

## **Anexo de Respuesta a Pregunta 3**

### **ESTUDIO HIDROLÓGICO**



---

# Rehabilitación del camino hacia el Fuerte de San Lorenzo, Distrito de Colón

---

---

AR-ME-02-002 ESTUDIO HIDROLÓGICO- HIDRÁULICO

---

PUENTE SOBRE EL RÍO ARENAL

---

Versión:

AR-ME-02\_ESTUDIO HIDROLÓGICO- HIDRÁULICO\_002

Fecha:

28 de enero de 2021



**REPÚBLICA DE PANAMÁ**  
— GOBIERNO NACIONAL —

MINISTERIO DE  
OBRAS PÚBLICAS

# Índice.

<b>1</b>	<b>INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA APLICADA .....</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>ESTUDIO HIDROLÓGICO.....</b>	<b>2</b>
3.1	Determinación del Método para el Cálculo del Caudal .....	2
3.2	Caudal de Diseño .....	5
<b>4</b>	<b>ESTUDIO HIDRÁULICO .....</b>	<b>7</b>
4.1	Introducción .....	7
4.2	Simulación con el Software HEC-RAS .....	8
4.3	Resultado del Cálculo .....	17

## 1 INTRODUCCION

El presente documento es el resultado del Estudio Hidrológico e Hidráulico para la ejecución del puente en la estación 9k+500 sobre el río Arenal en la carretera el Fuerte de San Lorenzo en la provincia de Colón. Ver apéndice 1.

El estudio tiene como objetivo general estimar las condiciones hidrológicas e hidráulicas y las dimensiones que deberán ser tomadas en cuenta en el diseño para así proveer de un correcto funcionamiento.

## 2 NORMATIVA APlicADA

Como documentos de referencias se han tenido en cuenta las siguientes normativas nacionales e internacionales en el diseño del drenaje del camino:

- Manual de Requisitos para la Revisión de Planos, editado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) de la República de Panamá (2003).
- Manual de Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción y Rehabilitación de Carreteras y Puentes, editado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) de la República de Panamá (2002).
- Hydraulic Design of Highway Culverts (FHWA-NHI-01-020), editado por el National Highway Institute y el U.S. Department of Transportation de los Estados Unidos (2005).
- Urban Drainage Design Manual (FHWA-NHI-10-009), editado por el National Highway Institute y el U.S. Department of Transportation de los Estados Unidos (2009).

### 3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para la obtención del caudal de diseño se seguirá con las normativas estatales de la República de Panamá.

Teniendo bien definidas e identificadas en los mapas las áreas de aportación, se define el método y parámetros a utilizarse para el cálculo de las escorrentías.

Para las áreas de drenaje menores de 250 has. Se usará el método racional de crecidas y para áreas mayores de 250 has, se usará los parámetros indicados en el Resumen Técnico “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá periodo de 1971-2006” elaborado por el departamento de Hidrometeorología de la Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. (ETESA) en septiembre de 2,008.

#### 3.1 Determinación del Método para el Cálculo del Caudal

El método de cálculo para el dimensionamiento hidráulico depende de las dimensiones de las cuencas aportantes. Como puede verse más adelante, en este caso, la cuenca de estudio del río Arenal tiene dimensiones superiores a 250 Ha, por lo tanto, el caudal máximo instantáneo para un periodo de retorno de 100 años será estimado por el método de Lavalin, usando la metodología desarrollada por el IRHE “Análisis Regional de Crecidas Máximas”, elaborado por el departamento de Hidrometeorología de la Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A (ETESA) en septiembre de 2008.

##### 3.1.1 Método de Lavalin

Para determinar la crecida máxima del sitio de interés para un periodo de retorno de 100 años por medio de este método, se debe tener en cuenta los siguientes pasos:

- Se determina el área de drenaje de la cuenca hasta el sitio de interés en Km<sup>2</sup>.
- De acuerdo con la localización geográfica del recurso a analizar, se determina la zona a la que pertenece según la Región Hidrológicamente Homogénea (ETESA). Ver mapa de Regiones Hidrológicamente Homogéneas.

- Se calcula el caudal promedio máximo utilizando una de las cinco ecuaciones elaboradas por ETESA para este fin, en función de la Zona establecida. Ver ilustración 1.

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

Ilustración 1 Cuadro 7, “Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006”

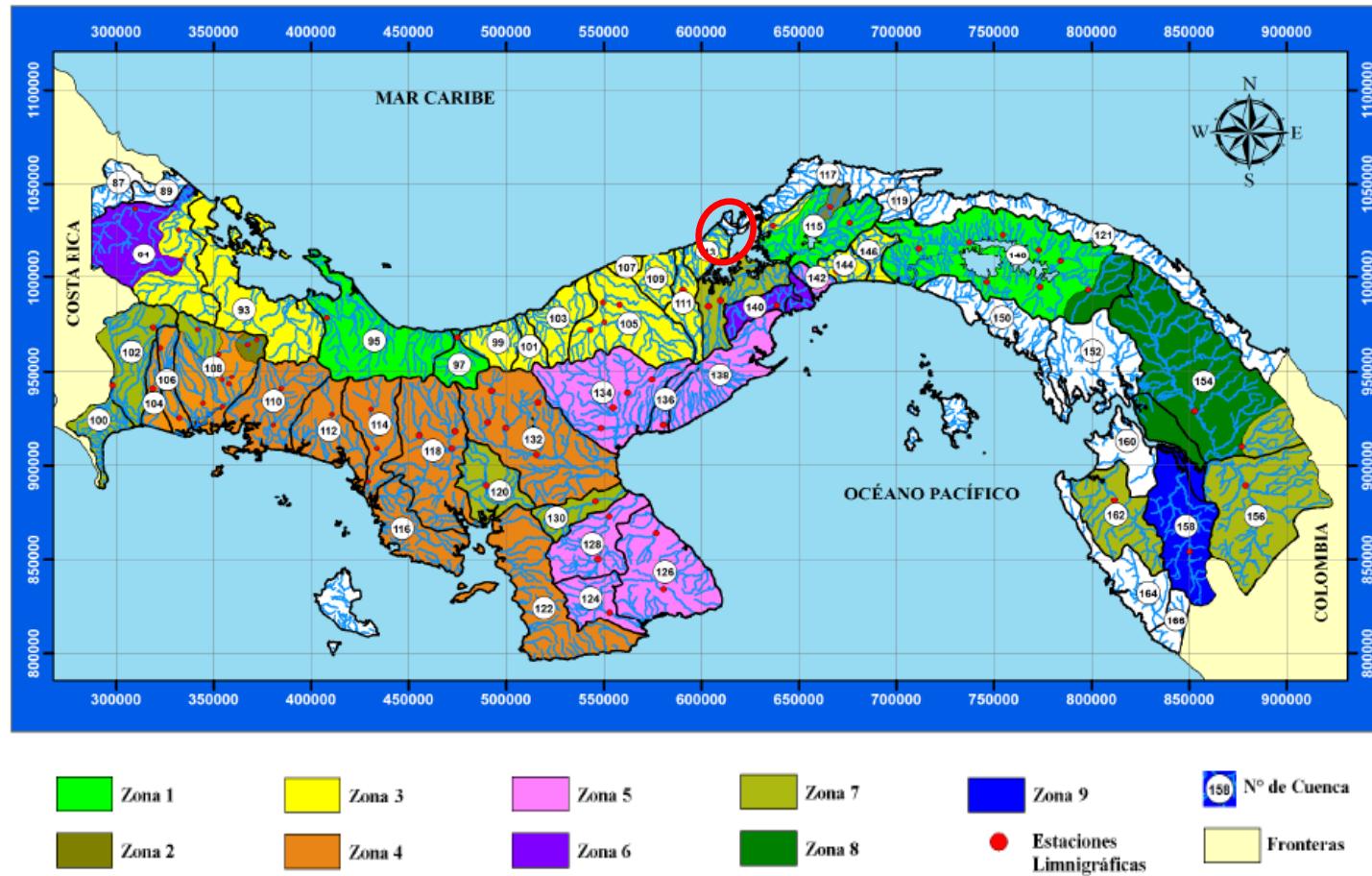
- Se calcula el caudal máximo instantáneo para el periodo de retorno requerido, multiplicando el caudal antes obtenido por uno de los siguientes factores en función del sitio de estudio.

Factores $Q_{máx.}/Q_{prom.máx}$ para distintos Tr.				
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

Ilustración 2 Cuadro 6, “Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006”

**República de Panamá**

**Regiones Hidrológicamente Homogéneas**



### 3.2 Caudal de Diseño

Para la obtención del caudal de diseño en la zona dónde se proyectaré el puente vehicular, se seguirá con lo establecido en las normativas estatales de Panamá, teniendo en cuenta los criterios de diseños establecidos por el pliego de cargos del Ministerio de obras Públicas.

- 1:20 años para alcantarillas tubulares pluviales, aliviaderos de sistema pluviales, zanjas.
- 1:50 años para cajones pluviales y cauces de ríos y quebradas.
- 1:100 años para puentes.

En el caso de estudio presente se estimará el caudal máximo instantáneo para un periodo de retorno de 100 años correspondiente para puentes.

#### 3.2.1 Determinación del Área de Drenaje

La cuenca del río Arenal, se encuentra localizada dentro de la cuenca 117 según el mapa de Regiones hidrológicamente Homogéneas en la vertiente del Atlántico.

Se ha delimitado la cuenca asociada a la ubicación a la estructura, obteniendo el área total de aportación, así como la longitud, cota alta y baja correspondiente al cauce principal, datos resumidos en la siguiente tabla. Ver apéndice 1, plano de cuencas.

RÍO	SUPERFICIE (HA)	COTA ALTA (MSM)	COTA BAJA (MSM)	LONGITUD CAUCE (M)
ARENAL	462.11	110	4.5	4262.21

### 3.2.2 Zona de Estudio

La cuenca del río Arenal se encuentra en la cuenca 117, cabe destacar que la cuenca 117 no tiene zona de estudio definida según el mapa de Regiones Hidrológicamente Homogéneas.

### 3.2.3 Ecuación para el Cálculo del Caudal de Diseño

Para el cálculo del caudal promedio máximo se harán dos cálculos detallados a continuación:

**Zona 3:** se ha tomado esta zona como referencia, ya que la misma se encuentra cercana a la cuenca del Río Arenal (cuenca 117). Utilizando el modelo matemático siguiente que pertenece a la zona 3, y el factor de 2.68 para aproximar el caudal máximo instantáneo de la tabla 1, para un periodo de retorno de 1:100 años.

$$Q = 25 \times A^{0.59}$$

Siendo A el área de drenaje hasta el punto de control, en km<sup>2</sup>.

**Zona 1:** se ha tomado esta zona como referencia, ya que es la más desfavorable según el mapa de regiones hidrológicamente homogéneas y por ser una zona con mayor precipitación. Utilizando el modelo matemático siguiente perteneciente a la zona uno, cuyo factor de 2.68 de la tabla 1, para el periodo de retorno de 1:100 años.

$$Q = 34 \times A^{0.59}$$

Siendo A el área de drenaje hasta el punto de control, en km<sup>2</sup>.

Se ha calculado el caudal de ambas zonas, hasta el punto de control obteniéndose los siguientes resultados para los caudales máximos y máximos instantáneos mostrado en la tabla siguiente.

Zona	Río de estudio	Estructura	Periodo de retorno (años)	Superficie (km^2)	Caudal promedio máximo (m^3/s)	Factor de distribución	Caudal máximo instantáneo (m^3/s)
Zona 3	Arenal	Puente	100.00	4.62	61.68	2.68	165.30
Zona 1	Arenal	Puente	100.00	4.62	83.88	2.68	224.81

### 3.2.4 Caudal de Diseño

Según los resultados obtenido en la tabla anterior, el caudal de diseño para modelar la estructura hasta el punto de control se ha tomado el caudal de la zona 1, siendo este el más desfavorable según los cálculos obtenidos por medio de la metodología de Lavalin (ETESA).

Río de estudio	Estructura	Periodo de retorno (años)	Superficie (km^2)	Caudal promedio máximo (m^3/s)	Factor de distribución	Caudal máximo instantáneo (m^3/s)
Arenal	Puente	100	4.62	83.88	2.68	224.81

## 4 ESTUDIO HIDRÁULICO

El análisis Hidráulico del presente estudio se realizó siguiendo los criterios que rige el Ministerio de Obras Públicas para estos elementos de drenaje.

### 4.1 Introducción

El Estudio 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 puente proyectado. Esta determinación se realiza mediante la simulación hidráulica con la versión 4.1.0 del programa informático HEC-RAS del Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers.

## 4.2 Simulación con el Software HEC-RAS

El presente estudio abarca los siguientes aspectos generales:

- Comprobación de la capacidad hidráulica del puente a proyectar en la ruta.
- Recomendaciones de adecuación del cauce en el caso de que sea comprobada falta de capacidad hidráulica de la estructura.
- Definición de los parámetros y dimensiones para el diseño y la construcción del puente.

### 4.2.1 Bases para el Modelo

Estados Unidos HEC-RAS 4.1.0 (River Analysis System) para la comprobación del modelo hidráulico.

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.

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.

El análisis hidráulico contempla la determinación del nivel máximo que alcanzaría la crecida de diseño extraordinaria, con periodo de recurrencia de 100 años para una hipótesis de flujo.

- Hipótesis 1: Sección hidráulica en la situación con estructuras proyectadas.

#### **4.2.2 Topografía y Distribución de los Perfiles**

Para la realización del presente Estudio Hidráulico y posterior introducción de datos en el software HEC-RAS, se ha utilizado cartografía de la zona del cauce que se va a estudiar. Dada la importancia de la representación topográfica para que el modelo de simulación se ajuste fielmente a la realidad y se pronostique un suceso futuro, se ha realizado un levantamiento topográfico del terreno con la amplitud y nivel de detalle requerido en el Pliego del Proyecto para este tipo de estudios. El levantamiento topográfico realizado se encuentra detallado en el Documento de Planos.

Tomando como base dicha cartografía, se ha definido un eje longitudinal sobre el cauce, representativo de la dirección principal de la corriente, y sobre dicho eje se han dispuesto de forma perpendicular secciones transversales cada 10 metros máximo con una anchura suficiente a cada lado del curso fluvial y hasta una distancia mínima de 100 m aguas arriba y 100 m aguas debajo de la obra de drenaje transversal.

Para dichas secciones transversales se han estudiado las secciones hidráulicas, actuales y proyectadas, bajo la hipótesis de flujo descrita anteriormente. Las secciones hidráulicas se han calculado de acuerdo con los parámetros que se indicarán y se han definido como las áreas comprendidas entre el nivel de agua y el fondo del cauce, incluyendo los taludes.

En el Apéndice 2 se presentan los perfiles transversales del cauce y las secciones obtenidas en campo en donde se situará la estructura.

#### 4.2.3 Simulación de Obstáculos

Los obstáculos que actualmente aparecen y que se considerarán en la hipótesis de cálculo son los estribos del puente.

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.

Los elementos que se han considerado en este caso para modelizar las estructuras (existente y proyectada) han sido:

- Tableros: definidos en las secciones correspondientes, siempre de izquierda a derecha, por:
  - sus distancias al eje del cauce.
  - cota superior arriba y aguas abajo.
  - cota inferior, aguas arriba y aguas abajo.
- Estripos: para terminar de definir las áreas que no computan a efectos de flujo y que completan el estrechamiento que se produce al paso del cauce a través de un puente.

#### **4.2.4 Coeficientes de Rozamiento Adoptados**

Para el cálculo de las pérdidas por rozamiento 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 de Manning es la más usada de todas las fórmulas de flujo uniforme para cálculos de escurrimiento en canal abierto.

La ecuación viene dada y expresada en unidades métricas como:

$$V = (1/n) * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Siendo  $n$  el coeficiente de rugosidad de 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.

Dentro de las actividades que se desarrollarán durante la ejecución de las nuevas estructuras, se encuentra la limpieza y conformación de cauces. Ésta se realizará en las áreas próximas a la ubicación de cada obra de drenaje, al menos en 10 metros aguas arriba y 10 metros aguas abajo de las secciones en donde se sitúan. Ello implica la remoción de los deshechos arrastrados por las corrientes de los ríos o quebradas, tales como restos de árboles, sedimentos, herbazales y todo tipo de piedras que reduzcan la sección hidráulica del cauce. Igualmente, deberán removese aquellos árboles nacidos dentro de los cauces, o próximos al sistema estructural de estribos de la estructura.

Teniendo en cuenta que la vegetación acuática es uno de los factores de rugosidad dominantes, así como los residuos leñosos y otro tipo de obstrucciones, se puede concluir que las actividades de limpieza, conformación y/o posible rectificación de los cauces reducirán notablemente la rugosidad total de los tramos objeto de este Estudio.

Otro factor para considerar es que, si bien la vegetación ribereña aumenta la rugosidad total durante las inundaciones, este efecto es significativo en canales pequeños y, en una escala más amplia, en ríos confinados en valles estrechos, en los que aumenta la

resistencia del flujo, al no poder migrar lateralmente. En cambio, en cauces anchos el efecto es menos relevante.

Teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas, los valores finalmente adoptados para el coeficiente de Manning, han sido tomados de la siguiente fuente: **S.M. Woodward and C. J Posey "Hydraulics of steady flow in open channels".**

Elementos de drenaje	Coeficiente Manning
<b>Cunetas y canales sin revestir</b>	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa.	0.020-0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular.	0.025-0.035
En tierra con ligera vegetación.	0.035-0.045
En tierra con vegetación espesa.	0.040-0.050
En tierra excavada mecánicamente.	0.028-0.033
En roca, superficie uniforme y lisa.	0.030-0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades.	0.035-0.045
<b>Cunetas y Canales revestidos</b>	
Hormigón.	0.013-0.017
Hormigón revestido con gunita.	0.016-0.022
Encachado.	0.020-0.030
Paredes de hormigón, fondo de grava.	0.017-0.020
Paredes encachadas, fondo de grava.	0.023-0.033
Revestimiento bituminoso.	0.013-0.016
<b>Corrientes Naturales</b>	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente.	0.027-0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación.	0.033-0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia.	0.035-0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados.	0.060-0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa.	0.100-0.200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña.	0.050-0.080

Elementos de drenaje	Coeficiente Manning
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario.	0.030-0.200

Fuente: S.M. Woodward and C.J Posey "Hydraulics of steady flow in open channels"

<b>Arroyos de montaña, sin vegetación en el canal, orillas generalmente empinadas, con maleza y árboles sumergidos en las márgenes.</b>	Coeficiente Manning
Fondo: Gravas, guijarros y algunos cantos rodados.	0.030 – 0.040 – 0.050
Fondo: Guijarros y grandes cantos rodados.	0.040 – 0.050 – 0.070

Fuente: "HEC-RAS v4.1 Reference Manual "

Los coeficientes establecidos para los cauces en estudio se encuentran dentro de los intervalos marcados, en función de las características de los tramos considerados. Se ha tomado el valor de 0.030 como referencias para cauce limpio según los tramos.

Para las llanuras de inundación, considerando el efecto retardante de la vegetación sobre el flujo y un moderado efecto por posibles obstrucciones sobre el cauce, se establece un coeficiente igual a 0.063.

Así pues, los coeficientes de Manning aplicados en el cálculo se reflejan en el siguiente cuadro:

Sección	Coeficiente Manning
Cauce ordinario en tramo limpio, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación.	0.04
Llanuras de inundación.	0.063

Se muestran a continuación fotografía de la zona que indican la situación actual del puente y el cauce propiamente dicho.



**Ilustración 3 Puente sobre el Rio Arenal.**



**Ilustración 4 Puente sobre el Rio Arenal, situación actual del cauce.**



Ilustración 5 Puente sobre el Rio Arenal, situación actual estructura.

#### 4.2.5 Limpieza y Conformación

Para mejorar el funcionamiento hidráulico de la obra de drenaje y según las recomendaciones de pliego se realizará una limpieza del cauce 50 metros aguas arriba y 50 m aguas abajo de la obra, realizando una transición en la unión con el cauce natural sin tratar. Así, para la simulación de la avenida extraordinaria en la situación de proyecto se van a considerar condiciones de rugosidad asimiladas a cauce limpio y sin obstrucciones para el tramo correspondiente a las secciones en las que se inserta la nueva estructura, así como en las tratadas con limpieza.

#### 4.3 Resultado del Cálculo

Los resultados numéricos obtenidos para la hipótesis de flujo estudiada, así como las secciones transversales y perfiles longitudinales para el cauce, se recogen en los apéndices, al final de este documento.

De dichos datos de salida, se extraen las siguientes conclusiones:

- Verificación de la estructura y capacidad hidráulica de la sección.
- Recomendaciones sobre actuaciones de rectificación en el cauce.
- Datos para el dimensionamiento de la obra de drenaje en la nueva vialidad.

#### 4.3.1 Datos de Entrada al Modelo

Geometría: La geometría empleada consta de 24 secciones que incluyen perfiles transversales del cauce y de las riberas de inundación y las secciones detalladas de la estructura a proyectar en el cauce. La longitud total estudiada es de 206 metros. Ver apéndice 2.

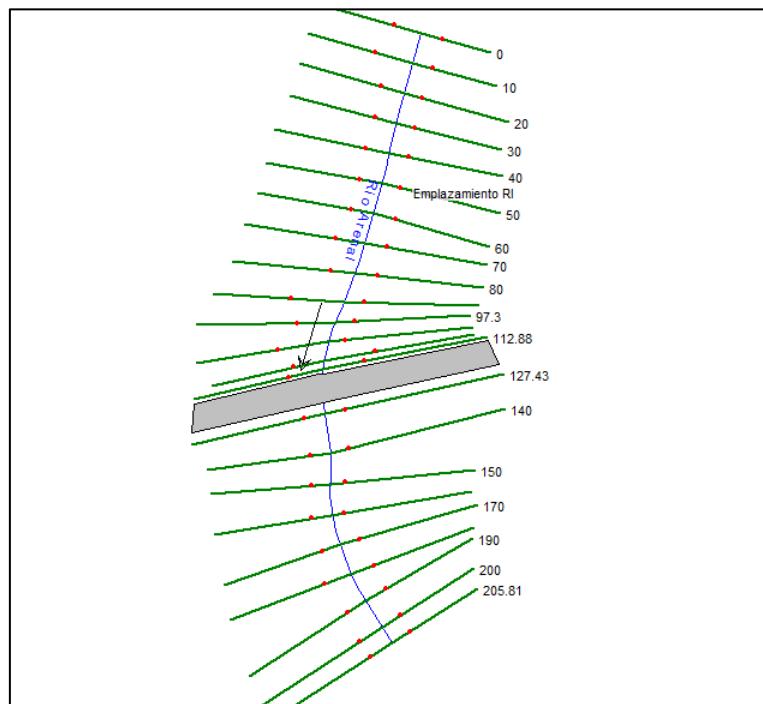


Ilustración 6 Vista de planta de la geometría del río en Hec Ras.

- Coeficientes de rugosidad:** En la tabla se insertan los valores definidos del coeficiente de Manning n1 y n3 que corresponden a llanuras de inundación y n2 al cauce propiamente dicho.

River: **Rio Arenal**  Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach: **Emplazamiento RI** All Regions

Selected Area Edit Options

Add Constant ...  Multiply Factor ...  Set Values ...  Replace ...  Reduce to L Ch R ...

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	205.81	n	0.063	0.04	0.063
2	200	n	0.063	0.04	0.063
3	190	n	0.063	0.04	0.063
4	180	n	0.063	0.04	0.063
5	170	n	0.063	0.04	0.063
6	160	n	0.063	0.04	0.063
7	150	n	0.063	0.04	0.063
8	140	n	0.063	0.04	0.063
9	127.43	n	0.063	0.04	0.063
10	118	Bridge			
11	112.88	n	0.063	0.04	0.063
12	110	n	0.063	0.04	0.063
13	104.07	n	0.063	0.04	0.063
14	97.3	n	0.063	0.04	0.063
15	90	n	0.063	0.04	0.063
16	80	n	0.063	0.04	0.063
17	70	n	0.063	0.04	0.063
18	60	n	0.063	0.04	0.063
19	50	n	0.063	0.04	0.063
20	40	n	0.063	0.04	0.063
21	30	n	0.063	0.04	0.063
22	20	n	0.063	0.04	0.063
23	10	n	0.063	0.04	0.063
24	0	n	0.063	0.04	0.063

Ilustración 7 Valores del coeficiente de Manning Hec Ras.

- Caudal de diseño:** se evalúa el efecto producido por el caudal para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en el Estudio Hidrológico previo.

**Qmáx= 224.81 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno 1:100 años.**

Enter/Edit Number of Profiles (25000 max):	<input type="text" value="1"/>	Reach Boundary Conditions ...	Apply Data
Locations of Flow Data Changes			
River:	<input type="text" value="SECCIONES RAREN"/>	Add Multiple...	
Reach:	<input type="text" value="Emplazamiento1"/>	River Sta.:	<input type="text" value="200"/>
Flow Change Location		Profile Names and Flow Rates	
	River	Reach	RS
1	SECCIONES RAREN	Emplazamiento1	200
			PF 1 224.81

Ilustración 8 Datos del caudal Her Ras.

Acotación del canal principal: En la siguiente tabla se reflejan los puntos que definen el canal principal, por sus distancias al eje. El resto de la sección se ha considerado llanura de inundación.

	River Station	Left Bank Sta	Right Bank Sta
1	205.81	25.7	40.75
2	200	28.03	43.64
3	190	31.98	46.61
4	180	34.27	51.02
5	170	39.39	51.77
6	160	41.34	52.08
7	150	41.76	52.75
8	140	52.01	64.45
9	127.43	52.16	65.68
10	118	Bridge	
11	112.88	40.13	65.04
12	110	32.07	58.66
13	104.07	41.19	62.94
14	97.3	37.33	55.81
15	90	36.41	60.2
16	80	33.86	49.09
17	70	32.84	49.68
18	60	31.62	46.11
19	50	33.14	46.75
20	40	30.53	44.82
21	30	28.81	41.72
22	20	29.05	42.55
23	10	21.42	40.3
24	0	16.06	32.16

Ilustración 9 Datos del caudal Her Ras.

Condiciones de contorno: 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), por lo que es necesario definir ambas condiciones de contorno, al

AR-ME-02 ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO PUENTE SOBRE RÍO ARENAL

comienzo y al final. Para “Profundidad 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, reflejadas en la tabla siguiente aguas arriba y aguas abajo.

Steady Flow Boundary Conditions

Set boundary for all profiles       Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Known W.S.      Critical Depth      Normal Depth      Rating Curve      Delete

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
SECCIONES R_AI	Emplazamiento1	all	Normal Depth S = 0.006	Normal Depth S = 0.0039

Ilustración 10 Condición de contorno Her Ras.

Plan : PLAN01      Short ID : PLAN001

Geometry File : GEOMETRÍA\_ACT

Steady Flow File : CAUDAL\_ACT

Flow Regime :

Subcritical  
 Supercritical  
 Mixed

Plan Description :

Compute

Ilustración 11 Análisis del caudal Her Ras.

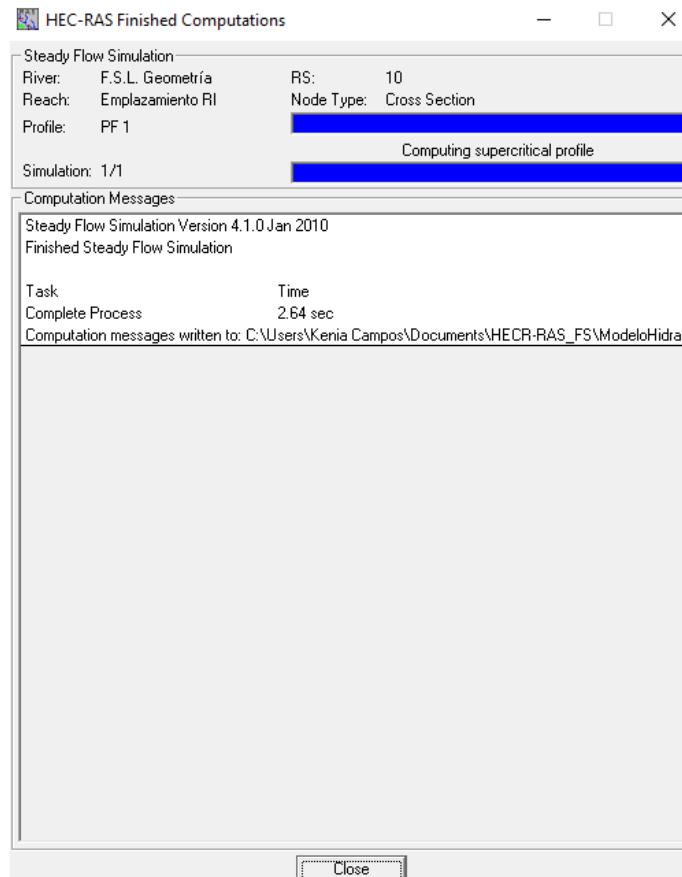


Ilustración 12 Ejecución del modelo Her Ras.

#### 4.3.2 Estructura Proyectada

En el estacionamiento 9k+500 entre las secciones 110 Y 125, el modelo incorpora la geometría. El programa genera las dos secciones adjuntas a continuación, aguas arriba y aguas abajo, para realizar el balance interior de la misma.

Secciones transversales (BU y BD) del modelo para el balance interior del puente proyectado.

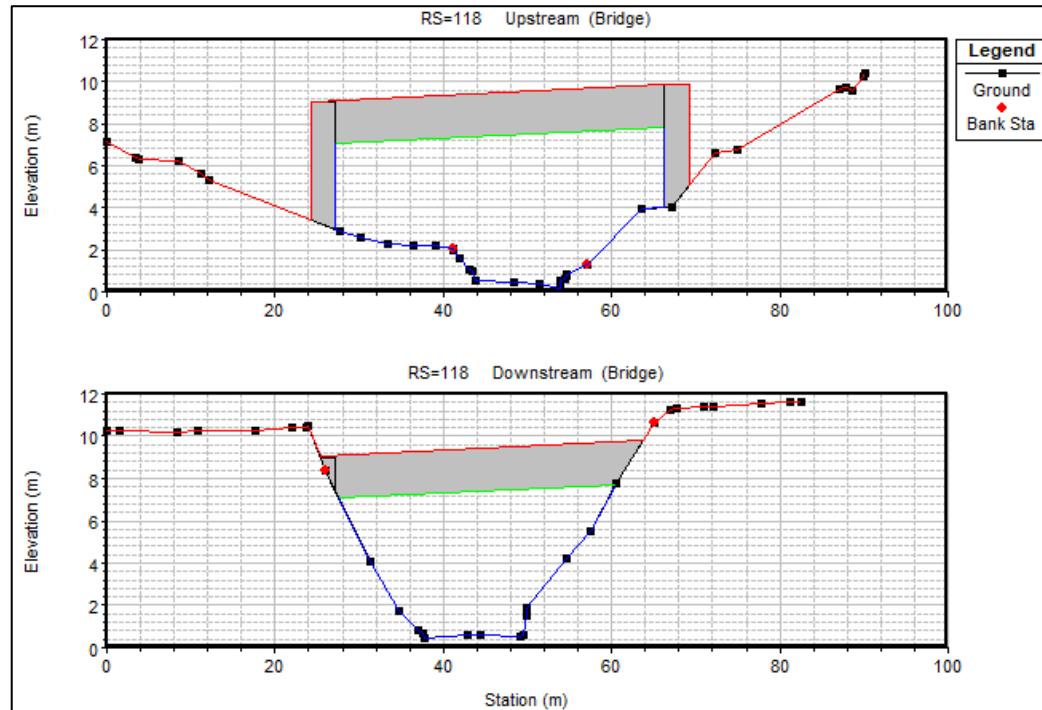


Ilustración 13 Estructura proyectada Hec Ras.

#### 4.3.3 Resultados del Modelo

A continuación, se adjunta el resultado del comportamiento hidráulico del estudio realizado.

Para garantizar la sección hidráulica se deberá realizar una limpieza y conformación del cauce 50 m aguas arriba y 50 metros aguas abajo como lo indica el pliego de cargos.

Se muestra tabla de resultados y análisis para la sección hidráulica 118 donde será proyectado el puente.

River:	SECCIONES R_AREN	Profile:	PF 1
Reach:	Emplazamiento1	RS:	118
Plan: PLAN001 SECCIONES R_AREN Emplazamiento1 RS: 118 Profile: PF 1			
E.G. US. (m)	5.30	Element	Inside BR US Inside BR DS
W.S. US. (m)	5.09	E.G. Elev (m)	5.29 5.26
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	224.81	W.S. Elev (m)	5.07 4.84
Q Bridge (m <sup>3</sup> /s)	220.74	Crit W.S. (m)	3.36 3.50
Q Weir (m <sup>3</sup> /s)		Max Chl Dpth (m)	4.90 4.42
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.66 2.85
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m <sup>2</sup> )	135.51 78.98
Weir Submerg		Froude # Chl	0.36 0.52
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m <sup>3</sup> )	281.03 213.05
Min El\Weir Flow (m)	9.03	Hydr Depth (m)	2.73 3.07
Min El Pts (m)	9.00	W.P. Total (m)	56.08 28.63
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	6155.9 3883.5
Delta WS (m)	0.27	Top Width (m)	49.57 25.69
BR Open Area (m <sup>2</sup> )	154.32	Frctn Loss (m)	0.02 0.01
BR Open Vel (m/s)	2.79	C & E Loss (m)	0.02 0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m <sup>2</sup> )	31.61 90.65
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00 0.00

Las velocidades obtenidas en la entrada y salida de la obra son:

- Velocidad entrada: 1.66 m/s
- Velocidad salida: 2.85 m/s

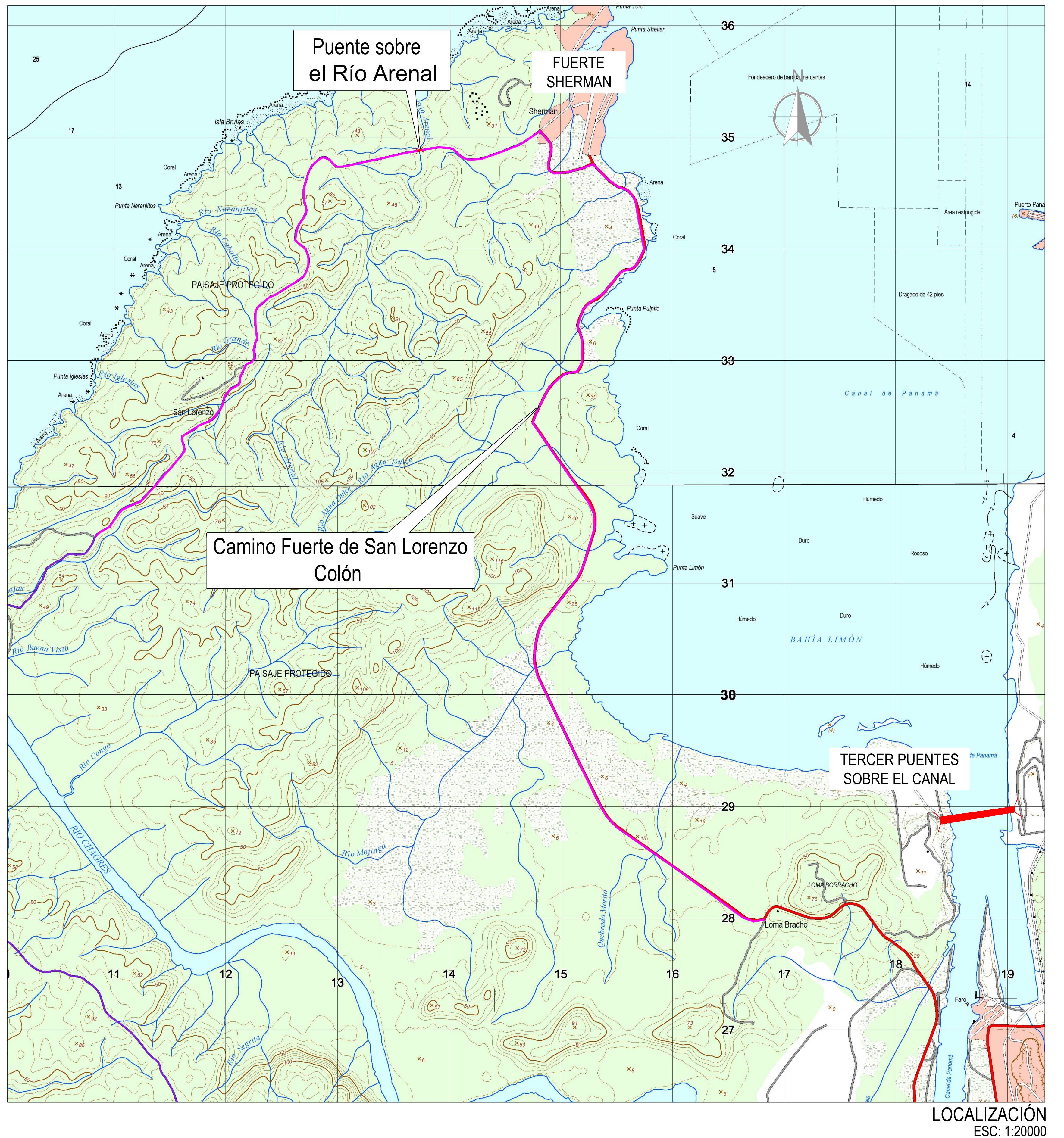
La elevación de la lámina de agua para un periodo de retorno de 100 años en la entrada y salida de la obra son:

- Altura entrada: 5.07m
- Altura salida: 4.84 m.

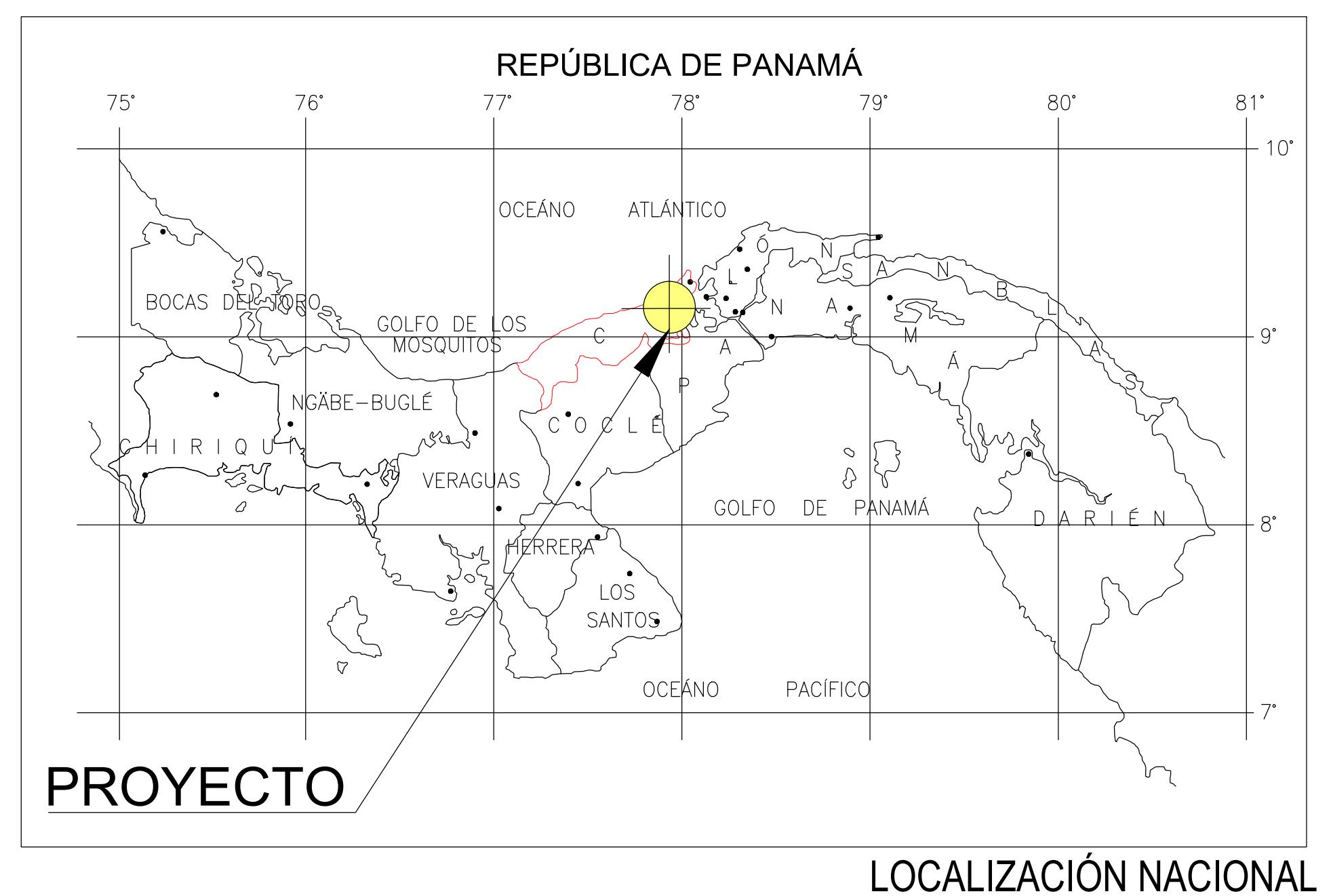
En base a los resultados obtenidos para el puente a proyectar se observa la altura de la lámina de agua máxima es de 5.07 metros. Por lo tanto, el puente deberá tener cota mínima de calzada:

- **Cota mínima inferior de la estructura a proyectar: 5.07+ 1.80 m (de resguardo) = 6.87 metros.**

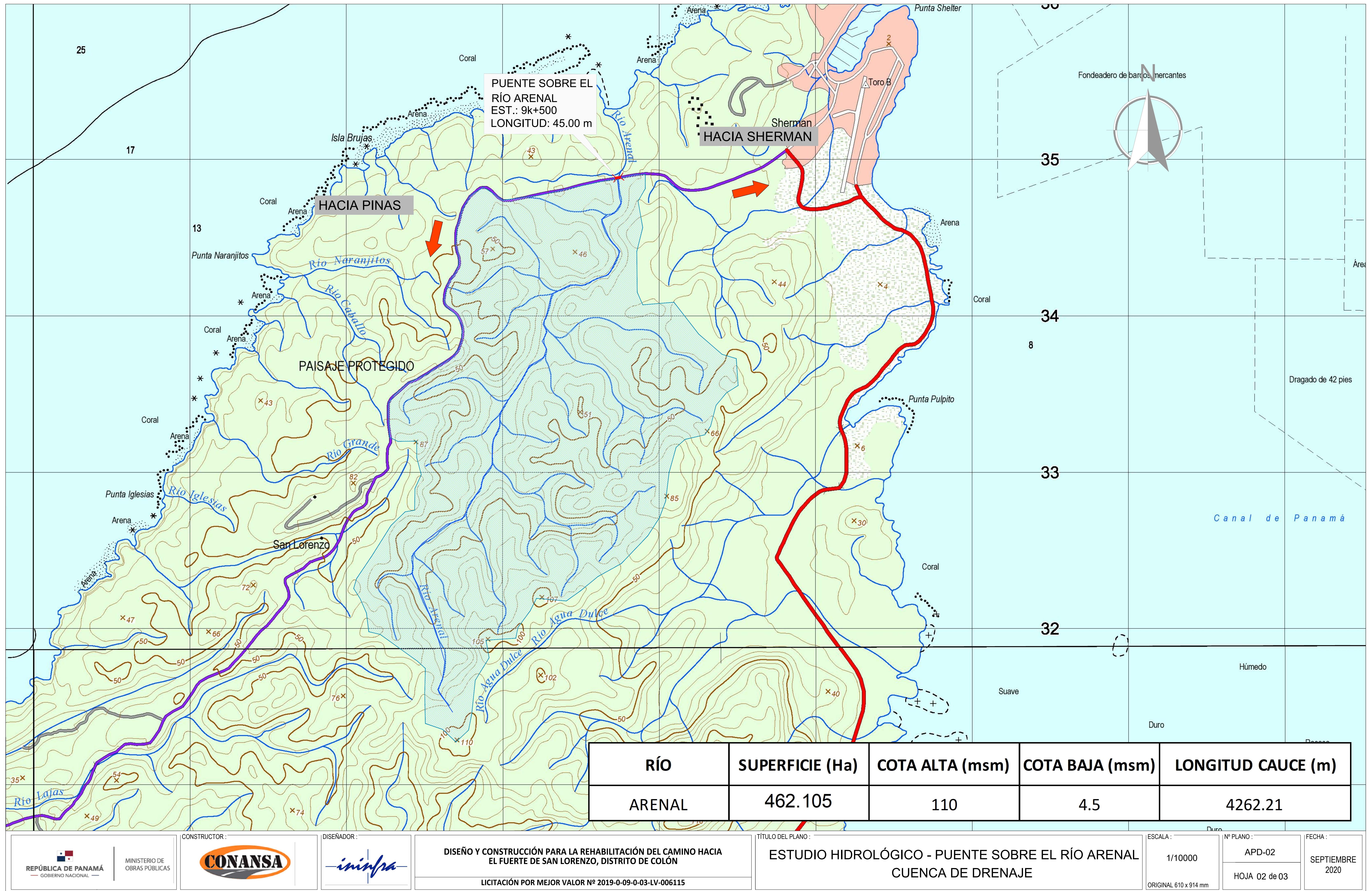
## **APENDICE 1. PLANO DELIMITACION CUENCA PUENTE SOBRE EL RIO ARENAL – EST 5K+500**



REPÚBLICA DE PANAMÁ  
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS  
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN PARA LA REHABILITACIÓN DEL  
CAMINO HACIA EL FUERTE DE SAN LORENZO  
DISTRITO DE COLÓN



PLANO	DENOMINACIÓN
APD-01	ÍNDICE Y SITUACIÓN
APD-02	CUENCA DE DRENAJE
APD-03	PERFILES TRANSVERSALES



## **APENDICE 2. SECCIONES TRANSVERSALES PUENTE SOBRE EL RIO ARENAL – EST 9K+500**

