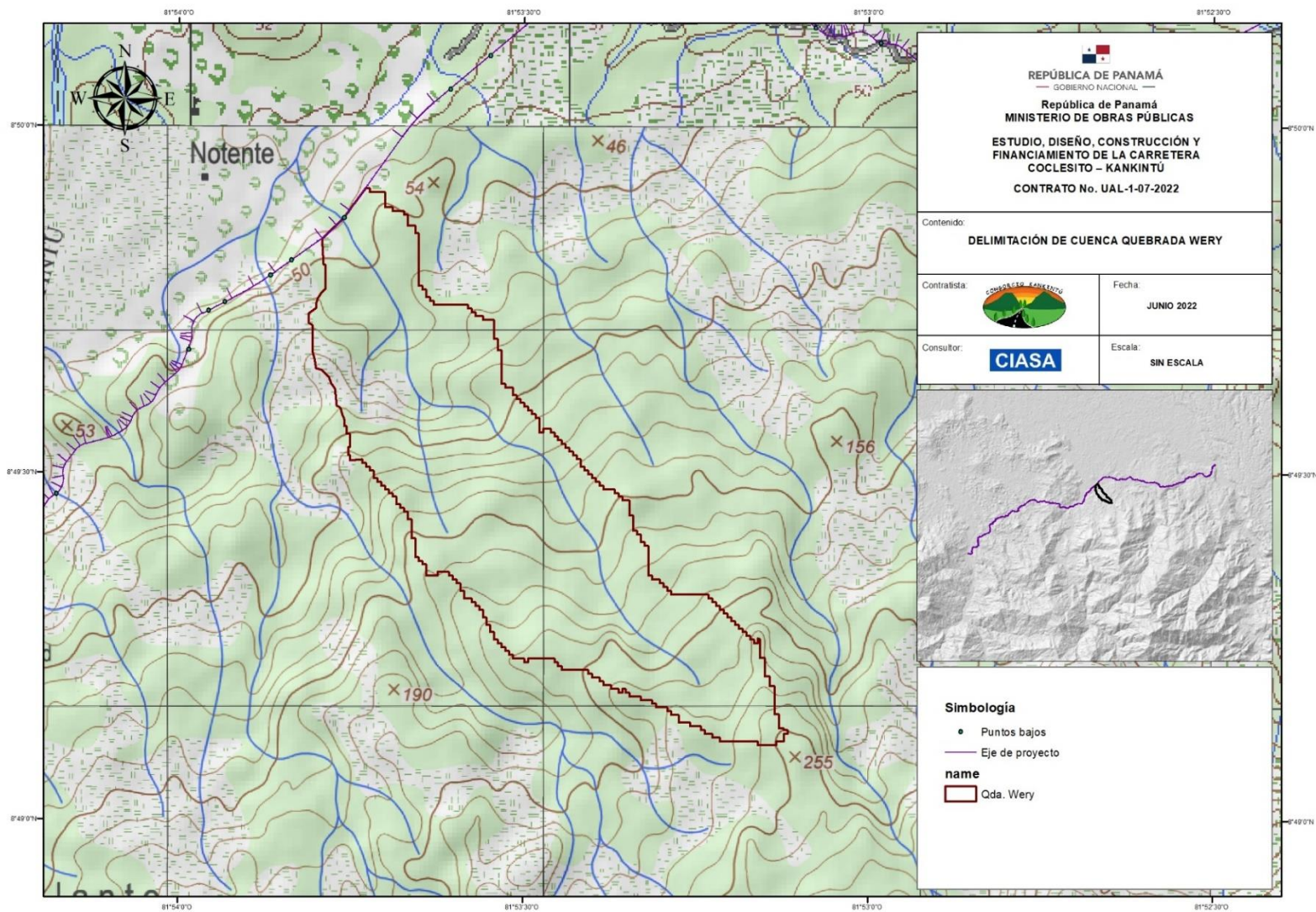


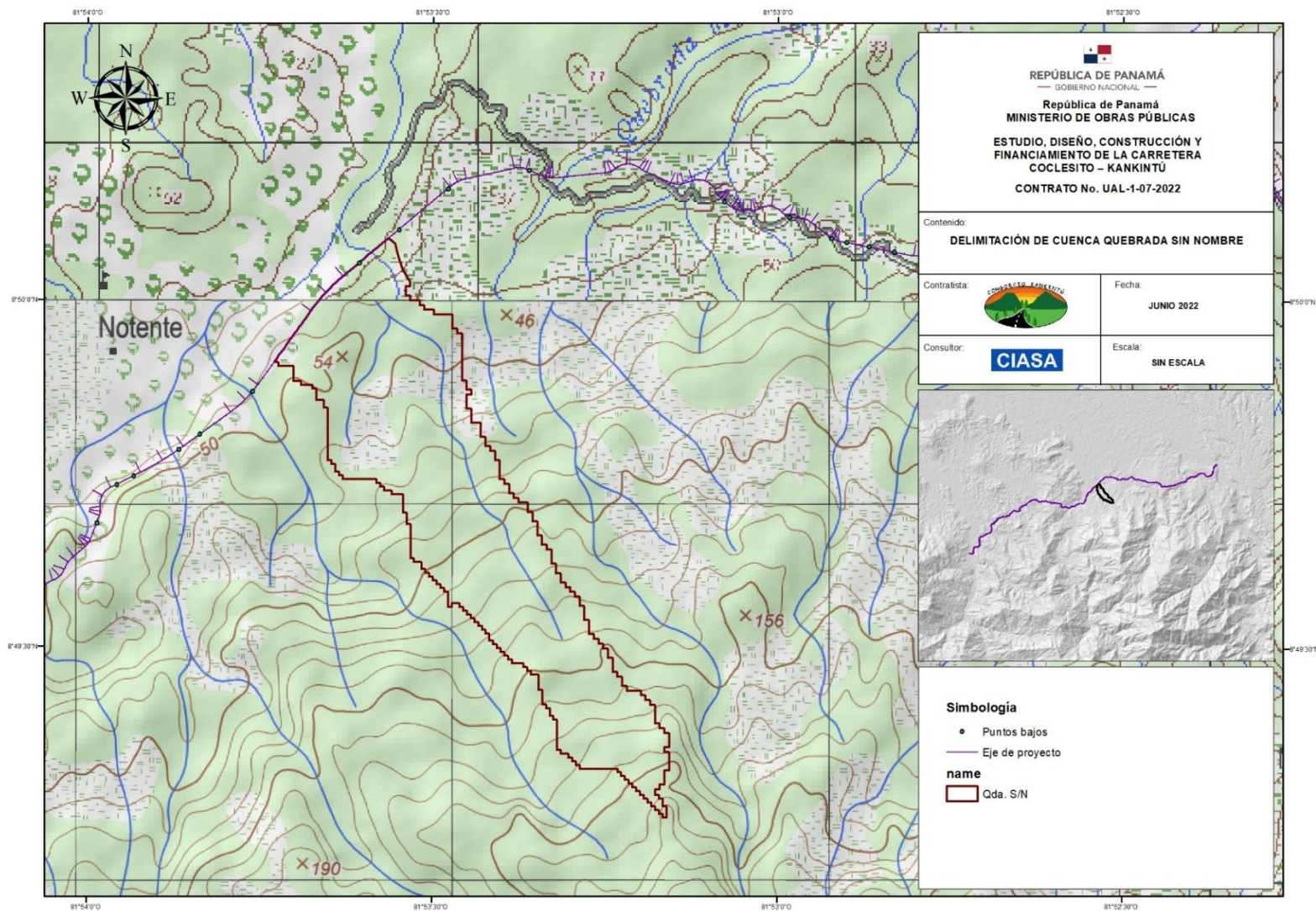


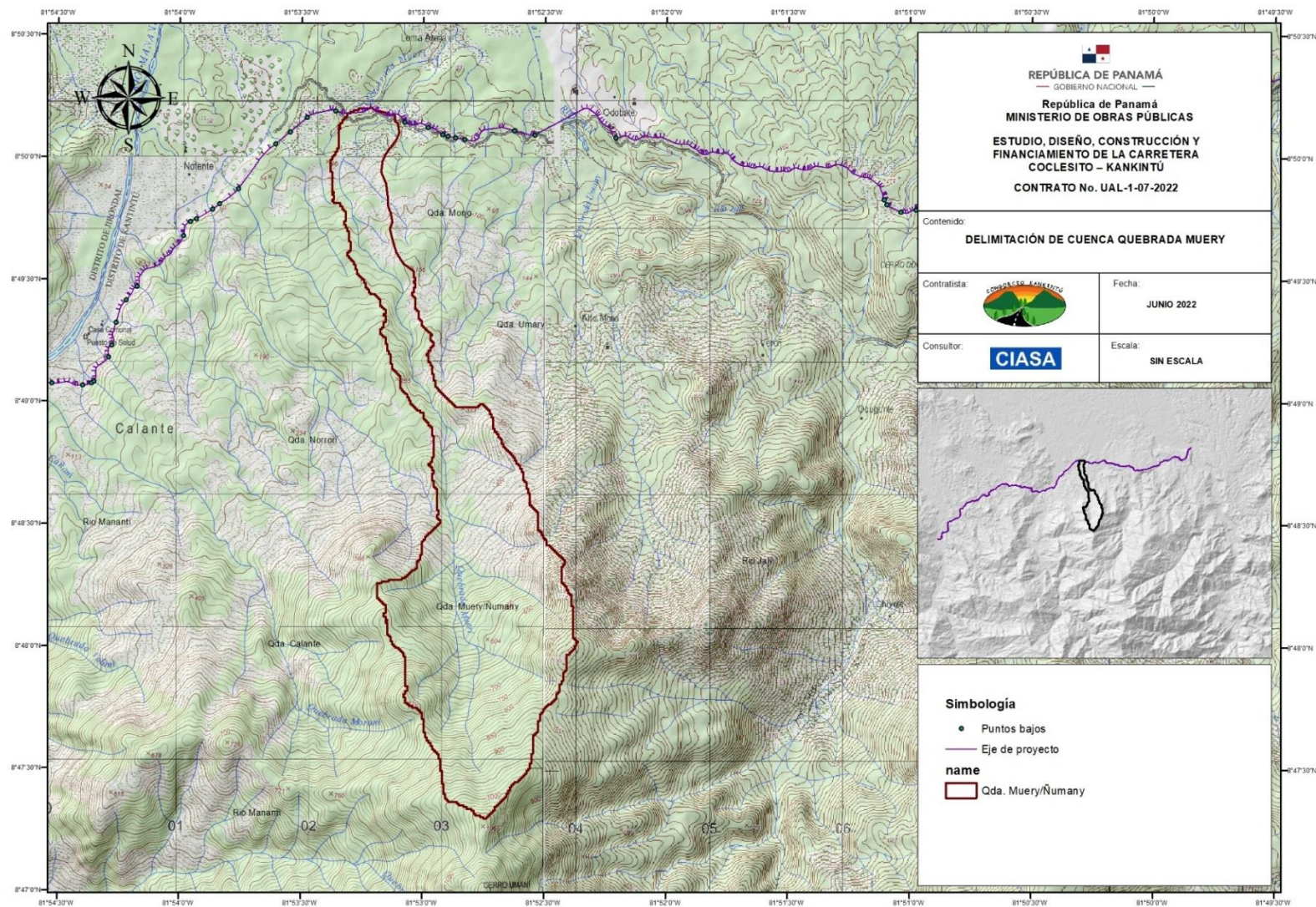


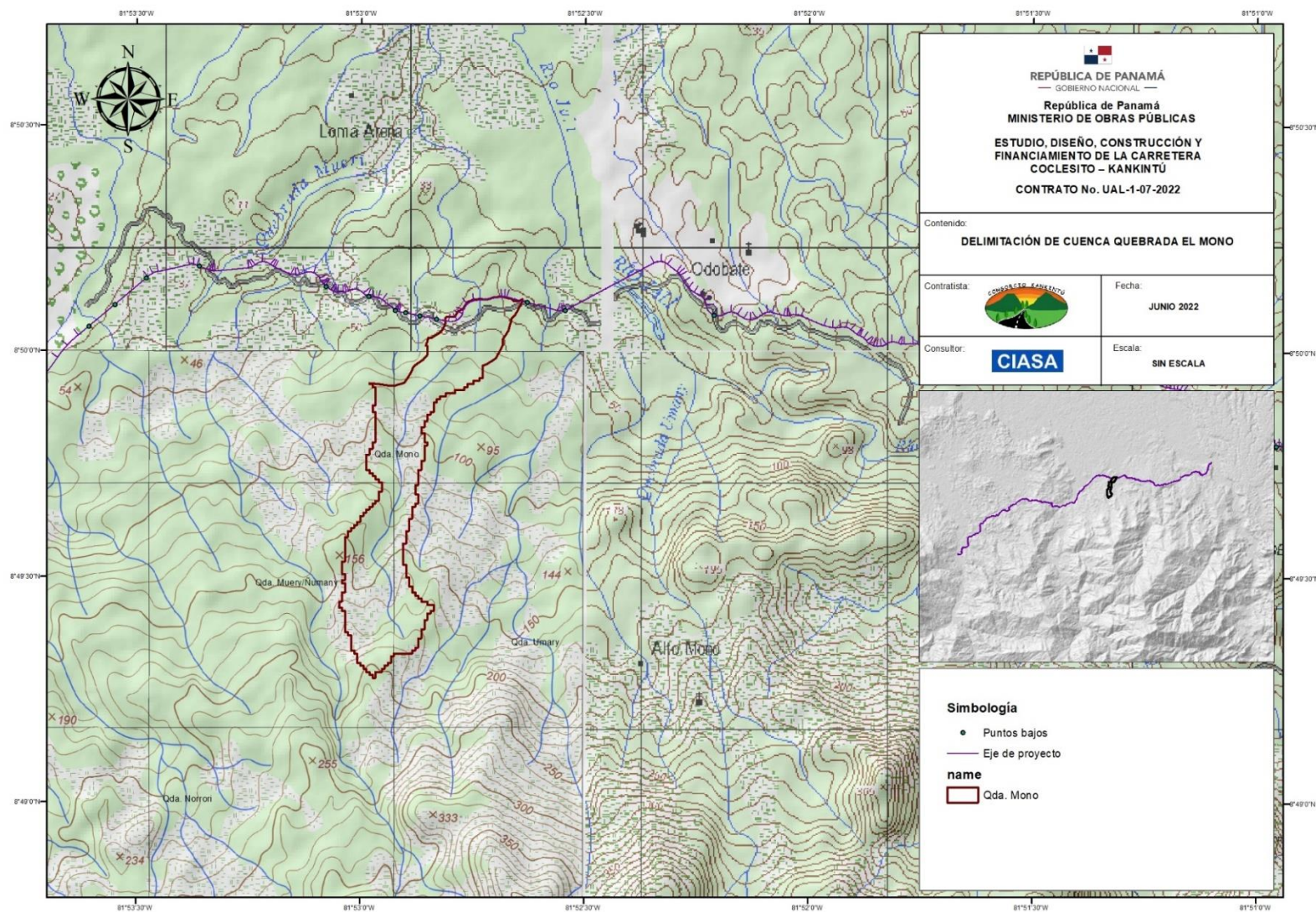


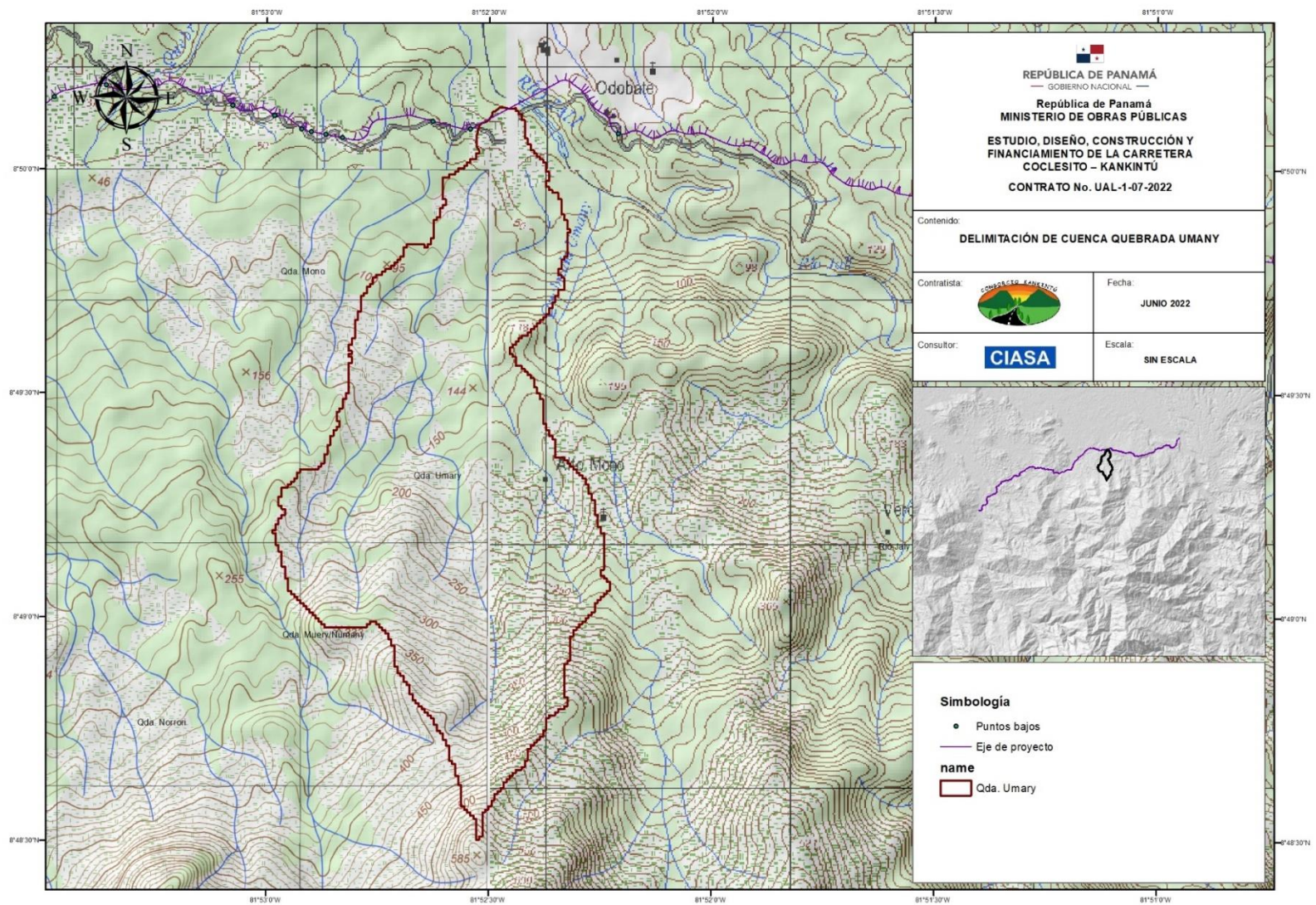


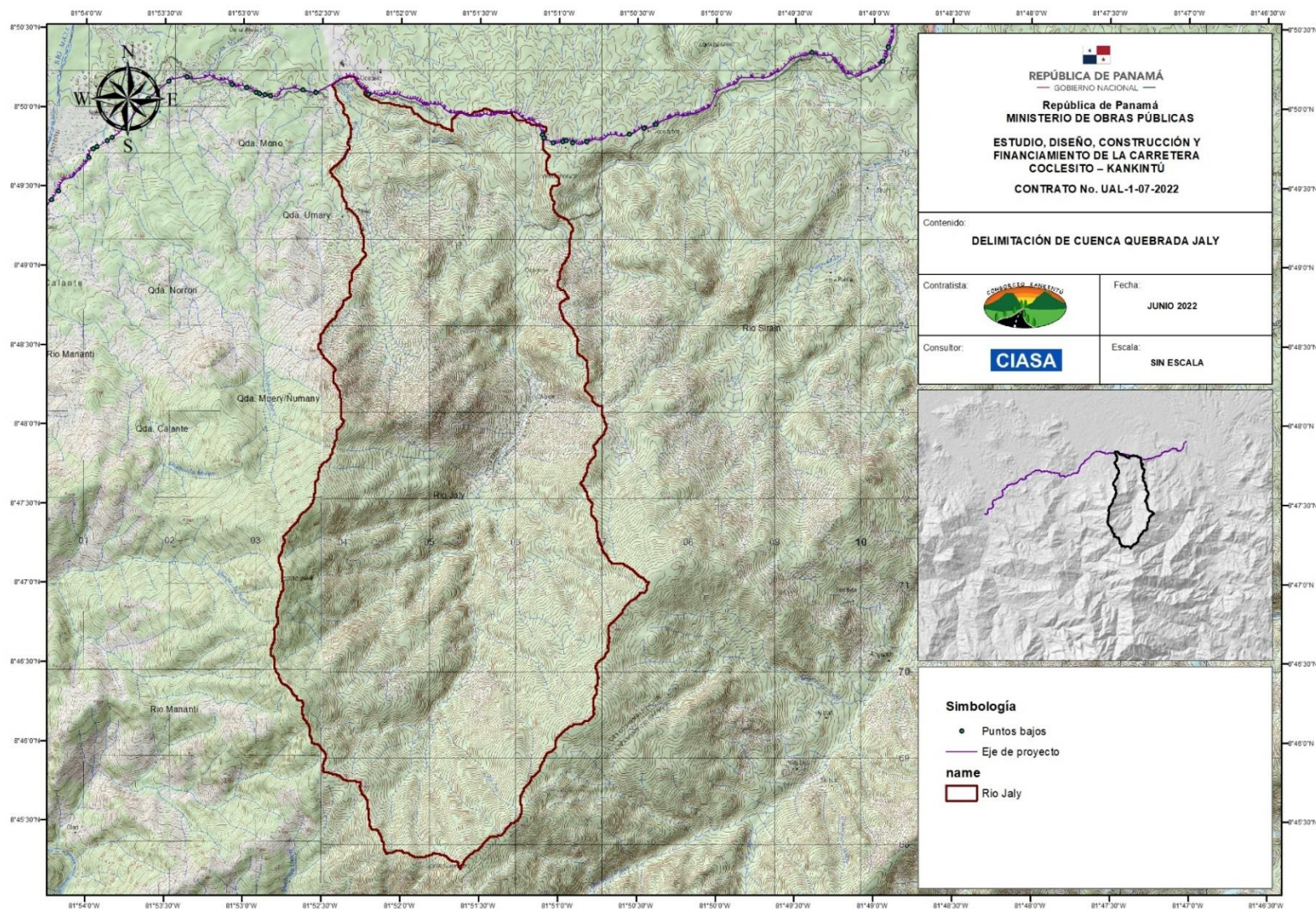


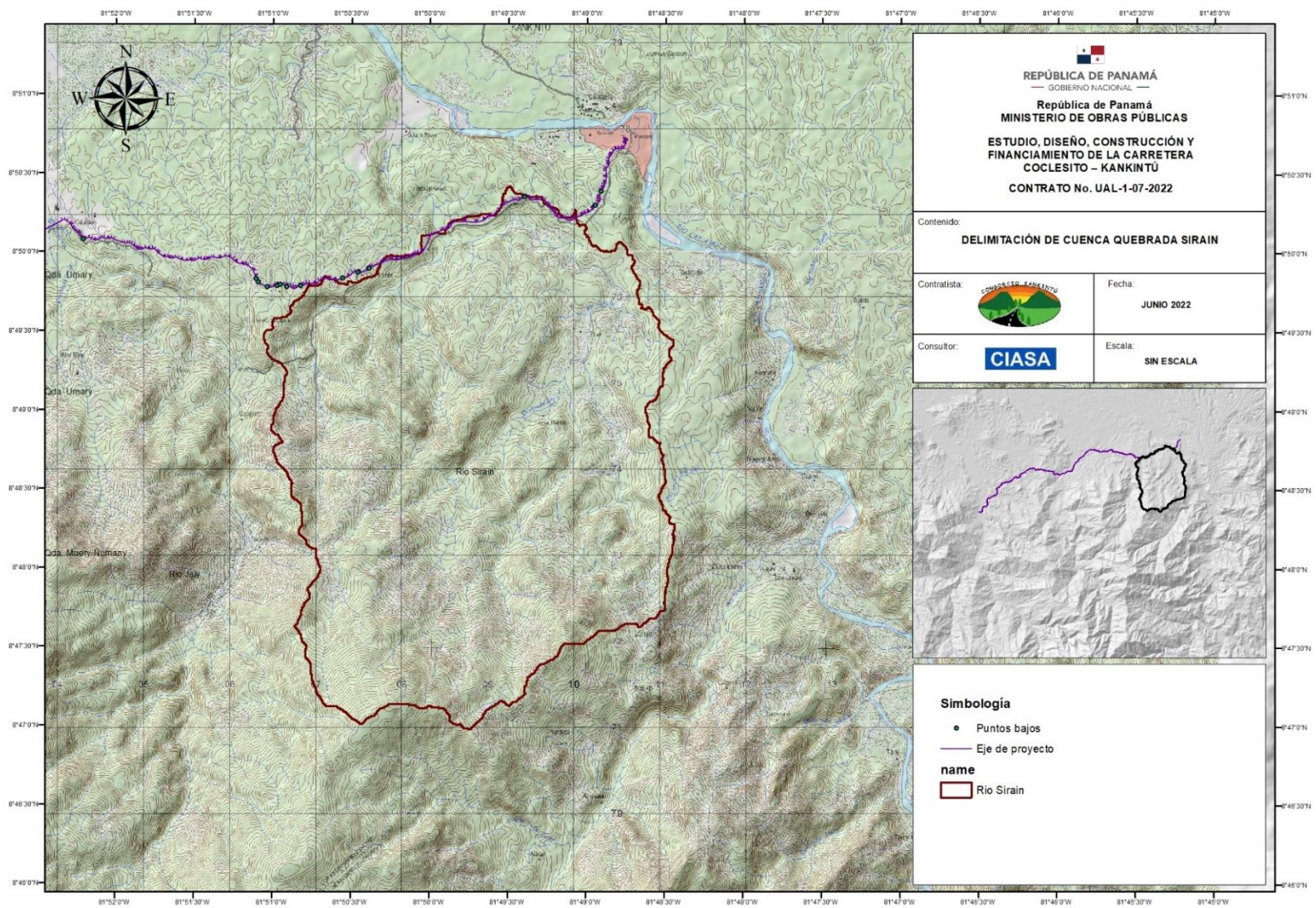


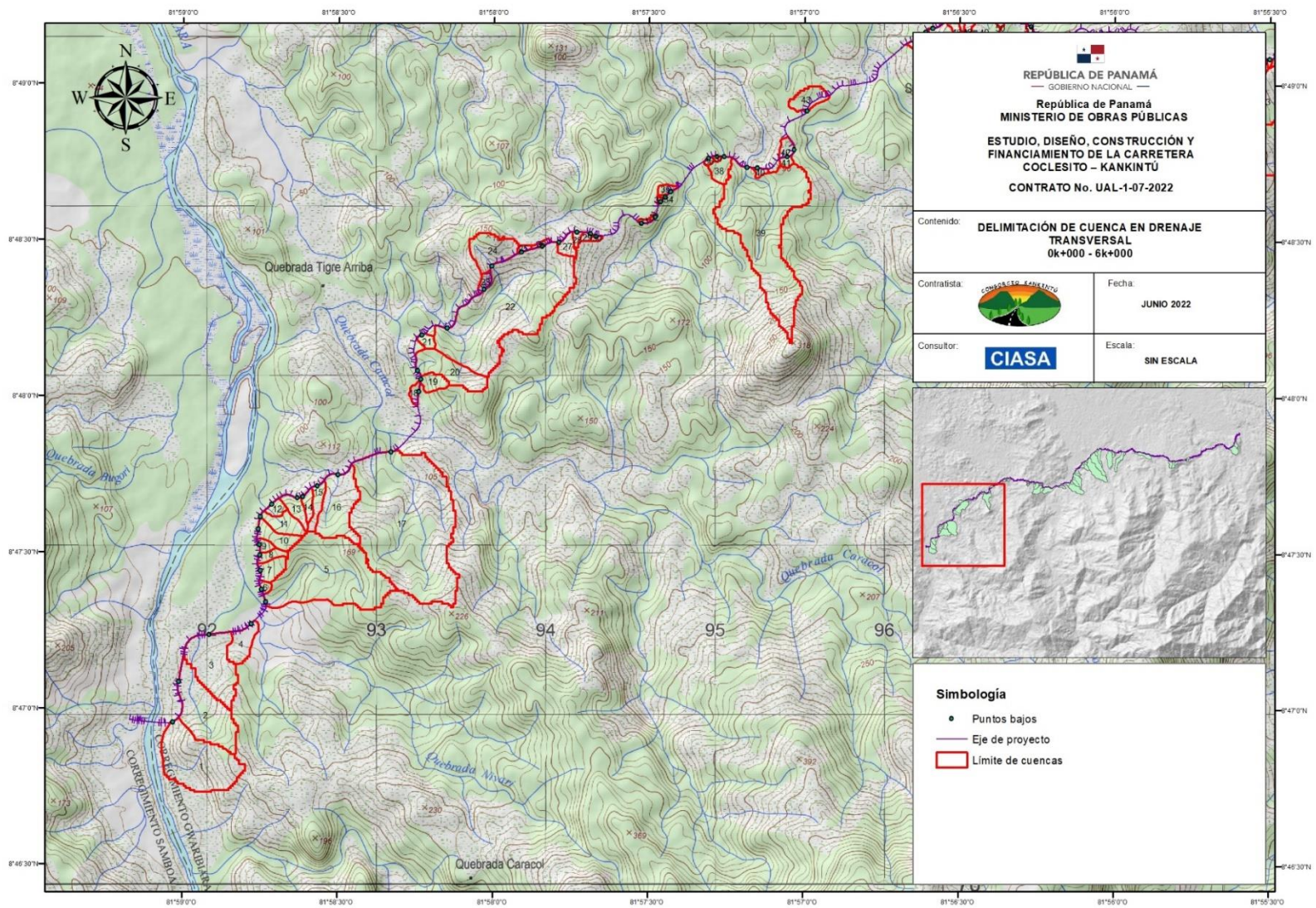


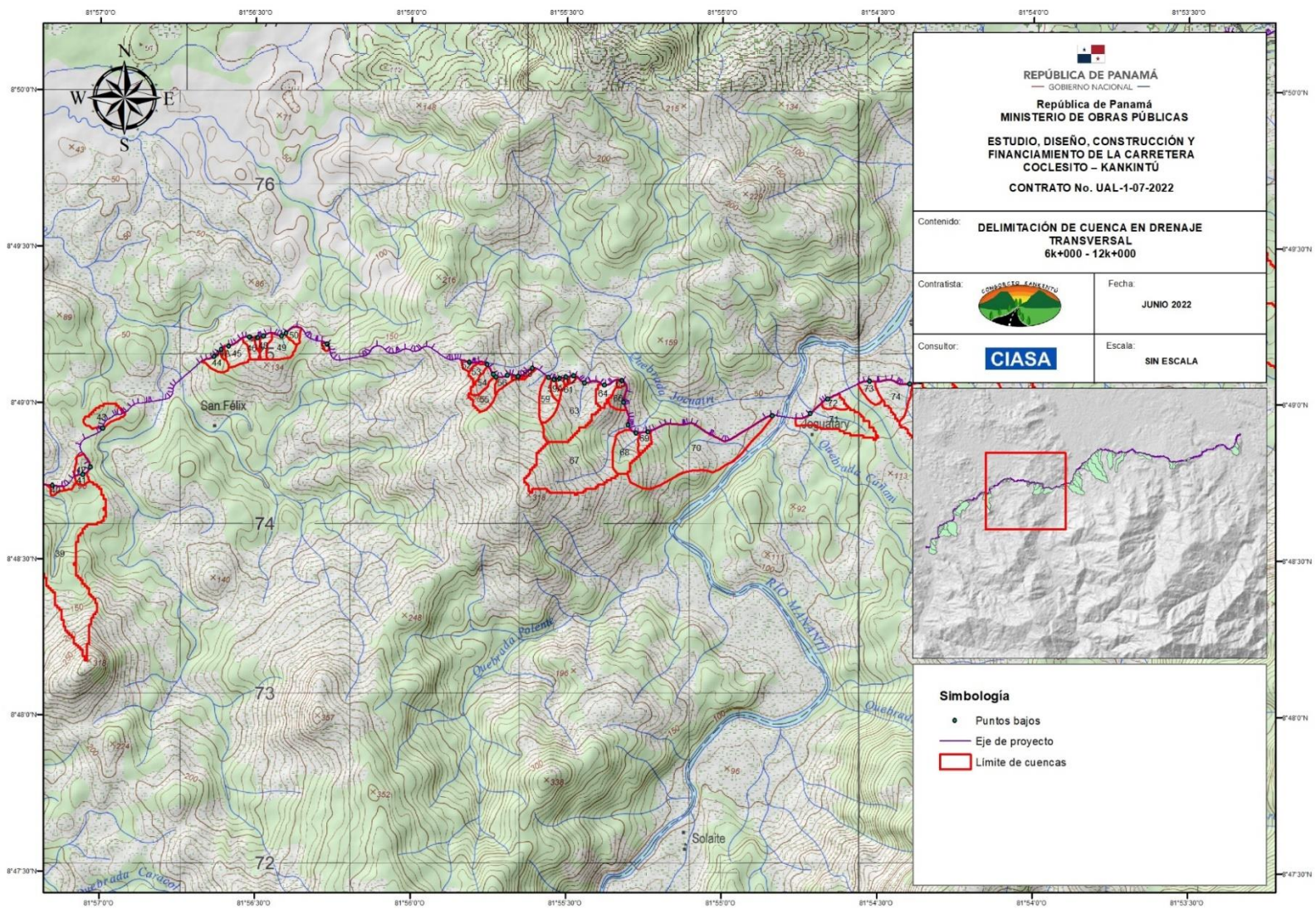


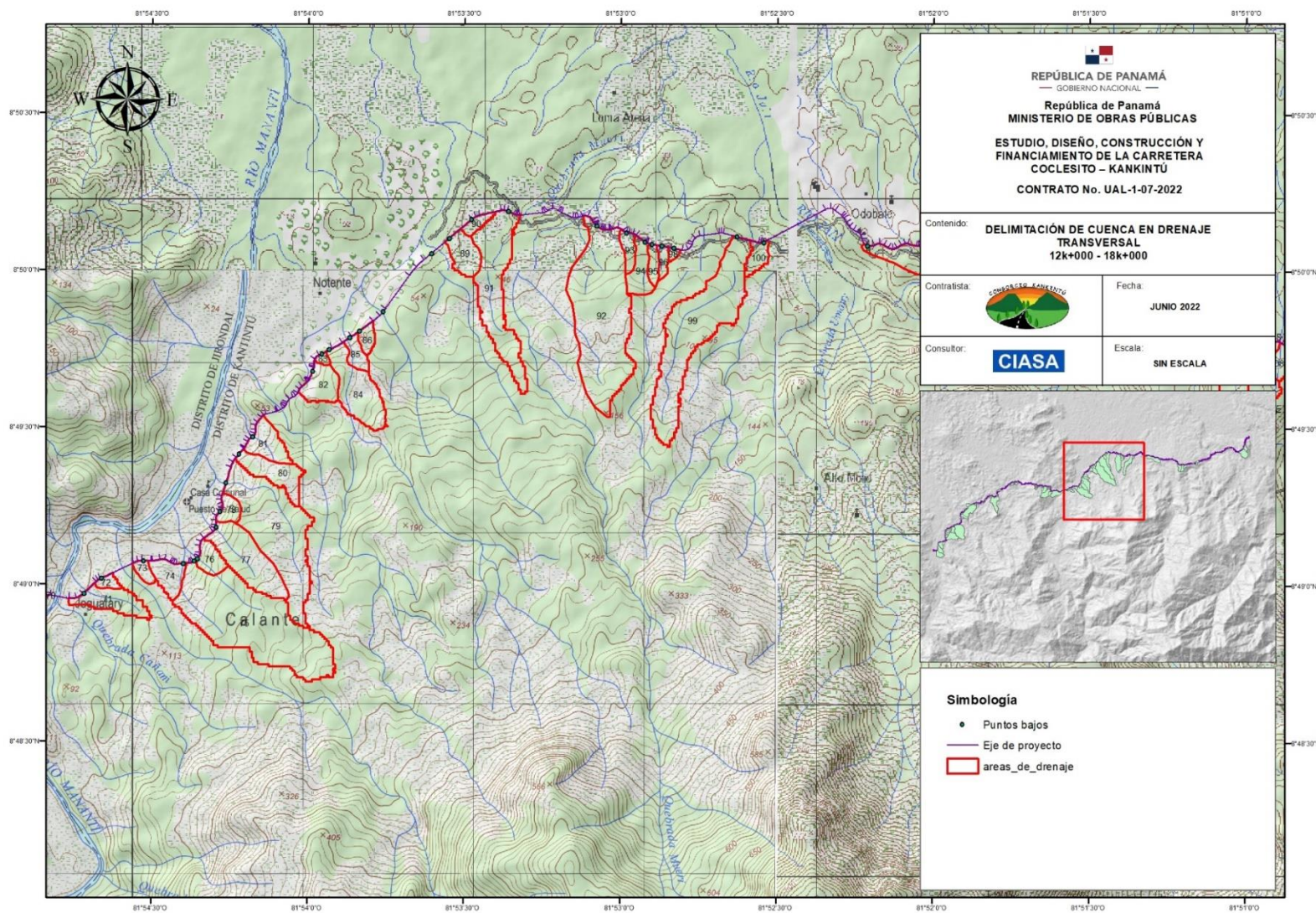


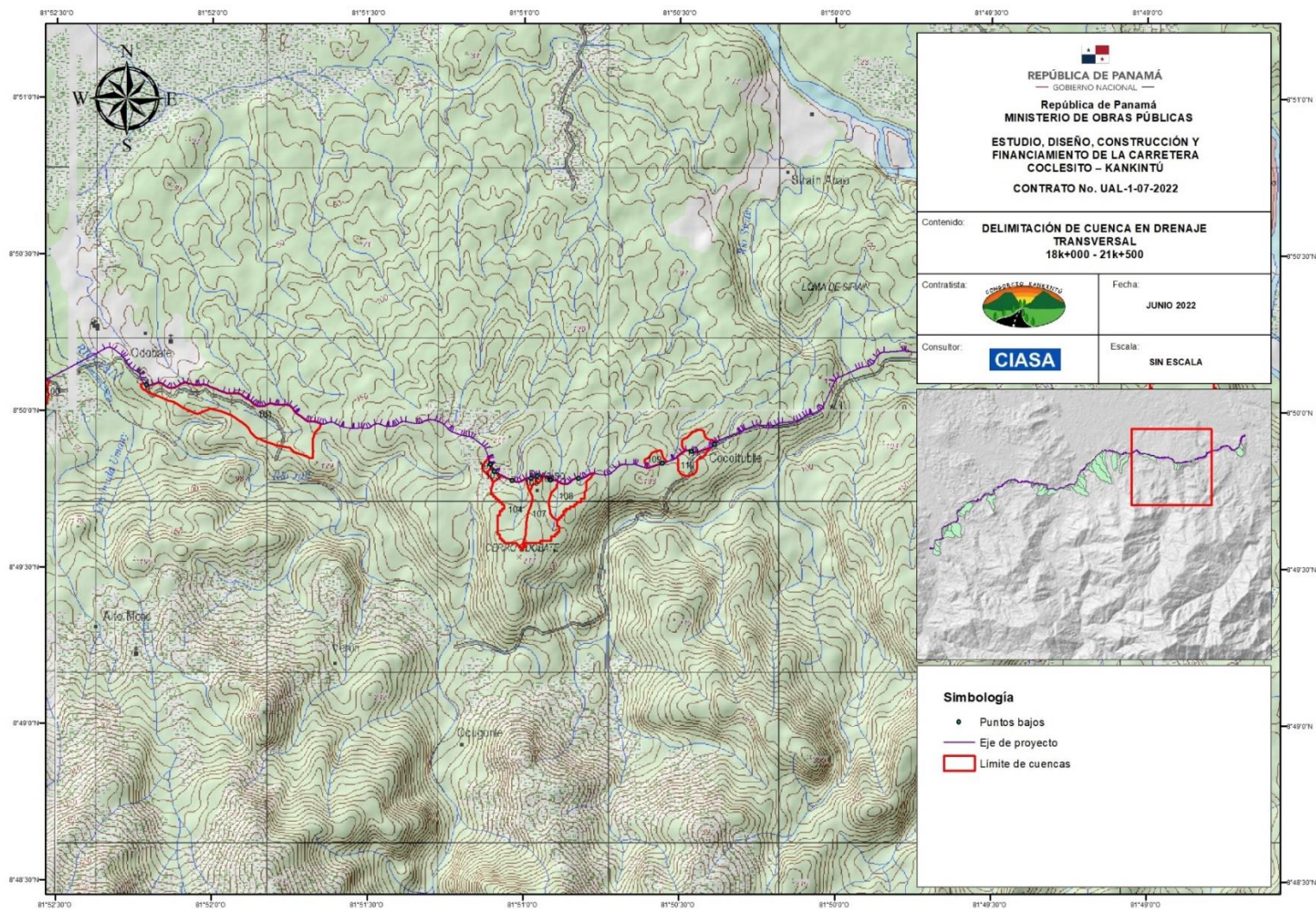


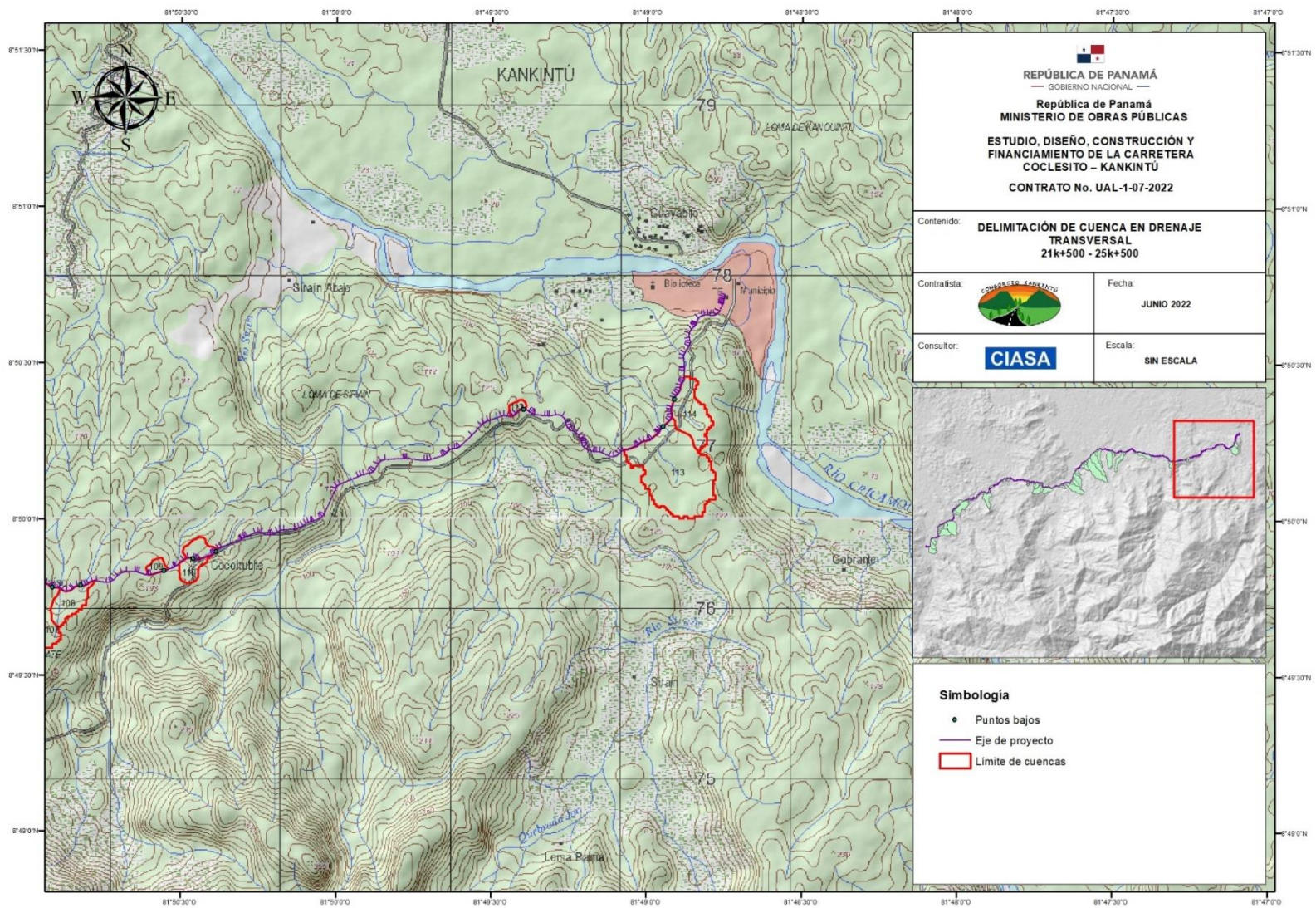












ANEXO 2 – RESULTADOS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA CAUCES NATURALES PRINCIPALES

RÍO MANANTÍ (P7)

La geometría empleada consta de un cauce principal con dieciséis (16) secciones transversales espaciadas a cada 10 metros y cauce tributario compuesto de ocho (8) secciones. La longitud total estudiada es de 250 metros. La **Figura 44** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

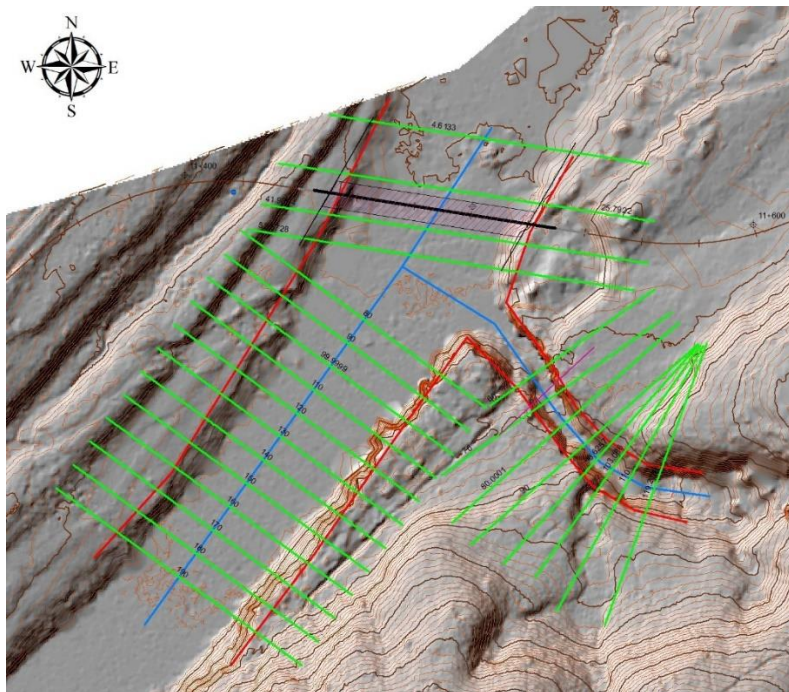


Figura 44. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Mananti.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 984 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

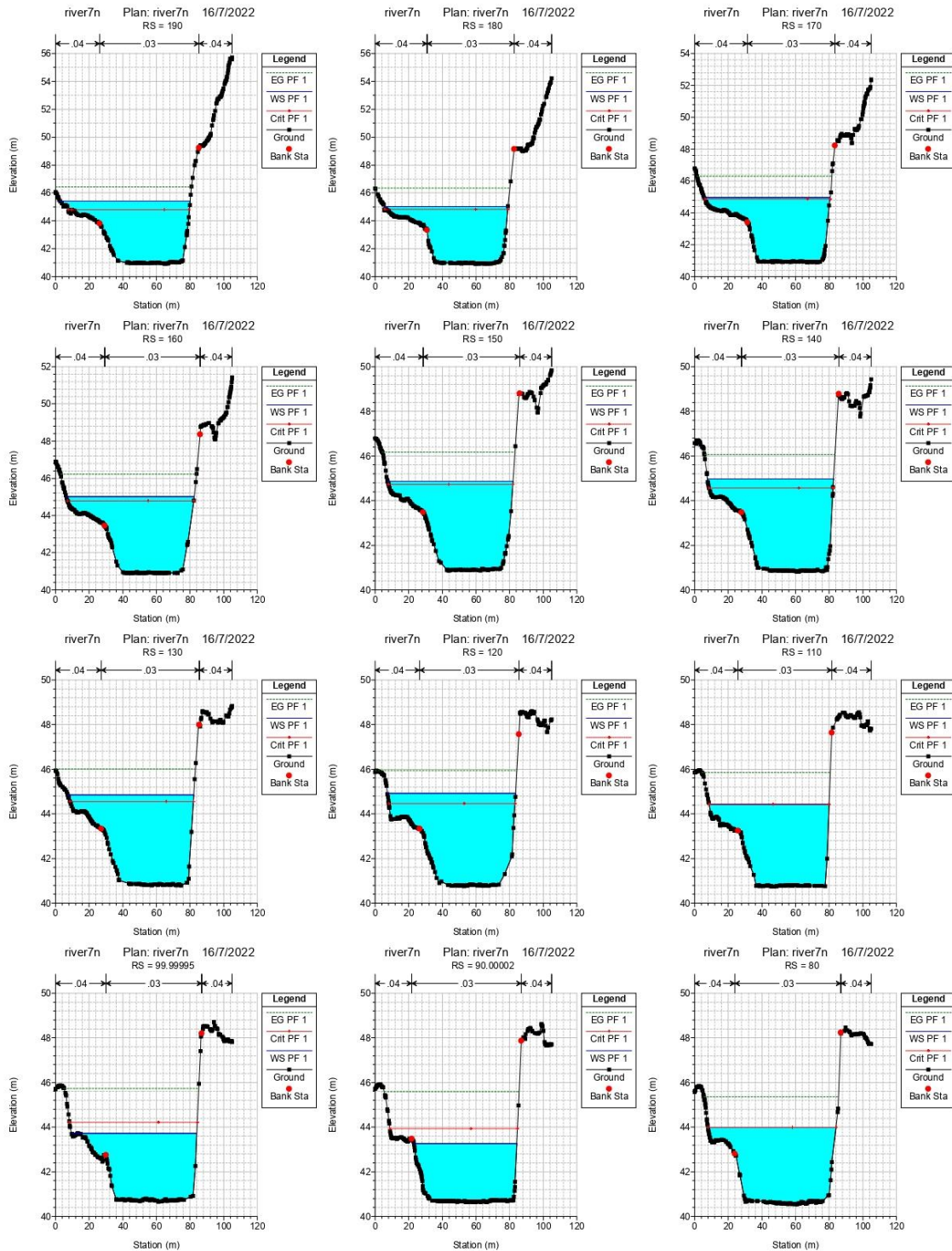
Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los

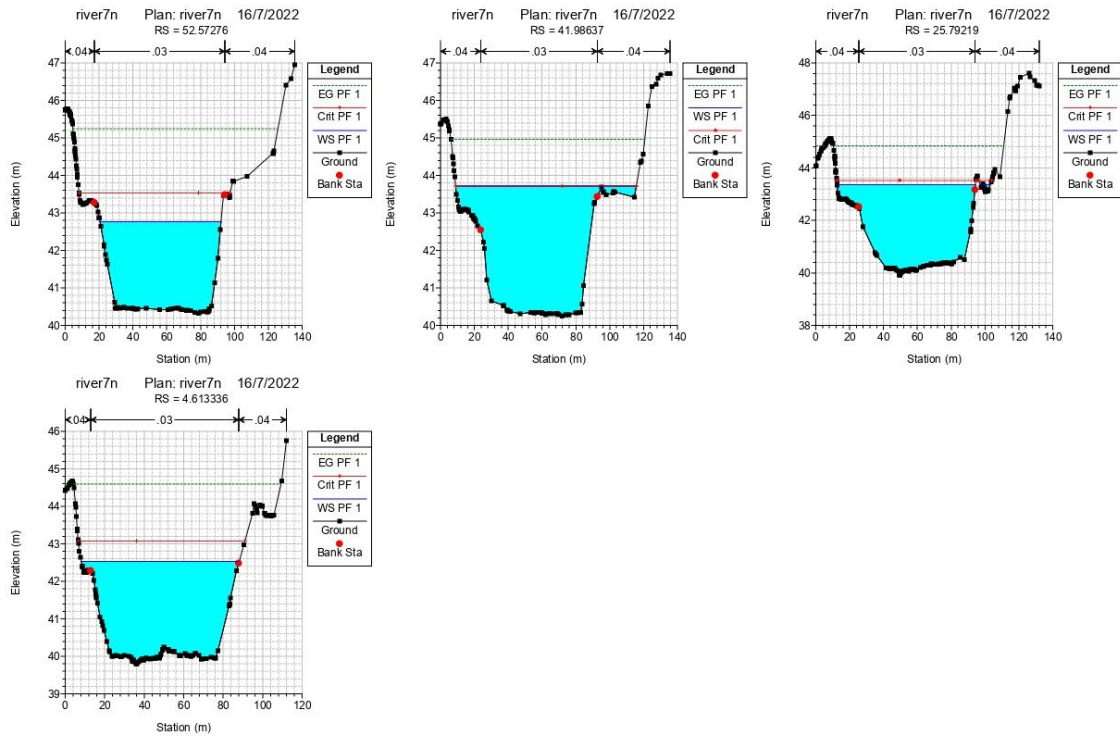
160

De acuerdo al modelo hidráulico de HECRAS, la traza del proyecto está dominada por las secciones 26, 42 y 53, estimándose para estas que el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años alcanzan cotas que oscilan entre 42.76 a 43.71 en estado natural, cota que no produce desborde sobre las márgenes en la zona de interés.

Tabla 25. Resultados de modelación hidráulica para el cauce del río Mananti

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
190	984	40.92	45.42	46.42	0.003046	4.49	234.52	77.46	0.72
180	984	40.91	45.01	46.35	0.004393	5.21	204.47	73.75	0.85
170	984	40.9	44.97	46.3	0.004523	5.21	205.27	75.06	0.87
160	984	40.89	45.01	46.22	0.00416	4.96	213.32	76.12	0.83
150	984	40.86	44.87	46.17	0.004632	5.13	204.5	74.61	0.88
140	984	40.81	44.98	46.07	0.003604	4.68	223.95	75.03	0.77
130	984	40.79	44.86	46.02	0.004024	4.84	215.96	75	0.81
120	984	40.76	44.92	45.94	0.003481	4.56	230.32	76.37	0.76
110	984	40.74	44.42	45.86	0.005566	5.37	193.41	71.32	0.94
100	984	40.66	43.72	45.73	0.009432	6.33	163.53	74.14	1.2
90	984	40.64	43.26	45.58	0.013371	6.74	145.92	61.15	1.39
80	984	40.54	43.98	45.35	0.00564	5.22	196.09	76.13	0.95
53	1049	40.32	42.76	45.24	0.016551	6.98	150.35	71.69	1.54
42	1049	40.25	43.71	44.97	0.005324	5	221.34	106.76	0.92
26	1049	39.91	43.36	44.84	0.006886	5.42	199.85	87.11	1.04
5	1049	39.79	42.53	44.6	0.012953	6.37	165.62	79.95	1.37





RÍO SIRAIN (P16)

La zona de influencia del Río Sirain La geometría empleada consta de un cauce principal con dieciséis (16) secciones transversales espaciadas a cada 10 metros y cauce tributario compuesto de ocho (8) secciones. La longitud total estudiada es de 250 metros. La **Figura 47** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

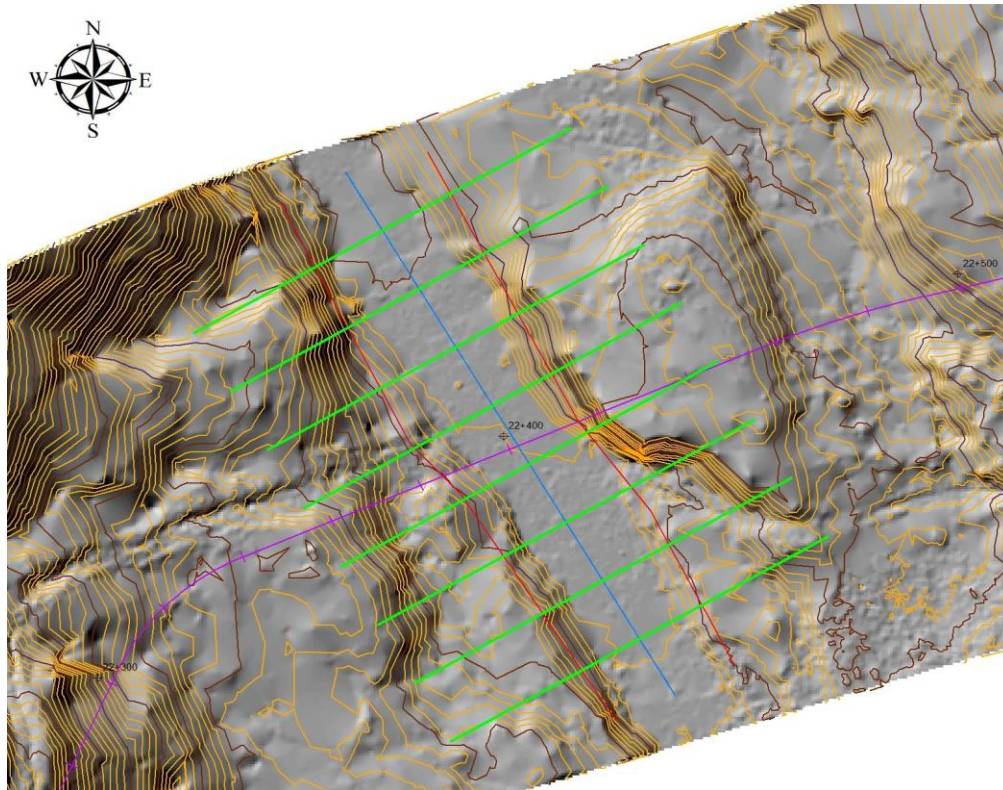


Figura 47. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Sirain.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 565 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los

datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaran a las pendientes del fondo del cauce.

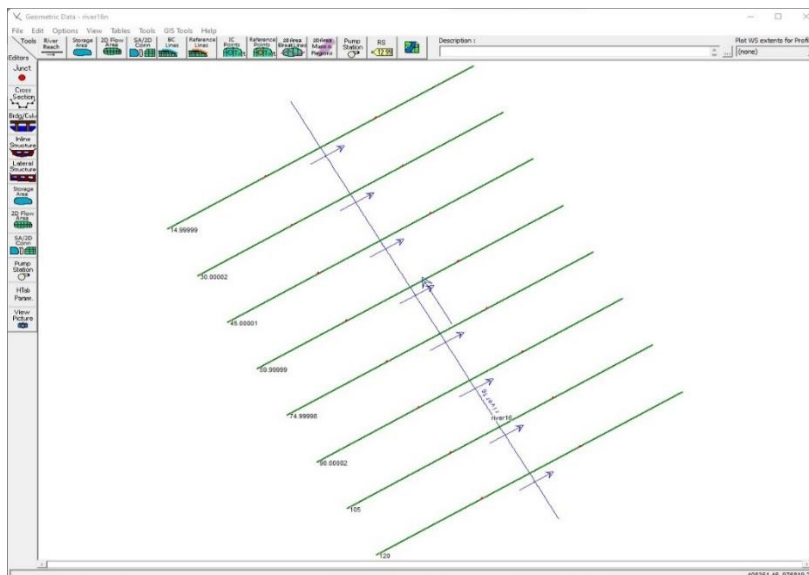


Figura 48. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de río Sirain en la zona de estudio

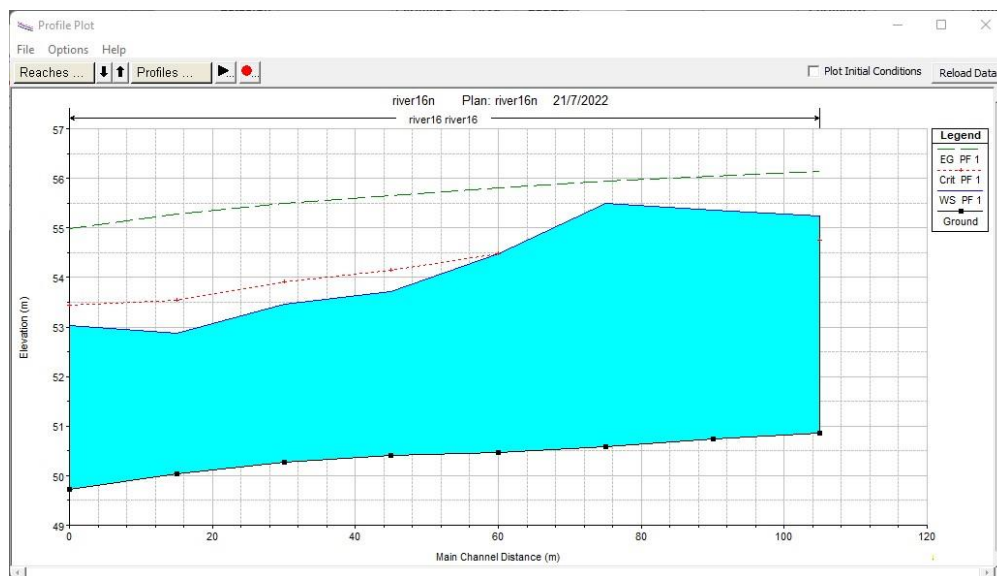
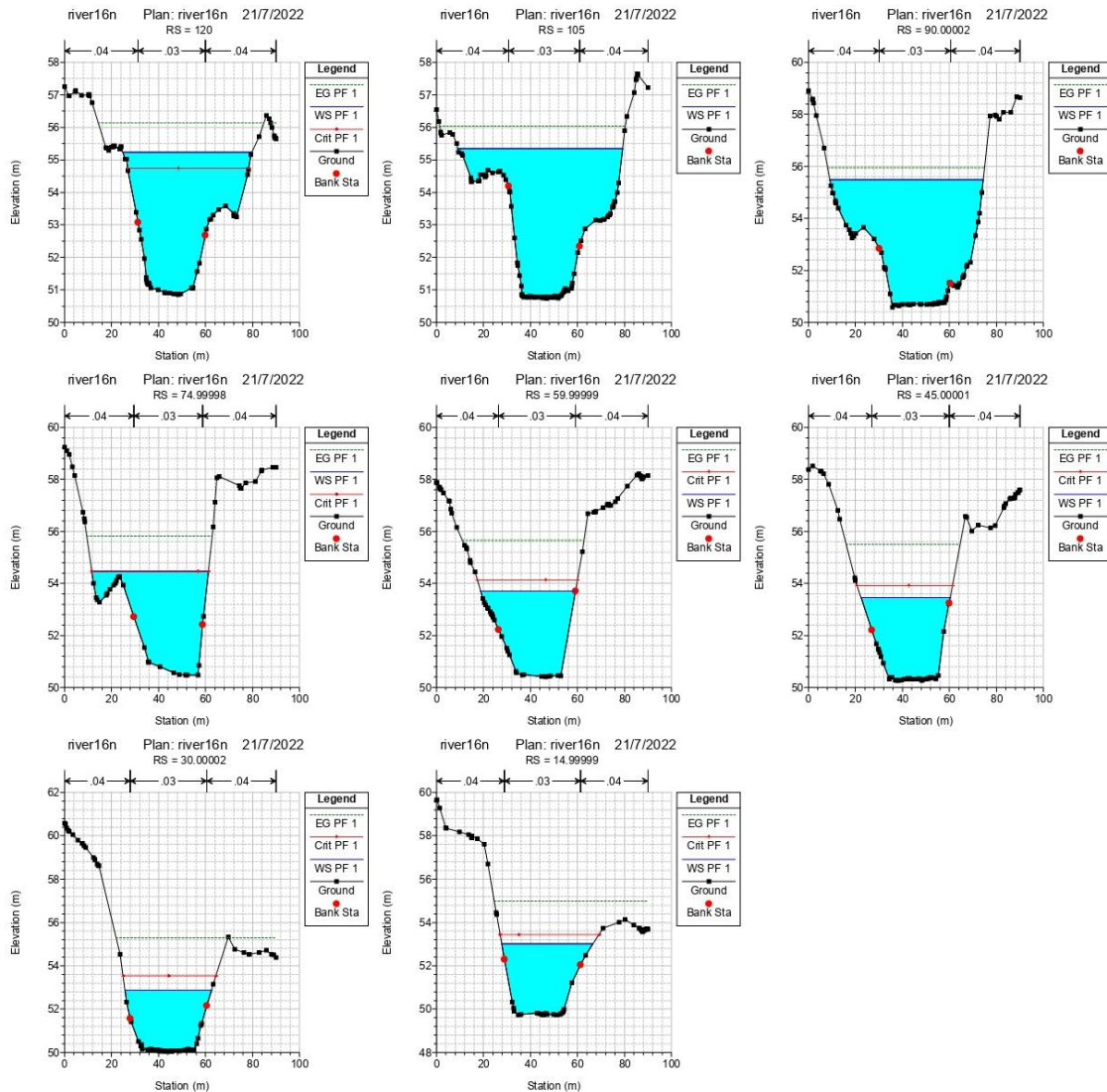


Figura 49. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti. Perfil Longitudinal



De acuerdo al modelo hidráulico de HECRAS, la traza del proyecto está dominada por las secciones 45, 60, 75 y 90, estimándose para estas que el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años alcanzan cotas que oscilan entre 53.46 a 55.49 en estado natural, cota que no produce desborde sobre las márgenes en la zona de interés.

Tabla 26. Resultados de modelación hidráulica para el cauce del río Sirain

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
120	567	50.86	55.24	56.14	0.002931	4.42	151.25	54.9	0.71
105	567	50.74	55.35	56.03	0.002181	3.89	177.48	70.24	0.61
90	567	50.58	55.49	55.94	0.001288	3.23	216.01	65.28	0.48
75	567	50.47	54.47	55.81	0.004832	5.24	120.35	49.7	0.89
60	567	50.41	53.71	55.65	0.009599	6.24	94.89	40.34	1.21
45	567	50.27	53.46	55.5	0.010127	6.35	91.38	37.95	1.24
30	567	50.04	52.88	55.29	0.012968	6.9	83.91	36.86	1.39
15	567	49.73	53.02	54.99	0.009322	6.24	93.08	38.91	1.19

RÍO JALY (P15)

En el sector de interés del río Jaly se encuentra la confluencia con la Quebrada Umany, la cual aunque se ve influenciada por la crecida del Río Jaly, por tanto el modelo hidráulico del Río Jaly se ha elaborado considerando el tramo aguas arriba y aguas debajo de la confluencia con la Quebrada Umany, incluyendo la interacción de la misma, así el modelo geométrico de ambos cauces se ha elaborado considerando, una sección aguas debajo de la confluencia de 220 metros de longitud, modelada en doce (12) secciones transversales, El tramo de Río Jaly aguas arriba de la confluencia, modelado mediante ocho (8) secciones transversales, y el tramo de Quebrada Umany, definido en cinco (5) secciones transversales. La **Figura 50** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

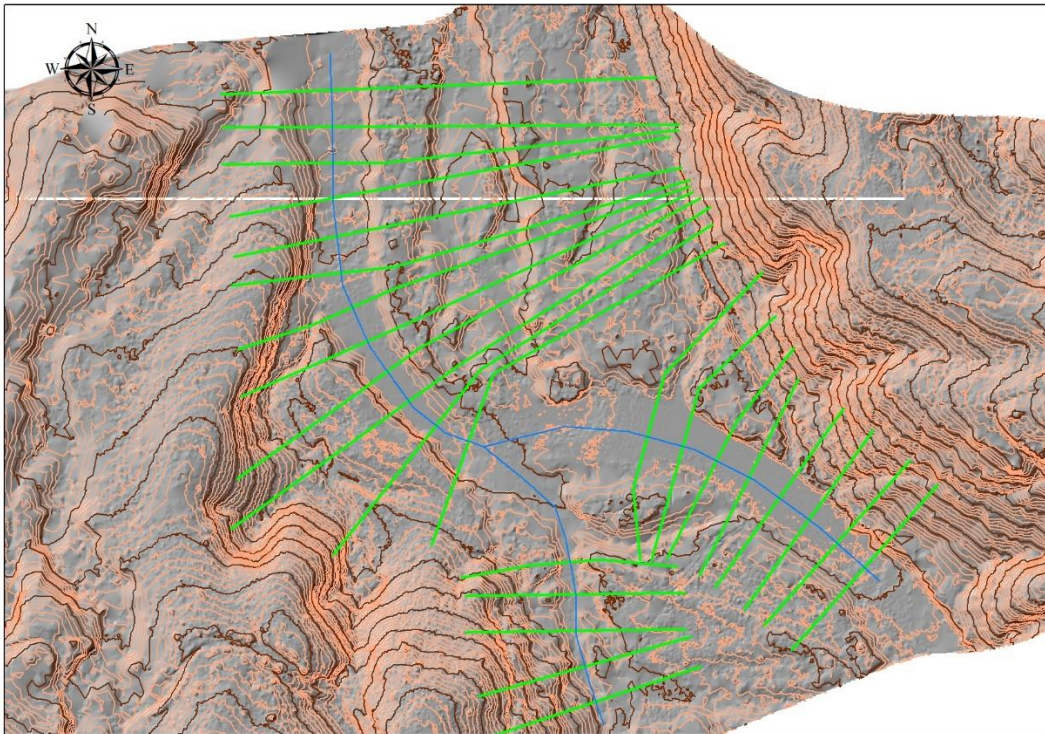


Figura 50. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Jaly.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 450 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

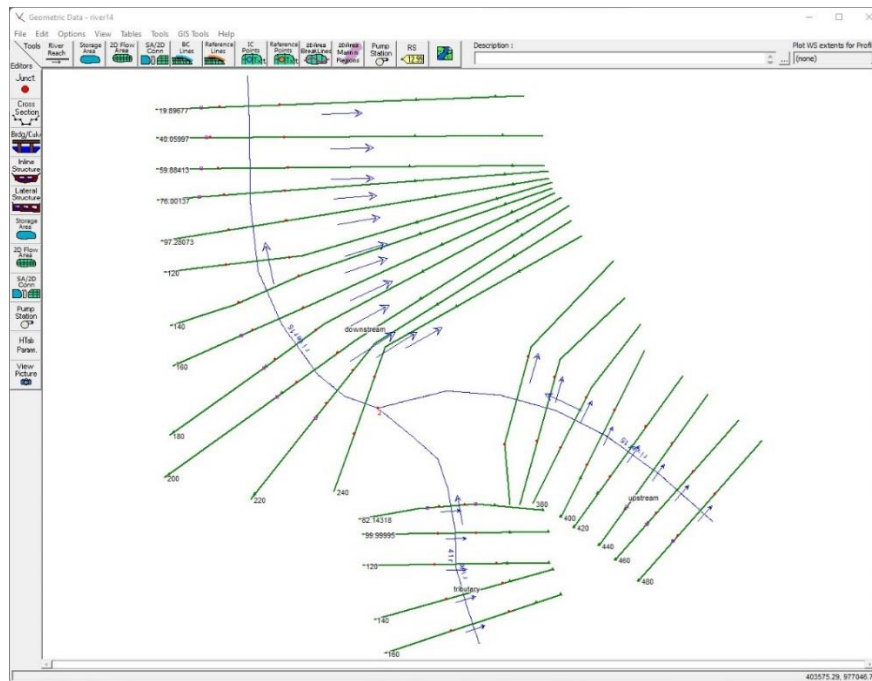


Figura 51. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de río Jaly en la zona de estudio

De acuerdo al modelo hidráulico de HECRAS, la traza del proyecto está dominada por las secciones 360, 380 y 400 estimándose para estas que el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años alcanzan cotas que oscilan entre 20.14 a 20.63 en estado natural, cota que no produce desborde sobre las márgenes en la zona de interés.

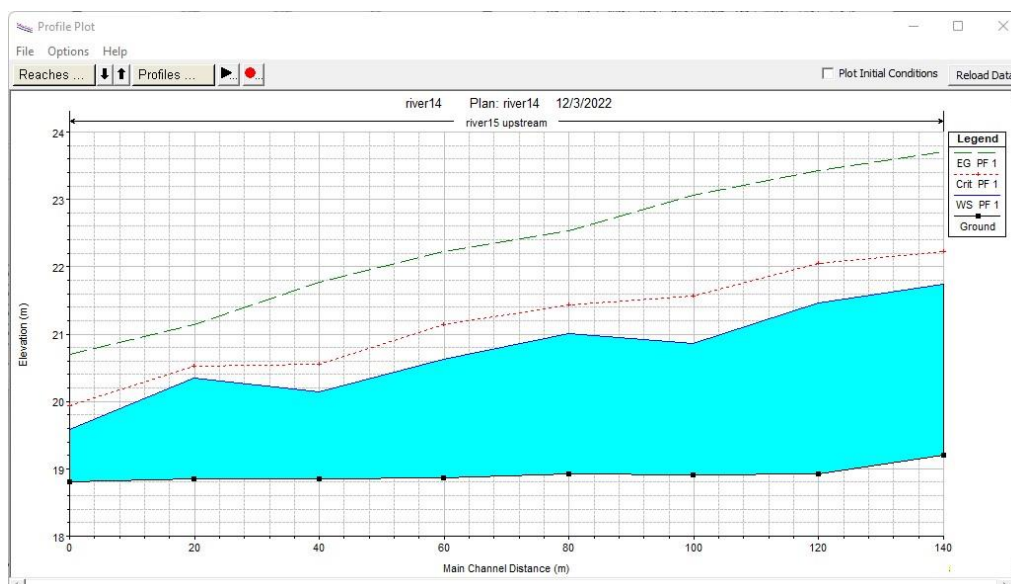
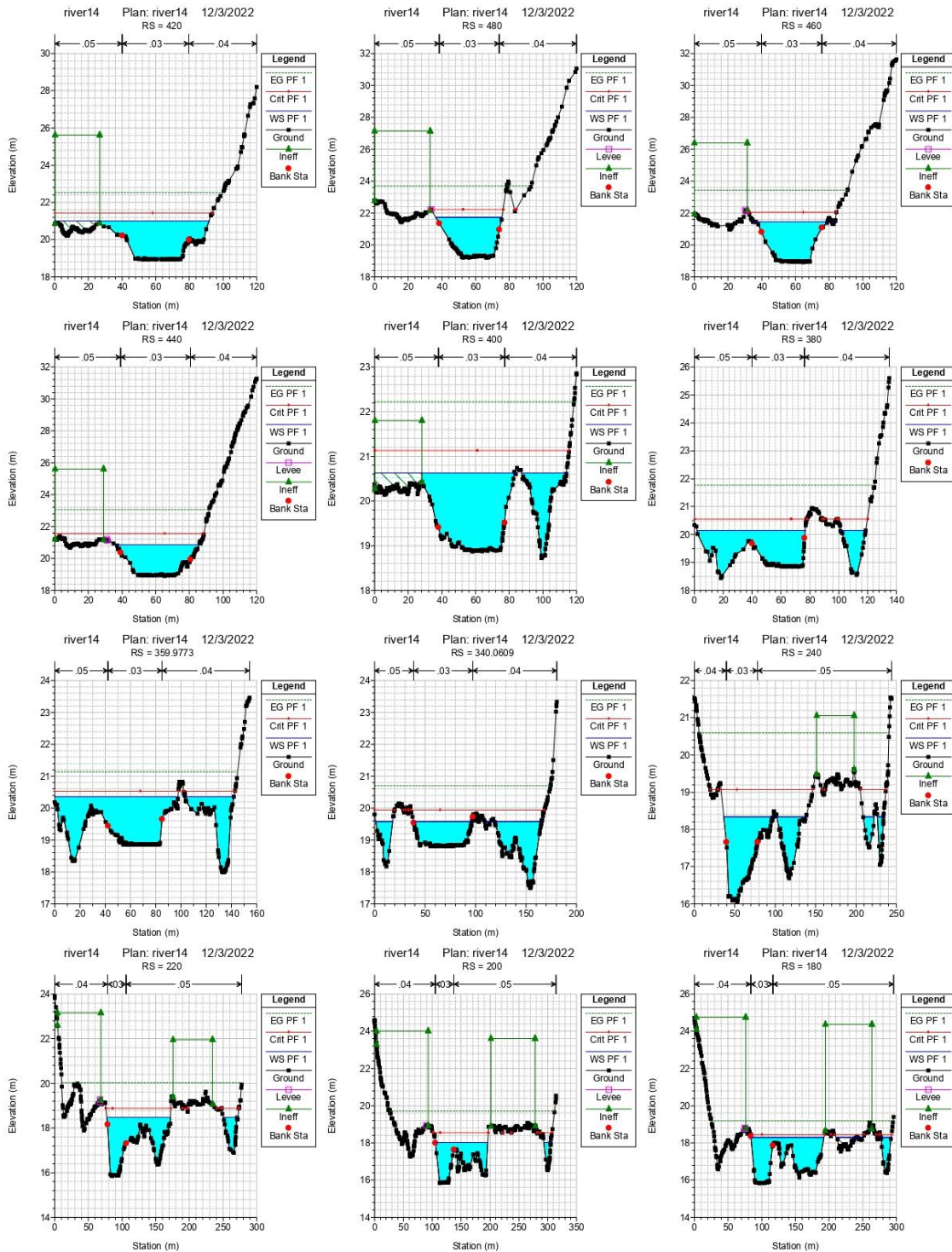
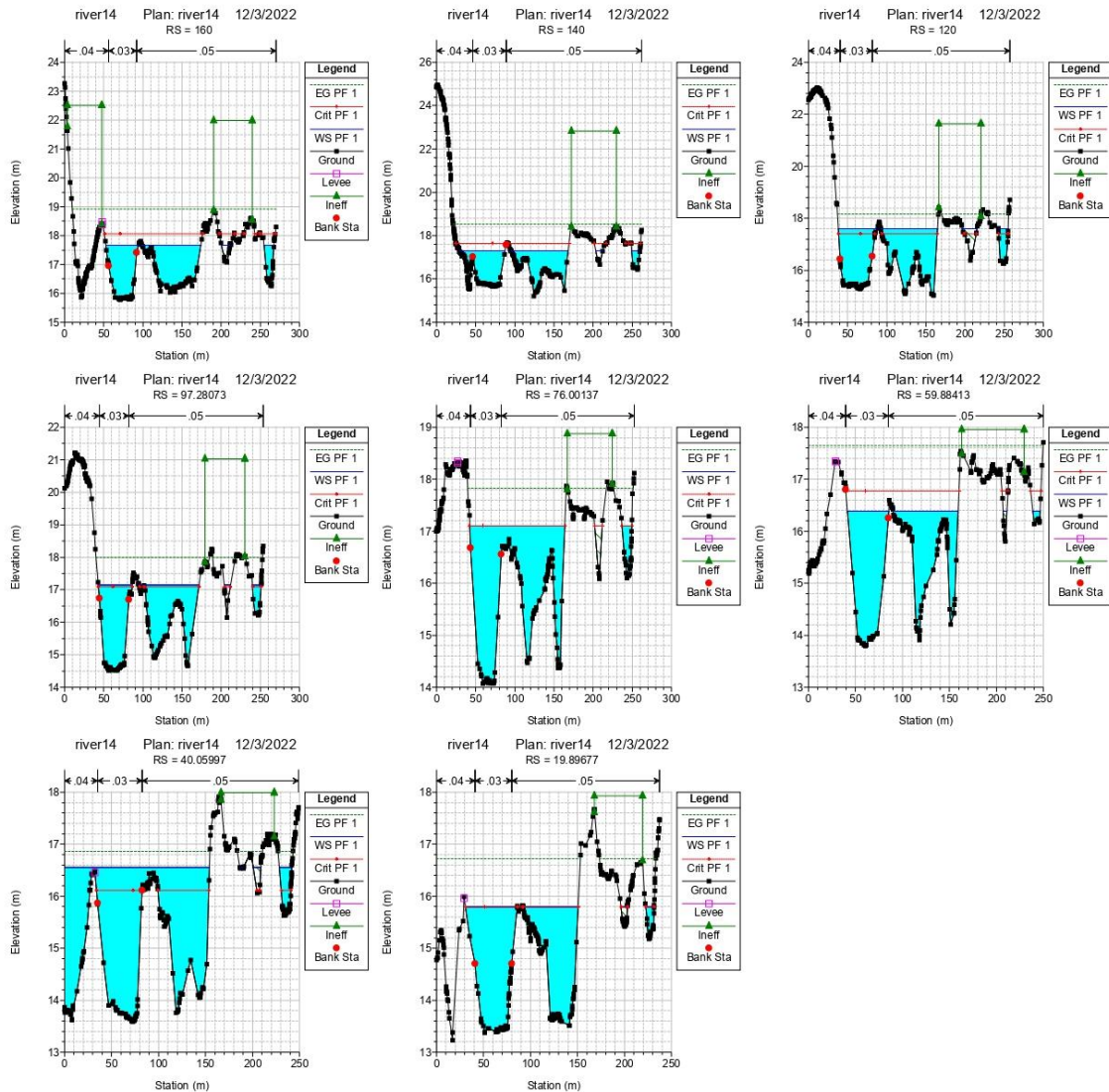


Figura 52. Resultados de modelación hidráulica de Río Jaly. Perfil Longitudinal

Tabla 27. Resultados de modelación hidráulica para el cauce del río Jaly

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
480	450	19.2	21.74	23.71	0.014004	6.23	73.07	39.35	1.4
460	450	18.92	21.46	23.43	0.014144	6.23	73.84	45.89	1.41
440	450	18.91	20.86	23.06	0.021029	6.62	70.21	49.31	1.66
420	450	18.93	21	22.53	0.013136	5.68	89.97	91.77	1.34
400	450	18.87	20.63	22.23	0.016862	5.98	92.53	110.29	1.5
380	450	18.85	20.14	21.77	0.034176	6.62	90.13	92.52	1.99
360	450	18.85	20.35	21.13	0.012651	4.65	136.72	136.15	1.26
340	450	18.8	19.58	20.7	0.037381	4.89	97.96	127.24	1.92
240	593	16.06	18.34	20.59	0.023882	7.3	114.55	117.94	1.78
220	593	15.85	18.48	20.04	0.015289	6.65	144.32	116.28	1.46
200	593	15.85	18.02	19.71	0.022892	6.9	126.62	102.84	1.73
180	593	15.85	18.29	19.19	0.009992	5.22	177.15	162.9	1.18
160	593	15.78	17.67	18.93	0.018192	6.08	148.54	140.14	1.54
140	593	15.65	17.29	18.53	0.023258	6.08	144.43	150.35	1.69
120	593	15.28	17.6	18.16	0.005778	4.06	213.85	153.04	0.91
97	593	14.52	17.15	17.99	0.007385	4.78	187.04	140.32	1.03
76	593	14.07	17.1	17.82	0.005671	4.4	203.36	144.15	0.91
60	593	13.79	16.38	17.64	0.012457	5.58	148.45	125.07	1.31
40	593	13.59	16.55	16.87	0.002648	3.03	287.81	177.78	0.63
20	593	13.38	15.8	16.72	0.007918	4.92	174.57	135.56	1.07





CAUCES NATURALES CON CUENCAS DE TAMAÑO MEDIO

QUEBRADA CARACOL (P2)

La geometría empleada consta de diecisiete (17) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 15 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 300 metros. La **Figura 53** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

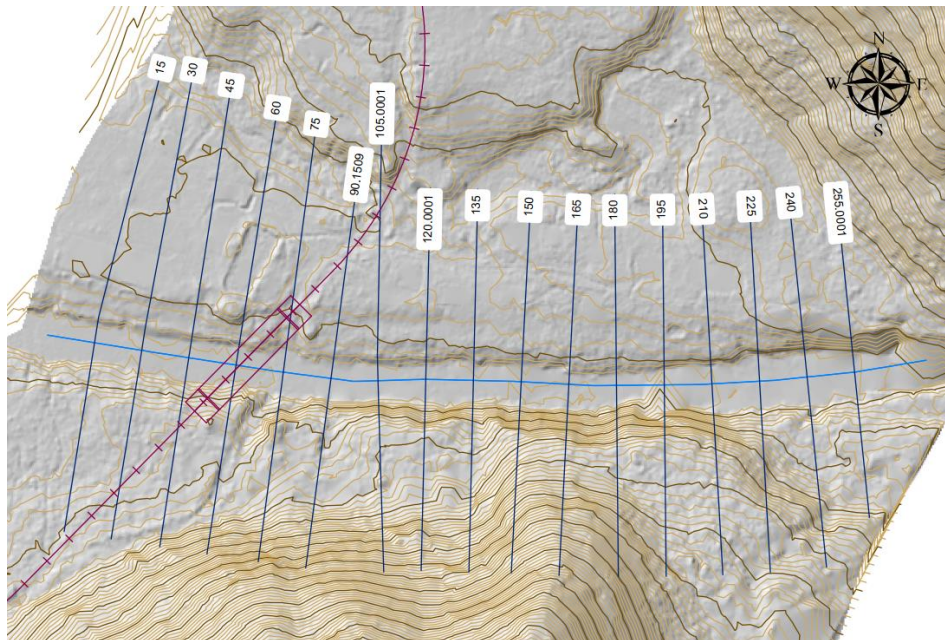


Figura 53. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Caracol.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 244 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaran a las pendientes del fondo del cauce.

De acuerdo al modelo hidráulico de HECRAS, la traza del proyecto está dominada por las secciones 45, 60, 75, y 90 estimándose para estas que el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años alcanzan cotas que oscilan entre 42.76 a 43.71 en estado natural, cota que no produce desborde sobre las márgenes en la zona de interés.

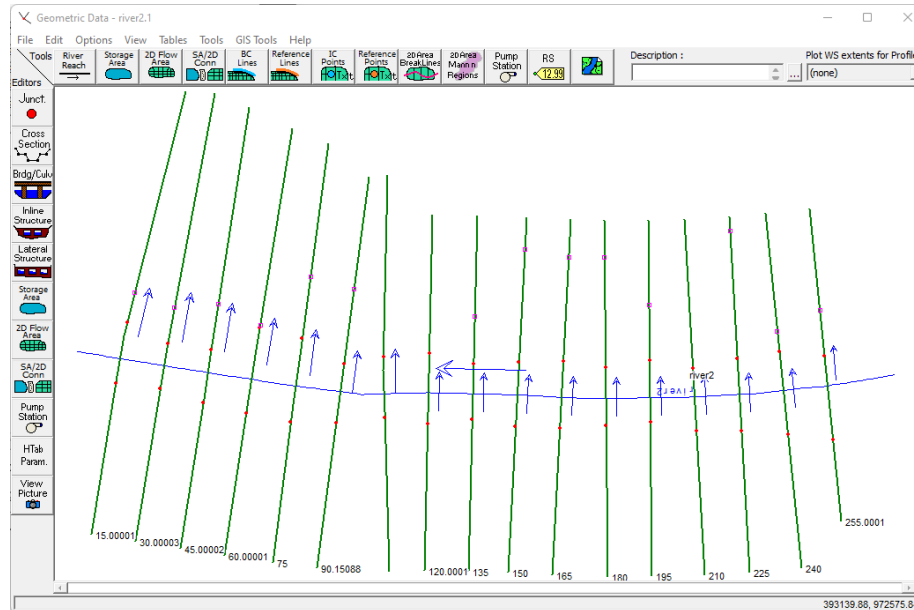


Figura 54. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Caracol en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.

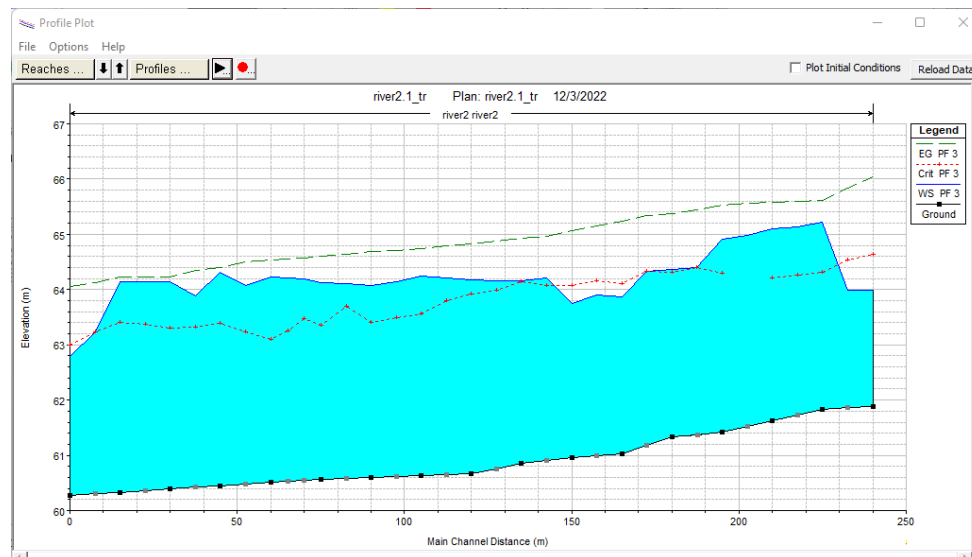
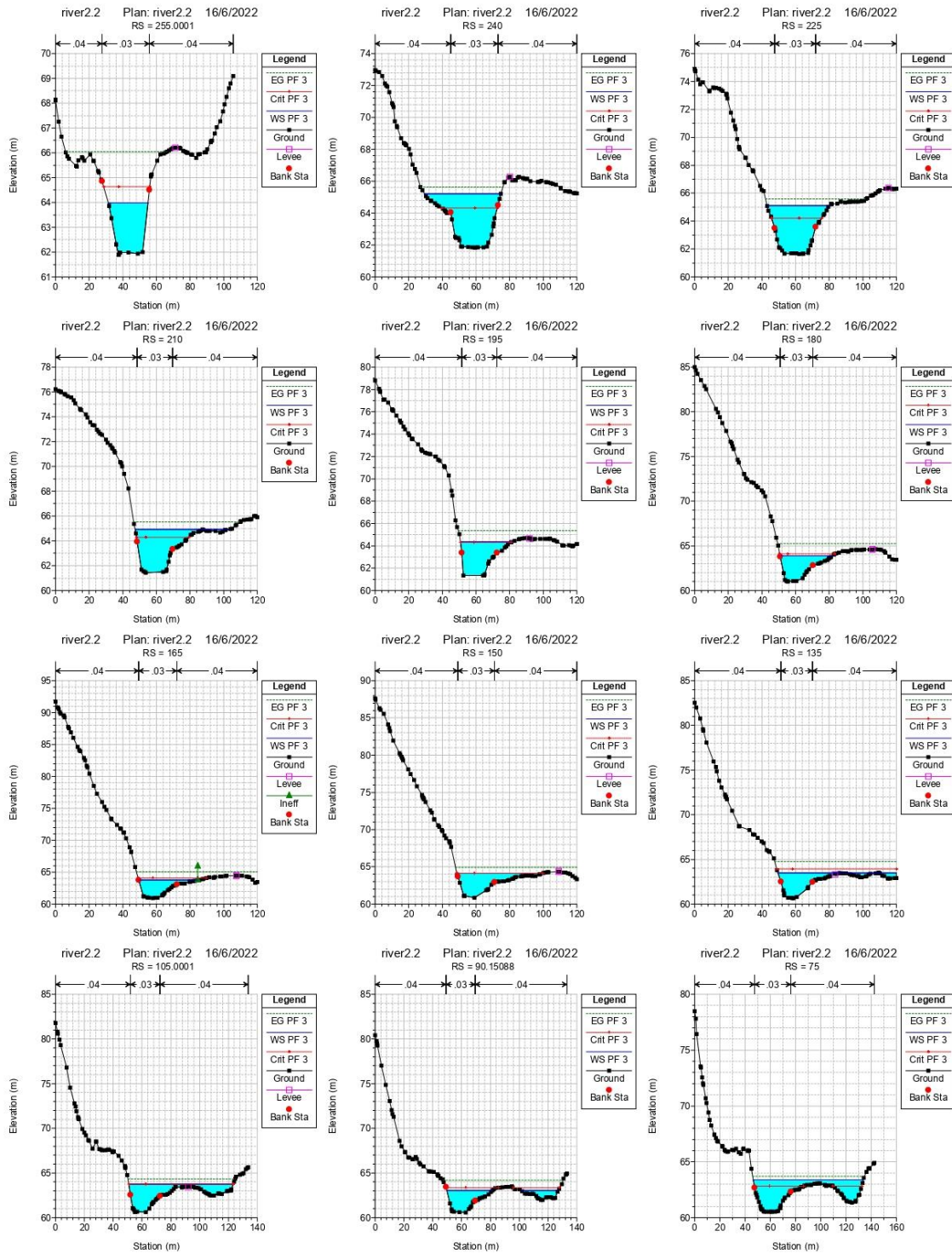


Figura 55. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Caracol. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.



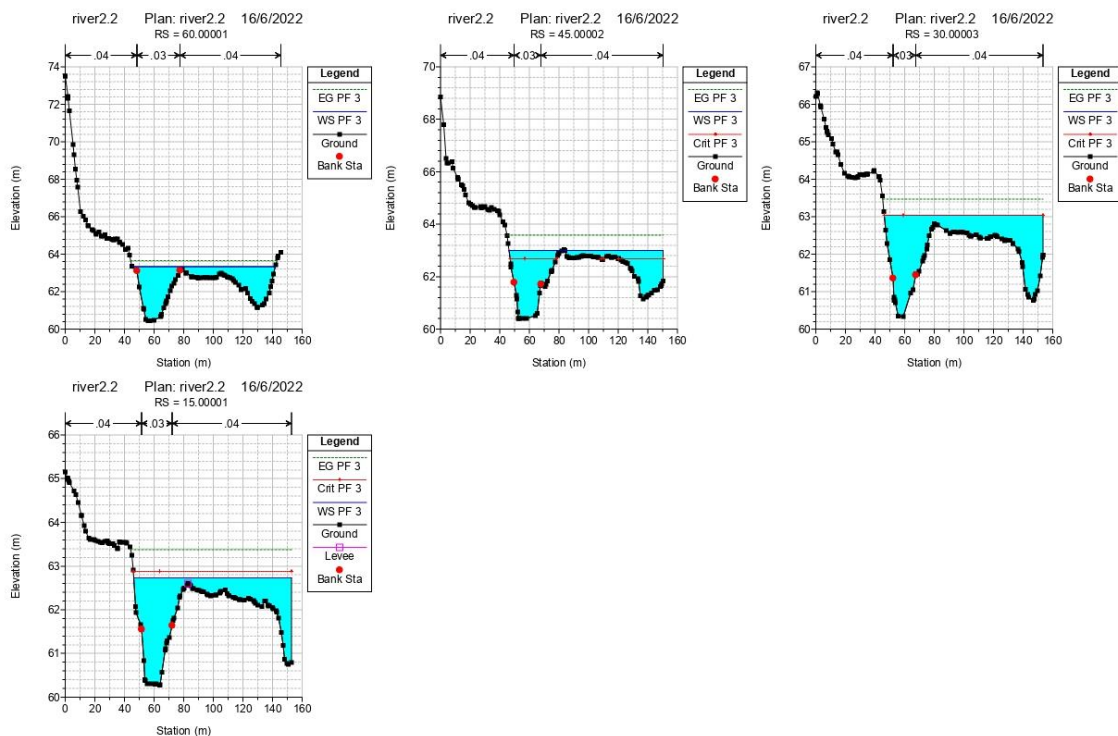


Tabla 28. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caracol, escenario sin proyecto.

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
210	61.42	64.92	65.53	0.002773	3.56	80.95	55.52	0.65
195	61.33	64.37	65.38	0.005883	4.51	58	30.96	0.91
180	61.02	63.87	65.24	0.009538	5.32	50.72	31.09	1.14
165	60.95	63.75	65.07	0.00992	5.14	50.82	35.19	1.15
150	60.85	64.14	64.93	0.00483	4.11	71.52	50.87	0.83
135	60.67	63.5	64.78	0.008875	5.24	60.96	70.08	1.12
120	60.63	63.99	64.44	0.0026	3.21	101.18	72.63	0.63
105	60.6	63.73	64.34	0.003954	3.79	89.46	72.38	0.76
90	60.57	63.03	64.19	0.010259	5.17	62.23	57.21	1.17
75	60.52	63.4	63.71	0.002407	2.79	118.8	87.29	0.59
60	60.45	63.33	63.66	0.003421	2.94	114.55	96.65	0.68
45	60.4	63.01	63.58	0.00476	3.96	100.2	103.07	0.83
30	60.33	63.03	63.47	0.004158	3.72	113.33	107.12	0.78
15	60.28	62.73	63.37	0.006056	4.12	93.53	106.52	0.92

QUEBRADA MUERY (P12)

La geometría empleada consta de quince (15) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 150 metros. La **Figura 56** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

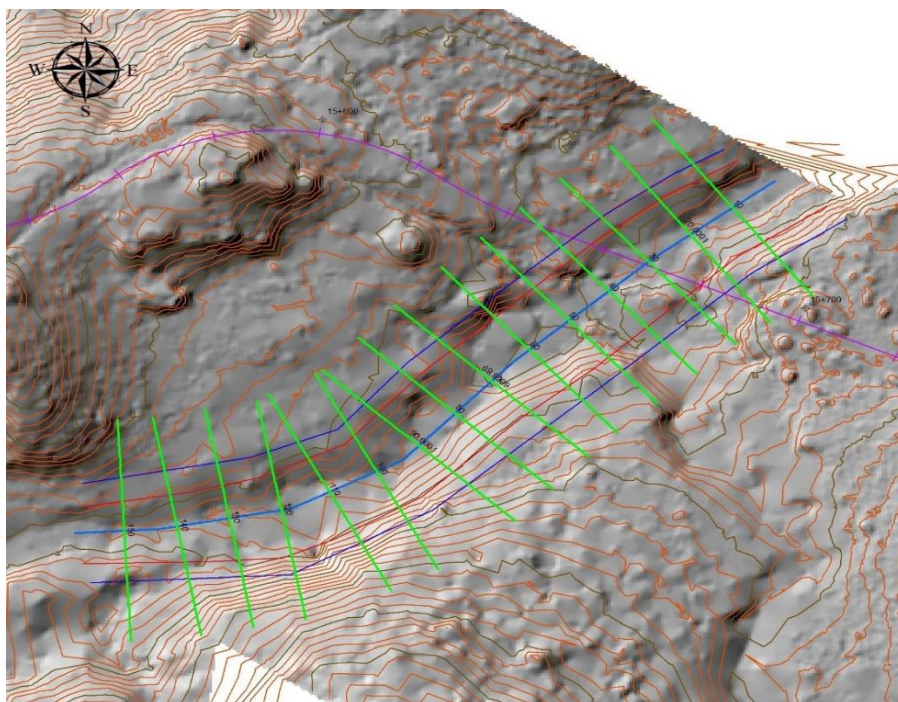


Figura 56. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Muery.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 142 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaron a las pendientes del fondo del cauce.

De acuerdo al modelo hidráulico de HECRAS, la traza del proyecto está dominada por las secciones 20, 30 y 40, estimándose para estas que el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años alcanzan cotas que oscilan entre 24.52 a 24.68 en estado natural, cota que no produce desborde sobre las márgenes en la zona de interés.

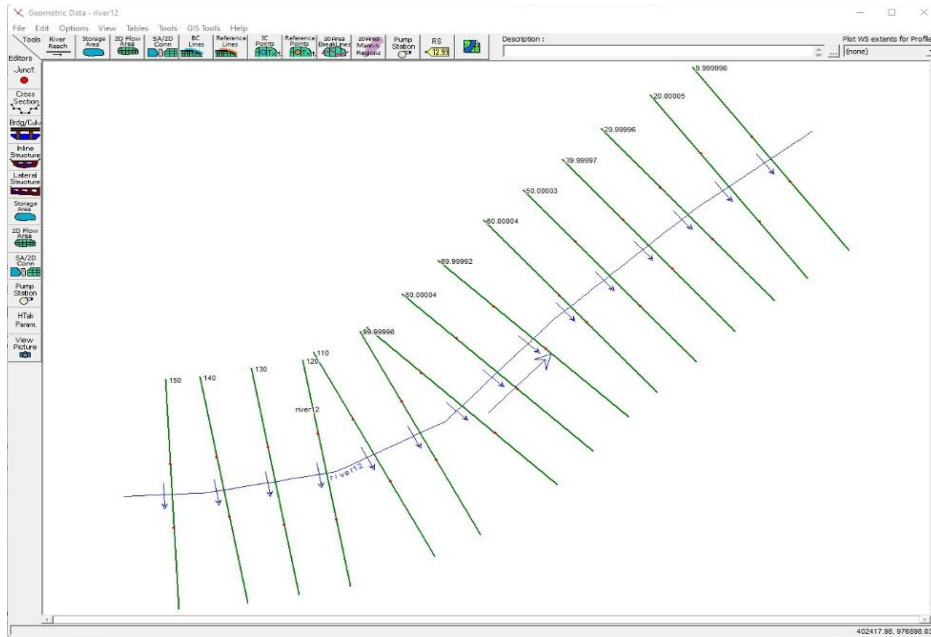


Figura 57. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Muery en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.

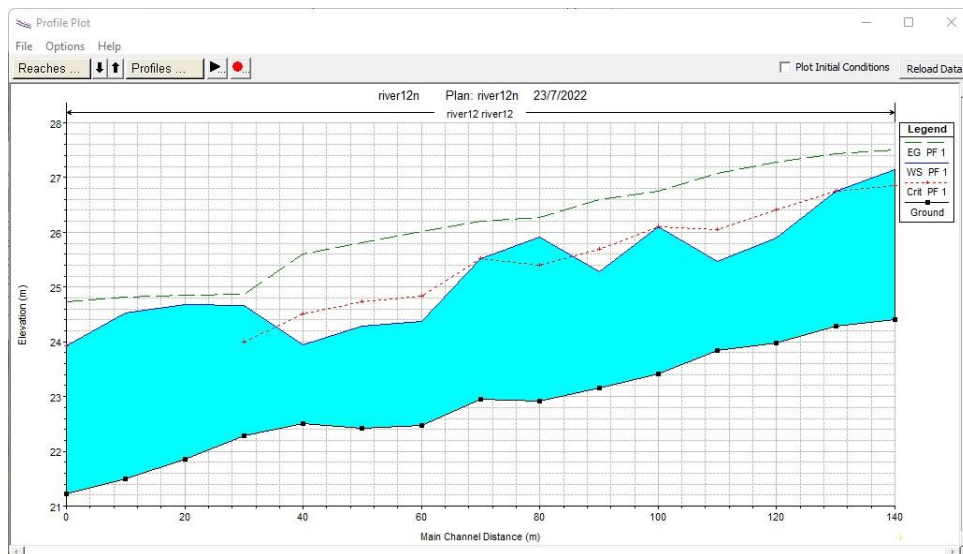
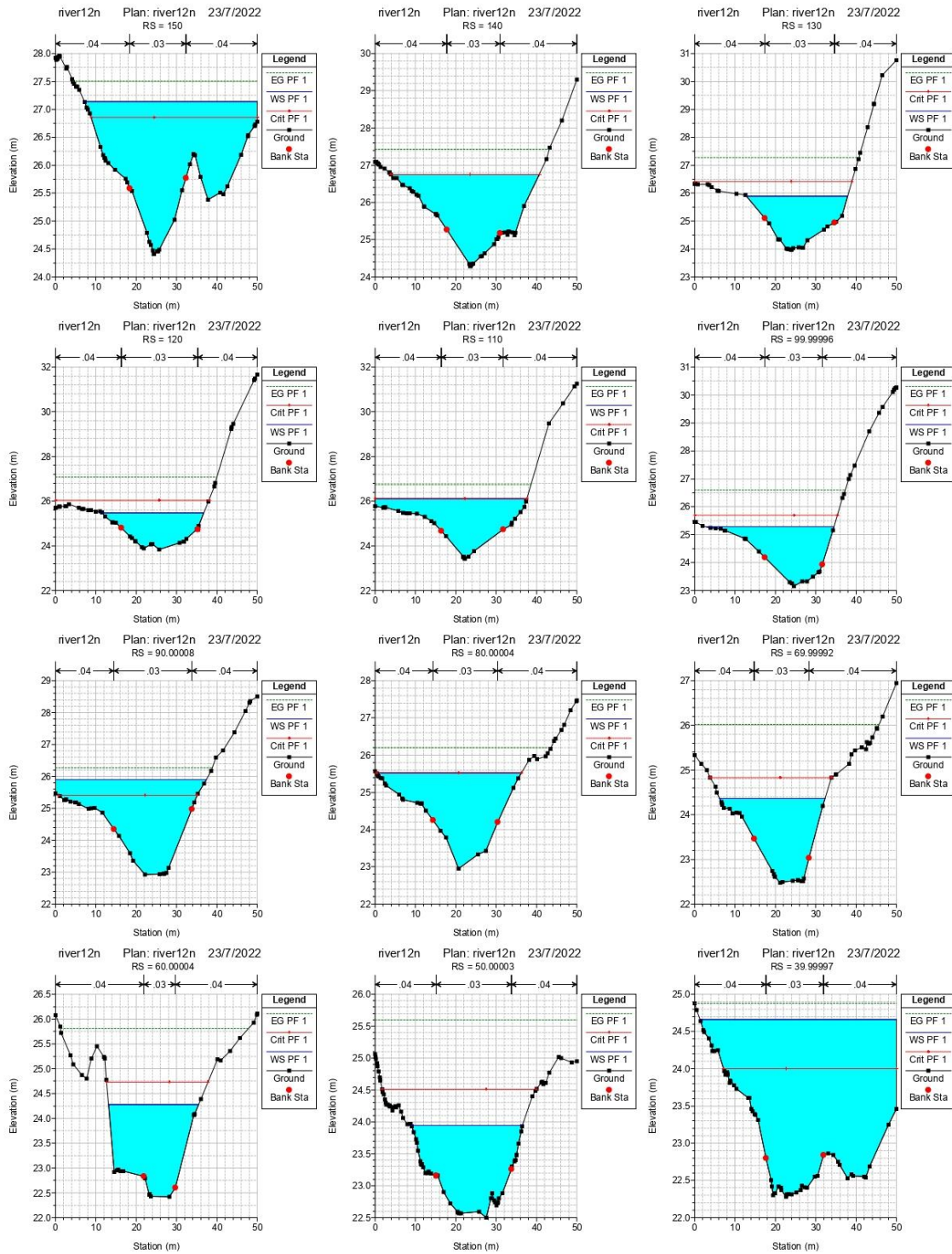


Figura 58. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Muery. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.



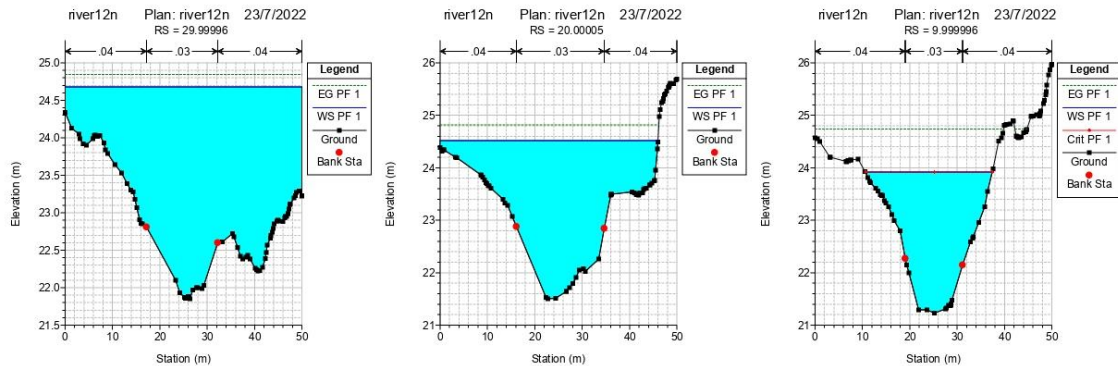


Tabla 29. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Muery, escenario sin proyecto.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
150	142	24.41	27.14	27.51	0.003236	3.13	61.91	42.86	0.68
140	142	24.29	26.76	27.43	0.005808	4.05	46.34	36.79	0.91
130	142	23.98	25.9	27.27	0.015523	5.32	29.18	25.15	1.4
120	142	23.84	25.47	27.07	0.021037	5.68	26.52	25.16	1.6
110	142	23.42	26.11	26.74	0.005182	3.81	47.43	37.64	0.85
100	142	23.16	25.29	26.6	0.012145	5.27	32.14	31.85	1.28
90	142	22.92	25.9	26.27	0.002321	2.8	59.57	37.37	0.58
80	142	22.95	25.52	26.2	0.005424	3.87	45.01	35.94	0.87
70	142	22.48	24.37	26.02	0.016809	5.92	28	26.13	1.48
60	142	22.42	24.28	25.81	0.016994	6.38	29.56	22.27	1.52
50	142	22.5	23.94	25.6	0.024883	5.89	26.69	27.54	1.72
40	142	22.28	24.66	24.88	0.001891	2.45	78.34	48.64	0.53
30	142	21.85	24.68	24.85	0.001288	2.16	89.27	50	0.44
20	142	21.5	24.52	24.82	0.001798	2.59	69.37	46.03	0.52
10	142	21.23	23.92	24.74	0.005151	4.24	40.82	26.76	0.87

QUEBRADA CAÑO SUCIO 2 (P4) Y CAÑO SUCIO 3 (P5)

Las quebradas Caño Sucio 2 y Caño Sucio 3 conforman un sistema que confluye en las cercanías de la traza propuesta para el proyecto; por tanto, debe evaluarse su interacción para una definición correcta del comportamiento hidráulico del sector, para ello se elabora un modelo hidráulico único considerando las dos corrientes. Para la quebrada Caño Sucio 2 se elaboran veinte (20) secciones transversales, mientras que para la quebrada Caño Sucio 3 se elaboran 14 (14) secciones, evaluándose el cauce a sesenta (60) metros aguas debajo de la confluencia. La **Figura 59** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

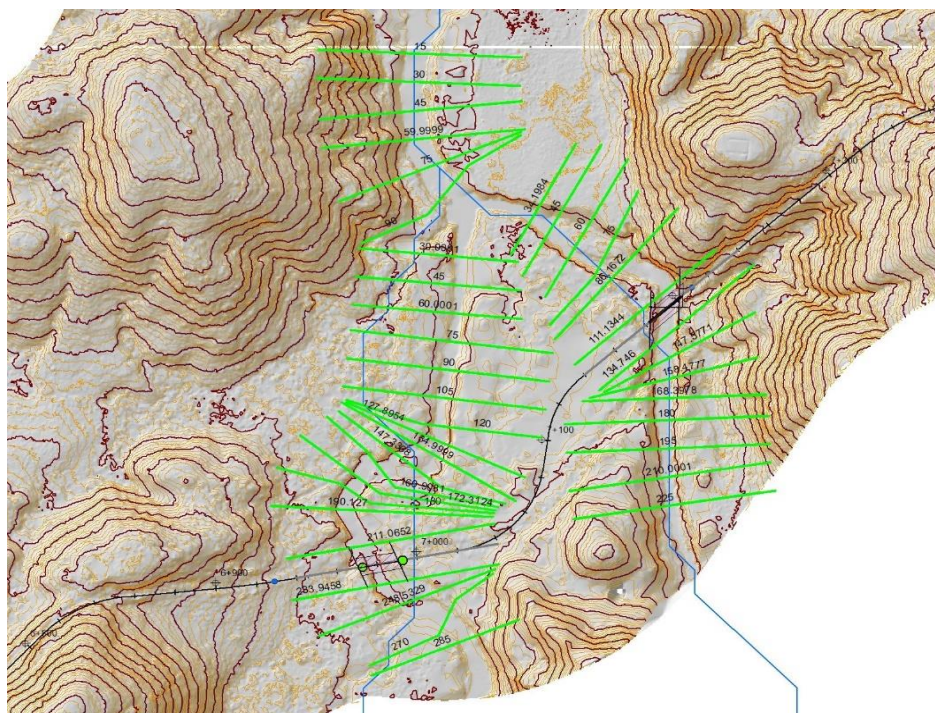


Figura 59. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Caño Sucio 2.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

Q máx. (1:100) Caño Sucio 2 = 137 (m³/s)

Q máx. (1:100) Caño Sucio 3 = 121 (m³/s)

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaran a las pendientes del fondo del cauce.

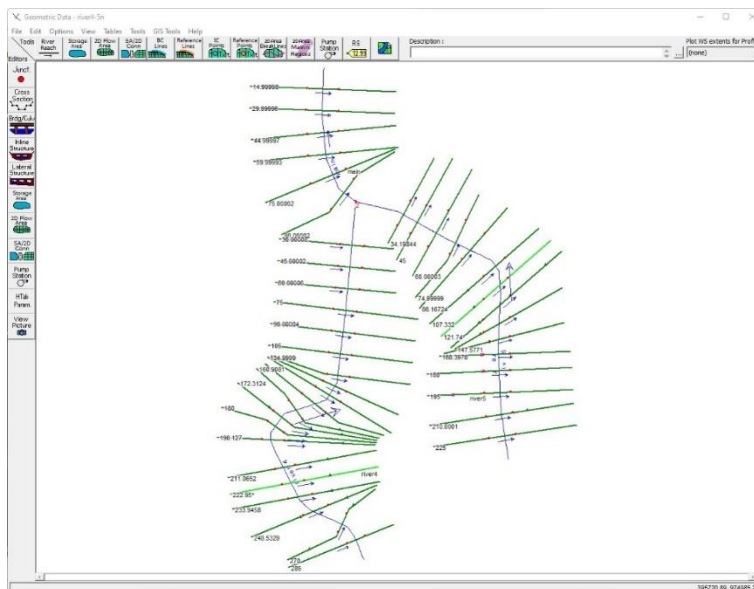


Figura 60. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de las quebradas Caño Sudio 2 y 3 en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.

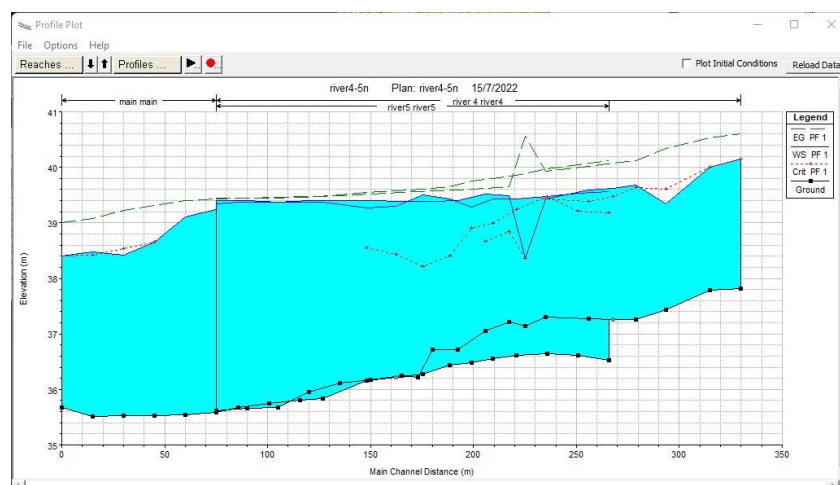
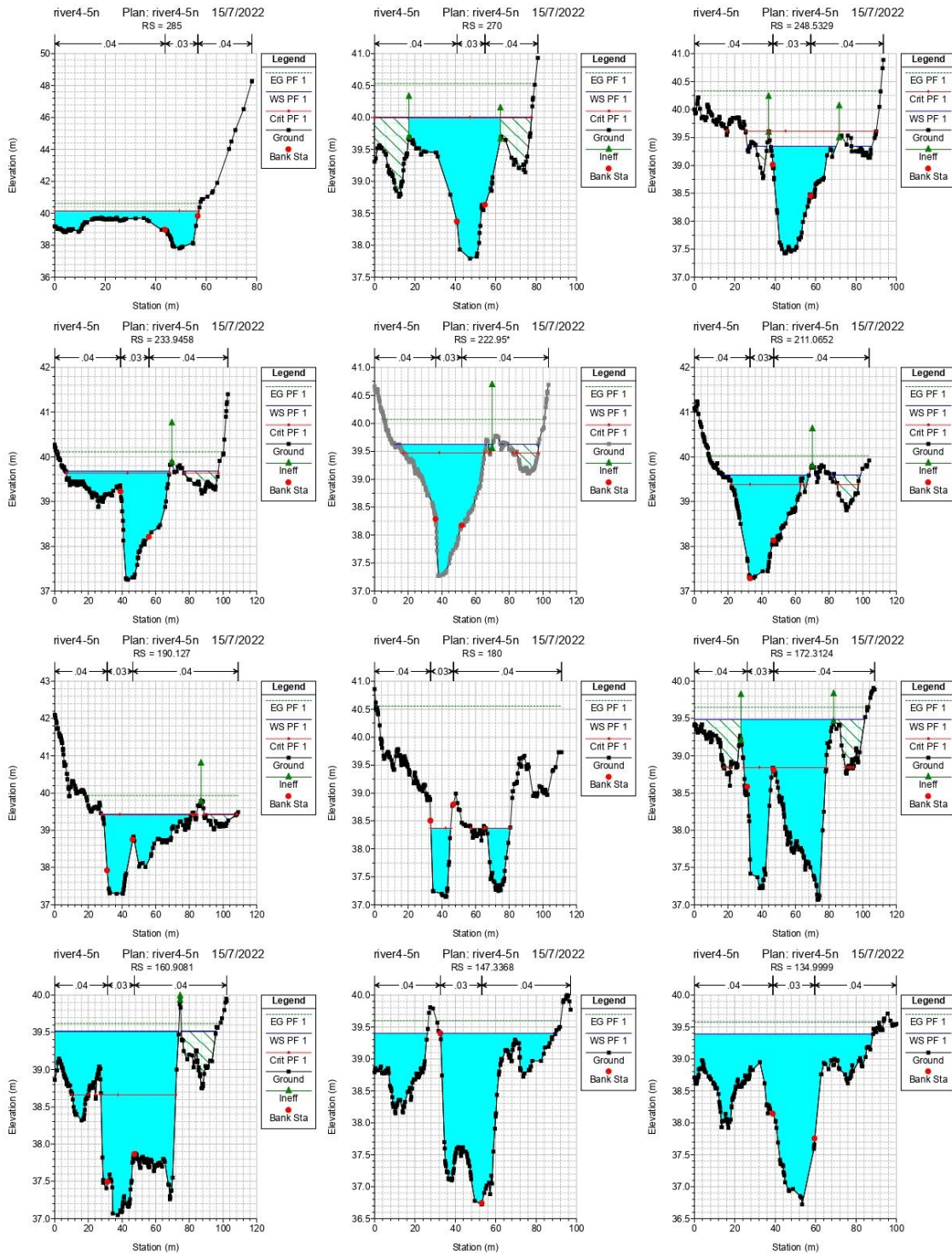


Figura 61. Resultados de modelación hidráulica de las quebradas Caño Sudio 2 y 3. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.

De acuerdo al modelo hidráulico de HECRAS, para el cruce sobre la quebrada Caño Sucio 2, la traza del proyecto está dominada por las secciones 234 y 211, mientras que para el cruce sobre la quebrada Caño Sucio 3 lo gobierna las secciones 107 y 135. Para estas secciones de control el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años alcanzan cotas que oscilan entre 39.59 a 39.68 para la quebrada Caño Sucio 2, y de 39.27 a 39.51 para la quebrada Caño Sucio 3. Ambas quebradas conforman una amplia planicie de inundación en las cercanías de su confluencia, propagándose hacia aguas abajo en la margen derecha de la corriente.

Tabla 30. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caño Sucio 2, escenario sin proyecto.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
285	137	37.81	40.16	40.61	0.005258	3.54	58.11	57.11	0.82
270	137	37.79	40	40.53	0.004877	3.64	52.17	77.75	0.82
249	137	37.43	39.34	40.33	0.011097	4.55	34.01	49.34	1.18
234	137	37.26	39.68	40.11	0.004361	3.26	57.74	83.97	0.76
211	137	37.27	39.59	40.02	0.003781	3.34	59.13	70.38	0.74
190	137	37.3	39.42	39.93	0.005525	3.6	54.19	74.25	0.86
180	137	37.14	38.37	40.56	0.055121	7.49	22.82	34.49	2.4
172	137	37.22	39.49	39.65	0.00211	2.16	81.94	101.2	0.52
161	137	37.05	39.51	39.62	0.001071	1.83	108.6	94.21	0.39
147	137	36.72	39.4	39.6	0.001887	2.27	89.19	83.06	0.51
135	137	36.72	39.39	39.58	0.001575	2.21	92.8	88.37	0.48
128	137	36.22	39.38	39.56	0.001539	2.22	96.23	88.32	0.47
120	137	36.24	39.39	39.54	0.00146	2.15	105.88	98.25	0.45
105	137	36.18	39.4	39.51	0.001098	1.93	118	100	0.4
90	137	36.12	39.4	39.49	0.000836	1.73	130.92	100	0.35
75	137	35.96	39.4	39.48	0.000542	1.53	148.79	100	0.29
60	137	35.68	39.37	39.46	0.000676	1.68	128	83.33	0.32
45	137	35.66	39.4	39.44	0.000294	1.21	165.44	76.4	0.22
30	137	35.62	39.39	39.44	0.000316	1.18	167.53	76.82	0.22



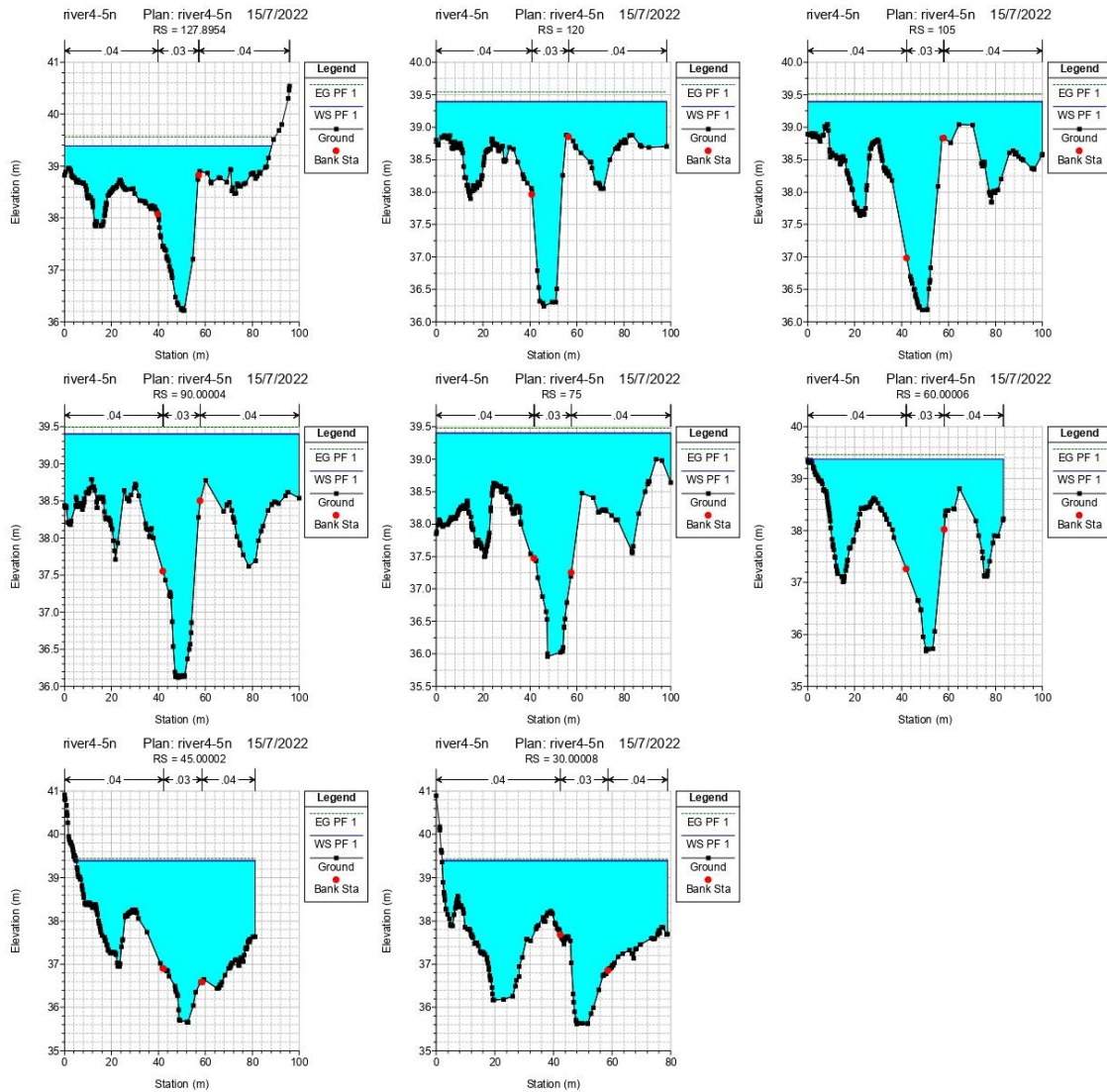
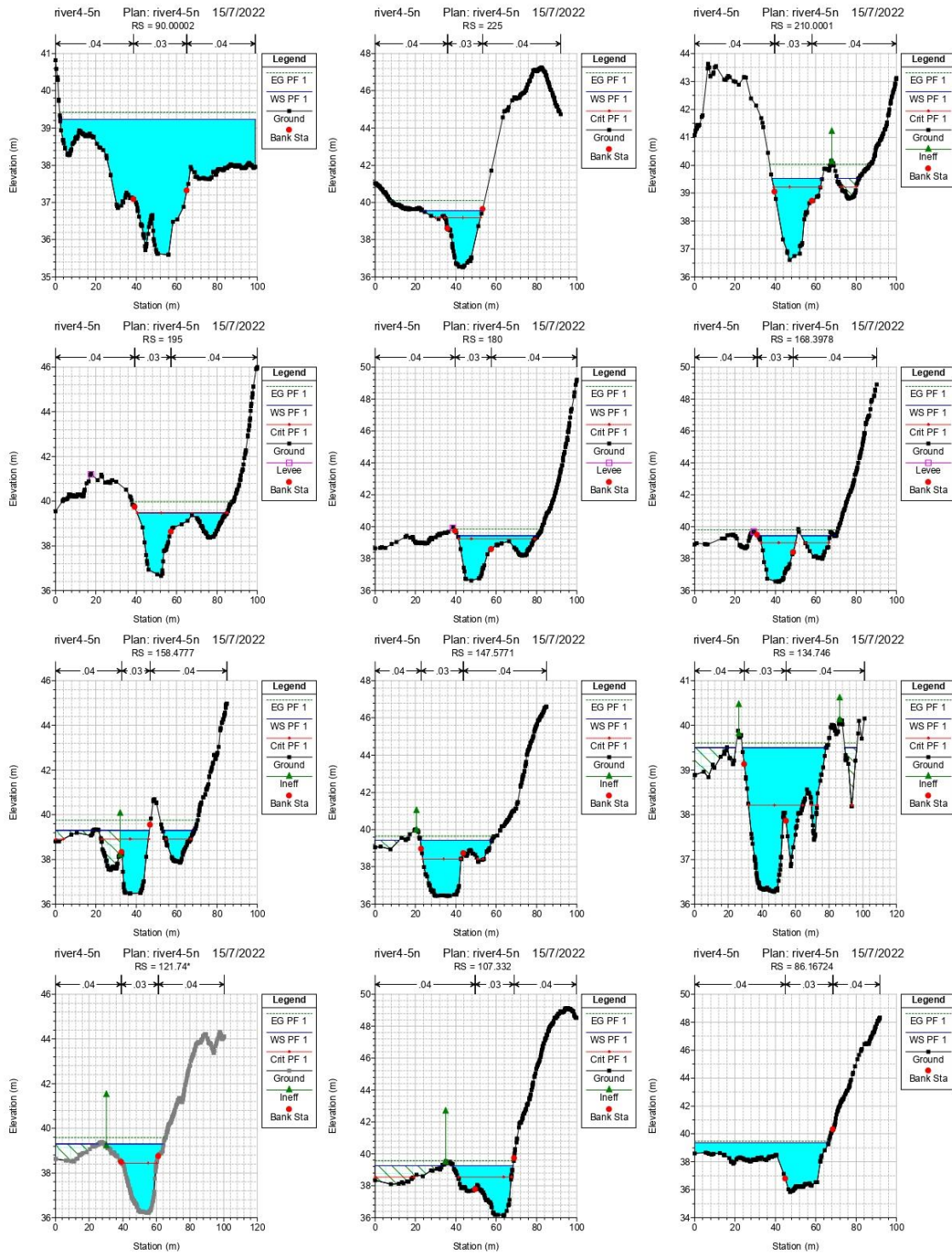
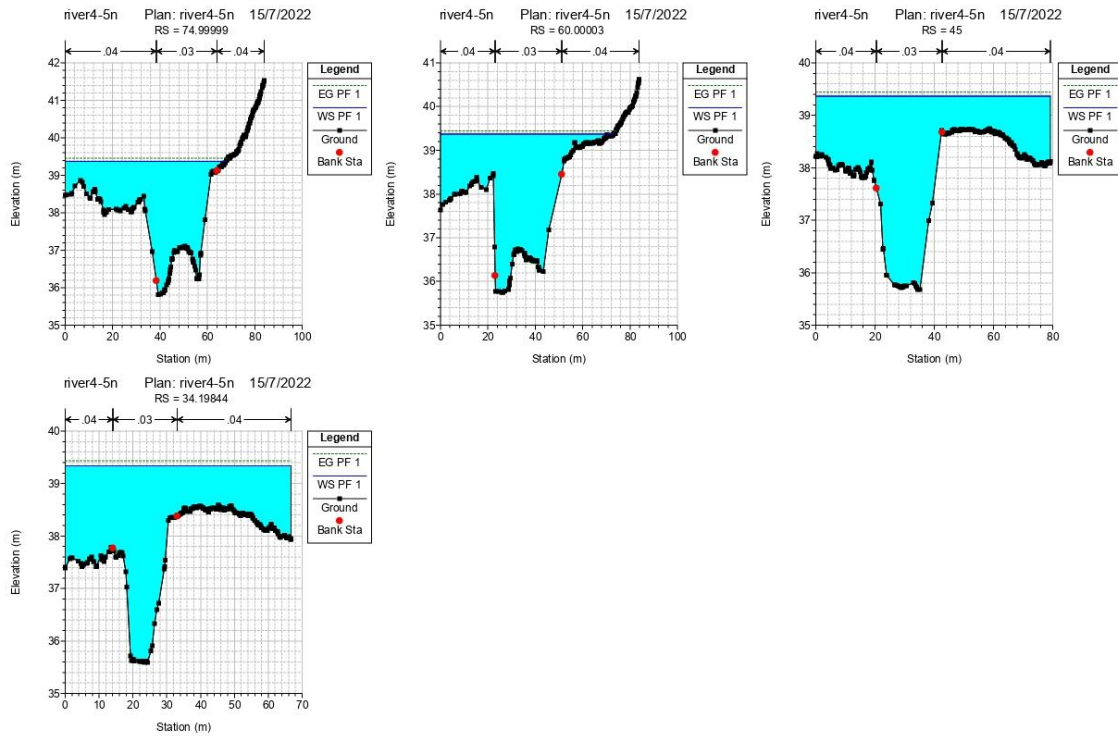


Tabla 31. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caño Sucio 3, escenario sin proyecto.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
225	121	36.53	39.56	40.11	0.004134	3.32	39.39	29.37	0.74
210	121	36.61	39.53	40.04	0.003988	3.2	39.96	35.75	0.73
195	121	36.65	39.47	39.97	0.005042	3.37	45.71	44.61	0.8
180	121	36.62	39.43	39.86	0.003756	3.1	48.66	39.48	0.7
168	121	36.55	39.44	39.8	0.002985	2.83	50.78	34.59	0.63
158	121	36.48	39.29	39.75	0.003555	3.22	45.85	59.55	0.67
148	121	36.44	39.43	39.66	0.001406	2.18	62.43	47.4	0.44
135	121	36.27	39.51	39.6	0.000644	1.53	96.31	81.73	0.31
107	121	36.16	39.27	39.55	0.002054	2.46	55.66	63.09	0.52
86	121	35.84	39.37	39.47	0.000708	1.6	103.29	66.34	0.32
75	121	35.81	39.37	39.46	0.000698	1.49	104.99	67.78	0.31
60	121	35.75	39.37	39.45	0.000429	1.33	113.35	72.97	0.26
45	121	35.68	39.37	39.44	0.000431	1.37	125.02	79.29	0.26
34	121	35.59	39.34	39.43	0.000741	1.6	105.93	66.72	0.32





QUEBRADA NORRORI (P9)

La geometría empleada consta de doce (12) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 20 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 300 metros. La **Figura 62** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

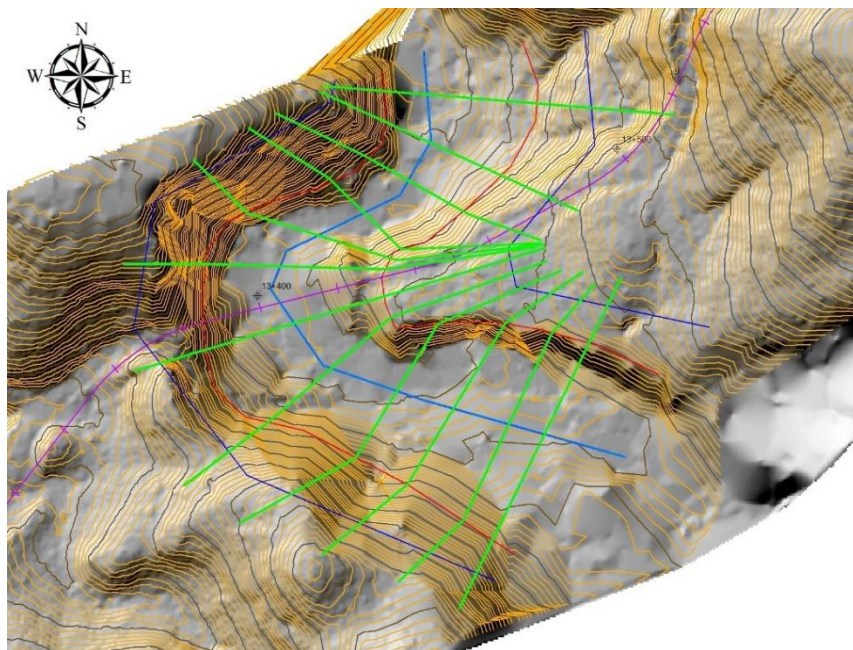


Figura 62. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Norrori.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 134 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 74 y 91, entre las que se proyecta la traza del proyecto, se alcanza un nivel entre 30.24 a 30.54, lo que representa un NAME de 1.9m en la zona más profunda, respecto al lecho del Río en dichas secciones.

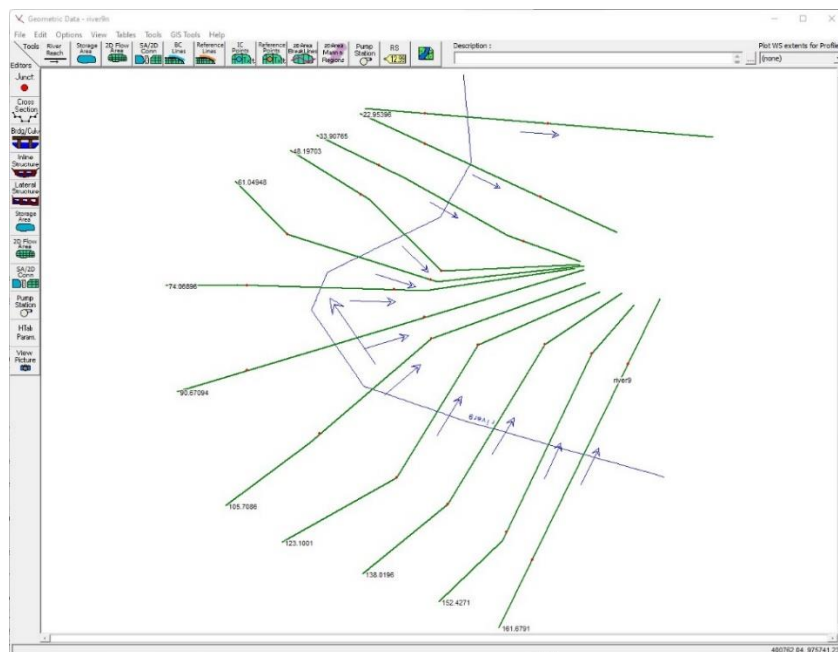


Figura 63. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Norrori en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.

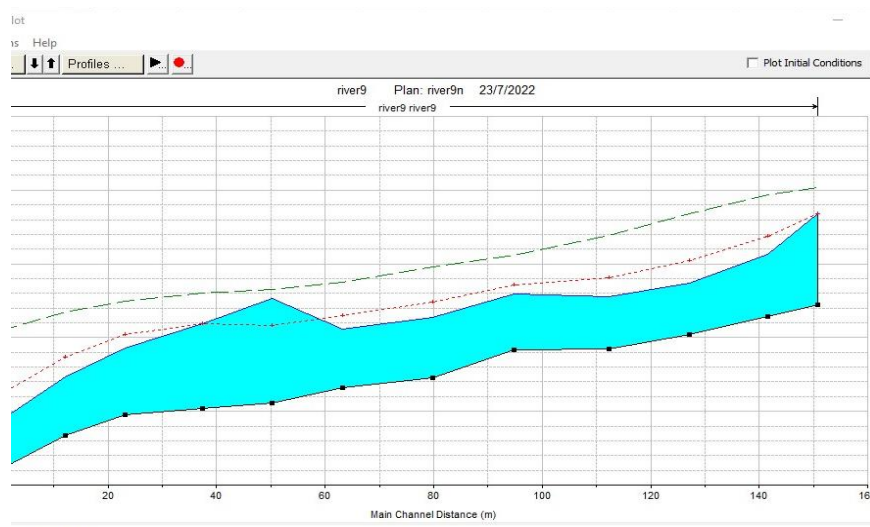
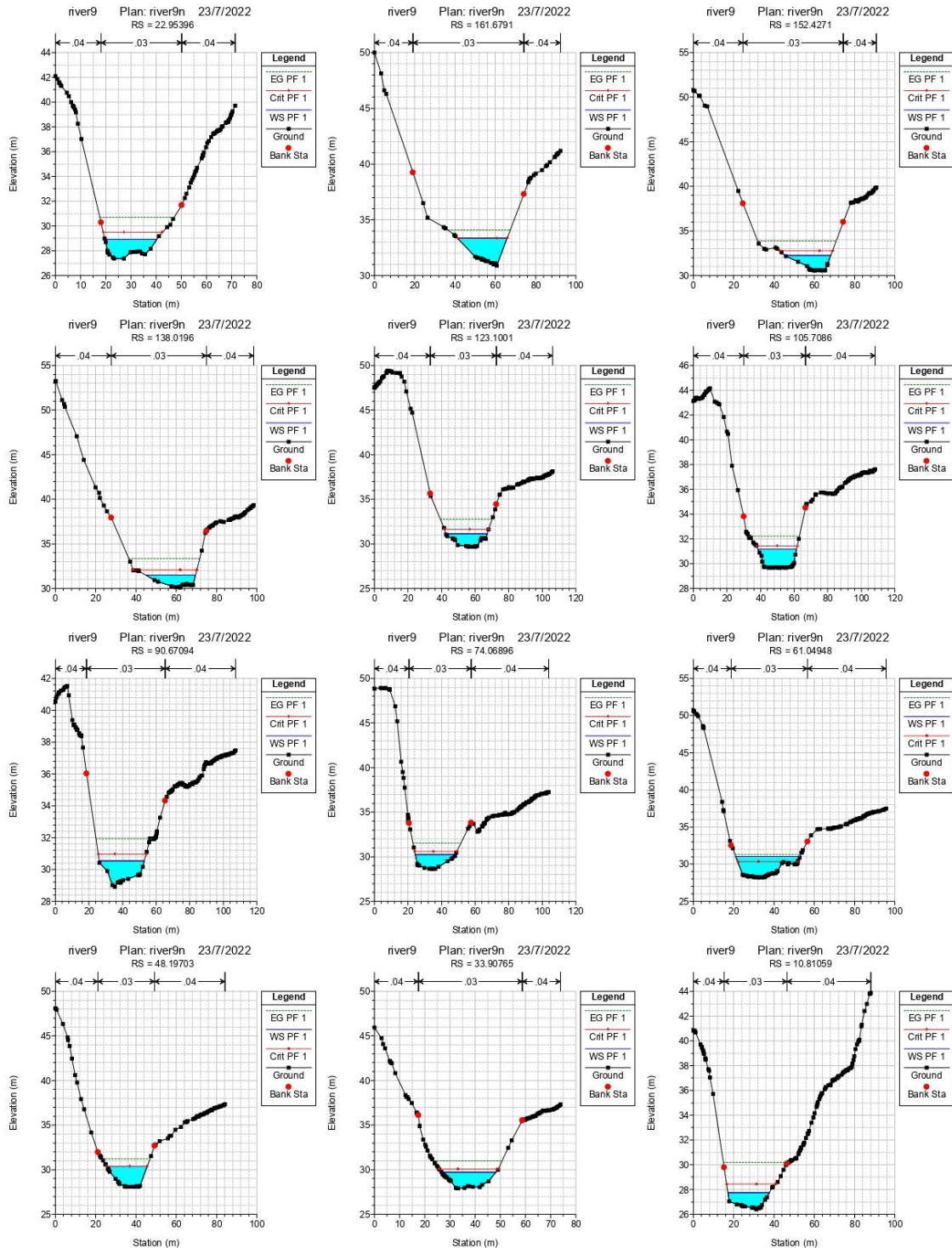


Figura 64. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Norrori. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.

Tabla 32. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Norrori, escenario sin proyecto.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
162	134	30.88	33.35	34.08	0.008244	3.77	35.53	24.74	1.01
152	134	30.58	32.26	33.86	0.027535	5.6	23.91	22.85	1.75
138	134	30.08	31.48	33.36	0.039639	6.08	22.05	24.62	2.05
123	134	29.68	31.11	32.77	0.031839	5.7	23.53	24.62	1.86
106	134	29.67	31.18	32.24	0.013861	4.54	29.5	22.95	1.28
91	134	28.92	30.54	31.92	0.026524	5.2	25.75	27.04	1.7
74	134	28.64	30.24	31.51	0.020044	5	26.78	23.95	1.51
61	134	28.22	31.06	31.31	0.002011	2.21	60.51	31.96	0.51
48	134	28.08	30.38	31.2	0.007958	4.02	33.31	20.19	1
34	134	27.9	29.71	31	0.017653	5.02	26.7	21.61	1.44
23	134	27.35	28.93	30.7	0.028789	5.9	22.7	20.58	1.79
11	134	26.41	27.73	30.19	0.048847	6.94	19.3	20.59	2.29



QUEBRADA CALANTE (P8)

La geometría empleada consta de veintisiete (27) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 300 metros. La **Figura 65** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

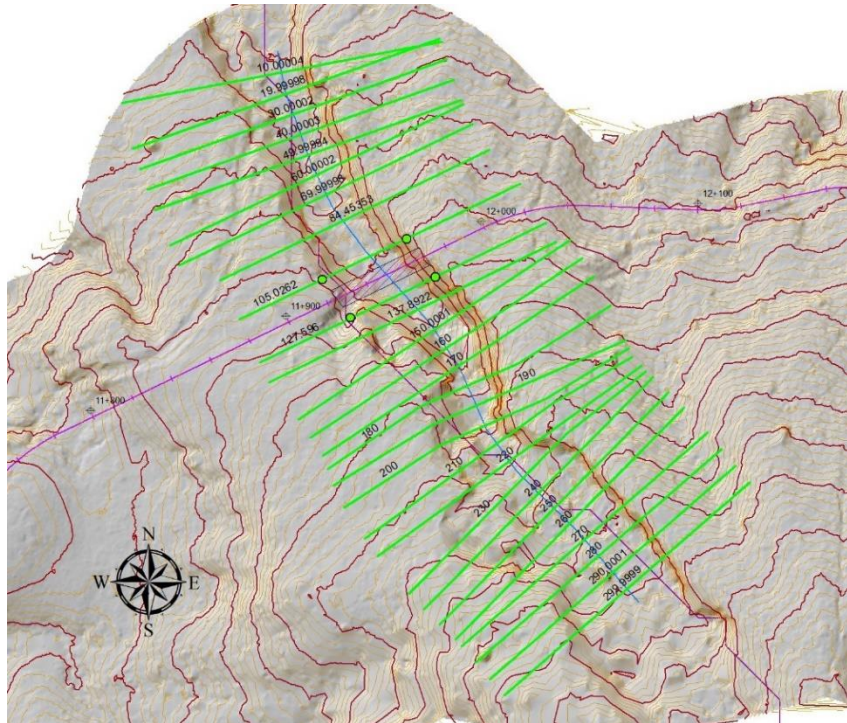


Figura 65. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Calante.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 131 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

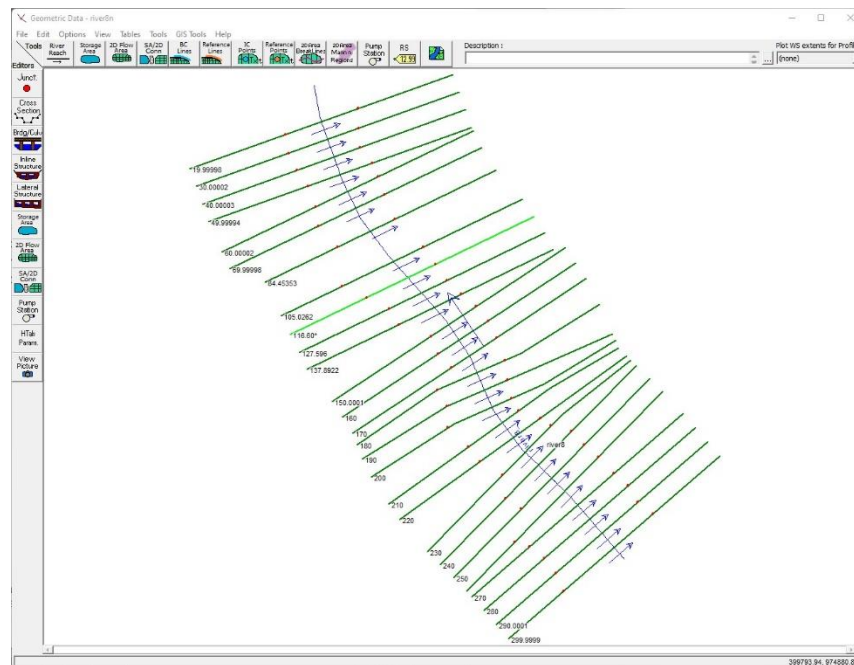


Figura 66. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Calante en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.

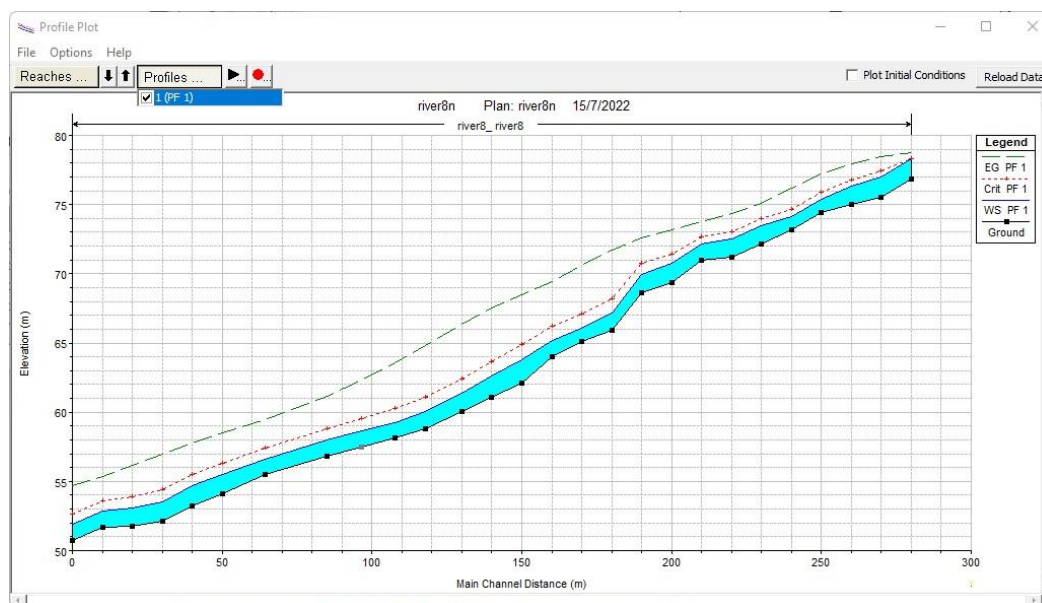
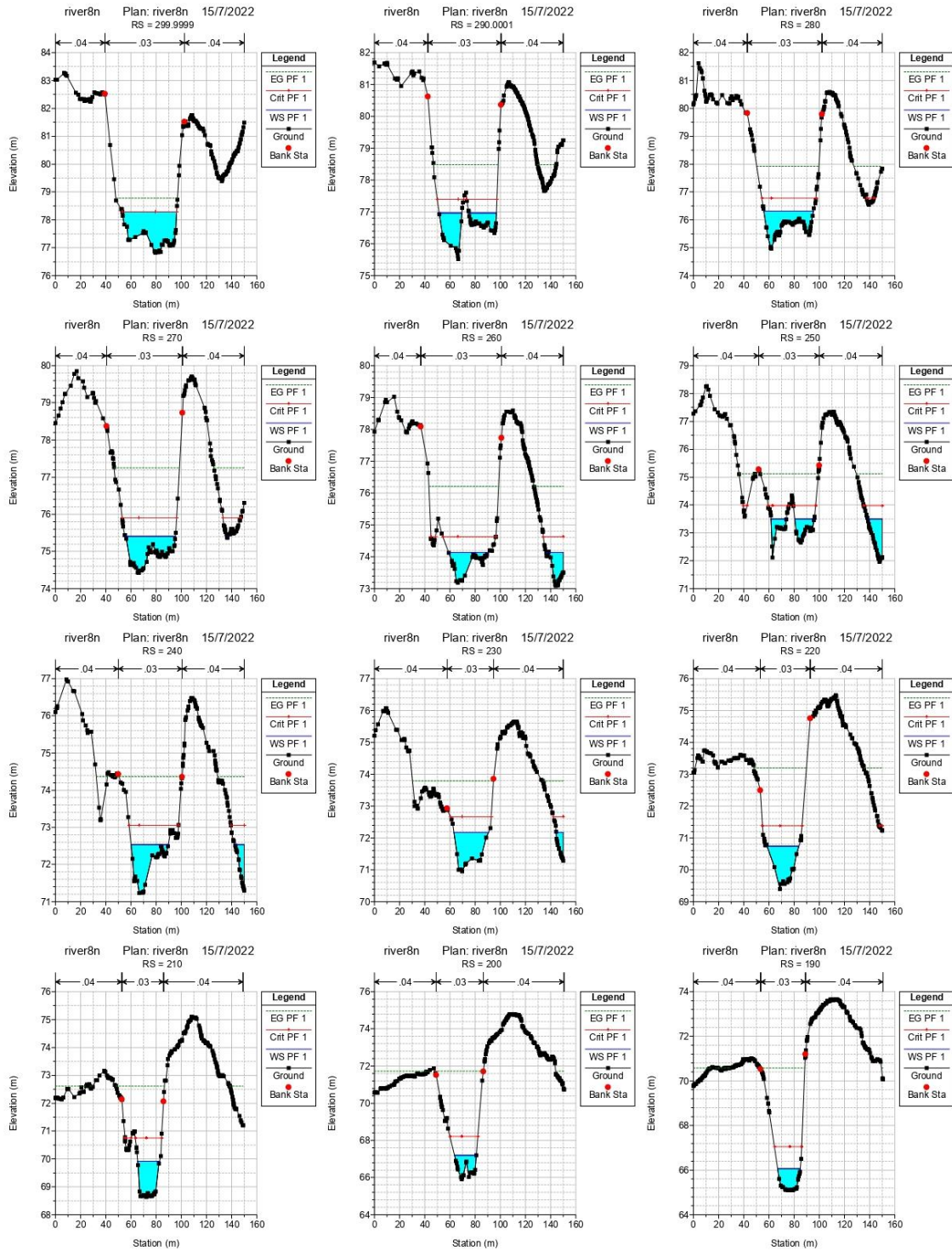


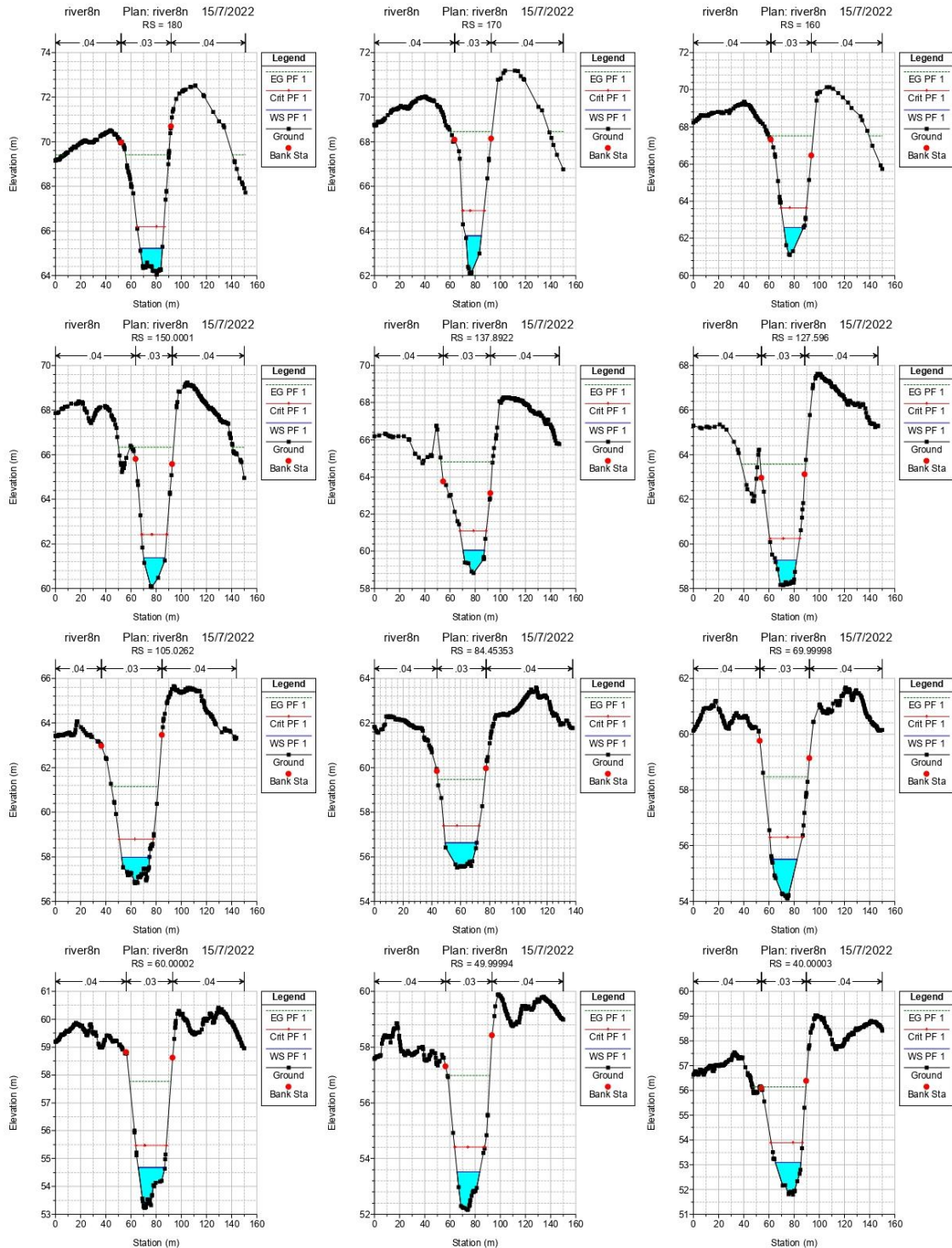
Figura 67. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Calante. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años entre las secciones 128 a 105, entre las que cruza la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 57.98 a 59.27, lo que representa un NAME de 1.2m respecto al lecho de la quebrada en dichas secciones.

Tabla 33. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Calante, escenario sin proyecto.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
300	131	76.82	78.28	78.77	0.009115	3.1	42.2	43.21	1
290	131	75.52	76.96	78.49	0.054774	5.47	23.94	40.01	2.26
280	131	74.98	76.31	77.92	0.057876	5.62	23.32	39.33	2.33
270	131	74.42	75.41	77.25	0.073071	6	21.85	40.98	2.59
260	131	73.18	74.13	76.21	0.121882	6.32	20.54	44.17	3.18
250	131	72.12	73.49	75.11	0.07642	5.47	23.27	39.12	2.53
240	131	71.23	72.54	74.37	0.069217	6.24	22.45	36.94	2.56
230	131	70.95	72.17	73.79	0.043469	5.78	24.04	32.93	2.11
220	131	69.39	70.74	73.19	0.065016	6.94	18.87	25.35	2.57
210	131	68.63	69.93	72.62	0.047465	7.26	18.03	17.44	2.28
200	131	65.9	67.2	71.73	0.113645	9.43	13.89	17.29	3.36
190	131	65.09	66.07	70.58	0.11534	9.41	13.92	18.09	3.43
180	131	64.03	65.22	69.41	0.101349	9.07	14.45	17.7	3.2
170	131	62.11	63.78	68.46	0.079245	9.59	13.66	12.49	2.93
160	131	61.11	62.59	67.5	0.112321	9.82	13.34	15.8	3.41
150	131	60.05	61.37	66.33	0.122942	9.86	13.28	16.86	3.55
138	131	58.82	60.06	64.82	0.116557	9.66	13.56	16.93	3.45
128	131	58.14	59.27	63.58	0.099362	9.19	14.25	17.04	3.21
105	131	56.81	57.98	61.16	0.085803	7.89	16.59	22.16	2.91
84	131	55.51	56.63	59.47	0.069403	7.46	17.55	22.1	2.67
70	131	54.1	55.5	58.48	0.066052	7.64	17.15	20.12	2.64
60	131	53.22	54.69	57.76	0.075536	7.77	16.86	21.11	2.78
50	131	52.16	53.52	56.98	0.073746	8.23	15.92	17.98	2.79
40	131	51.79	53.1	56.14	0.069638	7.72	16.97	20.34	2.7
30	131	51.7	52.87	55.33	0.058236	6.94	18.88	23.27	2.46
20	131	50.76	51.92	54.66	0.069352	7.34	17.85	22.92	2.66





QUEBRADA NIVIRI (P1)

La geometría empleada consta de quince (15) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 20 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 300 metros. La **Figura 68** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

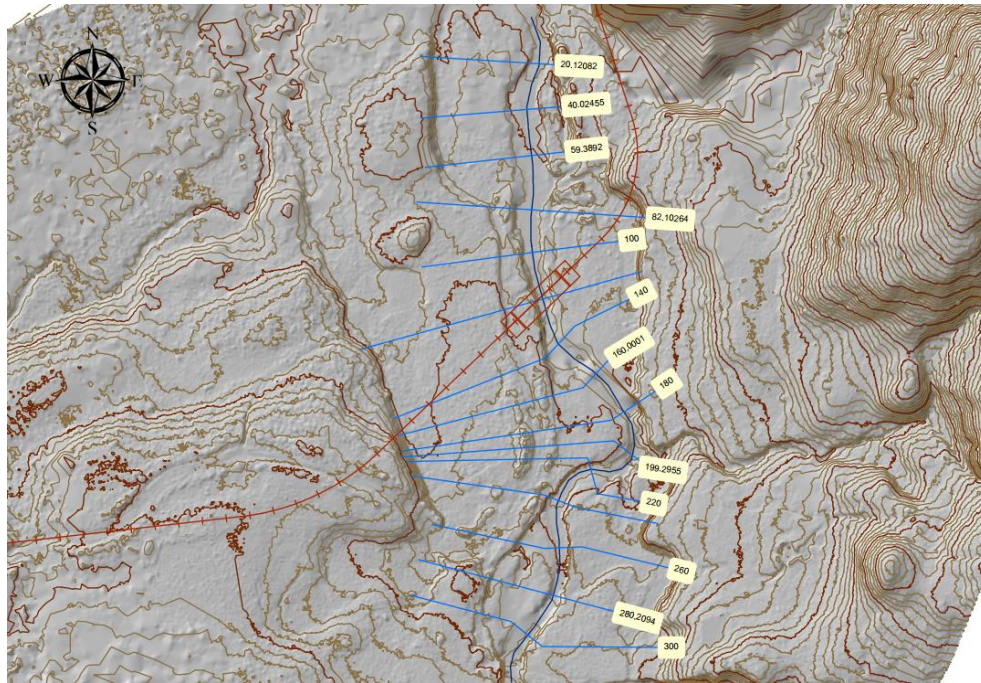


Figura 68. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Niviri.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 126 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 160 a 82, entre las que cruza

la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 62.03 a 62.89, lo que representa un NAME de 1.74m respecto al lecho del Río en dichas secciones.

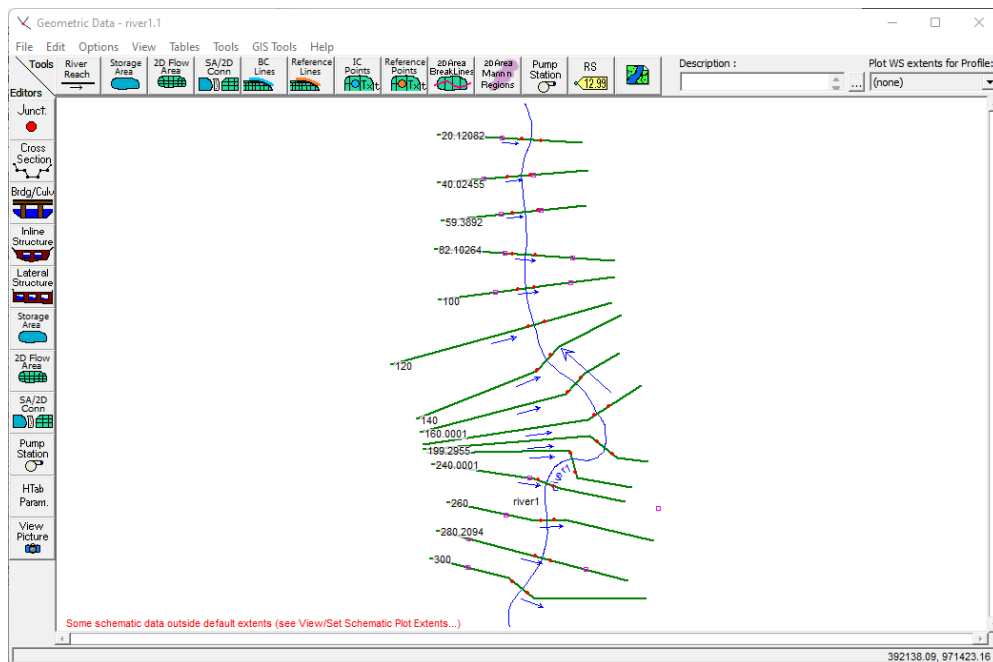


Figura 69. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Nivirí en la zona de estudio. Escenario sin proyecto.

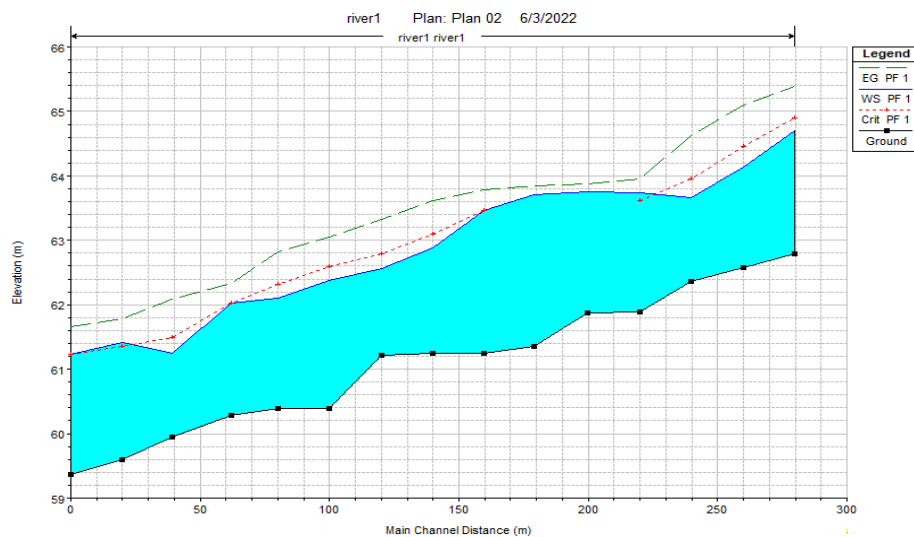
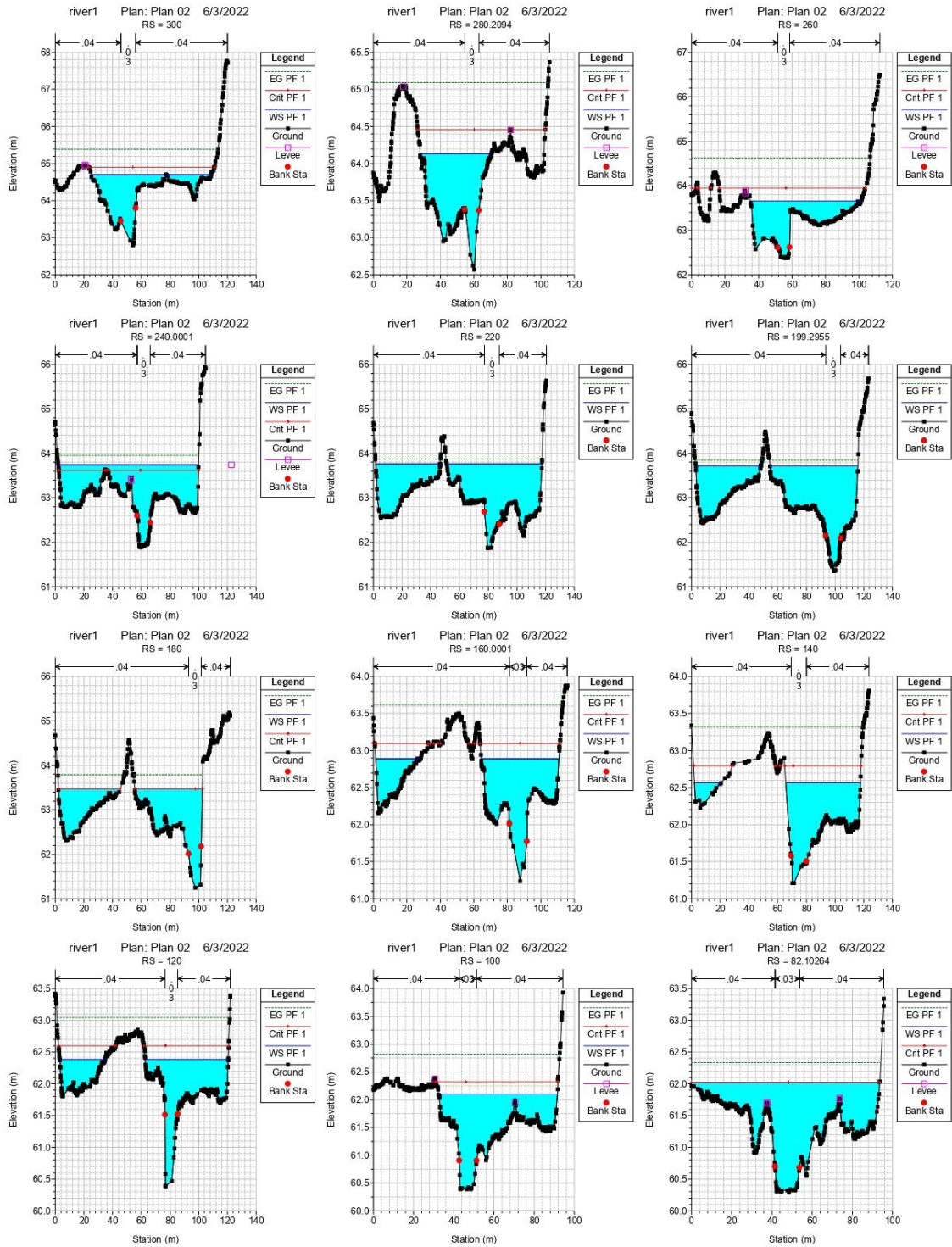


Figura 70. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Nivirí. Perfil Longitudinal, escenario sin proyecto.



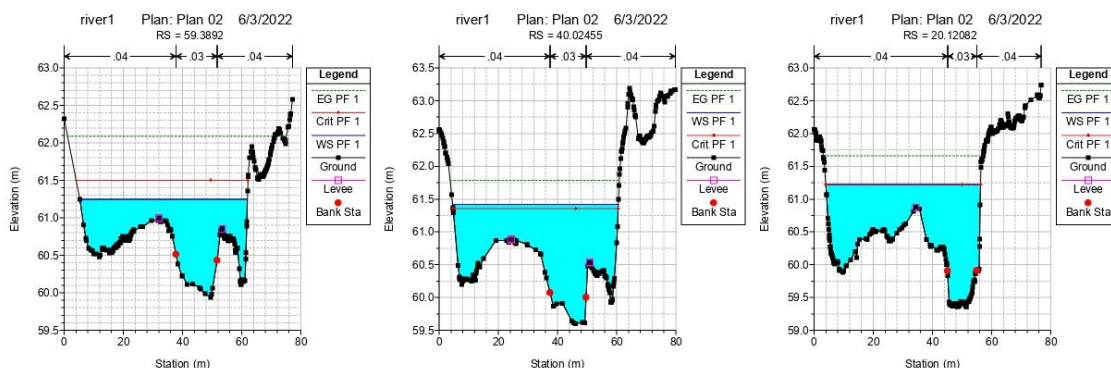


Tabla 34. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Niviri, escenario sin proyecto.

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
300	62.79	64.69	65.38	0.010504	4.52	46.87	83.21	1.15
280	62.57	64.13	65.09	0.022693	5.52	33.24	42.67	1.62
260	62.37	63.66	64.63	0.024069	5.87	37.25	66.38	1.7
240	61.89	63.74	63.96	0.003995	2.94	79.12	97.81	0.72
220	61.87	63.76	63.88	0.002418	2.21	98.58	111.4	0.56
199	61.35	63.71	63.85	0.001835	2.27	101.59	106.54	0.51
180	61.25	63.47	63.79	0.004394	3.39	70.62	90.13	0.76
160	61.24	62.89	63.62	0.014685	4.85	44.11	72.49	1.34
140	61.21	62.57	63.32	0.017557	4.92	41.34	70.99	1.44
120	60.39	62.38	63.05	0.011604	4.66	50.42	89.54	1.16
100	60.39	62.1	62.82	0.011237	4.79	44.9	59.07	1.2
82	60.29	62.03	62.33	0.004701	3.19	69.09	93.64	0.79
59	59.94	61.25	62.09	0.018858	4.9	37.98	56.59	1.48
40	59.6	61.42	61.79	0.005293	3.35	56.77	55.96	0.83
20	59.36	61.22	61.66	0.0062	3.73	53.1	52.32	0.9

CAUCES NATURALES CON CUENCAS DE TAMAÑO PEQUEÑO

QUEBRADA UMANY (P14)

La Quebrada Umany corresponde a una corriente tributaria del Río Jaly, por consiguiente el modelo hidráulico del Río Umany se ha elaborado considerando el tramo aguas arriba y aguas debajo de la confluencia con la Quebrada Umany, incluyendo la interacción de la misma, así el modelo geométrico de ambos cauces se ha elaborado considerando, una sección aguas debajo de la confluencia de 220 metros de longitud, modelada en doce (12) secciones transversales, El tramo de Río Jaly aguas arriba de la confluencia, modelado mediante ocho (8) secciones transversales, y el tramo de Quebrada Umany, definido en cinco (5) secciones transversales. La **Figura 71** muestra el esquema general del

modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

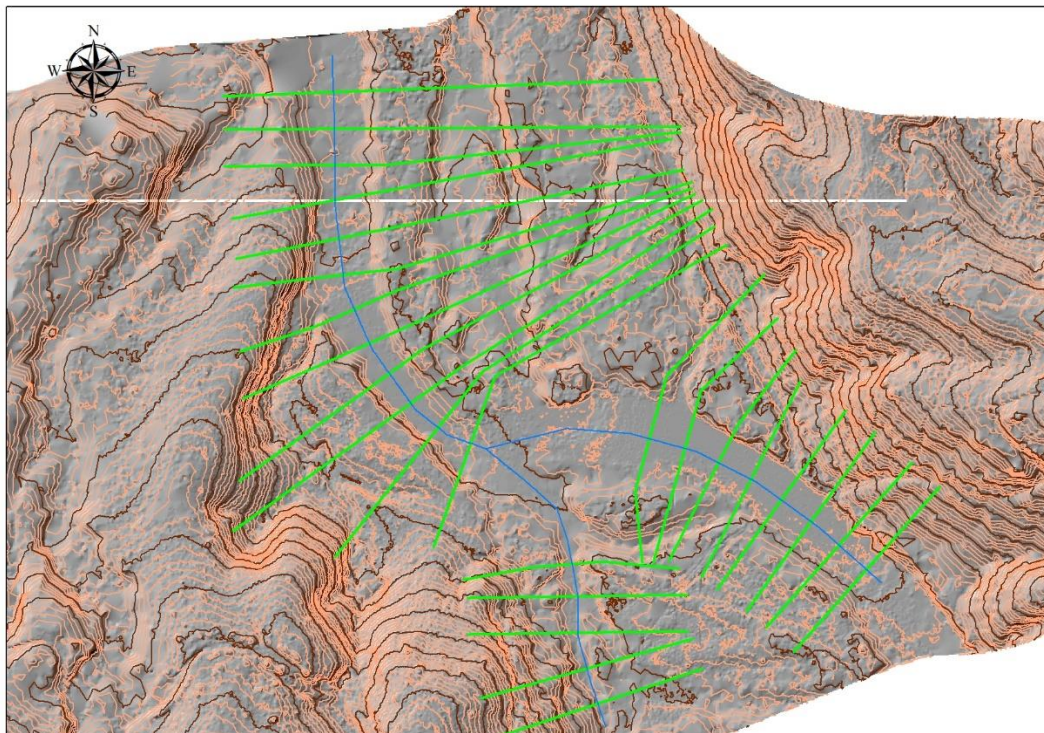


Figura 71. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrad Umany y la confluencia con el Río Jaly.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 120 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

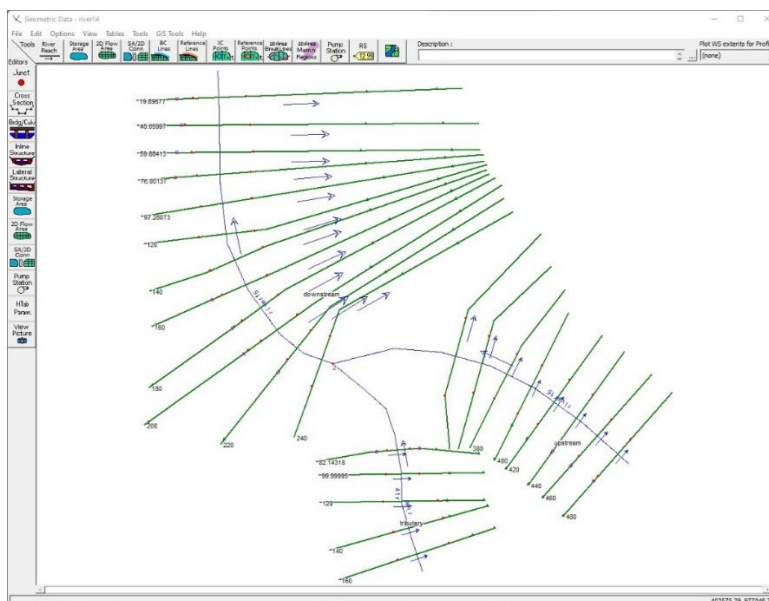


Figura 72. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de la Quebrada Umany y del Río Jaly en la zona de estudio

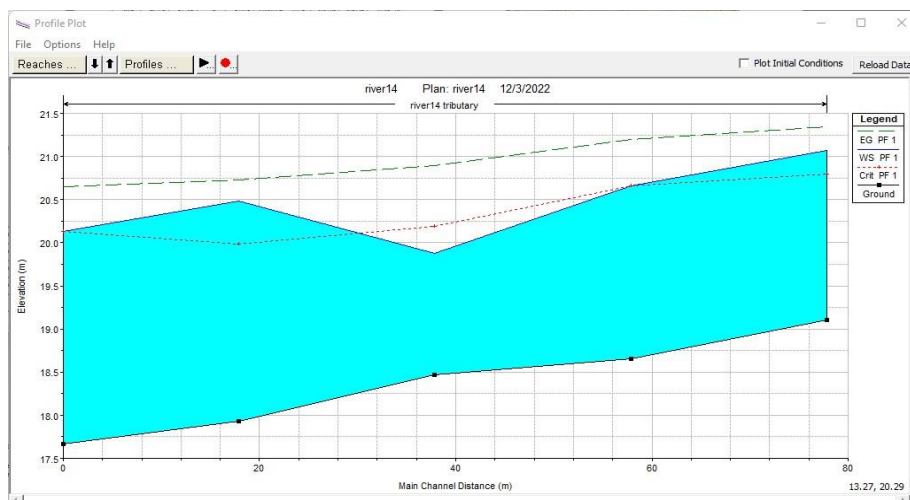


Figura 73. Resultados de modelación hidráulica de la Quebrada Umany en la zona de estudio. Perfil Longitudinal

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años, se alcanzan cotas máximas que oscilan entre 19.87 a 21.07, el sector interactúa con el Río Jaly formando una amplia planicie de inundación en las cercanías con su confluencia, existiendo además un brazo de alivio del Río Jaly que provoca una confluencia secundaria con el la quebrada Umany aguas arriba de la confluencia del canal principal, lo que condiciona el comportamiento hidráulico de la quebrada. Adicionalmente, el sector se

caracteriza por amplios depósitos de sedimentos que induce la formación de amplios canales de alivio en la planicie de inundación.

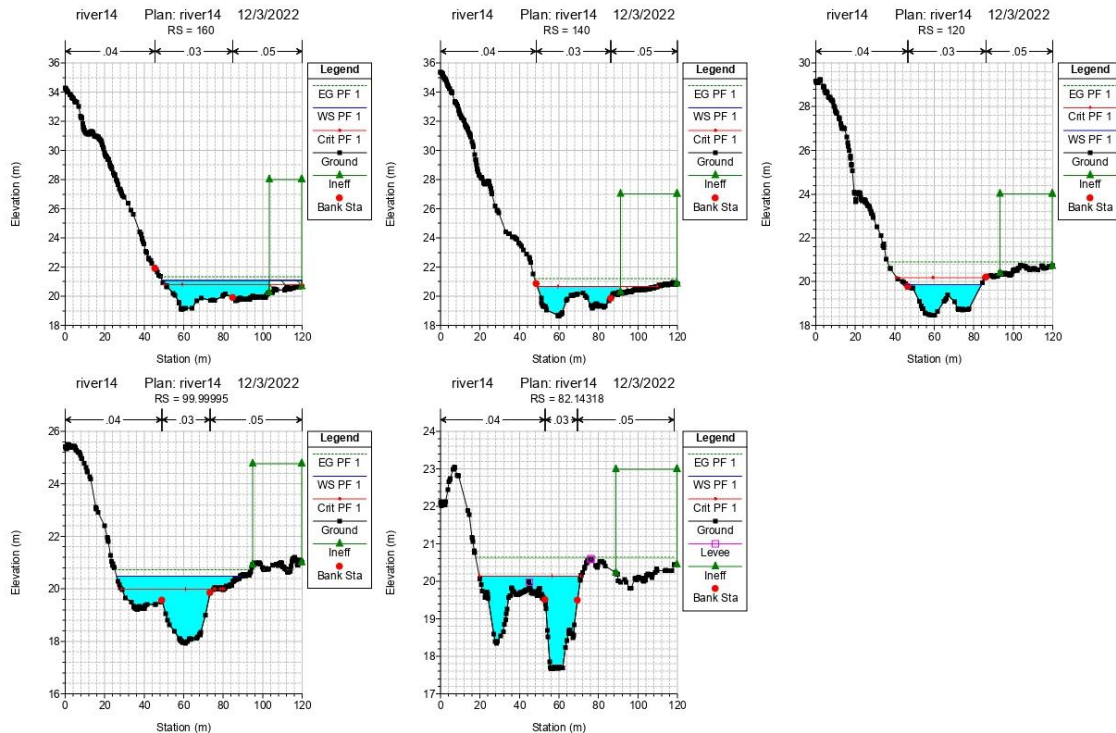


Tabla 35. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Umany, escenario sin proyecto.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
160	143	19.1	21.07	21.34	0.004402	2.52	65.99	70.99	0.73
140	143	18.65	20.66	21.2	0.00832	3.28	45.25	60.66	0.98
120	143	18.47	19.87	20.89	0.022581	4.48	31.97	38.23	1.55
100	143	17.93	20.48	20.73	0.002056	2.38	76.59	62.81	0.54
82	143	17.67	20.13	20.65	0.005239	3.54	54.81	51.44	0.82

QUEBRADA JUGLI (P3)

La geometría empleada consta de dieciséis (16) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 160 metros. La **Figura 74** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

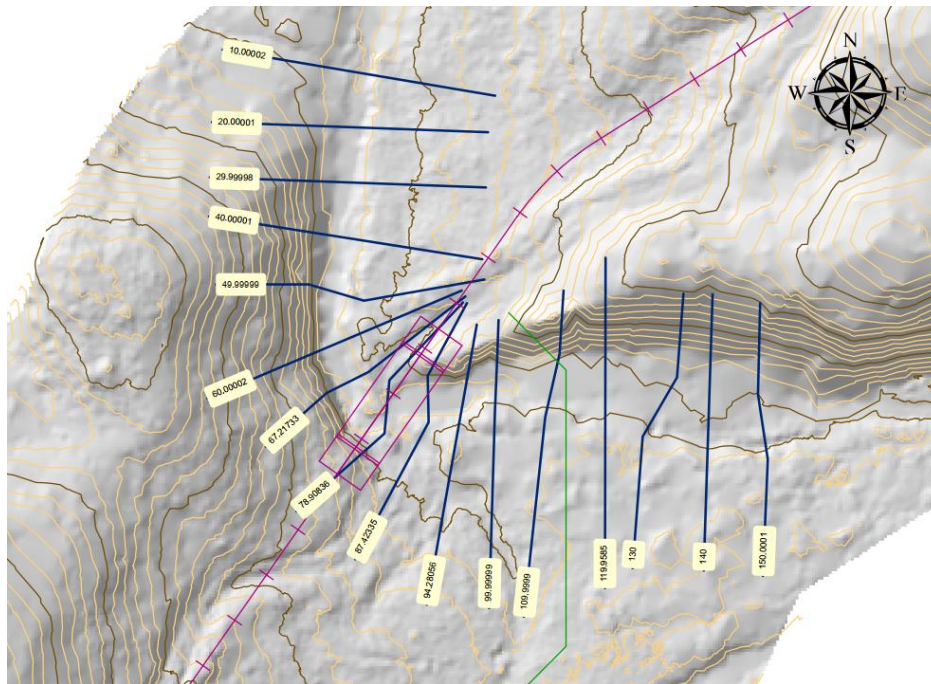


Figura 74. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Jugli.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 79 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaran a las pendientes del fondo del cauce.

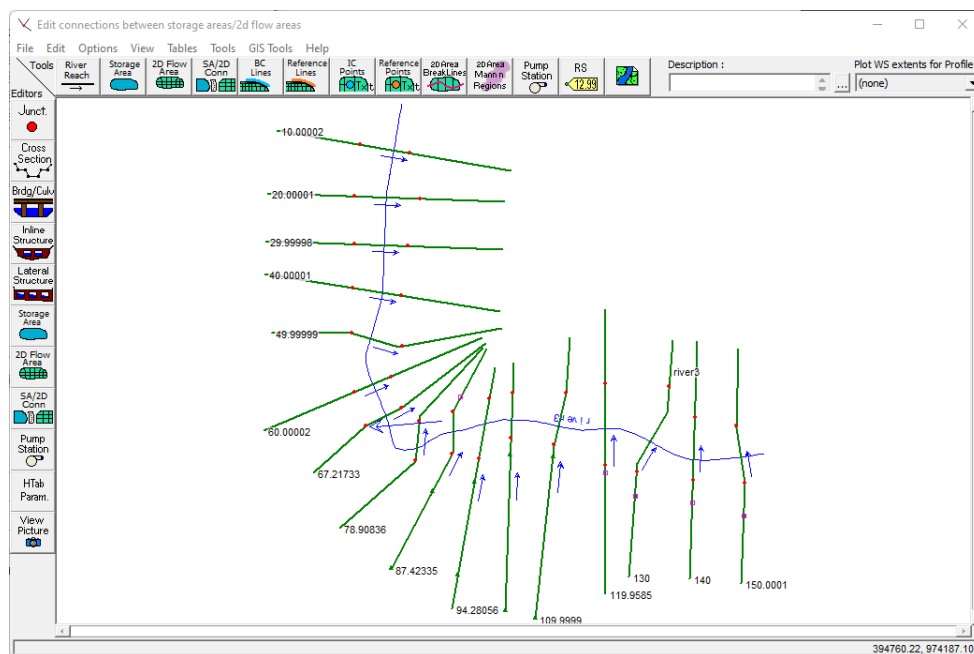


Figura 75. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Jugli en la zona de estudio

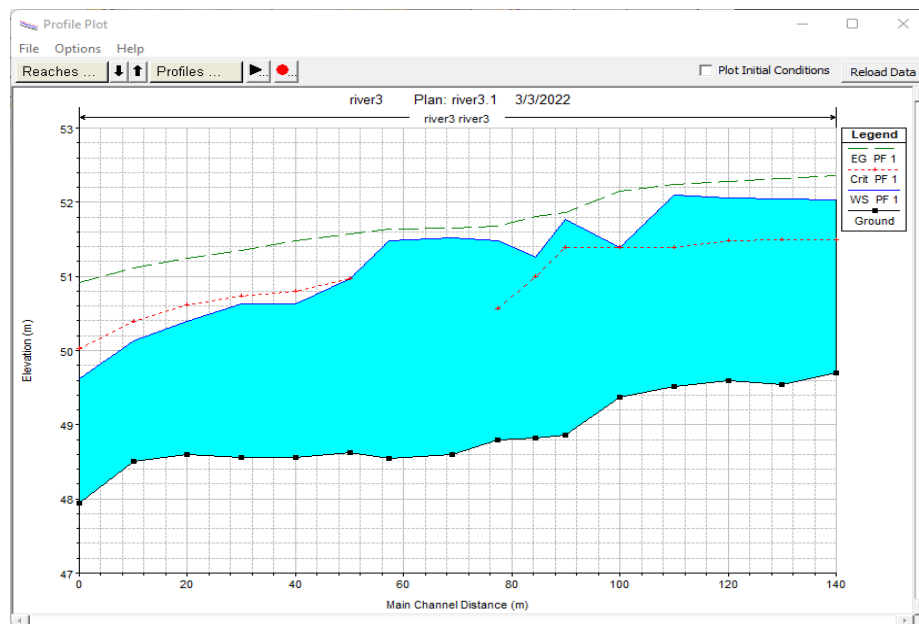
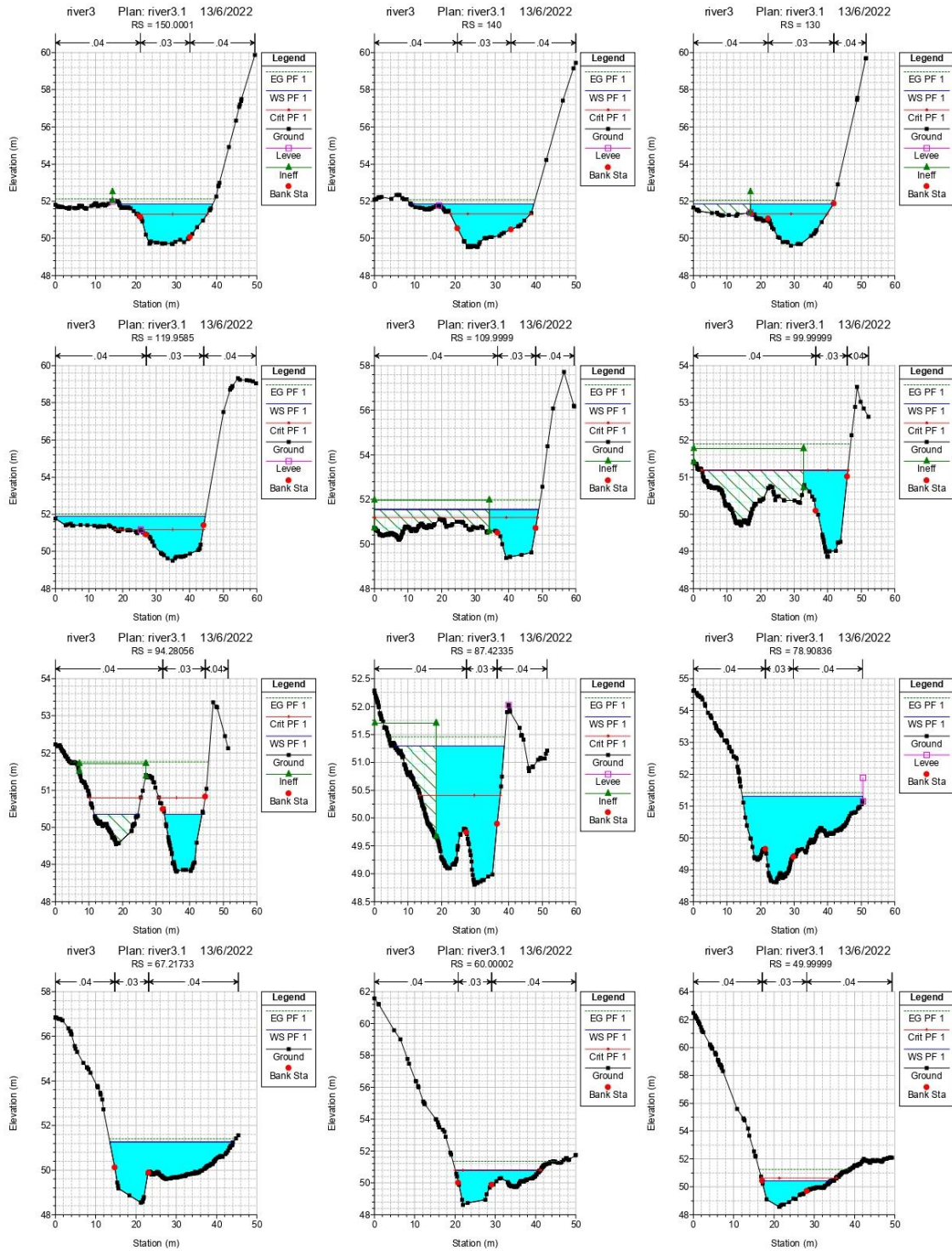


Figura 76. Resultados de modelación hidráulica de quebrad Jugli. Perfil Longitudinal



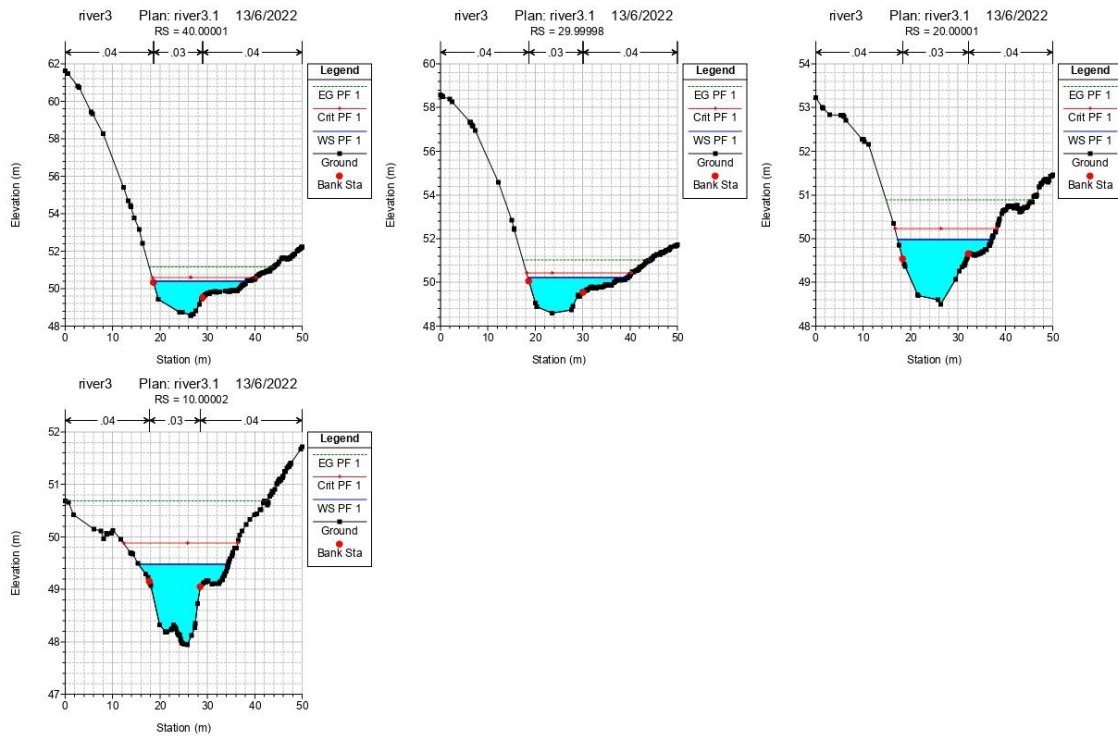


Tabla 36. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Jugli

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
150	65	49.7	51.84	52.12	0.0024	2.45	30.64	23.19	0.56
140	65	49.54	51.84	52.09	0.0022	2.34	33.45	30.51	0.55
130	65	49.6	51.86	52.06	0.0021	2.03	34.13	41.74	0.52
120	65	49.51	51.89	52.02	0.0012	1.73	47.9	44.68	0.4
110	65	49.37	51.55	51.97	0.0037	2.94	23.86	48.92	0.69
100	65	48.86	51.18	51.89	0.0073	3.82	18.4	43.58	0.93
94	65	48.82	50.35	51.76	0.0238	5.25	12.37	24.22	1.59
87	65	48.8	51.29	51.46	0.0014	2.01	38.71	32.55	0.43
79	65	48.6	51.31	51.42	0.0010	1.81	53.02	35.82	0.37
67	65	48.54	51.27	51.41	0.0014	1.99	45.32	30.7	0.42
60	65	48.62	50.79	51.35	0.0062	3.59	23.06	21.11	0.86
50	65	48.56	50.42	51.25	0.0115	4.13	17.4	17	1.14
40	65	48.56	50.39	51.15	0.0106	4.06	18.86	19.76	1.11
30	65	48.6	50.22	51.03	0.0115	4.1	18.06	21.16	1.15
20	65	48.5	49.98	50.89	0.0156	4.29	16.25	19.82	1.33
10	65	47.94	49.48	50.69	0.0197	4.98	14.56	18.93	1.48

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 87 y 67, entre las que cruza la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 51.48 a 51.52, lo que representa un NAME de 3.0m respecto al lecho del Río en dichas secciones.

QUEBRADA WERY (P10)

La geometría empleada consta de nueve (9) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 100 metros. La **Figura 77** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

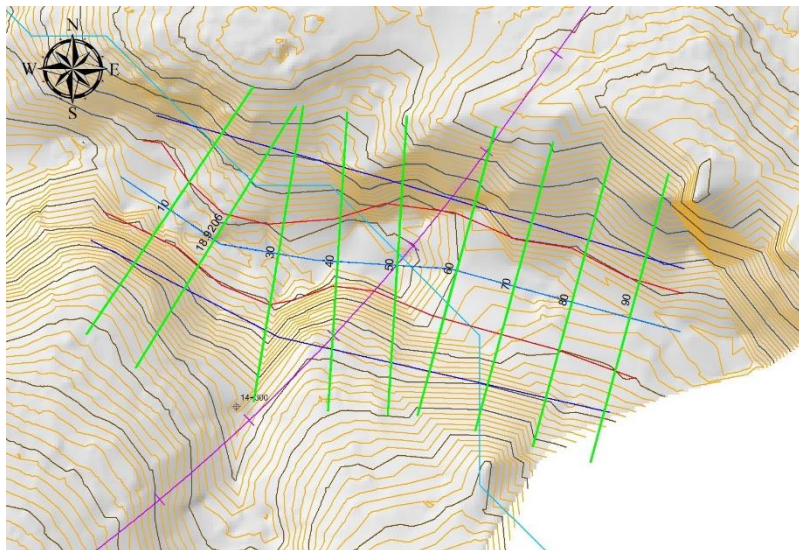


Figura 77. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Wery.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 42 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaran a las pendientes del fondo del cauce.

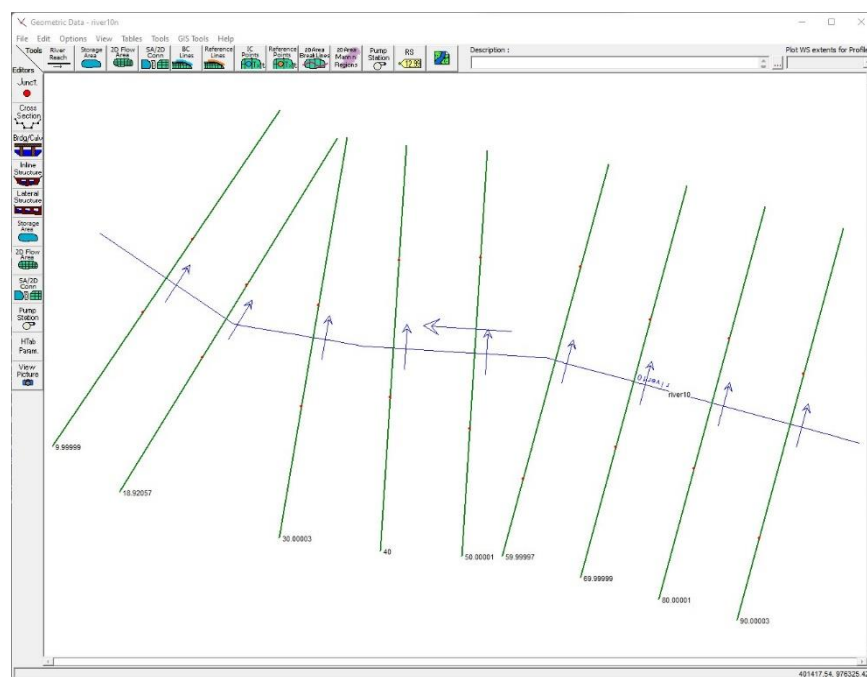


Figura 78. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Wery en la zona de estudio

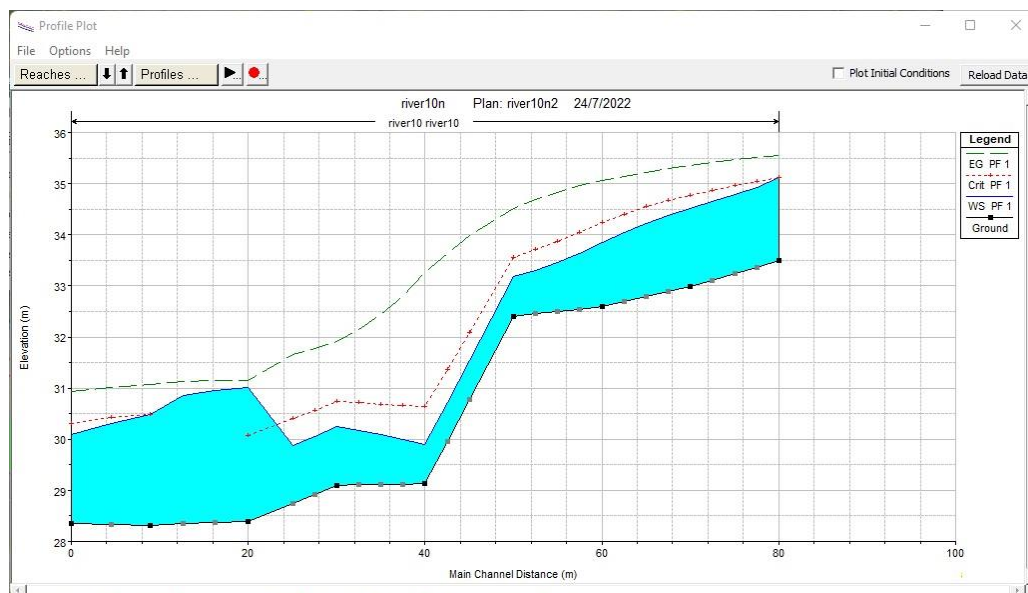


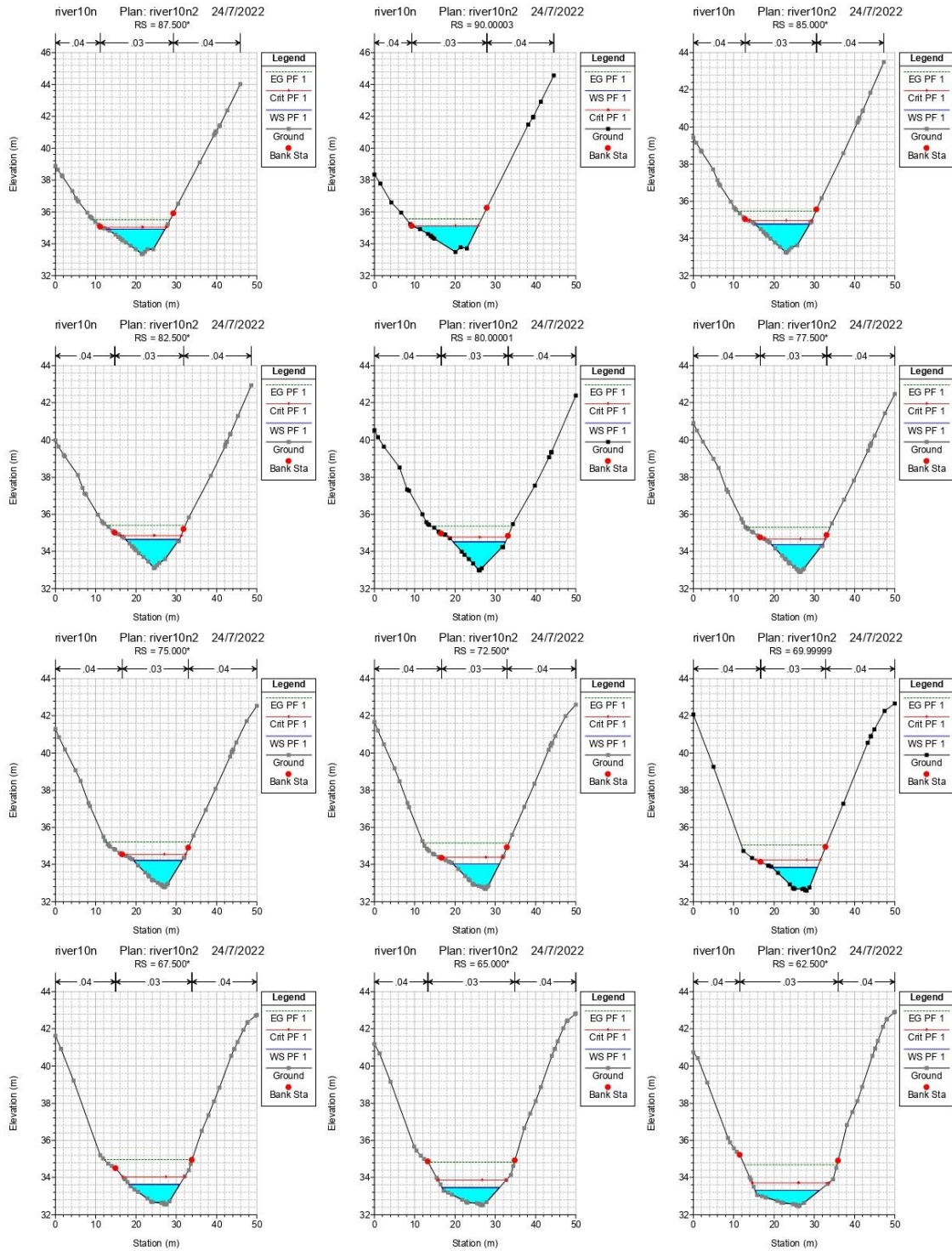
Figura 79. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Wery. Perfil Longitudinal

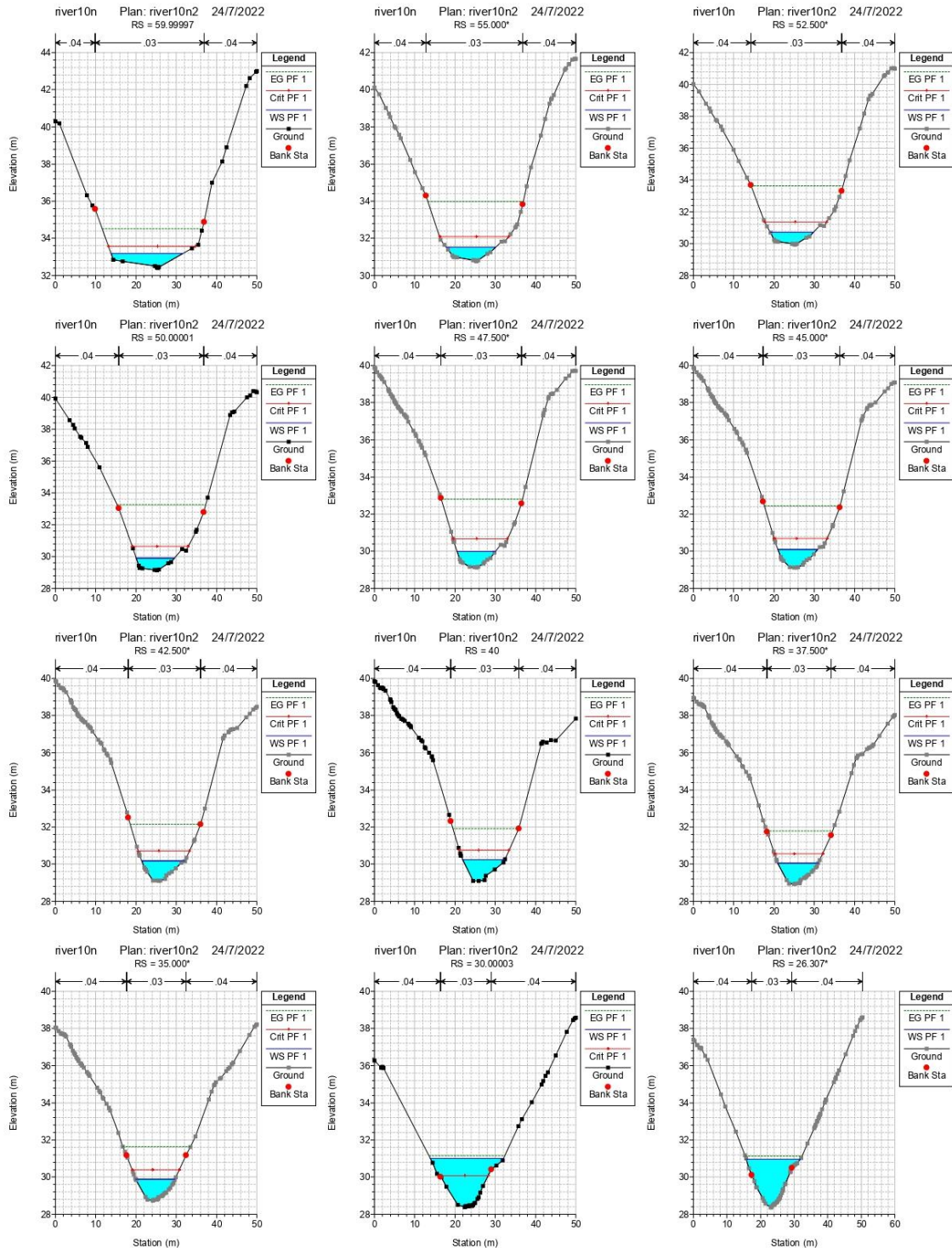
De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 60 y 30, entre las que cruza

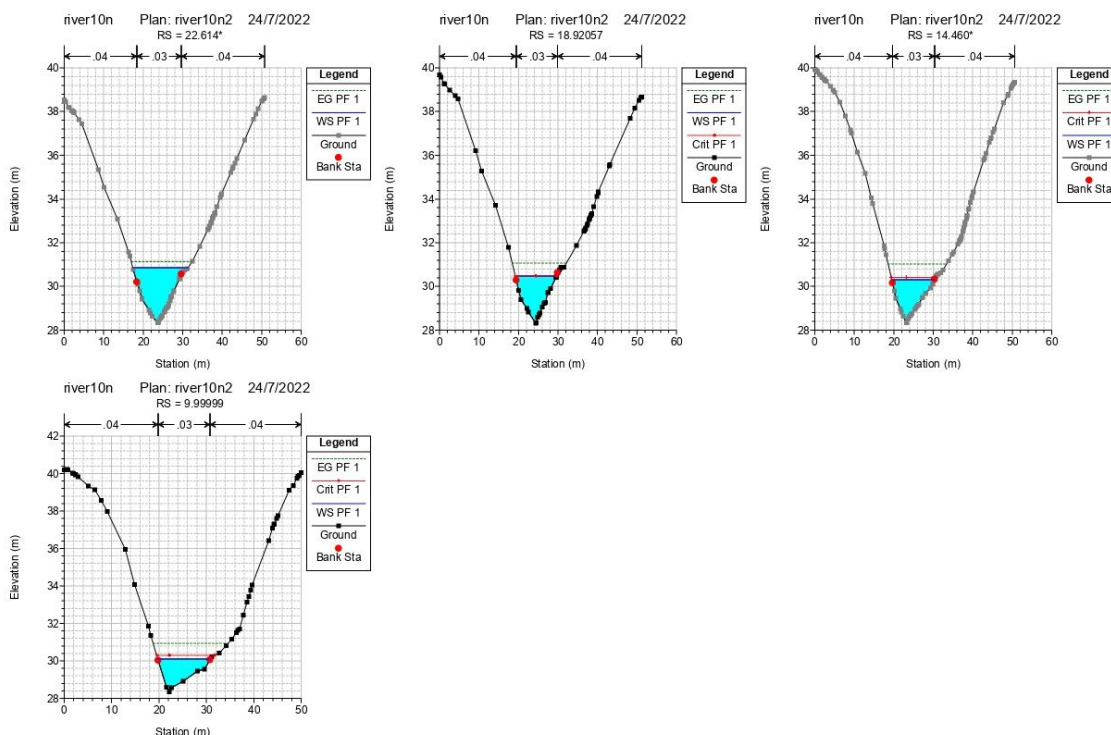
la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 29.87 a 31.53, lo que representa un NAME de 1.12m respecto al lecho del Río en dichas secciones.

Tabla 37. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Wery.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
88	42	33.36	34.91	35.51	0.013622	3.42	12.28	14.47	1.19
85	42	33.24	34.78	35.46	0.015876	3.66	11.46	13.68	1.28
83	42	33.11	34.65	35.41	0.018606	3.87	10.84	13.41	1.38
80	42	32.98	34.51	35.35	0.021143	4.07	10.32	13.03	1.46
78	42	32.88	34.38	35.29	0.023511	4.24	9.91	12.75	1.54
75	42	32.78	34.22	35.22	0.025668	4.44	9.46	12.1	1.6
73	42	32.69	34.04	35.14	0.028574	4.65	9.03	11.63	1.69
70	42	32.59	33.85	35.06	0.032064	4.87	8.62	11.26	1.78
68	42	32.55	33.63	34.96	0.042544	5.11	8.23	12.59	2.02
65	42	32.5	33.45	34.83	0.052595	5.2	8.07	14.18	2.2
63	42	32.46	33.31	34.69	0.061508	5.22	8.05	15.91	2.34
60	42	32.41	33.18	34.52	0.067427	5.13	8.19	17.82	2.41
55	42	30.77	31.53	33.98	0.112949	6.93	6.06	12.31	3.15
53	42	29.95	30.71	33.63	0.126831	7.57	5.55	10.7	3.36
50	42	29.13	29.91	33.26	0.138279	8.11	5.18	9.5	3.51
48	42	29.12	30	32.8	0.103447	7.41	5.67	9.59	3.08
45	42	29.12	30.09	32.44	0.079699	6.79	6.19	9.81	2.73
43	42	29.11	30.17	32.14	0.066675	6.22	6.76	10.68	2.5
40	42	29.1	30.25	31.91	0.049089	5.7	7.37	10.46	2.17
38	42	28.92	30.06	31.78	0.049516	5.8	7.24	10.07	2.19
35	42	28.75	29.87	31.65	0.04982	5.9	7.12	9.71	2.2
30	42	28.39	31.02	31.15	0.001084	1.65	27.12	18.2	0.38
26	42	28.37	30.96	31.14	0.001606	1.91	23.02	16.11	0.45
23	42	28.34	30.86	31.13	0.002645	2.27	18.95	14.08	0.57
14	42	28.34	30.3	31.02	0.012863	3.75	11.22	10.79	1.16
10	42	28.35	30.1	30.94	0.017275	4.05	10.37	11.12	1.33







QUEBRADA ÑUMANY BRAZO (P11)

La geometría empleada consta de diecinueve (19) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 200 metros. La **Figura 80** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 33 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

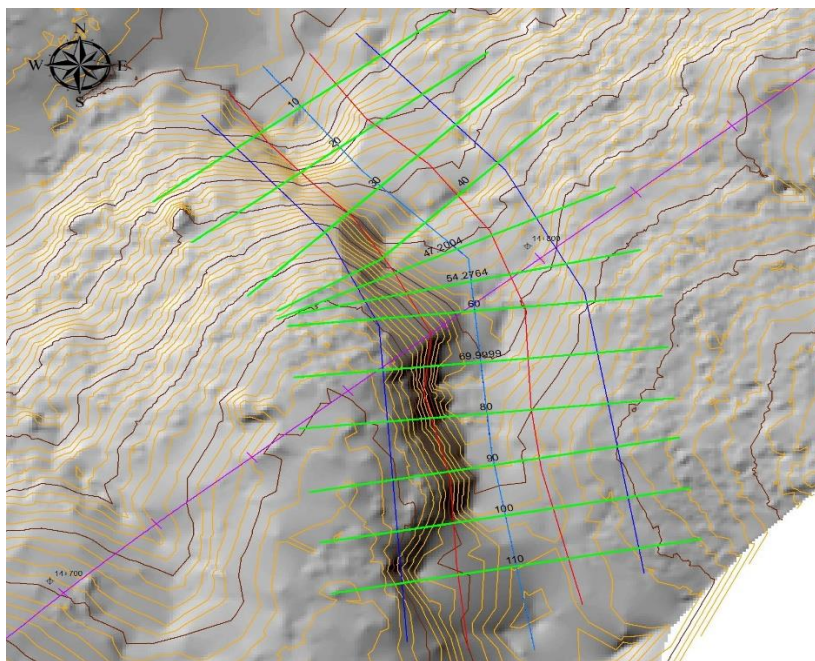


Figura 80. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Ñumany Brazo.

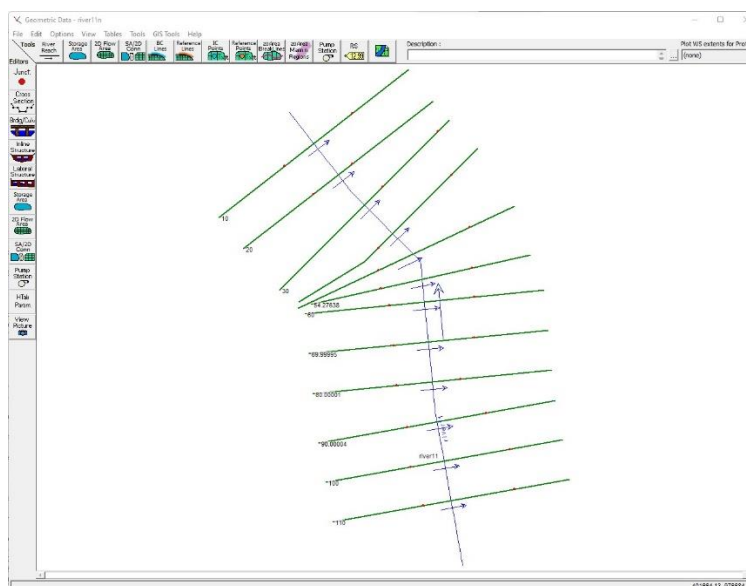


Figura 81. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Ñumany Brazo en la zona de estudio

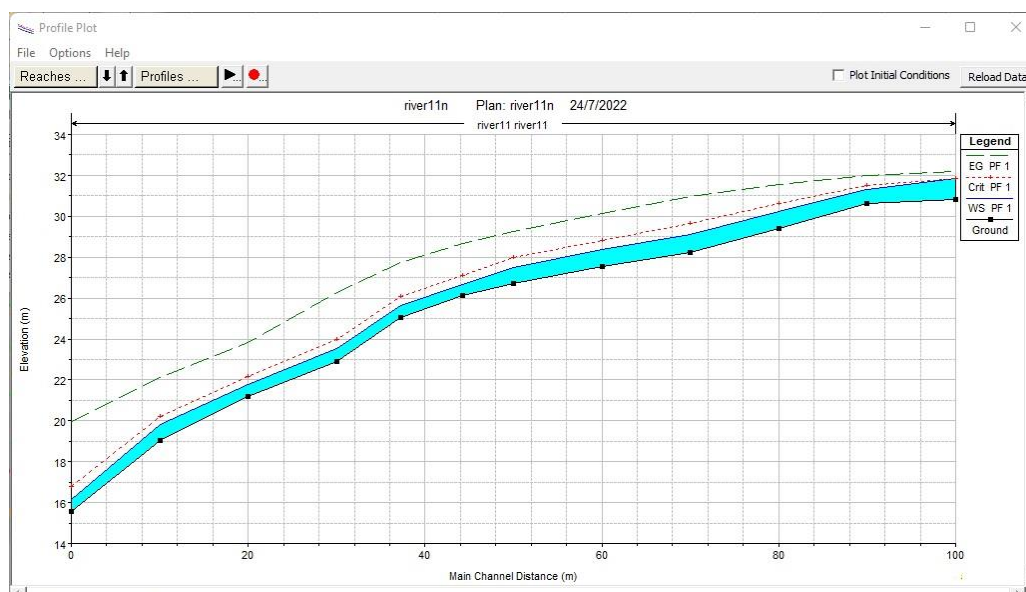
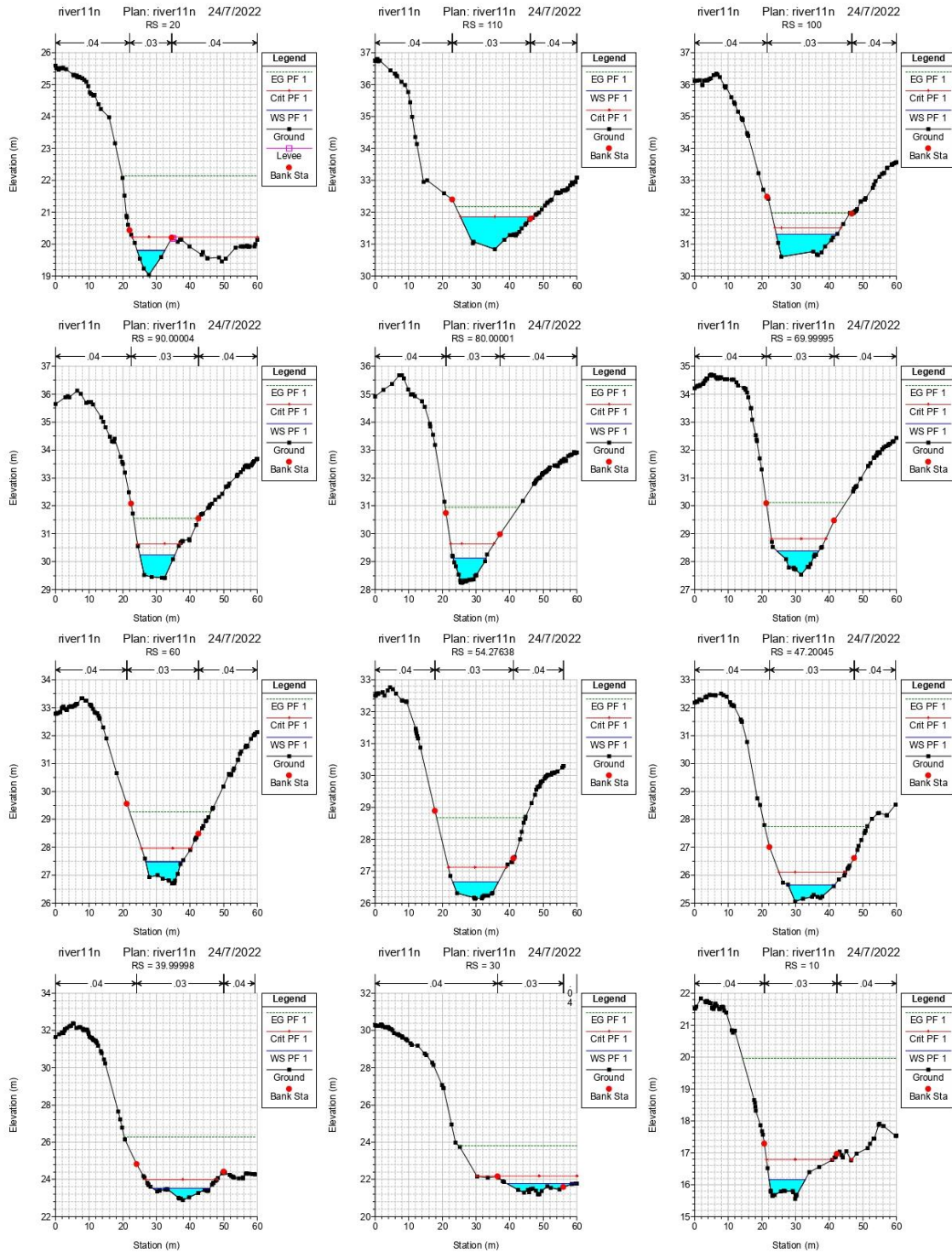


Figura 82. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Numaný Brazo. Perfil Longitudinal

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 47 a 80, entre las que cruza la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 25.67 a 29.13, lo que representa un NAME de 0.9m respecto al lecho del Río en dichas secciones.

Tabla 38. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Numaný Brazo.

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
110	33	30.84	31.85	32.17	0.0103	2.49	13.27	21.73	1
100	33	30.61	31.31	31.97	0.0291	3.6	9.17	18.05	1.61
90	33	29.41	30.24	31.55	0.0450	5.07	6.51	10.42	2.05
80	33	28.24	29.13	30.94	0.0709	5.97	5.53	9.75	2.53
70	33	27.53	28.39	30.12	0.0905	5.83	5.66	12.61	2.78
60	33	26.71	27.48	29.27	0.0793	5.92	5.58	10.85	2.64
54	33	26.13	26.67	28.68	0.1275	6.28	5.25	13.6	3.23
47	33	25.06	25.65	27.73	0.1384	6.39	5.17	13.86	3.34
40	33	22.88	23.52	26.28	0.2856	7.36	4.48	16.79	4.55
30	33	21.2	21.77	23.81	0.1819	6.37	5.38	20.79	3.7
20	33	19.04	19.81	22.14	0.1556	7.4	5.65	19.68	3.6
10	33	15.56	16.15	19.97	0.2745	8.65	3.82	10.7	4.62



QUEBRADA MONO (P13)

La geometría empleada consta de diecinueve (19) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 200 metros. La **Figura 86** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

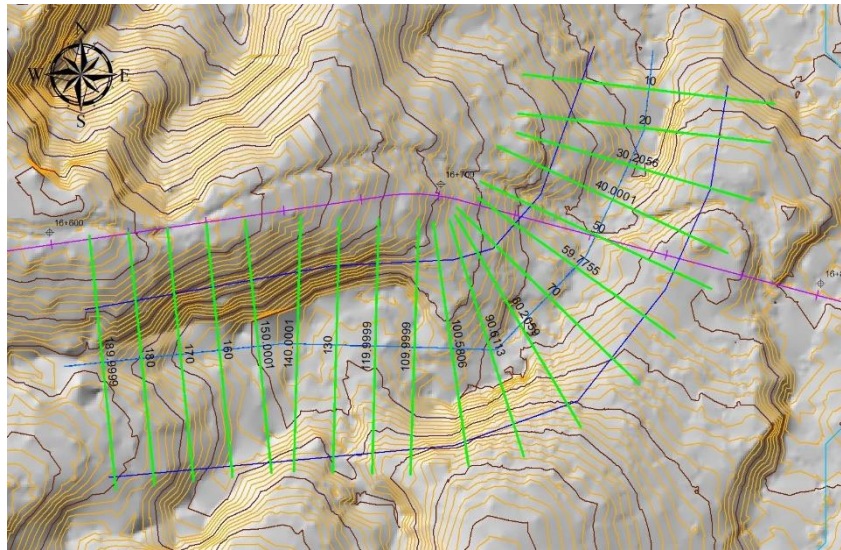


Figura 83. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Mono.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q_{\text{máx. (1:100)}} = 23 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 40 y 70, entre las que cruza la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 32 a 34.83, lo que representa un NAME de 1.0m respecto al lecho del Río en dichas secciones.

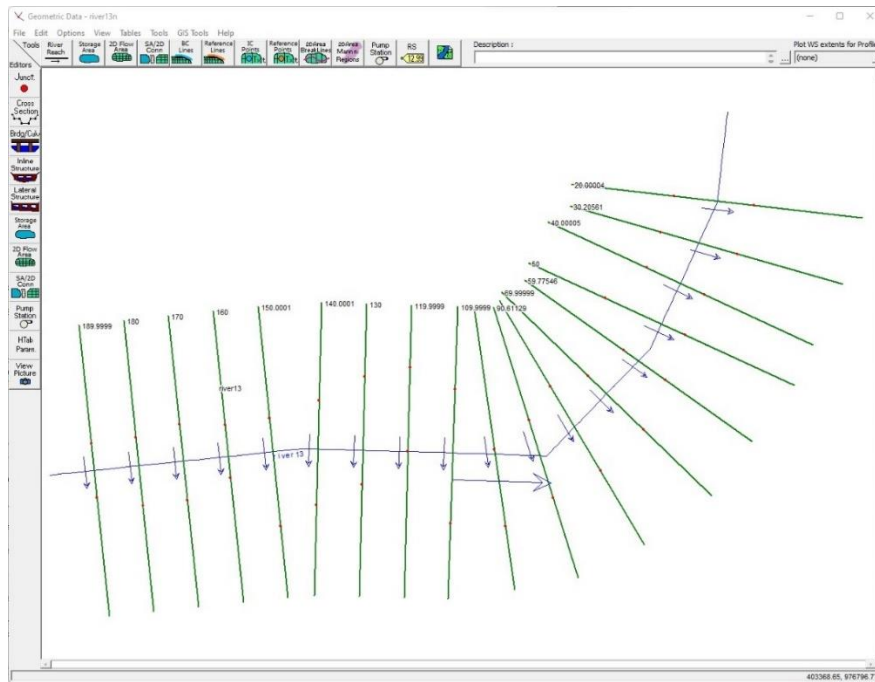


Figura 84. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Mono en la zona de estudio

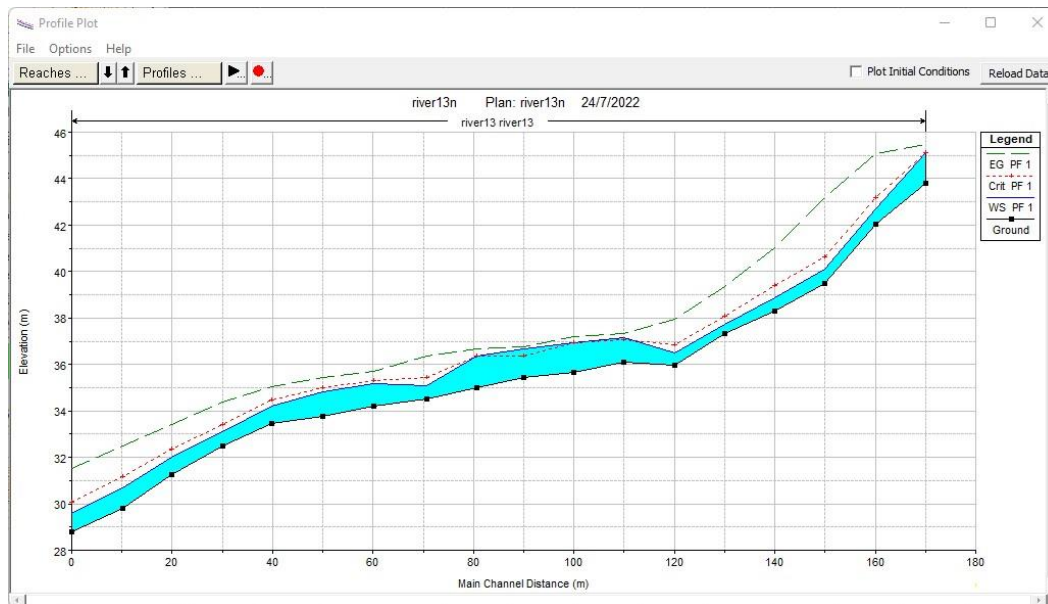
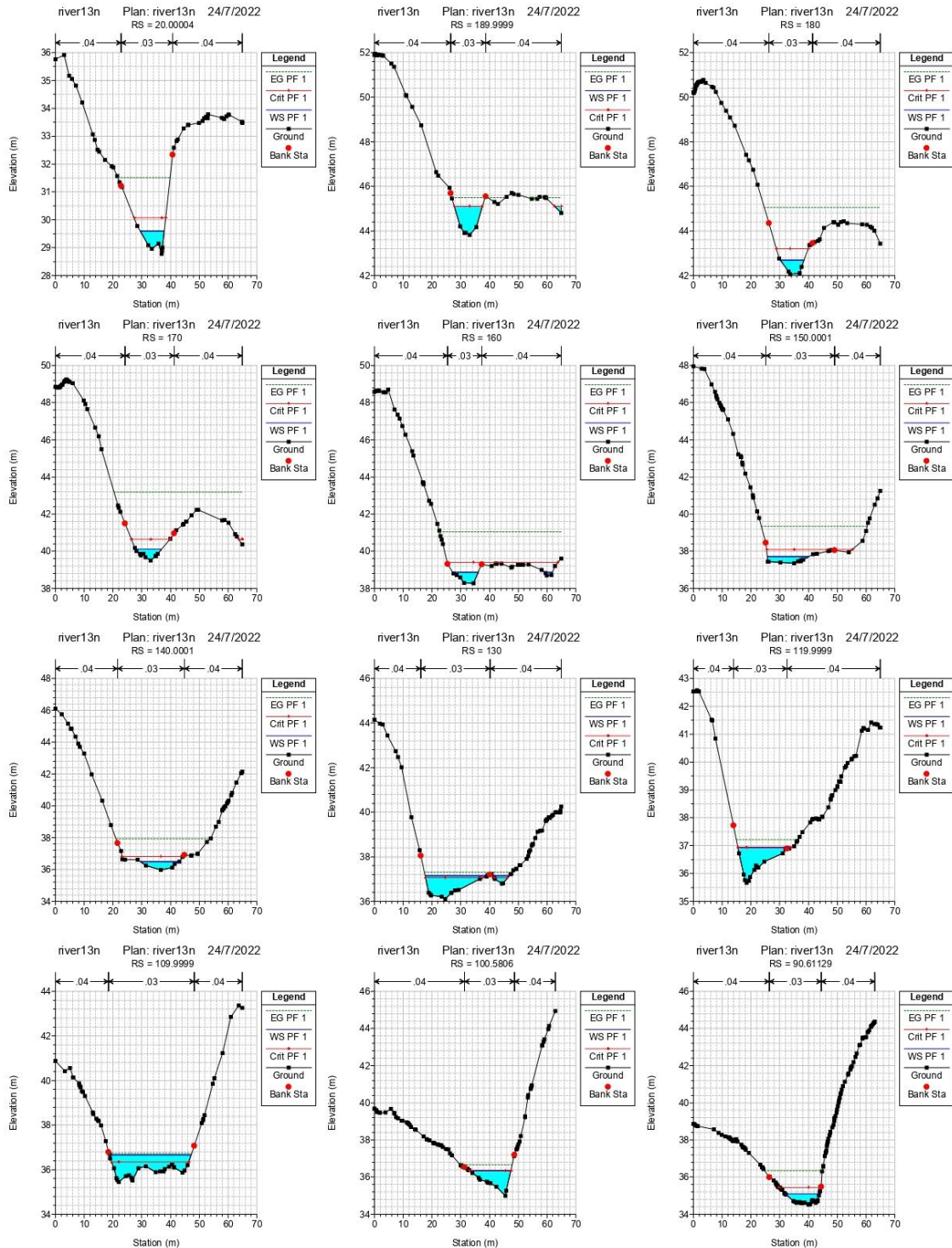


Figura 85. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Mono. Perfil Longitudinal



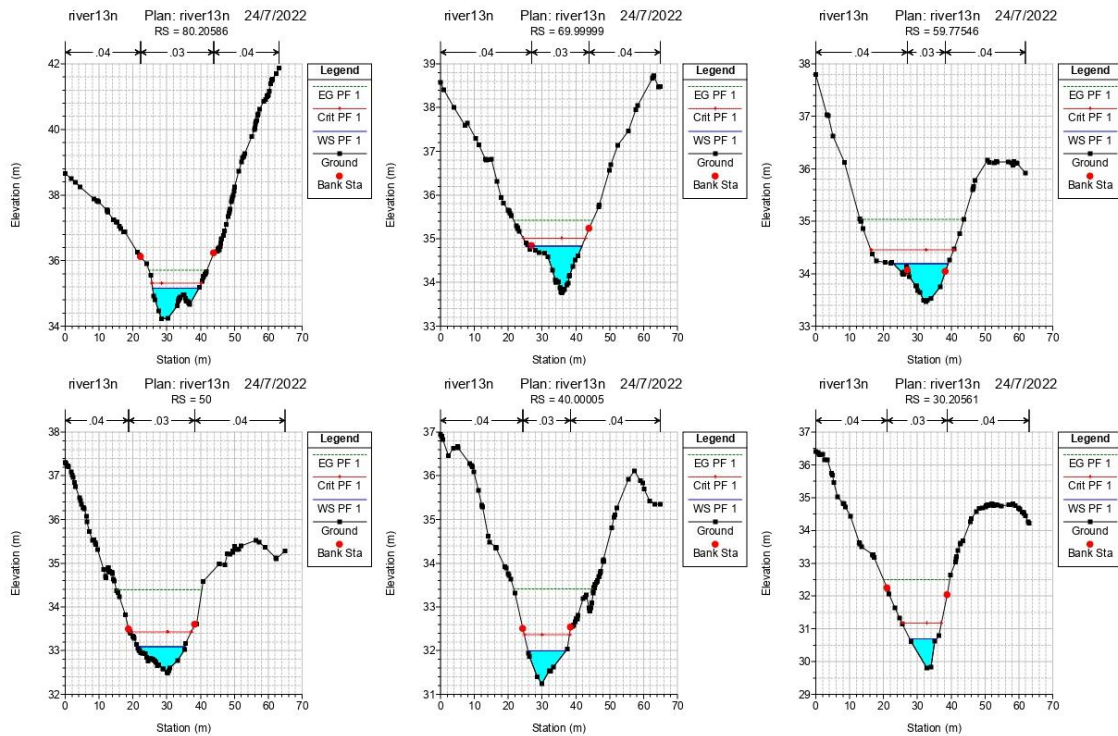


Tabla 39. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Mono.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
170	23	39.5	40.11	43.18	0.242272	7.77	2.96	8.98	4.32
160	23	38.28	38.87	41.04	0.148724	6.63	3.69	11.66	3.45
150	23	37.35	37.72	39.34	0.158324	5.64	4.08	14.54	3.4
140	23	35.98	36.5	37.93	0.117378	5.31	4.33	13.59	3.01
130	23	36.11	37.15	37.31	0.006066	1.78	13.62	27.36	0.75
110	23	35.45	36.67	36.74	0.001876	1.14	20.22	28.36	0.43
91	23	34.52	35.1	36.35	0.079567	4.95	4.64	11.92	2.53
80	23	34.22	35.15	35.71	0.025383	3.32	6.93	13.69	1.49
70	23	33.76	34.83	35.43	0.030657	3.41	6.76	15.49	1.62
60	23	33.47	34.19	35.04	0.041049	4.14	5.91	16.15	1.9
50	23	32.49	33.09	34.39	0.105132	5.05	4.55	14.16	2.84
40	23	31.24	32	33.41	0.08928	5.27	4.37	11.24	2.7
30	23	29.81	30.7	32.51	0.087658	5.96	3.86	7.91	2.72
20	23	28.78	29.6	31.52	0.105075	6.14	3.75	8.33	2.92

QUEBRADA CAÑO SUCIO 4 (P6)

La geometría empleada consta de diecinueve (19) secciones transversales del cauce equidistantes a cada 10 m, y de las riberas de inundación del cauce. La longitud total estudiada es de 200 metros. La **Figura 86** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

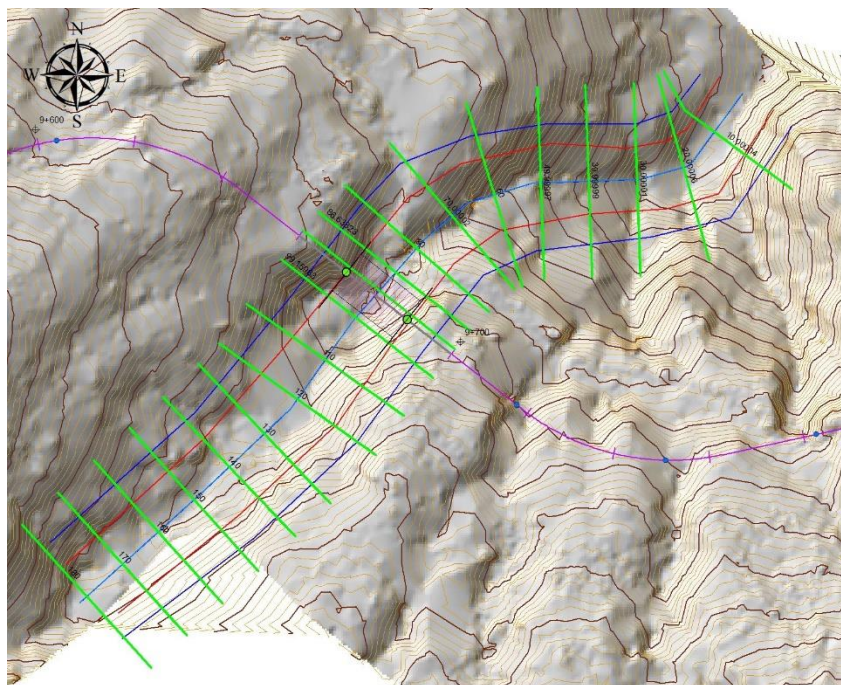


Figura 86. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Quebrada Caño Sucio 4.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 12 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

De acuerdo con los resultados de salida del modelo HEC-RAS, el nivel de agua estimado para la avenida con un periodo de recurrencia de 1:100 años para las secciones 60 y 100, entre las que cruza la estructura proyectada, se alcanzan cotas entre 156.21 a 161.37, lo que representa un NAME de 1.6m respecto al lecho del Río en dichas secciones.

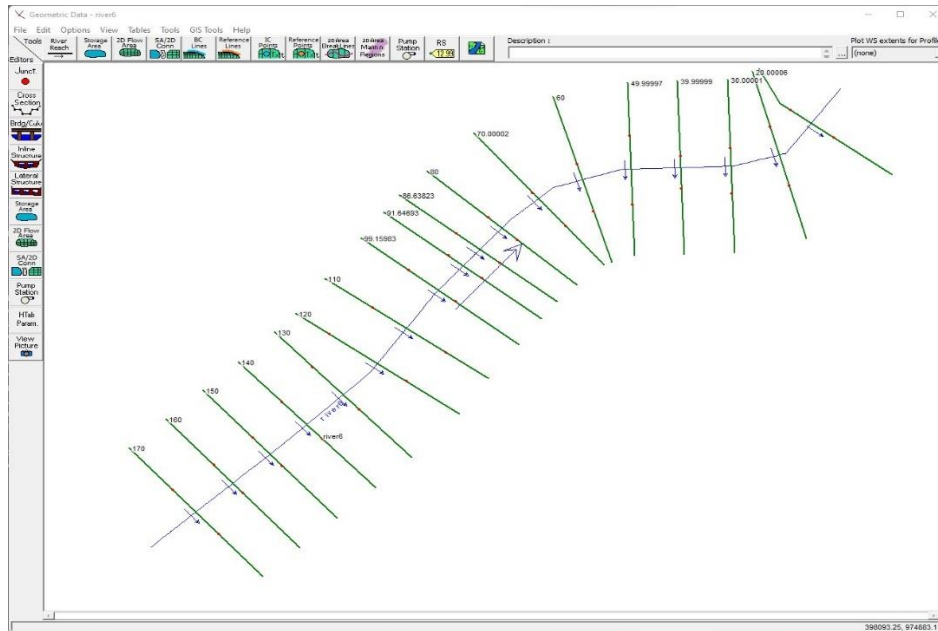


Figura 87. Esquema de modelo geométrico en HEC-RAS del cauce de quebrada Caño Sucio 4 en la zona de estudio

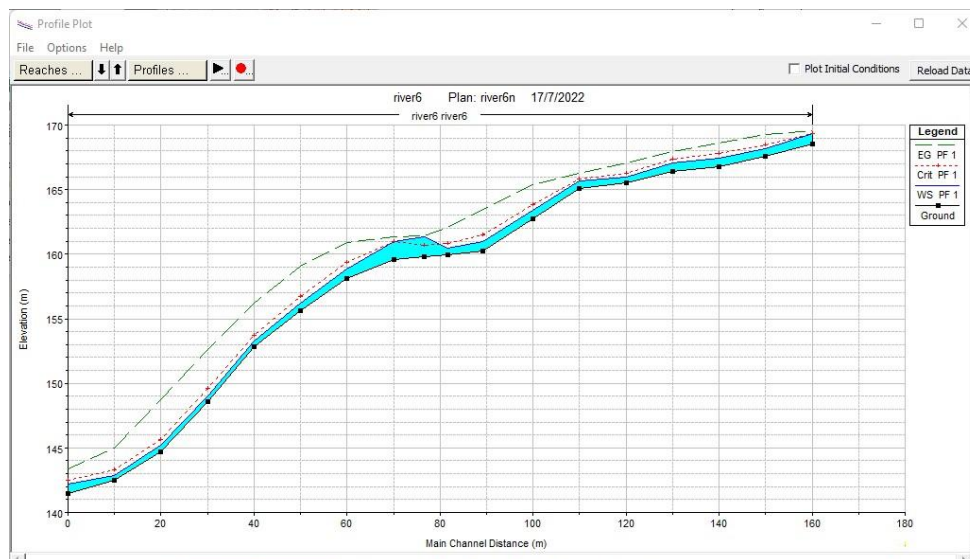
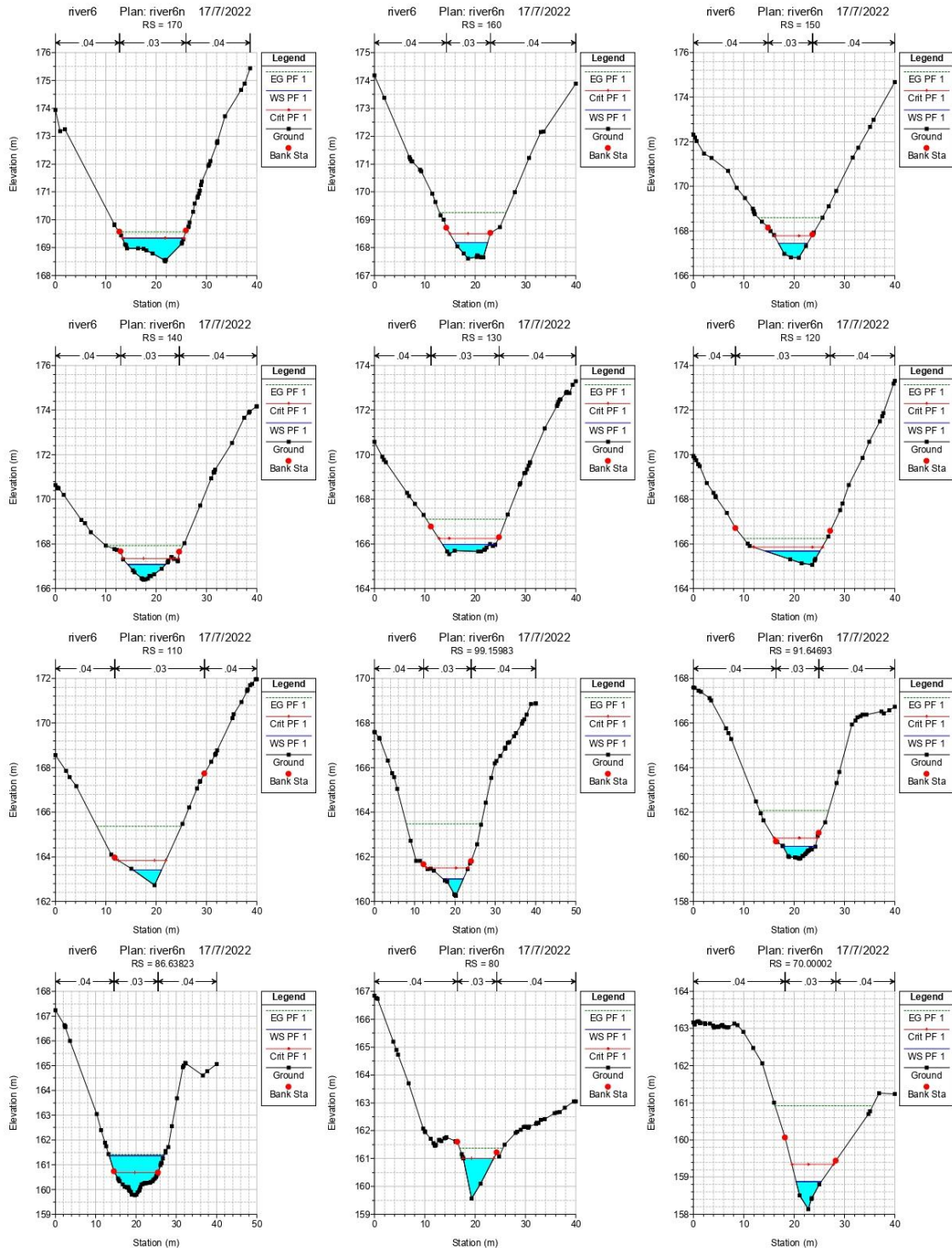


Figura 88. Resultados de modelación hidráulica de quebrada Caño Sucio 4. Perfil Longitudinal.



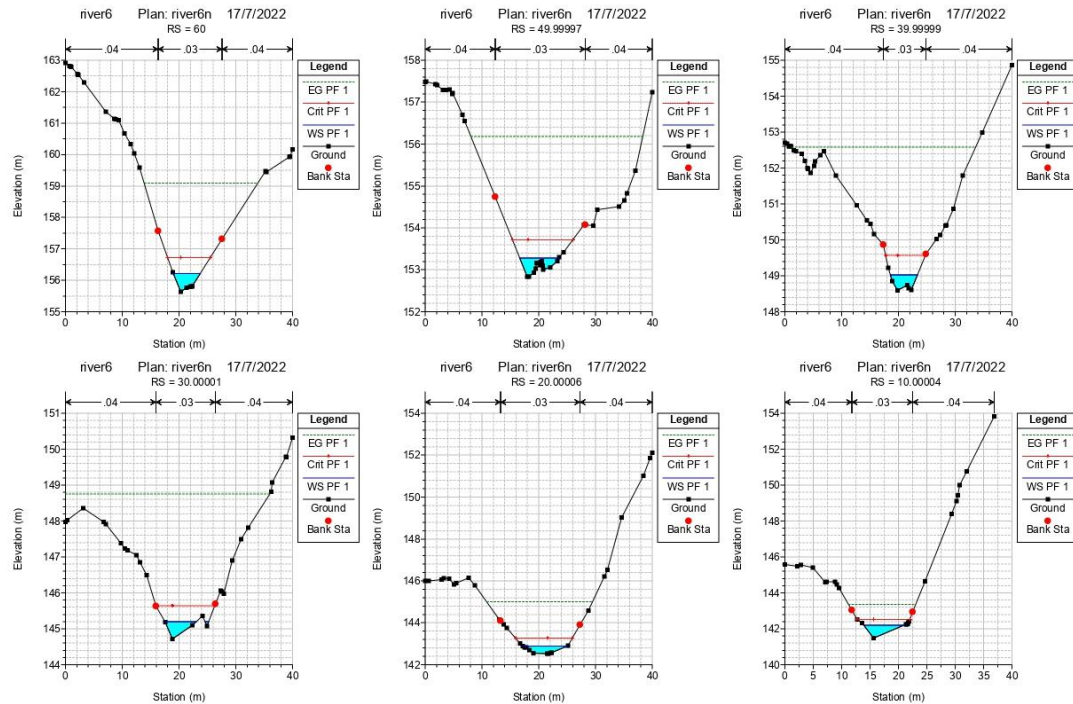


Tabla 40. Resultados de modelación hidráulica para el cauce de la quebrada Caño Sucio 4.

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
160	12	167.61	168.18	169.25	0.066161	4.59	2.62	6.44	2.3
150	12	166.8	167.44	168.6	0.063973	4.76	2.52	5.71	2.29
140	12	166.39	167.08	167.92	0.053073	4.06	2.96	7.55	2.07
130	12	165.54	165.97	167.1	0.129697	4.71	2.55	10.25	3.02
120	12	165.06	165.67	166.23	0.043222	3.31	3.62	10.82	1.83
110	12	162.73	163.42	165.36	0.150373	6.18	1.94	5.67	3.37
99	12	160.25	161	163.48	0.190566	6.97	1.72	4.93	3.77
92	12	159.93	160.46	162.07	0.125725	5.61	2.14	6.4	3.1
87	12	159.78	161.37	161.41	0.000625	0.91	13.76	13.66	0.27
80	12	159.56	161	161.37	0.011439	2.68	4.47	6.08	1
70	12	158.14	158.88	160.93	0.139455	6.33	1.9	4.98	3.28
60	12	155.64	156.21	159.09	0.227611	7.51	1.6	4.74	4.13
50	12	152.84	153.29	156.18	0.382773	7.54	1.59	6.94	5.03
40	12	148.59	149.03	152.58	0.327848	8.35	1.44	4.79	4.87
30	12	144.71	145.2	148.75	0.452492	8.35	1.44	6.17	5.52
20	12	142.52	142.89	145	0.254047	6.43	1.87	7.82	4.2

ANEXO 3 - ANALISIS DE INUNDABILIDAD EN ZONA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO PARA LOS RIOS MANANTI, UMANY Y JALY

1. INTRODUCCION

De los análisis hidrológicos se identifican características geomorfológicas en los cauces de los ríos Mananti y Jaly, en donde se presentan rasgos de la existencia de amplias planicies de inundación. Con el fin de determinar si dichas zonas se ven afectadas para el escenario de avenida de diseño del proyecto, determinado en una avenida con 100 años de periodo de retorno, y a fin de verificar si el proyecto produce un impacto significativo en dicha dinámica natural, se realiza la modelación hidráulica del río Mananti y de la zona de confluencia del río Jaly con la quebrada Umany, determinándose las planicies de inundación que se producen en estado natural y con el proyecto implementado, para la avenida de diseño.

2. METODOLOGIA

El análisis se basa en la aplicación de un modelo de simulación en el que los cálculos se han realizado en régimen estacionario para el caudal de avenida, obtenido en el Estudio Hidrológico previo. A partir de ese punto, se determina la altura de la lámina de agua en el cauce natural sin estructura y posteriormente la altura de lámina de agua con el puente proyectado. Dicha determinación se realiza mediante la simulación hidráulica con la versión 6.0 del programa informático HEC-RAS del Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers.

Dicho modelo resuelve la ecuación de la energía de modo iterativo en cada una de las secciones propuestas e interpola los resultados a lo largo de todo el perfil suministrado. Introduce la energía expresándola en términos unidimensionales y suponiendo unas pérdidas de carga que se contabilizan según la ecuación de Manning. Además de esto considera una serie de hipótesis:

- Los valores de las variables no dependen del tiempo, es decir, considera el flujo estacionario.
- Se supone una distribución hidrostática de la presión. Esto se traduce en que la curvatura de las líneas de corriente es despreciable, el flujo es gradualmente variado.
- La altura de la energía es igual para todos los puntos de cada sección. Se considera el flujo unidimensional con lo que se distribuye horizontalmente dicho flujo entre el cauce y la llanura de inundación por ambas márgenes.
- La pendiente del cauce ha de ser menor del 10% para poder considerar que la altura de presión se mida verticalmente y coincida con la altura de la lámina de agua.
- Entre dos secciones transversales la pendiente de la línea de energía es constante.
- Se considera un lecho fijo para el cauce.

La obtención de la elevación de la lámina de agua realiza mediante la ecuación de Manning, mediante el uso de la herramienta HEC-RAS:

$$Q = S \times v = S \times \frac{1}{n} \times R_H^{2/3} \times I^{1/2}$$

donde:

S: Sección (m²)

V: velocidad media del agua (m/s)

n: Coeficiente de Manning

Rh: Radio hidráulico (m)

I: Pendiente de la línea de agua (m/m)

Para el cálculo de las pérdidas por rozamiento tanto para el cauce principal, como para las planicies de inundación se ha empleado la fórmula de Manning y su correspondiente coeficiente de rugosidad, como se ha mencionado al principio de este estudio. Hay que recordar que el programa permite definir diferentes rugosidades según se trate del cauce propiamente dicho, o bien, se produzca la inundación de márgenes.

La ecuación de Manning es resultado del proceso de un ajuste de curvas, y por tanto es completamente empírica en su naturaleza. Debido a su simplicidad de forma, y a los resultados satisfactorios que arroja para aplicaciones prácticas, la fórmula Manning es la más usada de todas las fórmulas de flujo uniforme para cálculos de escurrimiento en canal abierto.

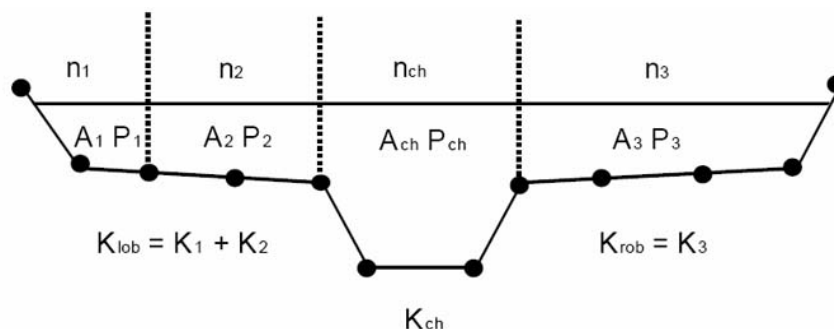


Figura 89. Método estándar de cálculo de capacidad de transporte mediante subdivisión de secciones en HEC-RAS.

La ecuación viene dada y expresada en unidades métricas como:

$$V = \left(\frac{1}{n} \right) \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

siendo n el coeficiente de rugosidad Manning.

En la aplicación de la fórmula de Manning, la mayor dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n, pues no hay un método exacto de seleccionar dicho valor. Para establecer el coeficiente de rugosidad n se han evaluado tablas extraídas de manuales básicos de hidráulica, y una serie de fotografías del cauce y de su llanura de inundación, tras inspección visual in situ, en campo.

Este criterio está avalado por varios autores. Según Ven te Chow en su obra “Hidráulica en canales abiertos”, algunos de los métodos para la determinación del coeficiente n, pueden desarrollarse con este enfoque, consultando tablas de valores típicos de n para varios tipos de canales, o examinando y comparando el canal en estudio con la apariencia de ciertos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad sean conocidos.

El valor del coeficiente de Manning no depende sólo de la rugosidad del cauce, sino de múltiples factores como la vegetación, la irregularidad y alineamiento del canal, los niveles de erosión y sedimentación, las obstrucciones presentes en el cauce, el nivel del río y su caudal, o la carga del lecho.

El programa HEC-RAS considera las pérdidas de carga o energía ocasionadas por el encuentro de obstáculos en el camino del flujo. Esta simulación se efectúa en tres etapas:

- Pérdidas de energía antes de pasar el obstáculo, inmediatamente aguas arriba, que es en donde el flujo experimenta una contracción para poder atravesarlo.
- Pérdidas de energía debidas al obstáculo.
- Pérdidas de energía una vez pasado el obstáculo, inmediatamente aguas abajo, que es en donde el flujo se expande.

Cuando se produce el choque de las rebanadas que conforman el flujo de agua, bien con otras que circulen en otra dirección o bien con obstáculos, se produce un cambio en la velocidad del flujo y esa energía, que justo antes del choque es cinética, se transforma en potencial, con lo que se produce una subida de la lámina de agua. Este fenómeno es la base del cálculo y la valoración de los cambios en el flujo. El programa tiene en cuenta los tres factores principales que la constricción provoca al flujo:

- La geometría de la sección del cauce.
- La capacidad de descarga.
- El estado del flujo

Para el estudio del modelo con HEC-RAS, el programa requiere como mínimo la introducción de cuatro perfiles para cada estructura, además de las establecidas según equidistancias.

- Un primer perfil aguas abajo de la estructura, lo suficientemente alejado como para que el flujo no se afecte.
- Un segundo perfil situado inmediatamente aguas abajo de la estructura en donde si se contempla la afección de los obstáculos al flujo.
- Un tercer perfil situado inmediatamente aguas arriba de la estructura. La distancia entre el perfil y la estructura se toma pequeña para que quede reflejada la aceleración brusca y la contracción del flujo justo en la entrada del paso.
- Un cuarto perfil que funciona en el mismo sentido que el primero donde las líneas de flujo se pueden considerar paralelas y la capacidad útil del perfil es completa.

Para conocer la geometría interna en la estructura, el programa utiliza los perfiles segundo y tercero e interpreta por interpolación la disposición de la estructura, incluso de las áreas que no contribuyen al flujo, como pueden ser estribos de los puentes, además del propio tablero, en el caso de que el flujo superara el gálibo libre.

El final de todo esto está enfocado en asegurar que los sistemas existentes o cauces naturales tengan capacidad hidráulica suficiente que garantice el buen funcionamiento de los mismo, de lo contrario deberán hacerse las modificaciones necesarias para conseguir la capacidad necesaria.

El programa permite contemplar las diferencias existentes entre cauce y llanura de inundación (ambas márgenes), no sólo en cuanto a rugosidades o coeficientes de rozamiento sino también en cuanto a distribución horizontal de las velocidades.

Como se ha mencionado anteriormente el cálculo se realiza a través de la resolución, de manera iterativa de la ecuación de la energía. Para la estimación de la rugosidad del cauce, que causará pérdidas por rozamiento, se usa la conocida fórmula de Manning.

3. CONDICIONES DE INUNDABILIDAD RIO MANANTI

Para verificar las condiciones de inundabilidad en la sección del río Mananti donde se prevé el trazado del proyecto se elaboró el modelo hidráulico del cauce principal y una quebrada cercana afluente al río que se ubica aguas arriba del eje proyectado, a fin de verificar la influencia la zona de confluencia en dicho sector.

El modelo geométrico elaborado consta de un cauce principal con dieciséis (16) secciones transversales espaciadas a cada 10 metros y cauce tributario compuesto de ocho (8) secciones. La

longitud total estudiada es de 250 metros. La **Figura 44** muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

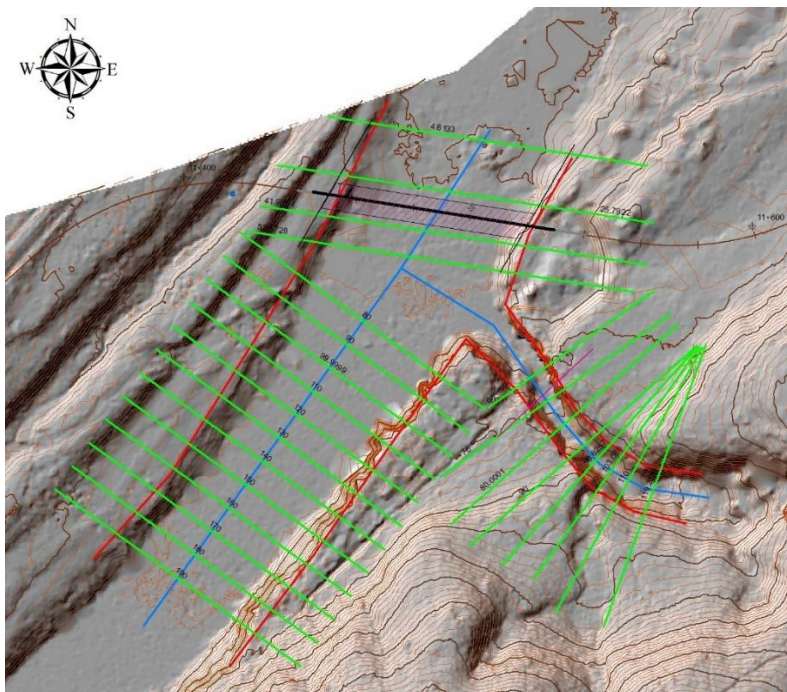


Figura 90. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Manantí.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

$$Q \text{ máx. (1:100)} = 984 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilan a las pendientes del fondo del cauce.

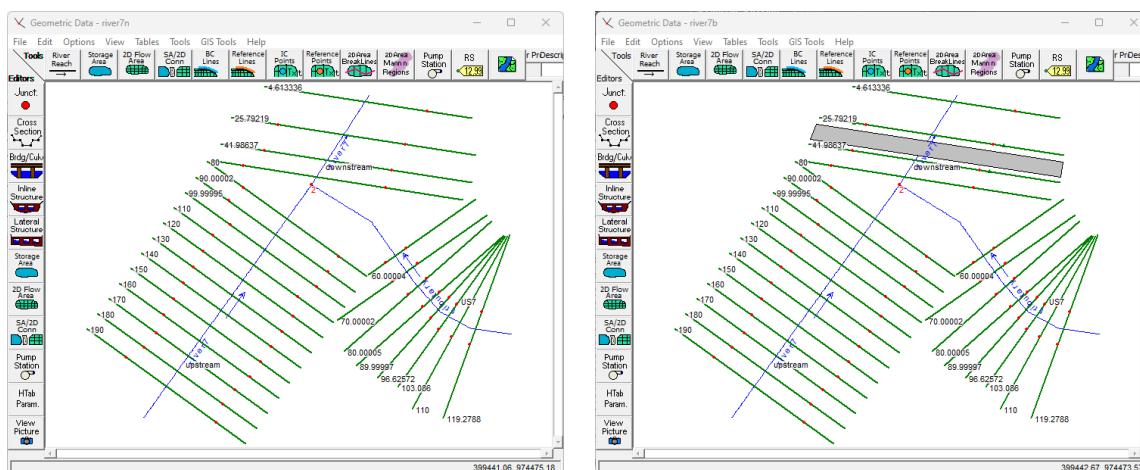


Figura 91. Modelos geométricos de río Mananti. Izquierda – modelo sin proyecto; derecha – modelo con proyecto

3.1. ESCENARIO SIN PROYECTO – RIO MANANTI

Para el escenario sin proyecto, y para una avenida con periodo de retorno de 100 años, se constata que el Nivel de Aguas Máximas no llega a sobrepasar el nivel de banca llena, manteniéndose dentro del cauce principal, sin provocar desbordamiento, lo que implica que, en condiciones naturales y para una avenida de 100 años de periodo de retorno, no se producen inundaciones asociadas al desborde del cauce principal del río. El nivel máximo alcanzado en cada sección modelada se detalla en la **Tabla 41**, mientras que los resultados gráficos se muestran en la **Figura 92 y 5**.

Tabla 41. Resultados tabulares de modelación hidráulica de Río Mananti para escenario sin proyecto

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
190	984	40.92	45.42	46.42	0.0030	4.49	234.52	77.46	0.72
180	984	40.91	45.01	46.35	0.0044	5.21	204.47	73.75	0.85
170	984	40.9	44.97	46.3	0.0045	5.21	205.27	75.06	0.87
160	984	40.89	45.01	46.22	0.0042	4.96	213.32	76.12	0.83
150	984	40.86	44.87	46.17	0.0046	5.13	204.5	74.61	0.88
140	984	40.81	44.98	46.07	0.0036	4.68	223.95	75.03	0.77
130	984	40.79	44.86	46.02	0.0040	4.84	215.96	75	0.81
120	984	40.76	44.92	45.94	0.0035	4.56	230.32	76.37	0.76
110	984	40.74	44.42	45.86	0.0056	5.37	193.41	71.32	0.94
100	984	40.66	43.72	45.73	0.0094	6.33	163.53	74.14	1.2

90	984	40.64	43.26	45.58	0.0134	6.74	145.92	61.15	1.39
80	984	40.54	43.98	45.35	0.0056	5.22	196.09	76.13	0.95

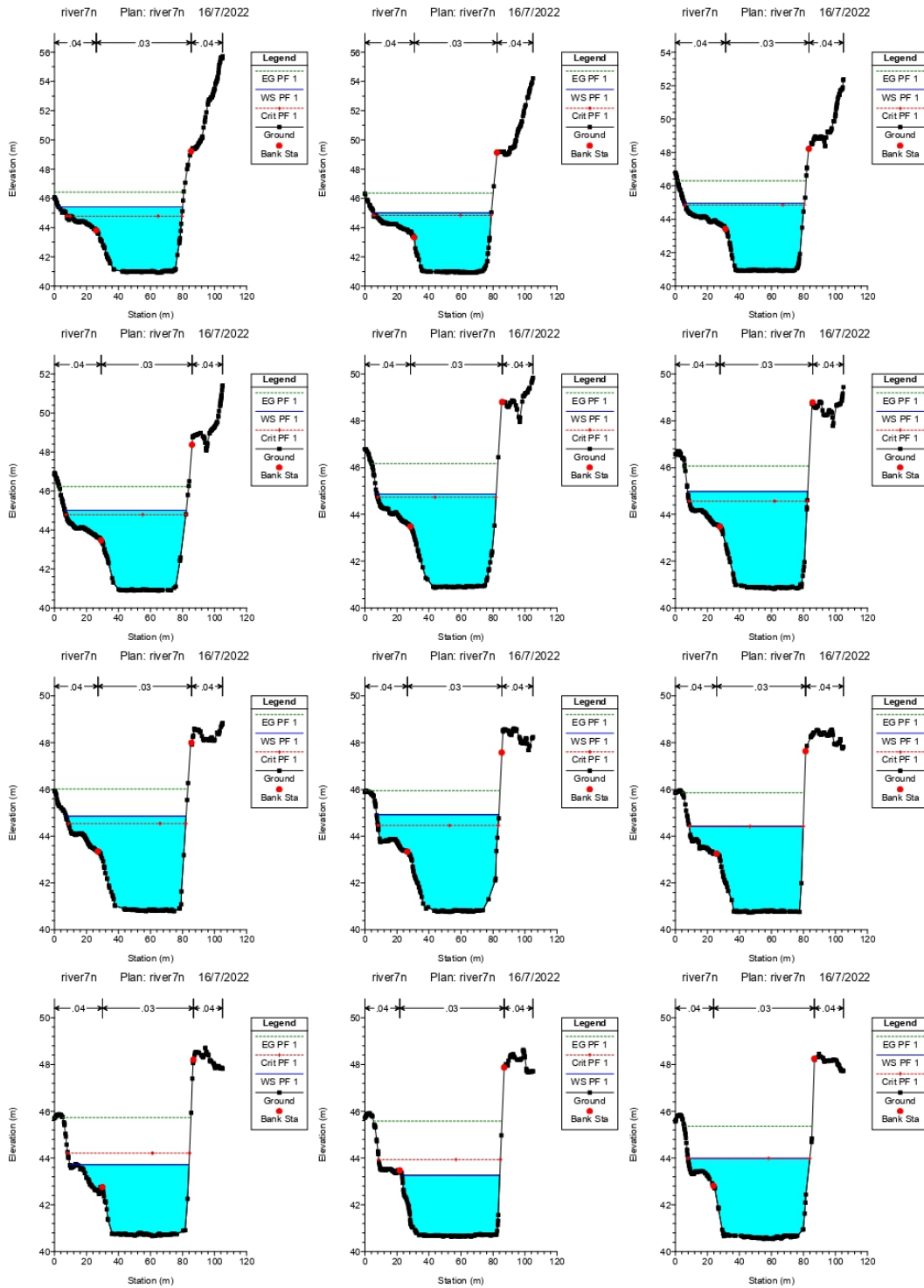


Figura 92. Resultados de modelación hidráulica de Rio Mananti para el escenario sin proyecto

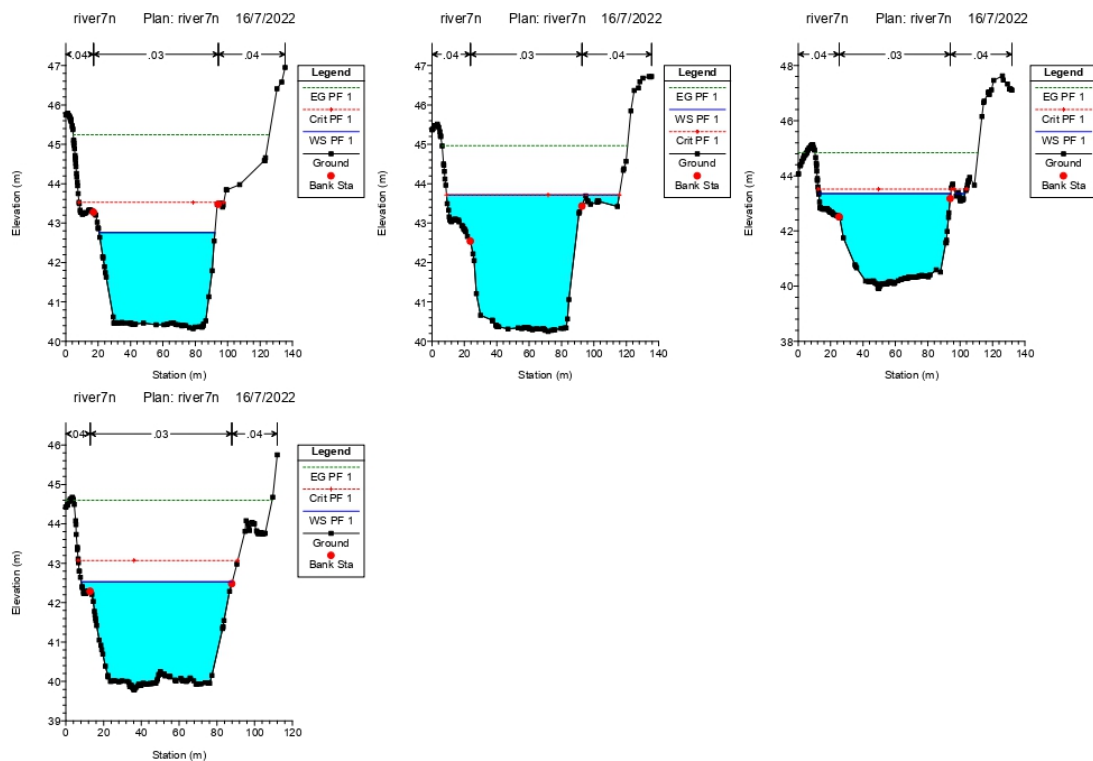


Figura 93. Resultados de modelación hidráulica de Rio Mananti para el escenario sin proyecto

3.2. ESCENARIO CON PROYECTO – RIO MANANTI

Para el escenario con proyecto, y para una avenida con periodo de retorno de 100 años, se constata que la estructura del puente, no llega a causar perturbación significativa en las condiciones hidráulicas del cauce, con Nivel de Aguas Máximas que, al igual que en condiciones naturales, no llega a sobrepasar el nivel de banca llena, manteniéndose dentro del cauce principal, sin provocar desbordamiento, lo que implica que, la implantación del proyecto en el sector no impacta en las condiciones hidráulicas de la zona. El nivel máximo alcanzado en cada sección modelada se detalla en la **Tabla 42**, mientras que los resultados gráficos se muestran en la **Figura 94 y 7**.

Tabla 42. Resultados tabulares de modelación hidráulica de Rio Mananti para escenario con proyecto

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
190	984	40.92	45.42	46.42	0.00305	4.49	234.52	77.46	0.72
180	984	40.91	45.01	46.35	0.00439	5.21	204.47	73.75	0.85
170	984	40.9	44.97	46.3	0.00452	5.21	205.27	75.06	0.87
160	984	40.89	45.01	46.22	0.00416	4.96	213.32	76.12	0.83
150	984	40.86	44.87	46.17	0.00463	5.13	204.5	74.61	0.88
140	984	40.81	44.98	46.07	0.00360	4.68	223.95	75.03	0.77
130	984	40.79	44.86	46.02	0.00402	4.84	215.96	75	0.81
120	984	40.76	44.92	45.94	0.00348	4.56	230.32	76.37	0.76
110	984	40.74	44.42	45.86	0.00557	5.37	193.41	71.32	0.94
100	984	40.66	43.72	45.73	0.00943	6.33	163.53	74.14	1.2
90	984	40.64	43.26	45.58	0.01337	6.74	145.92	61.15	1.39
80	984	40.54	43.98	45.35	0.00564	5.22	196.09	76.13	0.95
53	1049	40.32	44.43	45.12	0.00228	3.71	299.58	112.6	0.62
42	1049	40.25	44.02	45.06	0.00386	4.55	237.72	108.62	0.8
34	Bridge								
26	1049	39.91	43.49	44.85	0.00596	5.2	206.02	89.39	0.97
5	1049	39.79	42.52	44.61	0.01319	6.4	164.68	79.84	1.38

En los Anexos 1 y 2 se muestran las planicies de inundación en la zona de influencia del proyecto para la sección de rio Mananti, para el escenario en estado natural y con la implantación del proyecto.

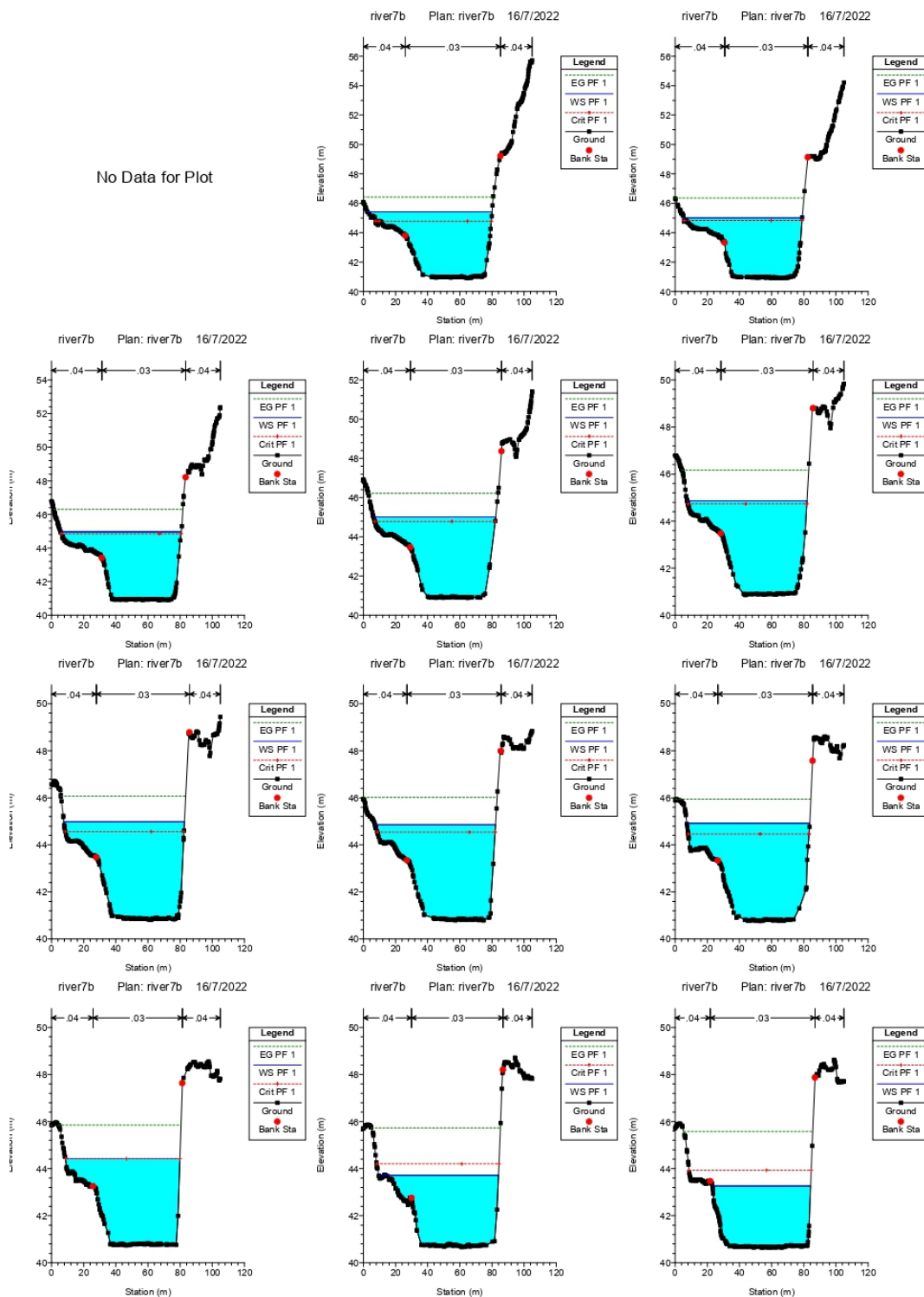


Figura 94. Resultados de modelación hidráulica de Río Mananti para el escenario con proyecto

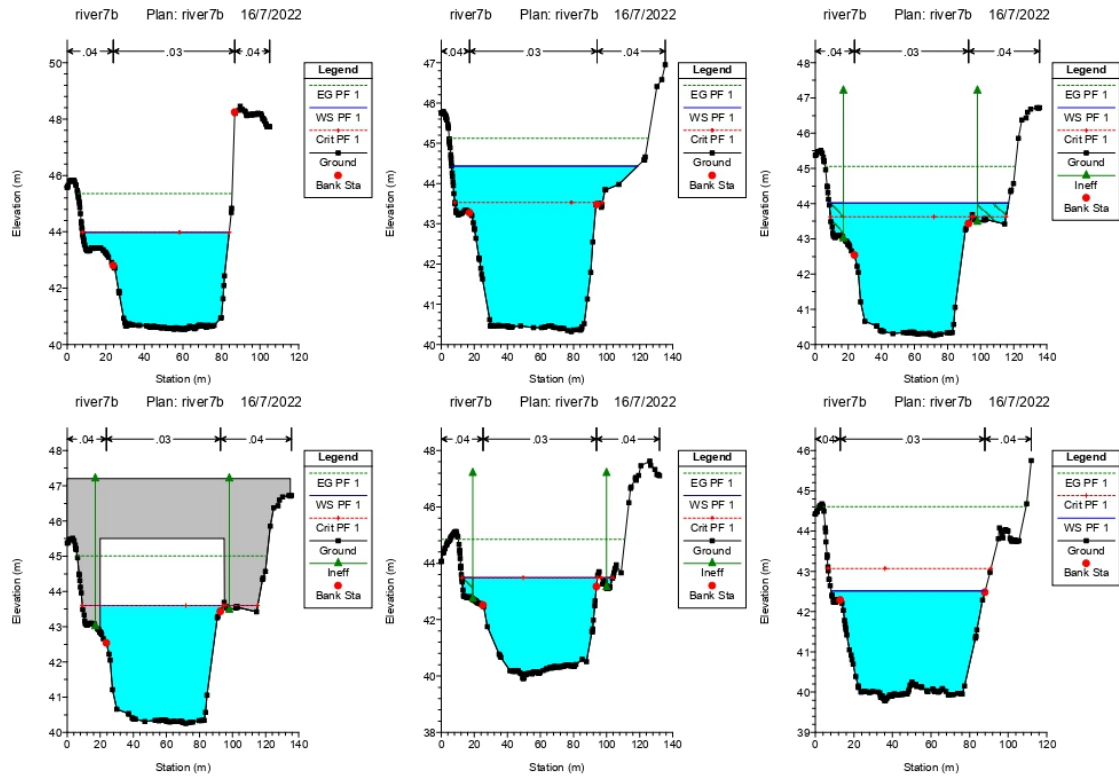


Figura 95. Resultados de modelación hidráulica de Rio Mananti para el escenario con proyecto

4. CONDICIONES DE INUNDABILIDAD CONFLUENCIA RIOS JALY-UMANY

En el sector de interés del río Jaly se encuentra la confluencia con la Quebrada Umany, la cual aunque se ve influenciada por la crecida del Río Jaly, por tanto el modelo hidráulico del Río Jaly se ha elaborado considerando el tramo aguas arriba y aguas abajo de la confluencia con la Quebrada Umany, incluyendo la interacción de la misma, así el modelo geométrico de ambos cauces se ha elaborado considerando, una sección aguas debajo de la confluencia de 220 metros de longitud, modelada en doce (12) secciones transversales, El tramo de Río Jaly aguas arriba de la confluencia, modelado mediante ocho (8) secciones transversales, y el tramo de Quebrada Umany, definido en cinco (5) secciones transversales. La Figura 8 muestra el esquema general del modelo geométrico configurado en HEC-RAS. La acotación del canal principal se realiza para el canal de aguas medias estimado por geometría del cauce.

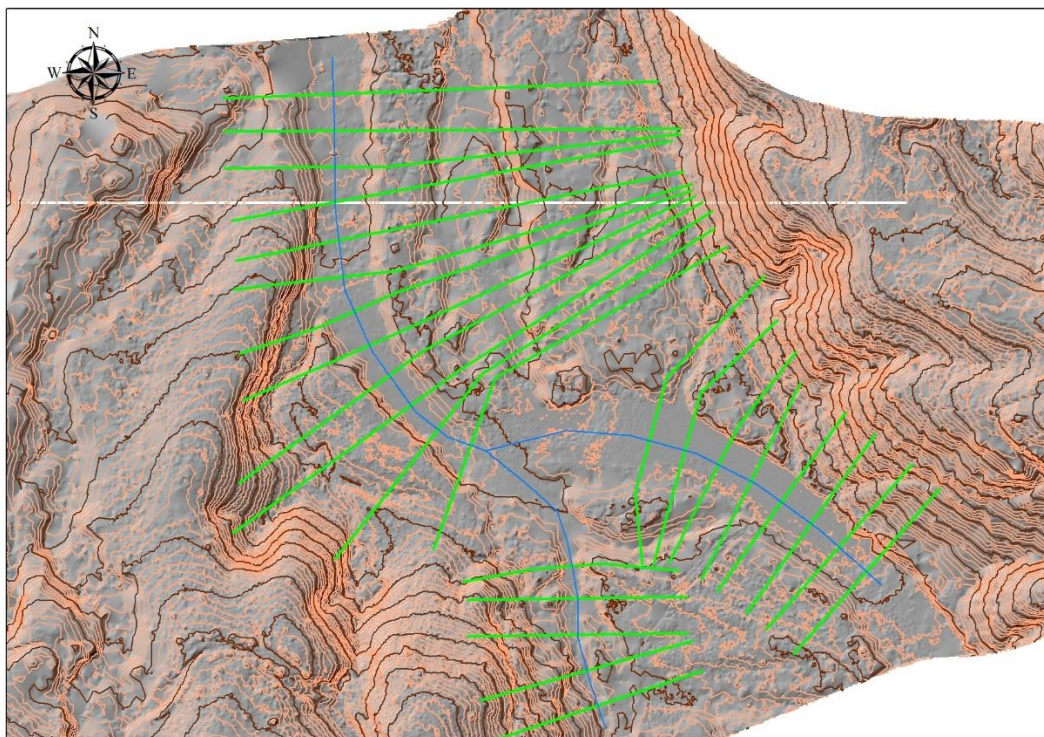


Figura 96. Modelo topográfico de la zona de estudio sobre la Río Jaly.

La modelación se realiza para condiciones de flujo estacionario, condición que considera que todas las condiciones del líquido, en cualquier punto a lo largo del cauce, permanecen constantes respecto al tiempo, y la cantidad de líquido fluyendo por unidad de tiempo a través de cualquier sección es constante. Se evalúa el efecto producido por el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

Q máx. (1:100) = 450 (m³/s) – Rio Jaly

Q máx. (1:100) = 120 (m³/s) – Quebrada Umany

Se definen las condiciones iniciales en ambos extremos del tramo de estudio, es decir aguas arriba y aguas abajo. Se realiza el cálculo en régimen mixto (por variaciones de caudal), definiéndose las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo para tirante normal, el modelo requiere conocer los datos de pendiente de la línea de energía o de la línea de agua. Para pendientes pequeñas, se asimilaron a las pendientes del fondo del cauce.

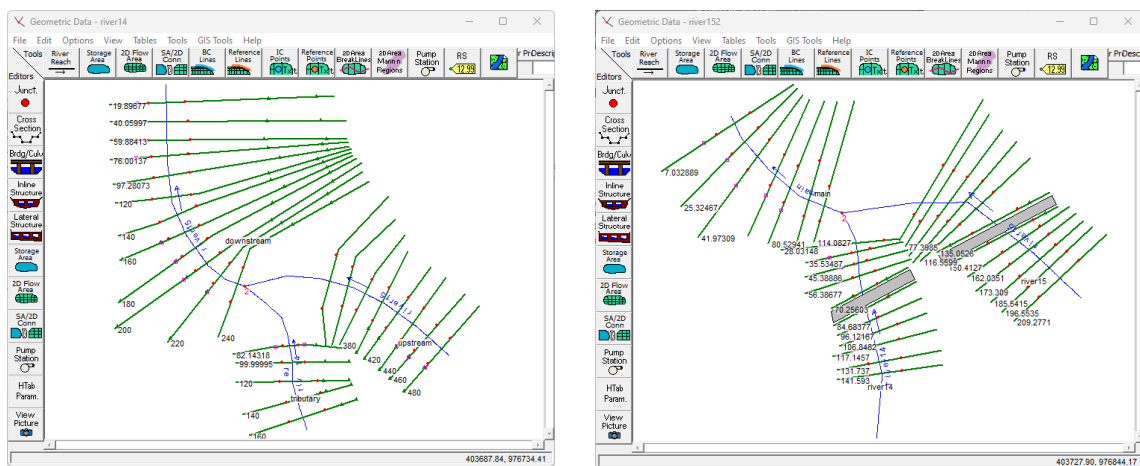


Figura 97. Modelos geométricos para confluencia de Rio Jaly y quebrada Umany. Izquierda-Condición sin proyecto; derecha-condición con proyecto.

El sistema Jaly-Umany en su confluencia presenta condiciones de inundabilidad asociadas a la dinámica de aportes de sedimentos entre un río principal de mayor caudal (rio Jaly) y la confluencia de una corriente natural de menor orden y menores caudales (quebrada Umany), presentando una dinámica geomorfológica natural más inestable aguas debajo de la confluencia de ambas corrientes, lo que ha provocado la formación de una amplia planicie de inundación y canales de alivio, con un canal de aguas medias fijado hacia la margen izquierda del río.

4.1. ESCENARIO SIN PROYECTO – QUEBRADA UMANY

Para el escenario sin proyecto, y para una avenida con periodo de retorno de 100 años, se constata que el Nivel de Aguas Máximas para la quebrada Umany no sobrepasa el nivel de banca llena en las secciones más alejadas de la confluencia con el Rio Jaly, iniciando la planicie en las inmediaciones de la confluencia entre ambas corrientes. Esta condición implica que, en condiciones naturales y para una avenida de 100 años de periodo de retorno, se producen inundaciones en las zonas cercanas a la confluencia con el rio Jaly, mientras que en las secciones más alejadas de dicha zona no se producen inundaciones asociadas al desborde del cauce principal de la quebrada. El nivel máximo alcanzado en cada sección modelada se detalla en la **Tabla 43**, mientras que los resultados gráficos se muestran en la **Figura 98**.

Tabla 43. Resultados de modelación hidráulica para quebrada Umany, escenario sin proyecto, avenida con $T_r=100$ años.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
142	120	19.41	21.65	22.11	0.005763	3.1	45.9	58.77	0.84
132	120	19.17	20.62	21.91	0.03273	5.35	27.49	53.78	1.85
117	120	18.88	21	21.18	0.002294	2.04	72.43	63.96	0.54
107	120	18.76	20.92	21.14	0.002854	2.24	64.57	61.95	0.6
96	120	18.72	20.57	21.06	0.008953	3.62	44.22	50.24	1.03
85	120	18.49	19.82	20.85	0.019999	4.5	27	30.61	1.47
70	120	18.14	19.42	20.56	0.018437	4.77	25.87	26.47	1.46
56	120	17.71	19.85	20.32	0.005653	3.27	46.58	53.69	0.85
45	120	17.65	19.51	20.21	0.011355	4.37	37.7	39.44	1.15
36	120	17.69	18.98	20.02	0.027696	5.18	28.51	35.95	1.72
28	120	17.68	18.95	19.82	0.018328	4.15	29.68	43.04	1.41

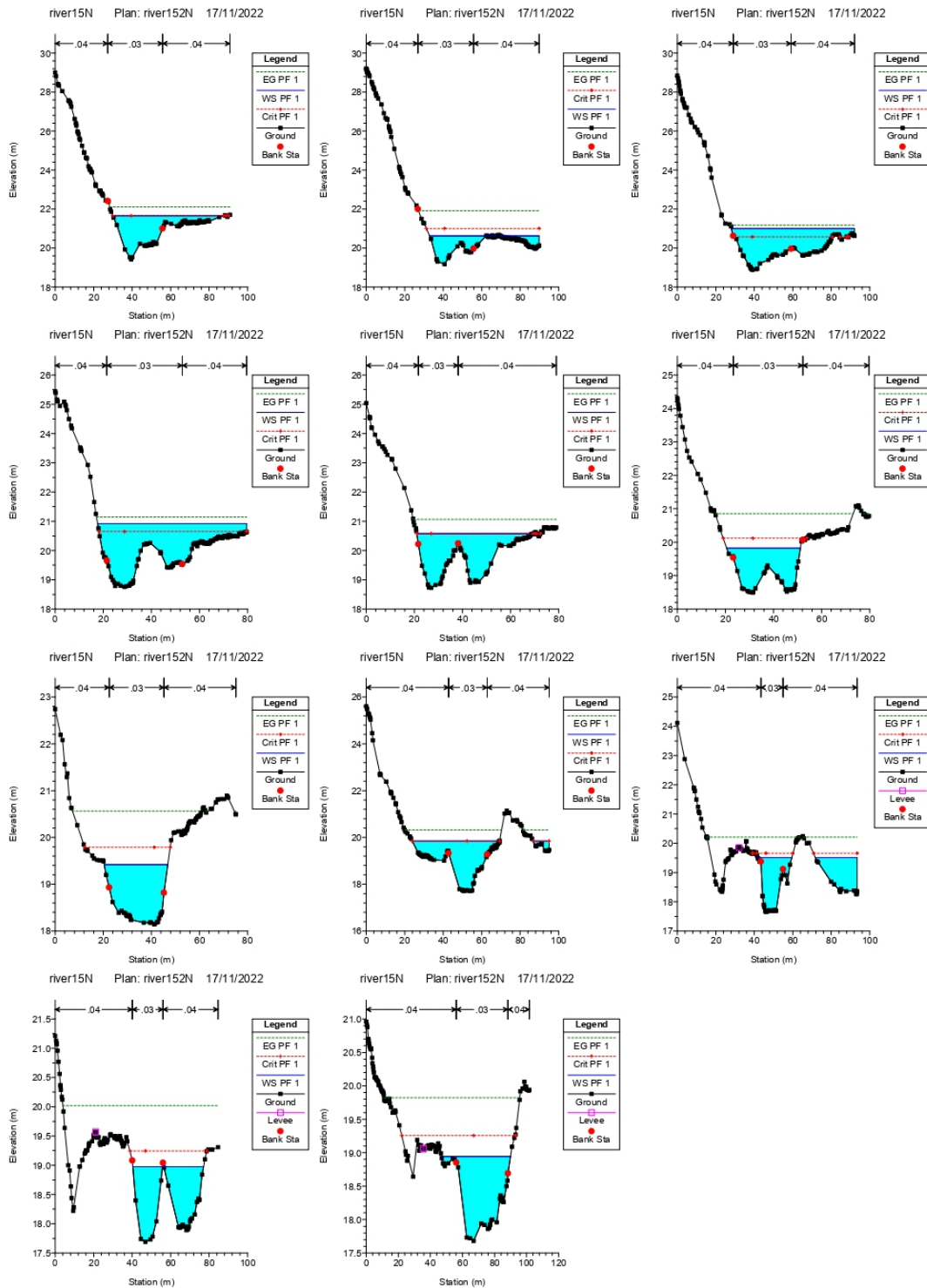


Figura 98. Resultados de modelación hidráulica de la Quebrada Umany para el escenario sin proyecto. Avenida de diseño $T_r=100$ años.

4.2. ESCENARIO CON PROYECTO – QUEBRADA UMANY

La estructura del puente sobre la quebrada Umany se ubica aguas arriba de la confluencia con el Rio Jaly, en secciones alejadas de la zona. Los resultados de la modelación hidráulica detallados en la **Tabla 44** muestran que no se producen variaciones significativas en el nivel de aguas máximas para el escenario de diseño, a excepción de la sección inmediata a la estructura del puente, donde se produce un leve aumento de nivel de 83 cm; sin embargo, dicho aumento no provoca variaciones significativas en las condiciones de inundabilidad del sector. La **Figura 11** muestra los resultados gráficos de la modelación hidráulica para la quebrada Umany.

Tabla 44. Resultados de modelación hidráulica para quebrada Umany, escenario con proyecto, avenida con $T_r=100$ años.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
142	120	19.41	21.65	22.11	0.0058	3.1	45.9	58.77	0.84
132	120	19.17	20.62	21.91	0.0327	5.35	27.49	53.78	1.85
117	120	18.88	21	21.18	0.0023	2.04	72.48	63.96	0.54
107	120	18.76	20.92	21.14	0.0028	2.24	64.64	61.95	0.6
96	120	18.72	20.57	21.06	0.0090	3.62	44.22	50.24	1.03
85	120	18.49	20.65	20.92	0.0024	2.33	52.86	55.43	0.56
77	Bridge								
70	120	18.14	19.49	20.5	0.0149	4.47	27.48	26.91	1.33
56	120	17.71	19.85	20.32	0.0057	3.27	46.58	53.69	0.85
45	120	17.65	19.31	20.18	0.0174	4.92	34.38	42.07	1.39
36	120	17.69	18.95	19.96	0.0281	5.16	29.64	40.9	1.73
28	120	17.68	19	19.75	0.0147	3.86	33.09	50.04	1.27

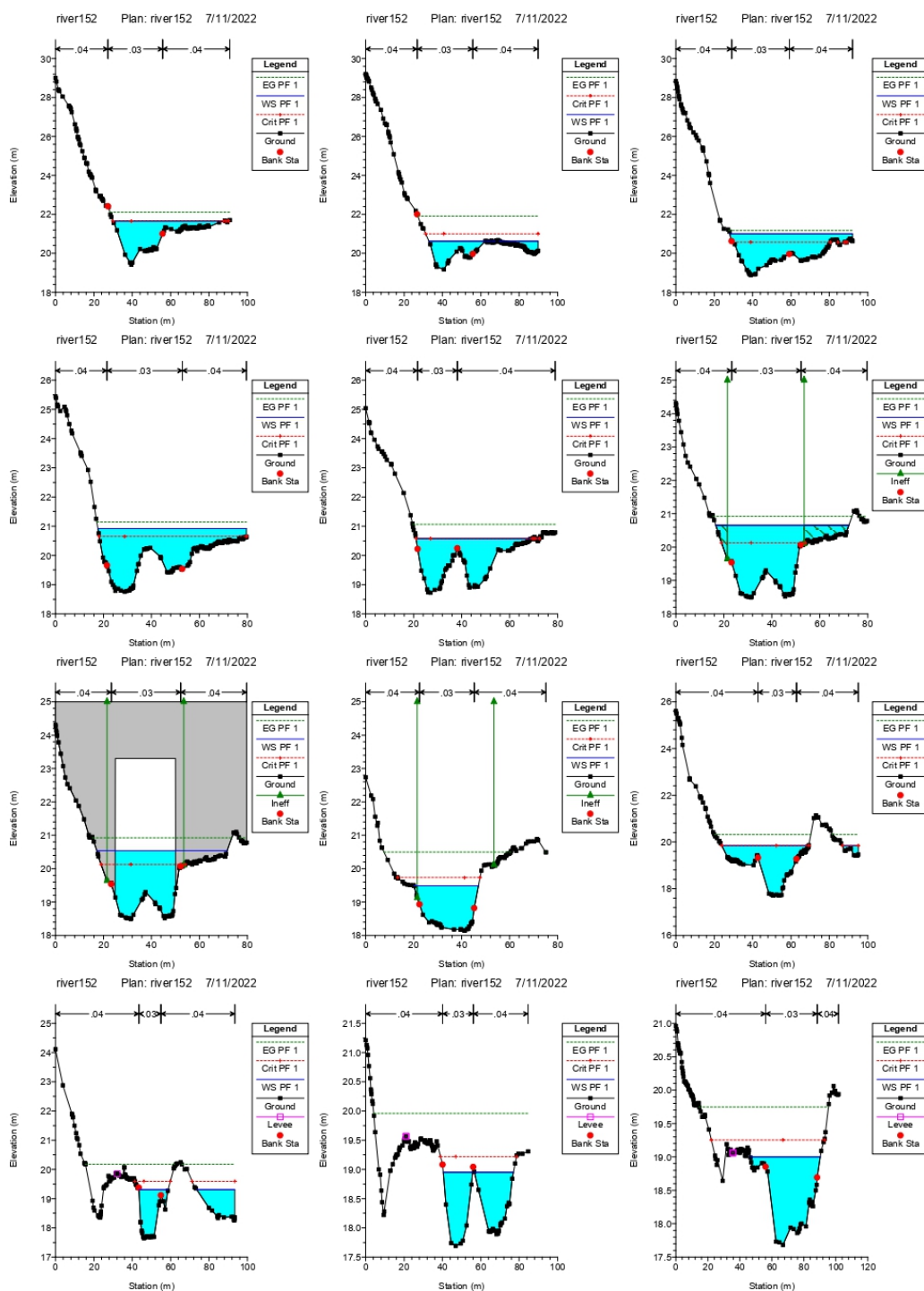


Figura 99. Resultados de modelación hidráulica de la Quebrada Umany para el escenario con proyecto. Avenida de diseño $T_r=100$ años.

4.3. ESCENARIO SIN PROYECTO – RIO JALY

El rio Jaly, aguas arriba de la confluencia con la quebrada Umany, presenta un cauce bien establecido que conforme se acerca a la zona de confluencia presenta la formación de dos canales de alivio en ambas márgenes, mientras que en la zona aguas abajo de la confluencia el cauce se bifurca en una serie de canales de alivio, con un canal de aguas medias y una amplia zona de inundación en aguas máximas.

Tabla 45. Resultados de modelación hidráulica para el Rio Jaly, sección aguas arriba de la confluencia con la Quebrada Umany, escenario sin proyecto, avenida con Tr=100 años.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
209	450	19.66	22.53	23.43	0.0057	4.26	113.61	74.32	0.91
197	450	19.2	22.14	23.32	0.0083	4.86	99.91	70.12	1.08
186	450	18.94	21.51	23.16	0.0125	5.71	81.88	57.57	1.31
173	450	18.92	21.72	22.89	0.0088	4.93	104.25	80.47	1.11
162	450	18.92	21.19	22.73	0.0121	5.65	89.47	68.46	1.3
150	450	18.92	20.89	22.55	0.0161	5.9	88.38	85.24	1.46
135	450	18.92	20.74	22.27	0.0157	5.73	92.69	85.73	1.44
117	450	18.87	20.09	21.85	0.0375	6.72	83.01	91.06	2.07
105	450	18.85	21.12	21.4	0.0027	2.72	208.51	123.97	0.61
91	450	18.84	21.07	21.37	0.0031	2.86	201.64	124.99	0.66
77	450	18.84	20.67	21.28	0.0079	3.9	147.83	128.16	1.01
68	450	18.83	20.49	21.19	0.0094	4.21	140.28	138.52	1.1

Tabla 46. Resultados de modelación hidráulica para el Rio Jaly, sección aguas abajo de la confluencia con la Quebrada Umany, escenario sin proyecto, avenida con Tr=100 años.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
114	570	17.22	18.9	21.04	0.02933	7.62	105.16	110.96	1.95
100	570	16.87	18.21	20.48	0.05352	7.39	88.59	97.03	2.43
81	570	15.91	19.34	19.79	0.00270	3.48	222.78	117.08	0.65
64	570	15.85	19.36	19.73	0.00223	3.22	227.07	89.42	0.59
42	570	15.86	18.96	19.65	0.00453	4.25	175.14	93.88	0.83
25	570	15.84	19.19	19.49	0.00201	3.03	273.72	141.72	0.56
7	570	15.82	18.5	19.38	0.00691	4.76	152.51	86.32	1.01

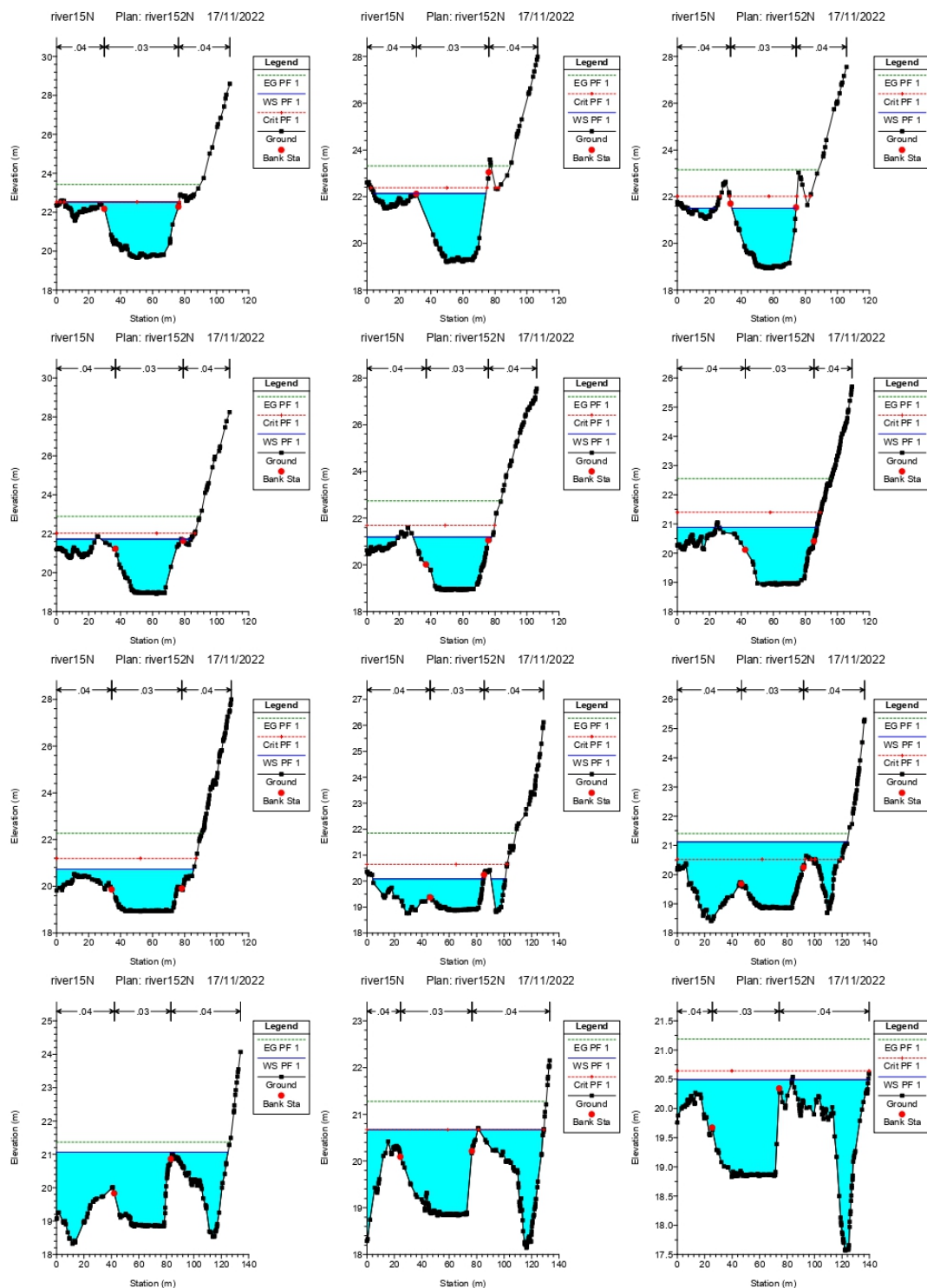


Figura 100. Resultados de modelación hidráulica de Río Jaly para el escenario sin proyecto, sección aguas arriba de confluencia con quebrada umany

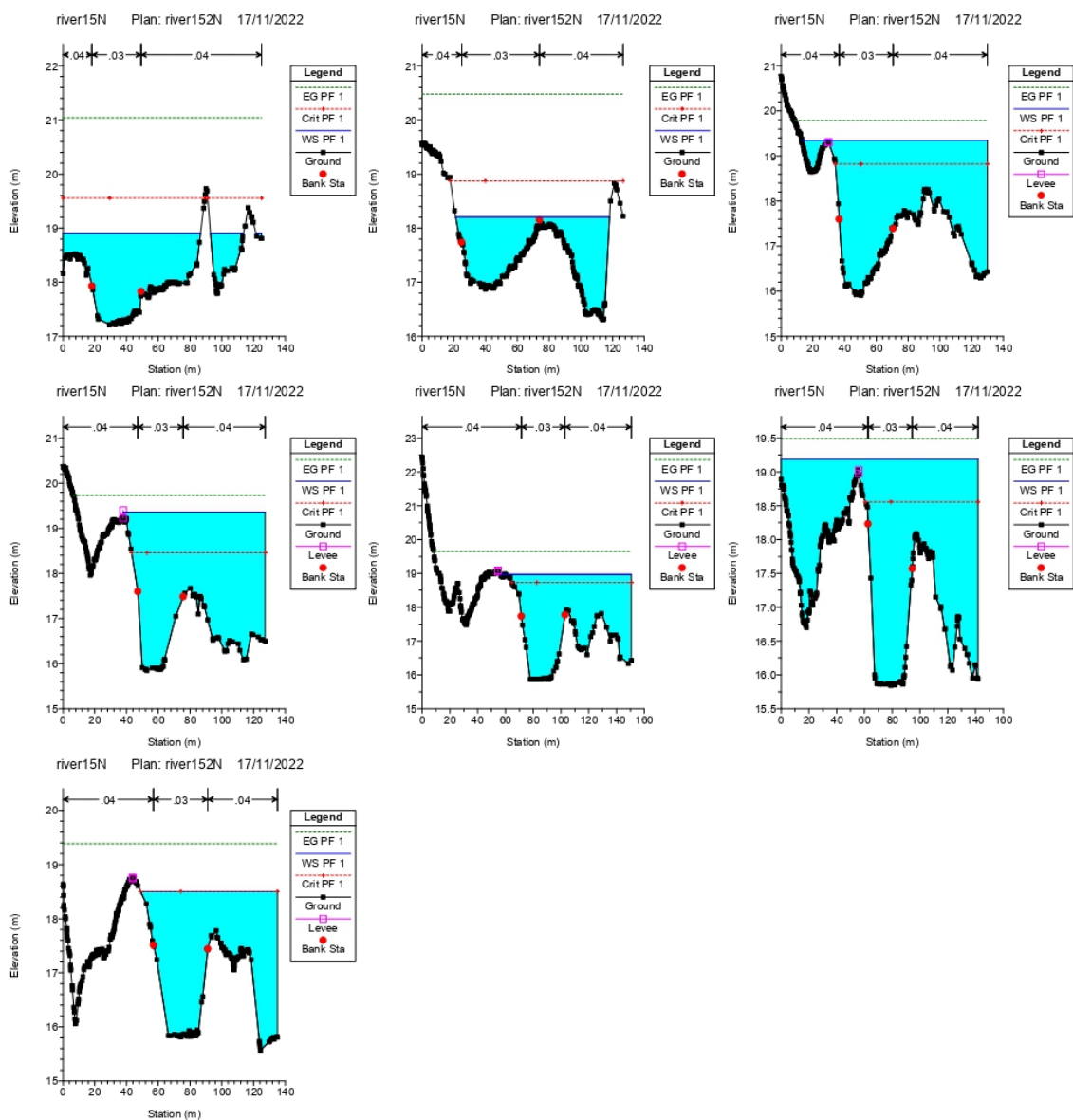


Figura 101. Resultados de modelación hidráulica de Rio Jaly para el escenario sin proyecto, secciones aguas abajo de confluencia con la quebrada Umany.

Para el escenario sin proyecto, y para una avenida con periodo de retorno de 100 años, se constata que aguas arriba de la confluencia con la quebrada Umany, el nivel de aguas máximas no llega a sobrepasar el nivel de banca llena; sin embargo, conforme las secciones se acercan a la confluencia y aguas debajo de dicha zona, para la avenida de diseño se produce desborde generalizado en las secciones, llegando a trabajar los canales de alivio existentes. El nivel máximo alcanzado en cada sección modelada se detalla en las **Tablas 5 y 6** mientras que los resultados gráficos se muestran en la **Figura 12 y 13**.

4.4. ESCENARIO CON PROYECTO – RIO JALY

Para el escenario con la implantación del puente sobre el Rio Jaly, los resultados de la modelación hidráulica muestran que no se produce variación significativa en los niveles de las diferentes secciones a lo largo del cauce, para la avenida de diseño con periodo de retorno de 100 años, lo que implica que las condiciones de inundabilidad en el sector no se ven alteradas respecto a las condiciones naturales predominantes. La **Tabla 47** y **Figura 102** detalla los valores en la sección aguas arriba de la confluencia, mientras que la **Tabla 48** y **Figura 103** detallan los resultados para las secciones aguas debajo de la confluencia.

Tabla 47. Resultados de modelación hidráulica del rio Jaly, sección aguas arriba de la confluencia con la quebrada Umany, escenario con proyecto par avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
209	450	19.66	22.53	23.43	0.0057	4.25	114.01	74.38	0.91
197	450	19.2	22.14	23.31	0.0083	4.86	99.98	70.13	1.08
186	450	18.94	21.51	23.16	0.0125	5.72	81.75	57.53	1.31
173	450	18.92	21.72	22.89	0.0088	4.94	104.06	80.38	1.11
162	450	18.92	21.19	22.73	0.0122	5.65	89.39	68.43	1.3
150	450	18.92	21.04	22.59	0.0129	5.6	87.58	87.56	1.33
143	Bridge								
135	450	18.92	20.88	22.24	0.0123	5.36	95.37	86.25	1.29
117	450	18.87	20.09	21.86	0.0378	6.74	82.74	91.02	2.08
105	450	18.85	21.12	21.4	0.0027	2.72	208.51	123.97	0.61
91	450	18.84	21.07	21.37	0.0031	2.86	201.64	124.99	0.66
77	450	18.84	20.67	21.28	0.0079	3.9	147.83	128.16	1.01
68	450	18.83	20.49	21.19	0.0094	4.21	140.3	138.52	1.1

Al no existir perturbación por parte del proyecto aguas debajo de la confluencia de las corrientes de agua, no se presenta variaciones significativas con la implantación de las estructuras de puentes en ambos cauces, por lo que las condiciones geomorfológicas e hidrodinámicas de la zona no se ven alteradas.

Tabla 48. Resultados de modelación hidráulica de río Jaly, secciones aguas abajo de confluencia con quebrada Umany, escenario con proyecto par avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno.

River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
114	570	17.22	18.9	21.04	0.0293	7.62	105.16	110.96	1.95
100	570	16.87	18.21	20.48	0.0535	7.38	88.59	97.03	2.43
81	570	15.91	19.16	19.7	0.0035	3.81	201.88	110.41	0.74
64	570	15.85	19.21	19.61	0.0026	3.35	226.97	116.59	0.63
42	570	15.86	18.74	19.51	0.0059	4.57	172.95	114.71	0.94
25	570	15.84	18.14	19.34	0.0129	5.76	137.16	109.47	1.33
7	570	15.82	18.24	19.07	0.0083	4.82	164.17	117.49	1.08

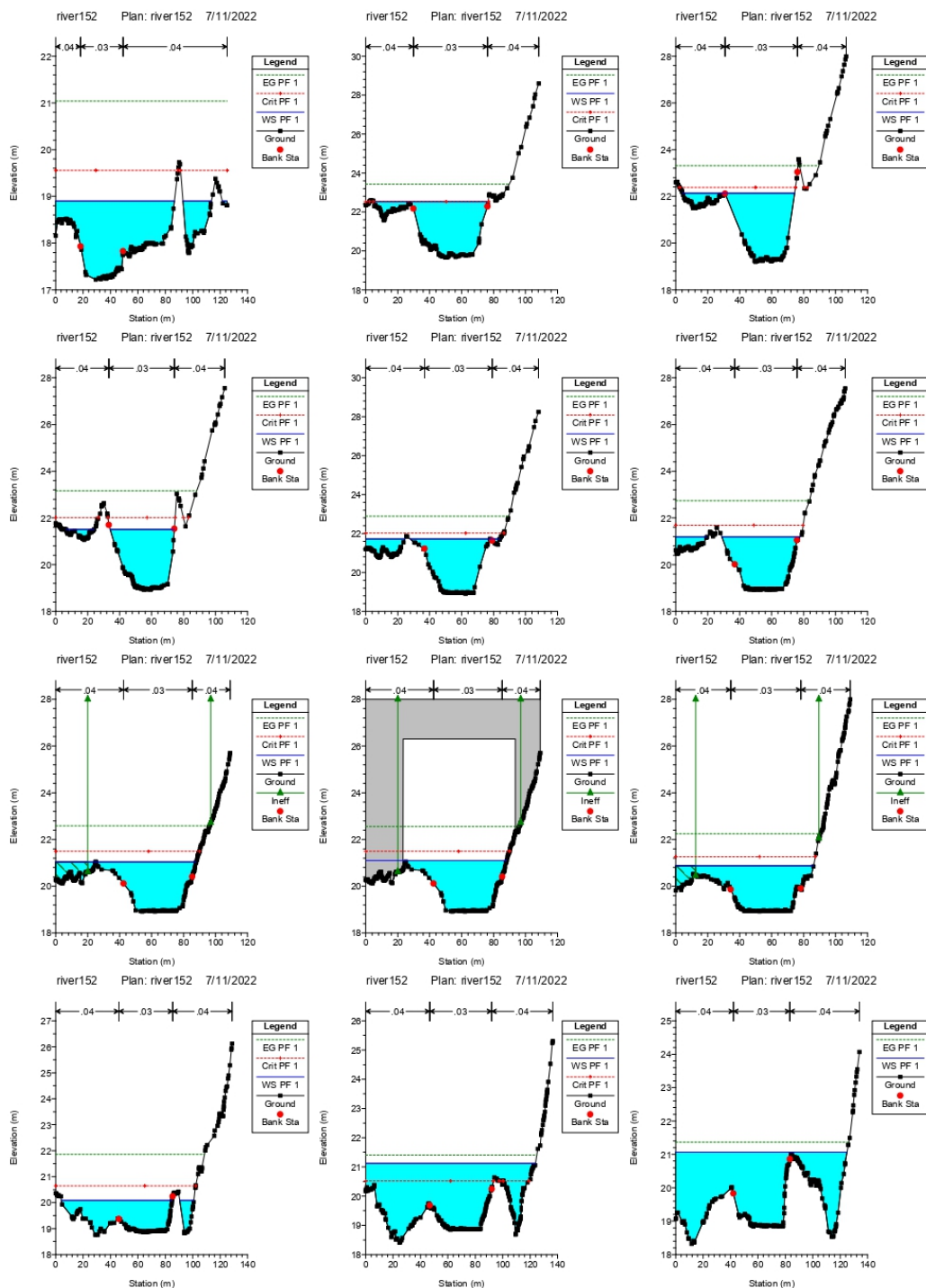


Figura 102. Resultados de modelación hidráulica del río Jaly, para escenario con proyecto, en secciones aguas arriba de la confluencia con la quebrada Umany.

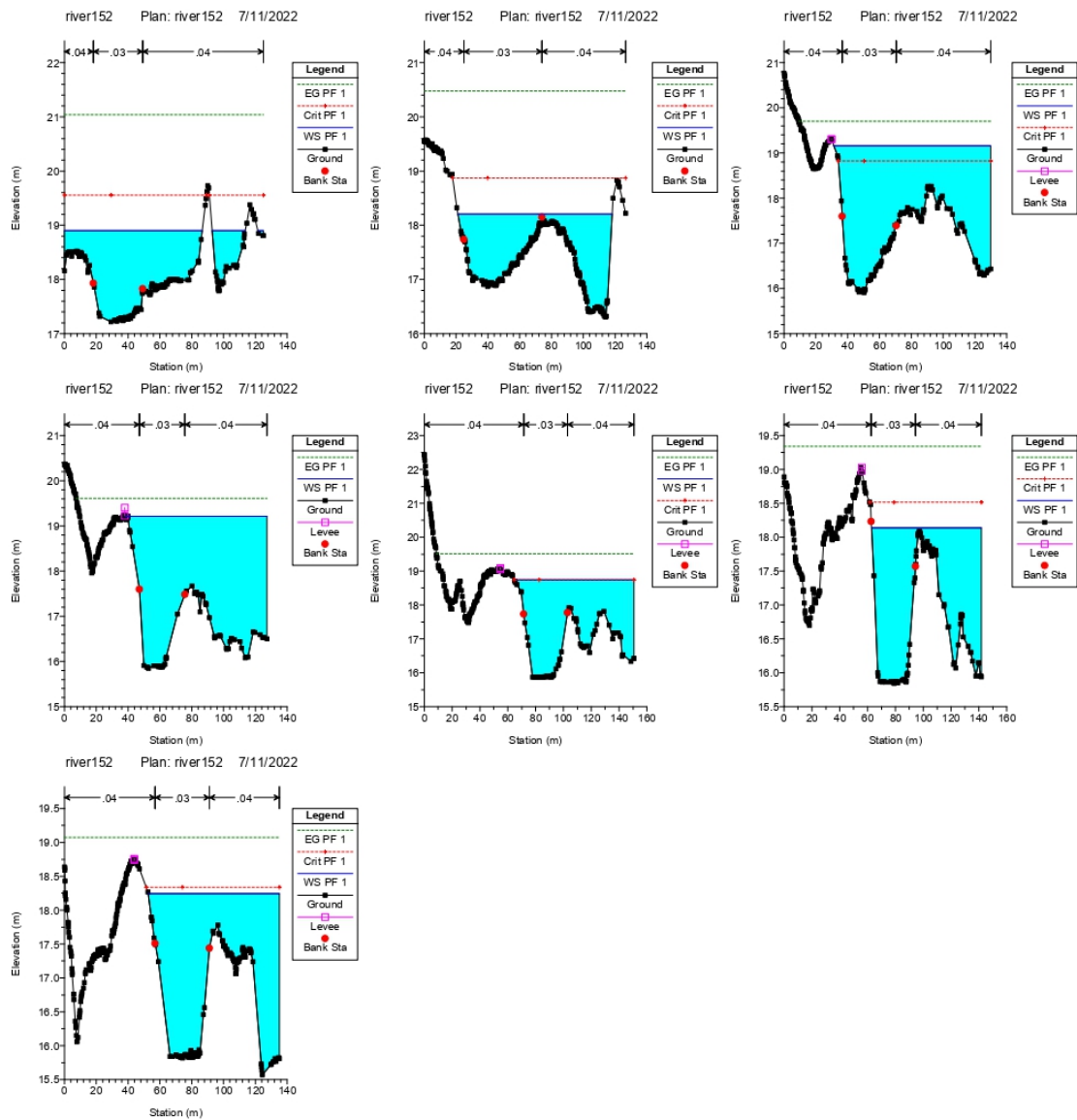


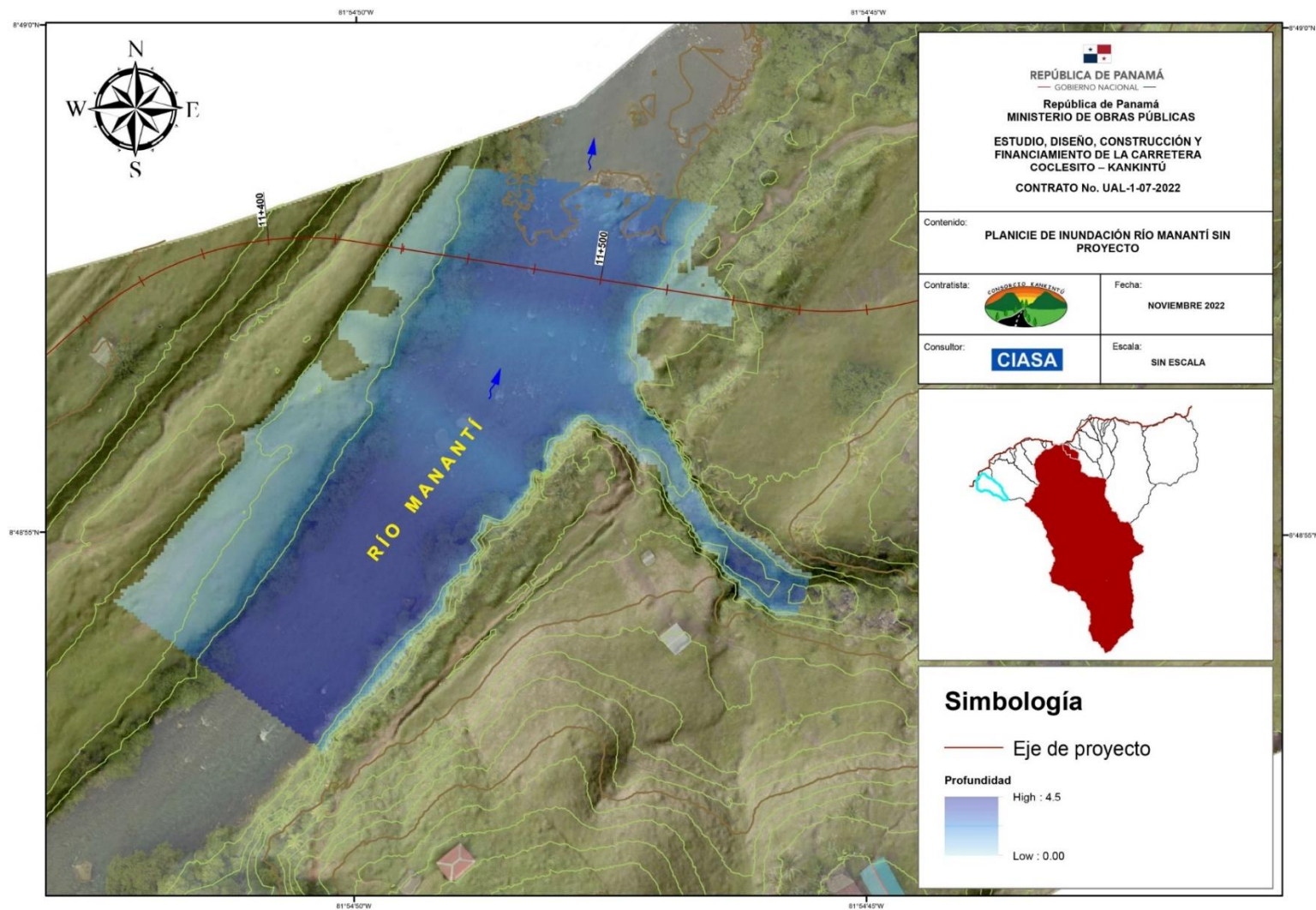
Figura 103. Resultados de modelación hidráulica del río Jaly, para escenario con proyecto, en secciones aguas abajo de la confluencia con la quebrada Umany.

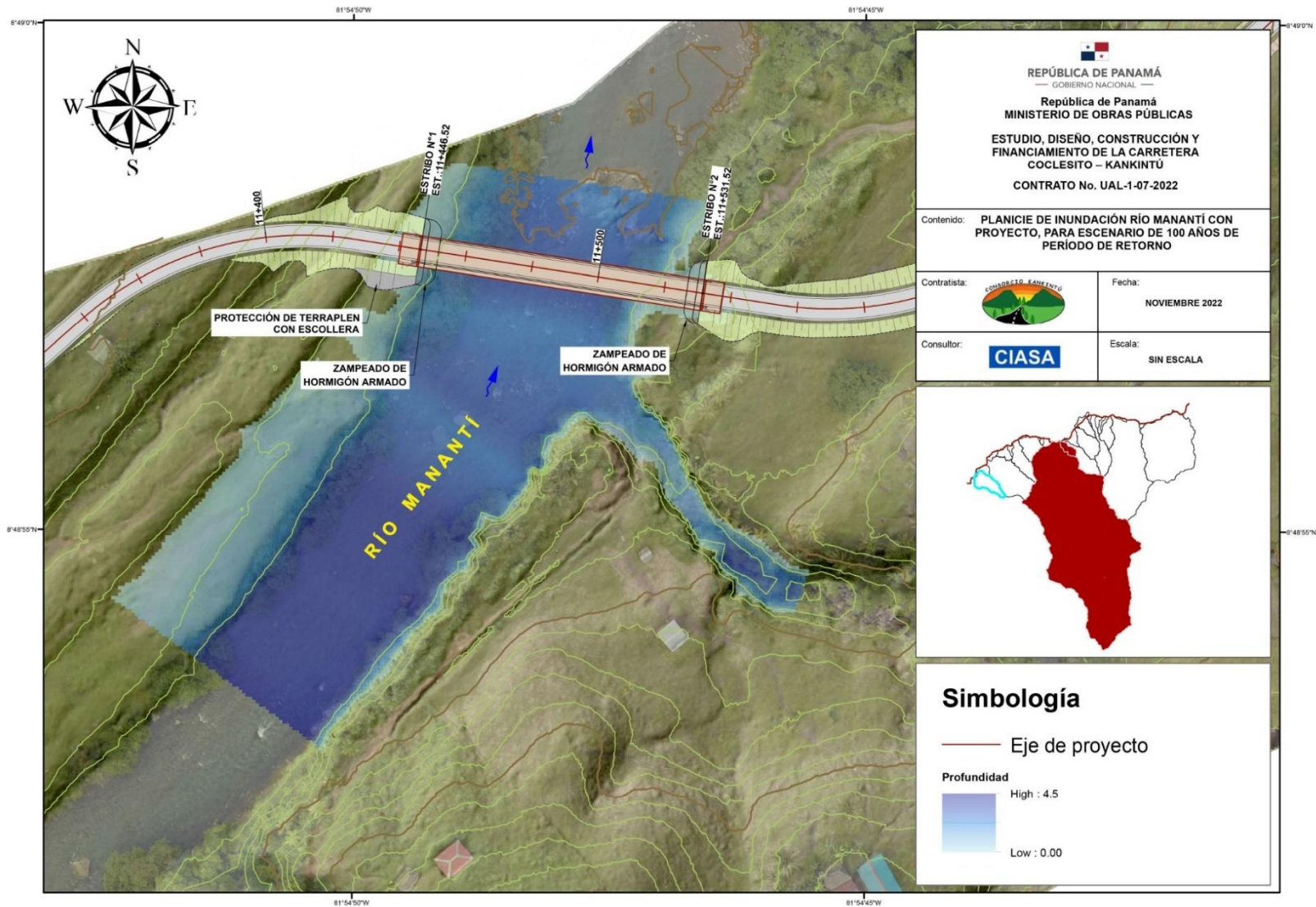
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

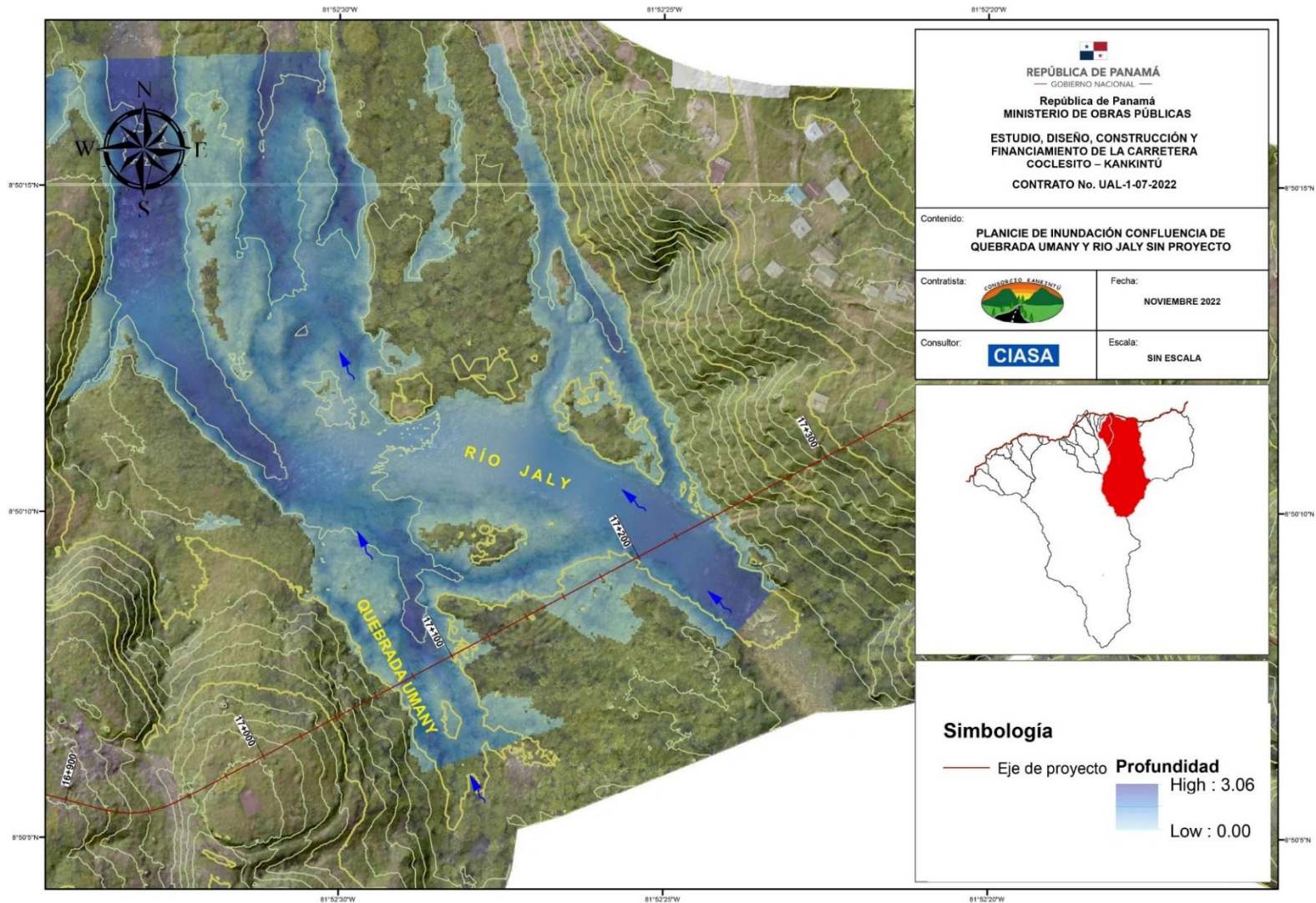
- El río Manantí para el escenario de avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno, en condiciones naturales, no presenta desbordes, manteniendo el NAME bajo la cota de banca llena del cauce, lo que implica que, para la avenida de diseño no se generan planicies de inundación fuera del cauce de aguas máximas.
- La modelación hidráulica para el río Manantí para estado natural y la condición con proyecto, bajo el escenario de la avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno permite definir que no se genera una variación significativa en los niveles de aguas máximas en las secciones aledañas al puente proyectado; es decir, que el claro proyectado es lo suficientemente largo para no causar perturbaciones a la dinámica del río para la avenida de diseño.
- La modelación hidráulica en estado natural de la zona de confluencia del río Jaly con la quebrada Umany permite establecer que, para el escenario de avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno, la zona presenta una amplia planicie de inundación aguas abajo de la confluencia de ambas corrientes de agua, lo que implica que la zona es altamente susceptible a inundaciones en estado natural, situación que se refuerza por la existencia de amplios canales de alivio.
- Aun y cuando, la zona de confluencia del río Jaly y la quebrada Umany, es una zona natural de inundación, la zona crítica se ubica aguas abajo del sector donde se proyecta el alineamiento de la carretera. En las secciones aguas arriba de la confluencia, tanto para el río Jaly, como para la quebrada Umany, el cauce no presenta desbordes significativos en estado natural.
- Los resultados de la modelación hidráulica de la confluencia del río Jaly con la quebrada Umany para la avista de diseño y considerando la implantación de las estructuras de puentes, permite determinar que no se producen aumentos significativos en los niveles de aguas máximas aguas arriba de las estructuras; mientras que las condiciones aguas debajo de las mismas no presentan variaciones respecto a las condiciones en estado natural.
- Del análisis hidráulico se concluye que el largo de los claros de las estructuras proyectadas en los cauces de los ríos Manantí y Jaly, y en la quebrada Umany, permiten generar una sección hidráulica que minimiza el impacto de las estructuras sobre el comportamiento natural de los cauces, minimizando los efectos de estrangulamiento asociados a los terraplenes de aproximación.
- Aun cuando las los claros de los puentes proyectados son lo suficientemente largos para minimizar los efectos de contracción del flujo, los tres puentes analizados presentaran terraplenes en contacto con flujo en el cauce de aguas máximas, por lo que estos serán

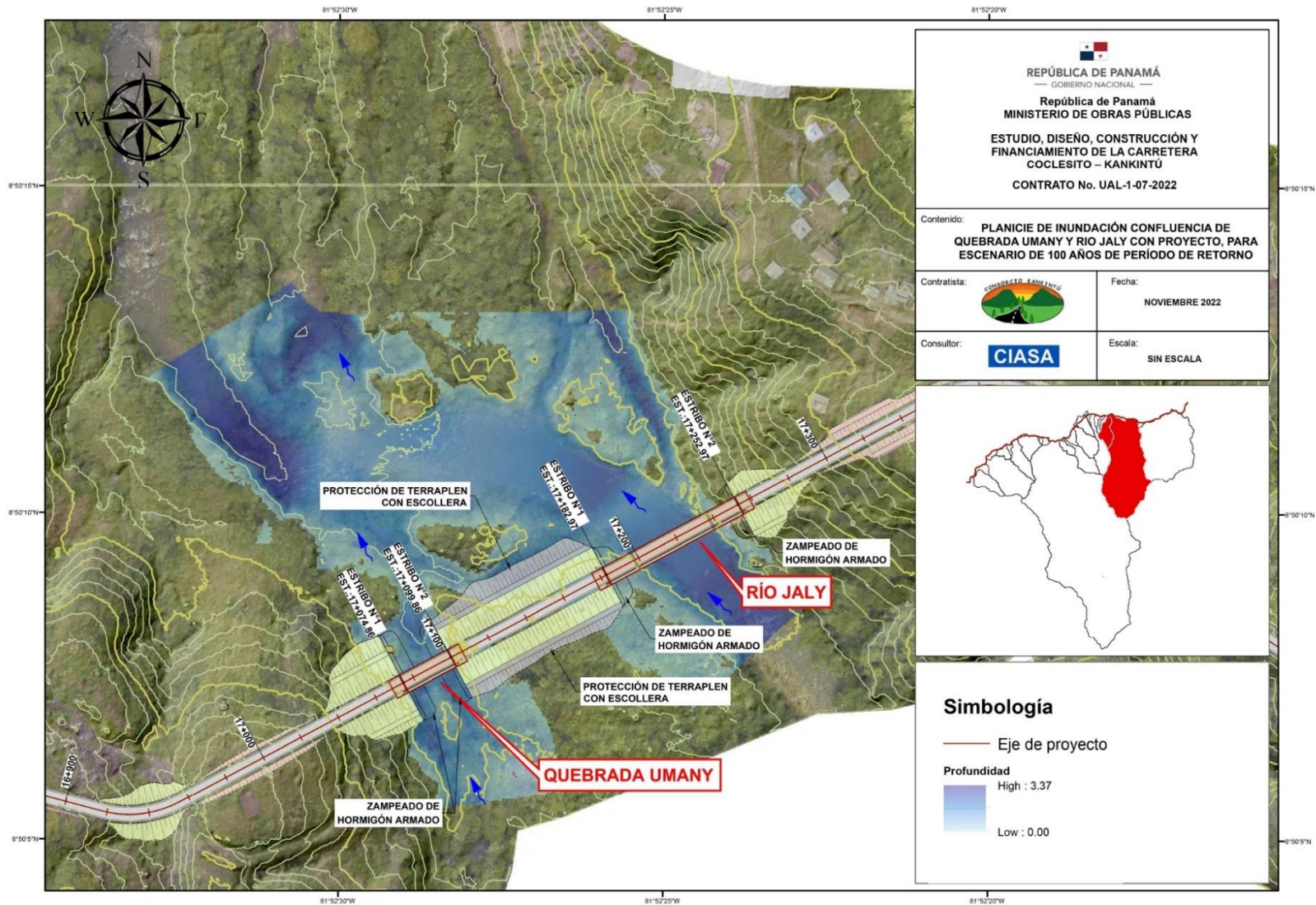
provistos de protecciones tipo escollera en las caras en contacto con el flujo para evitar los procesos de erosión o socavación.

6. MAPAS DE PLANICIES DE INUNDACIÓN











Anexo 6 – Carta de justificación del laboratorio





**Laboratorio Ambiental y de Higiene
Ocupacional**

Urbanización Chanis, Local 145, Edificio J3

Teléfono: 323-7520/ 221-2253

administracion@envirolabonline.com

www.envirolabonline.com



Señores (as)
CONSIGA SOLUTIONS
Ing. Ofelia Vergara

Estimado cliente,

Nos dirigimos a usted con el propósito de dejar constancia que en el recorrido de campo para realizar el muestreo de la propuesta 2022-A225-CH-001 v.2, en los siguientes puntos no se encontró cuerpos de agua donde se pudiese recolectar muestras:

ID	COORDENADA
C25	17P 393855 UTM 973731
C31	17P 394565 UTM 973899
C32	17P 394646 UTM 973935
P11	17P 403180 UTM 976670

Adjunto evidencia de 2 (dos) cuerpos de aguas que se señalan en el cuadro anexo.



Quedamos a sus órdenes ante cualquier otro requerimiento.

Fátima Guerra

Fátima Guerra

Coordinadora de Programación e Informe

Sucursal Chiriquí | Envirolab.