



EXPEDIENTE TÉCNICO - IOARR: "RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) CAMINO VECINAL VALLE LA UNION - NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO SAN MARTIN"; CON C.U.I 2635030.



3.6 ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

CONSORCIO
LA UNION I


 Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742

CONSORCIO DISTRITAL DE SHAMBOYACU
 PROV. SAN MARTIN

 Ing. Frank Perez Rodriguez
 CIP: 286562
 JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

EXPEDIENTE TÉCNICO: “RENOVACIÓN DE PUENTE EN EL CAMINO VECINAL VALLE LA UNION – NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO SAN MARTIN” CON CUI 2635030



1

ESTUDIO HIDROLOGICO

Elaborado por: JOSE DEL C. PIZARRO BALDERA

Ingeniero Agrícola
CIP 23777



OCTUBRE 2024



EXPEDIENTE TÉCNICO: “RENOVACIÓN DE PUENTE EN EL CAMINO VECINAL VALLE LA UNION – NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO SAN MARTIN”

CONTENIDO

ESTUDIO HIDROLOGICO	Página
1.0 GENERALIDADES.....	5
1.1 INTRODUCCION.....	5
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.2.1 Objetivo general.....	5
1.2.2 Objetivos específicos.....	5
1.3 UBICACIÓN Y VIAS DE ACCESO.....	6
1.3.1 Ubicación política.....	6
1.3.2 Ubicación geográfica.....	6
1.3.3 Accesos.....	7
1.3.4 Condiciones climáticas.....	7
1.3.5 Geología y composición de los suelos en la zona.....	9
2.0 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA MICROCUENCA EN ESTUDIO.....	10
2.1 Área de la microcuenca El Líbano.....	12
2.2 Perímetro de la microcuenca El Líbano.....	13
2.3 Forma de la microcuenca El Líbano.....	13
2.3.1 Factor de forma.....	13
2.3.2 Coeficiente de compacidad.....	14
2.4 Características de relieve de la microcuenca El Líbano.....	15
2.4.1 Elevación media.....	15
2.4.2 Curva hipsométrica.....	15
2.4.3 Pendiente del cauce principal.....	18
2.4.4 Rectángulo equivalente.....	18
2.5 Mediciones lineales.....	19
2.5.1 Longitud de máximo recorrido.....	19
2.5.2 Densidad de drenaje.....	19

3.0 DISPONIBILIDAD Y CORRECCIÓN DE DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA	
EN 24HORAS.....	20
3.1 Disponibilidad de datos de precipitación máxima en 24 horas.....	20
3.2 Factores de corrección de la precipitación máxima en 24 horas.....	22
4.0 ANALISIS DE CONCISTENCIA Y PRUEBA DE DATOS DUDOSOS DE LA PRECI-	
PITACION MAXIMA EN 24 HORAS.....	23
4.1 Análisis de consistencia.....	23
4.1.1 Análisis exploratorio grafico.....	23
4.2 Prueba de datos dudosos.....	25
5.0 DETERMINACION DEL PERÍODO DE RETORNO.....	30
6.0 CALCULO DE LAS PRECIPTACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS PARA DIFEREN-	
TES PERIODOS DE RETORNO.....	31
6.1 Análisis y tratamiento probabilístico de la precipitación máxima en 24 horas.....	31
6.1.1 Determinación de la posición de la probabilidad y de tiempo de retorno.....	33
6.1.2 Modelo de distribución de probabilidades utilizadas para el cálculo de las pre-	
cipitaciones máximas en 24 horas para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25,	
50, 100, 140, 200 y 500 años.....	34
6.2 Pruebas de bondad de ajuste.....	45
6.2.1 Prueba de Chi cuadrado.....	45
6.2.2 Prueba de Smirnov – Kolmogorov.....	46
7.0 CALCULO DE LAS LLUVIAS E INTENSIDADES MAXIMAS, CURVA IDF Y HIETO-	
GRAMA DE DISEÑO.....	51
7.1 Metodología para la obtención de las lluvias e intensidades máximas y las curvas	
IDF.....	51
7.1.1 Método de los coeficientes.....	51
7.2 Metodología para la obtención de los hietogramas de diseño: Método de los	
Bloques alternos.....	54
8.0 CALCULO DE LOS CAUDALES MAXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE	
RETORNO – METODOLOGÍAS.....	57
8.1 Método de Racional.....	57

8.2 Método de hidrograma unitario triangular SCS..... 58

8.3 Método de Mac Math..... 64

8.4 Obtención de los resultados de caudales de diseño..... 66

9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 66

9.1 Conclusiones..... 66

9.2 Recomendaciones..... 67

4



1.0 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente informe es el resultado de la revisión y el análisis de la información referente a la situación climática e hidrológica de la zona de estudio ante las fuertes tormentas suscitadas en el periodo lluvioso durante los meses de enero a mayo en la región San Martín. Ante ello, la Municipalidad Distrital de Shamboyacu, solicita ha solicitado a Provias Descentralizado, la instalación de un puente carrozable, de acuerdo a lo señalado en el numeral 16.4 del artículo 16 del Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial.

Dicho estudio, comprende la identificación de la zona del proyecto, de las fuentes aprovechables y percepción física de la cuenca, a fin de conocer los caudales disponibles en cada una de las fuentes, que permitan calcular los parámetros de diseño de las estructuras hidráulicas necesarias para el funcionamiento, operación y mantenimiento de la inversión.

En el proceso del estudio se realizaron trabajos de campo: reconocimiento, inspección, ubicación geográfica, delimitación de la microcuenca, verificación de información, rectificación y ajuste de datos, correspondiente a la visita técnica realizada a fines del mes de agosto 2024.

Finalmente, resaltar que la reparación de este puente es bajo el esquema de “puente de menor luz” (puente definitivo de concreto armado), y que se atenderá de acuerdo a los decretos de urgencia, que fueron publicados en el Diario el Peruano, ante eventos extremos y fuertes precipitaciones en la zona norte del País.

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

1.2.1 Objetivo General:

Realizar el análisis de máximas avenidas de la microcuenca y/o quebrada que cruzan por la ubicación del puente afectado, de la unidad productora (camino vecinal).

1.2.2 Objetivo Específico:

- Determinar las características morfológicas de la unidad hidrológicas (microcuenca quebrada El Líbano).
- Análisis de la información de la precipitación máxima en 24 horas registrada en la Estación Shamboyacu.
- Generar precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno con diferentes métodos de distribución.
- Generar lluvias e intensidades máximas para elaborar las curvas intensidad duración y frecuencia (I – D - F).
- Determinar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno en el puente de intervención (puente) proyectado con modelos de transformación precipitación – escorrentía.



Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742



ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SHAMBOYACU
PROVIA - SAN MARTÍN
Ing. Frank Pérez Valdivia
C.I.P. N° 2365030
E.A. Y ESTUDIOS

1.3 UBICACIÓN Y VÍAS DE ACCESO

1.3.1 Ubicación política:

Región: San Martín
Provincia: Picota
Distrito: Shamboyacu
Sector: Valle La Unión – Nuevo Piura

1.3.2 Ubicación geográfica:

Geográficamente la zona del proyecto se ubica en la coordenada UTM, datum WGS 84, zona 17 Sur:

6

Cuadro N° 01: Datos de ubicación geográfica

Ítem	Nombre del Puente	UTM (Este)	UTM (Norte)	Altitud	Longitud Propuesta
01	Valle La Unión	374517.387	9212487.045	720.452 msnm	18 ml

Gráfico N° 01: Mapa de ubicación del proyecto (Propuesta Técnica)



1.3.3 Accesos:

Se puede acceder a la zona de estudio, mediante el siguiente recorrido:

Cuadro N° 02: Rutas de acceso al activo estratégico.

RUTA DE ACCESO (LIMA – PUENTE LA UNION – NUEVO PIURA)				
TRAMO	DISTANCIA (KM)	TIEMPO (H)	VEHÍCULO	TIPO DE VÍA
Lima – Provincia de Picota	897.00	19.00 h.	Camioneta	Por carretera PE-5N
Provincia de Picota – Shamboyacu	46.00	1.50 h	Camioneta	Emp. PE-5N (Picota) por la ruta sm-107 en dirección Sureste, shamboyacu
Shamboyacu – Valle la Unión	14.60	1.00 h	Camioneta	Trocha carrozable
TOTAL =	957.60	21.50 h		

7

1.3.4 Condición climática:

El clima es uno de los factores que mayor influencia ejerce sobre el suelo, la flora y la fauna. Los componentes que se toman en cuenta para el conocimiento del clima son la temperatura y la precipitación; sin embargo, no dejan de ser importantes los otros factores climáticos como son los vientos, la insolación, la humedad relativa, la evaporación y la nubosidad.

El clima se encuentra caracterizado por la estación Shamboyacu, la cual es la estación más cercana a la zona de estudio. Por lo que, según esta estación, se podría caracterizar como una zona con un clima tropical de sabana. Hace calor todos los meses, tanto en la estación seca como en la húmeda.

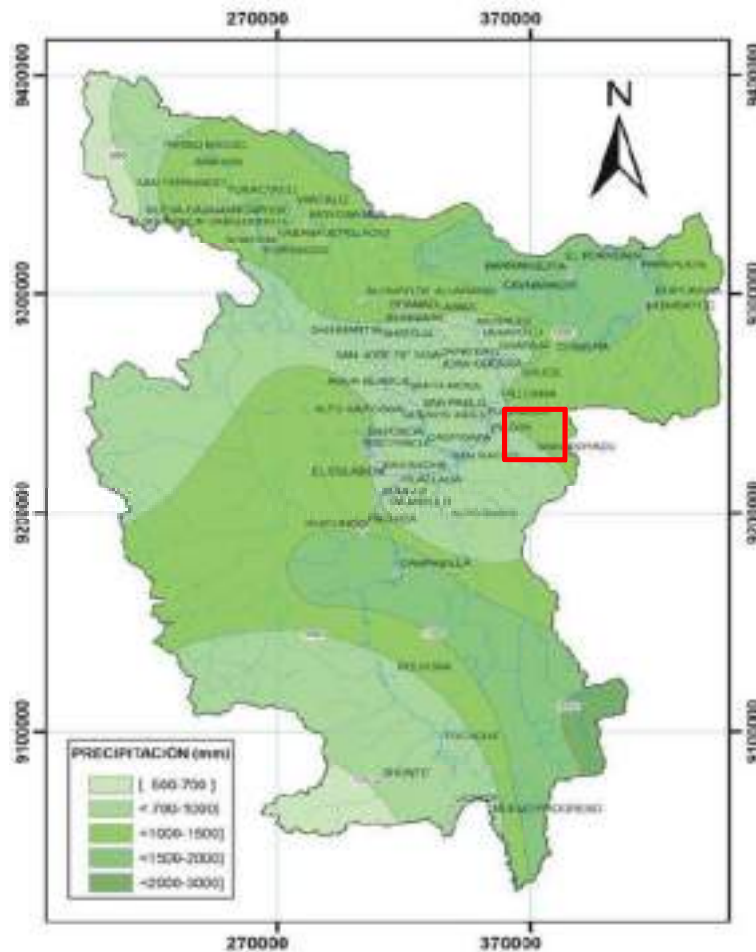
El clima es templado-cálido en la zona de estudio. La temperatura mínima promedio anual es de 22.9°C y la temperatura máxima promedio anual es de 26.5°C. El periodo lluvioso se presenta entre los meses de setiembre a mayo. La precipitación varía en toda la región San Martín, con mínimos de 500 mm a máximos de 3000 mm.



Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 CIP. N° 23777


Ing. Frank Pérez Valdivia
 CIP: 286503
 JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



8


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777


Ing. Frank Pérez Valdivia
 C.I.P. N° 28553


**ESPECIALISTA
 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA**

1.3.5 Geología y composición de suelos en la zona:

La geología regional de la zona evaluada está referida a la información disponible en el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET) y corresponde al Boletín Geológico A39 (Luis Reyes, 1987), que junto al reconocimiento de campo ha hecho posible establecer las unidades estratigráficas que constituyen el área de investigación.

Las características geológicas se describen en función al ámbito regional, debido a que la mayoría de las áreas evaluadas se encuentra totalmente cubierta por depósitos cuaternarios recientes del tipo antrópico y aluvial, sin embargo, se ha verificado la existencia de rocas (metamórficas y sedimentarias),

En la zona de evaluación se reconocieron dos unidades lito-estratigráficas que van desde el Cretáceo hasta el Cuaternario. Se describen únicamente las que afloran en la zona de estudio, de las más antiguas a las más recientes:

1.3.5.1 Formación Cushabatay (Ki-c)

Corresponde a la base del Grupo Oriente, conformada por la intercalación de areniscas cuarzosas y conglomeráticas, lutitas y limolitas, con estratificación sesgada.

1.3.5.2 Formación Esperanza (Ki-e)

Corresponde a una secuencia conformada por la intercalación de limoarcillitas gris verdosas a gris oscuras, de comportamiento fisible, es decir que se disgregan fácilmente.

1.3.5.3 Formación Agua Caliente (Ki-e)

Está conformada por una secuencia de areniscas cuarzosas de grano fino a grueso con estratificación cruzada o sesgada y con elevado grado de fracturamiento, que le da la condición friable.

1.3.5.4 Formación Chonta (Kis-ch)

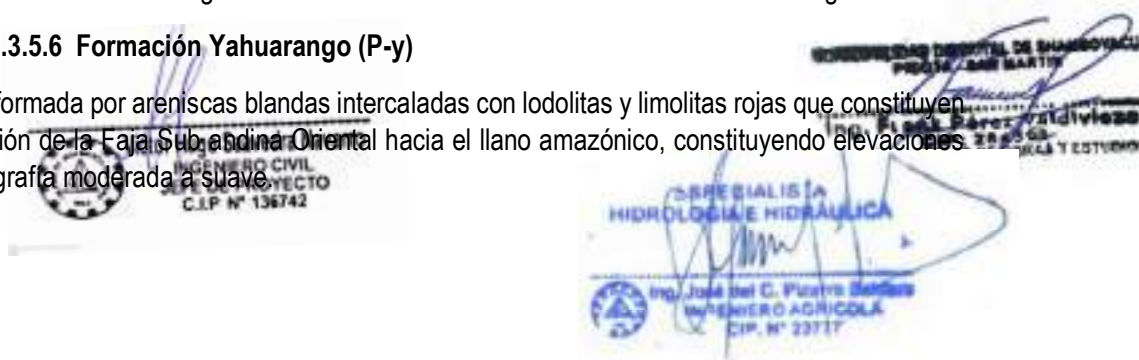
Está conformada principalmente por lutitas fácilmente deleznales que se intercalan calizas margosas friables en estratos delgados que van desde 5 a 20 cm de espesor. Estos afloramientos son visibles en la totalidad de la zona de estudio, como calizas grises de alta resistencia intercaladas con lutitas verdosas.

1.3.5.5 Formación Vivian (Ks-v)

Está conformada por arcillitas areniscas cuarzosas de color blanquecino, de grano fino a grueso, friables y estratificación sesgada. En ciertos niveles afloran lutitas arenosas de color gris.

1.3.5.6 Formación Yahuarango (P-y)

Está conformada por areniscas blandas intercaladas con lodolitas y limolitas rojas que constituyen la transición de la Faja Subandina Oriental hacia el llano amazónico, constituyendo elevaciones con topografía moderada a suave.



1.3.5.7 Formación Chambira (PN-ch)

Está conformada arcillitas rojizas de espesores métricos, con presencia de capas de yeso en ciertos niveles. Estas se intercalan con areniscas color beige, de grano medio y de baja resistencia. Afloran en estratos sub-métricos a favor de la pendiente. Sobre estas se han formado depósitos deluviales arcillosos producto de la meteorización física y química de las rocas pre-existentes, con espesores no mayores a 2 m. Sobre esta unidad es que se encuentra la totalidad de la zona de estudio.

1.3.5.8 Depósitos aluviales (Qh-al)

Está formada por la intercalación de gravas, arenas y arcillas. Las gravas además presentan bolonería y bloques hetométricos. Su origen se debe a los procesos de erosión y sedimentación del río Ponaza.

10

Gráfico N° 03: Materiales encontrados en el área evaluada.



Depósitos fluviales de gravas medianas con arenas y arcillas.

Fuente: Estudio de Geología y Geotecnia Puente Valle La Unión – Nuevo Piura

2.0 CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA MICROCUENCA DE ESTUDIO:

La provincia de Picota se ubica al centro del departamento de San Martín, siendo una tierra de contraste y fusión climática. Está salpicada por bosques tropicales de estilo seco- ecuatorial en sus partes llanas donde predomina la Quinilla. En partes altas 1800 a 800 m se da paso a una suave ceja de selva y a la presencia de colinas que caracteriza a valles de la región de la selva.

Estos rasgos geomorfológicos, han sido originados por el paso del tiempo, la concurrencia de singulares patrones fisiográficos y estructurales, así como diferentes procesos geodinámicos: tectónicos, erosivos y acumulativos sedimentarios, que han modelado su relieve y cuya acción se manifiesta también en la actualidad; debido a la acción de distintos agentes y factores

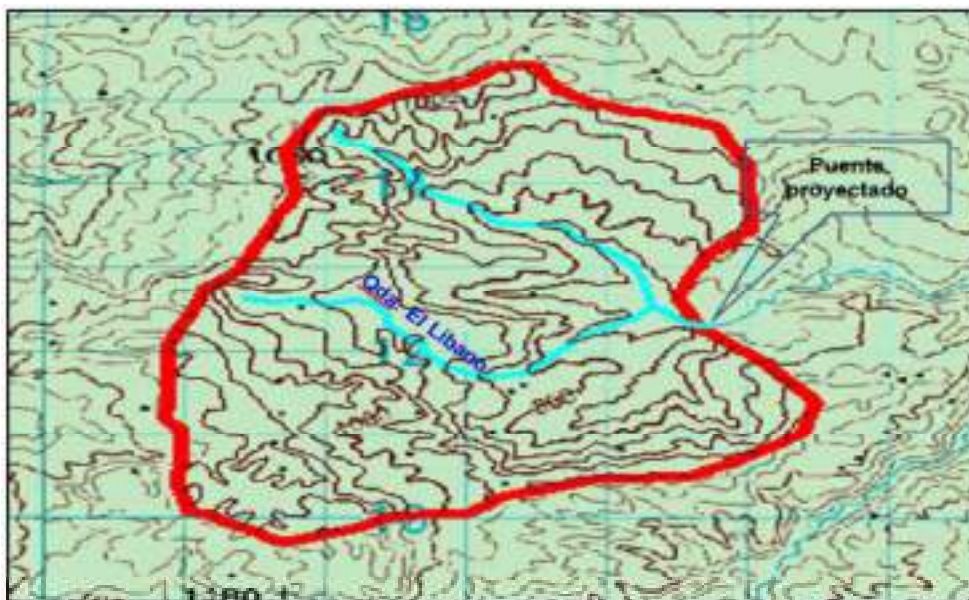
geomorfológicos. La fisiografía provincial presenta cuatro unidades geomorfológicas: Valle Intermedio, Colinas bajas, Valle Estrecho Cadena de cerros de baja altura.

Las características físicas de la microcuenca en estudio han sido determinadas sobre la base de fotografías satelitales, ortofotos (apoyados con dron), sistema computacional para delimitación de cuencas e imágenes de entidades ambientales, la cual se muestra en el gráfico N° 04.

Las características físicas de la microcuenca de la quebrada El Líbano conocidas también como parámetros geomorfológicos, permiten determinar los elementos que condicionan espacial y temporalmente la escorrentía producida por la precipitación.

Gráfico N° 04: Delimitación de Microcuenca y Curvas de Nivel: QDA El Líbano

11



Fuente: Sistema Computacional – QGIS (With GRASS)


 Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


 GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
 PIURA - SAN MARTIN
 Ing. Frank Pérez Valdivia
 C.I.P. 226503
 ESPECIALISTA
 HIDROLOGIA E HIDRAULICA
 Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRICOLA
 C.I.P. N° 23777

Entre la selección de los parámetros geomorfológicos de la microcuenca de estudio se tienen los siguientes componentes:

2.1 ÁREA DE LA MICROCUENCA EL LIBANO

Ésta es quizá la propiedad más importante del estudio de cuencas, ya que determina el potencial del volumen de escorrentía. Se obtiene del Software en sistemas digitalizados.

En general a mayor área de cuenca, mayor cantidad de escorrentía superficial y consecuentemente mayor flujo superficial, sin embargo, las cuencas pequeñas suelen ser más tormentosas, pues su respuesta es más rápida.

El área de la microcuenca en mención se muestra en el cuadro N° 03:

Cuadro N° 03: Área del estudio de Cuencas

12

ESTUDIO DE LA MICROCUENCA EL LÍBANO				
NOMBRE	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	ÁREA	UNIDAD	CLASIFICACIÓN
MICROCUENCA "EL LIBANO"	VALLE LA UNION NUEVO - PIURA	7.993 KM2	Km2	PEQUEÑA

** Para el estudio de Cuencas, Villón (2011) clasifica en cuencas grandes cuando predominan las características fisiográficas como rango de pendientes, altura u elevación, área de cuenca y tipo de cauce (> a 250 km²); y clasifica en cuencas pequeñas cuando estas presentan fuerte intensidad y pequeña duración, predominando las características físicas como el tipo de suelo y la vegetación (< a 250 km²).*


 Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


 GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
 PIURA - SAN MARTÍN
 Ing. José del C. Pizarro Baldera
 ESPECIALISTA
 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
 Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777

2.2 PERÍMETRO DE LA MICROCUENCA EL LÍBANO

Se refiere al borde la MICROCUENCA EL LÍBANO proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular y se obtiene después de delimitar la cuenca. Se mide mediante el curvímeter o directamente se obtiene del Software en sistemas computacionales, como lo fue en este caso.

El perímetro de la MICROCUENCA DE LA QUEBRADA EL LÍBANO, se muestra en el cuadro N° 04.

Cuadro N° 04: Perímetro del estudio de Cuencas

NOMBRE	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	PERÍMETRO	UNIDAD
MICROCUENCA “El Líbano”	VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	17.386	Km

13

2.3 FORMA DE LA MICROCUENCA EL LÍBANO.

La forma superficial de la cuenca es el contorno descrito por la proyección horizontal de una cuenca o microcuenca. En general las cuencas hidrográficas de grandes ríos presentan la forma de una pera, pero las cuencas pequeñas varían mucho de forma, dependiendo de la estructura geológica.

Existen varios índices para determinar la forma de las cuencas, estos son: factor de forma y coeficiente de compacidad.

2.3.1 Factor de forma (Kf):

Es la relación entre el área (A) de la microcuenca y el cuadrado del máximo recorrido (L). Este parámetro mide la tendencia de la microcuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos, grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca de estudio.

Una descripción cuantitativa de la forma de una microcuenca es proporcionada por la siguiente fórmula:

$$K_f = \frac{A}{L^2}$$

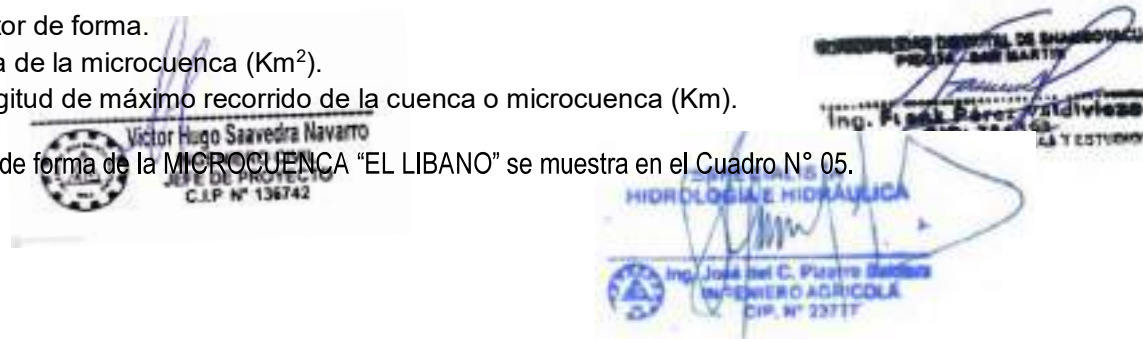
Donde:

Kf = factor de forma.

A = área de la microcuenca (Km²).

L = Longitud de máximo recorrido de la cuenca o microcuenca (Km).

El factor de forma de la MICROCUENCA “EL LIBANO” se muestra en el Cuadro N° 05.



Cuadro N° 05: Factor de forma del estudio de Cuencas

NOMBRE	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	ÁREA	LONG.	FACTOR DE FORMA	FORMA
MICROCUENCA "EL LÍBANO"	VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	7.993 KM2	4.02691 KM	0.492	Redondeada

**Para el estudio de Cuencas, Villón (2011) menciona que, si una cuenca tiene una forma redondeada, existe mayor posibilidad de tener tormentas intensas simultáneas, sobre toda la extensión de la cuenca o subcuenca o microcuenca. Por el contrario, si la cuenca tiene una forma más alargada tiene menos tendencia a concentrar las intensidades de lluvias, que una cuenca en estudio de igual área.*

14

2.3.2 Coeficiente de Compacidad:

Conocida también como el índice de Gravelius (Kc), es un parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la microcuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro, al igual que el anterior, describe la geometría de la microcuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración del sistema hidrológico.

Las microcuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico, muy fuertes y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuados y recesiones más prolongadas.

$$K_c = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Kc = coeficiente de compacidad.

P = perímetro de la microcuenca (Km). A = área de la microcuenca (Km2).

El coeficiente de compacidad de la **MICROCUENCA EL LIBANO** se muestra en el Cuadro N° 06.

Cuadro N° 06: Coeficiente de Compacidad del estudio de Cuencas

NOMBRE	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	ÁREA	PERÍMETRO	COEFICIENTE COMPACIDAD
MICROCUENCA EL LIBANO	VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	7.993 km2	17.386 km	1.73

** Podría mencionarse que un factor de forma alto o un coeficiente de compacidad*

cercana a 1, describe una microcuenca que tiene una respuesta de cuencas rápida y empinada. Contrariamente, un factor de forma bajo o un coeficiente de compacidad mucho mayor que describe una microcuenca con una respuesta de escorrentía retardado. Sin embargo, muchos otros factores, incluyendo el relieve de la cuenca, cobertura vegetativa, y densidad de drenaje son usualmente más importantes que la forma de la microcuenca, con sus efectos combinados que no son fácilmente percibidos.

2.4 CARACTERÍSTICAS DEL RELIEVE DE LA MICROCUENCA EL LÍBANO

Relieve es la diferencia de elevación entre dos puntos referenciales. El relieve máximo de la microcuenca es la diferencia de elevación entre el punto más alto en la divisoria de **MICROCUENCA EL LÍBANO** y la salida de esta.

2.4.1 Elevación media:

La variación y la elevación media de una microcuenca son también importantes por la influencia que ejercen sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación y transpiración, y consecuentemente sobre el caudal medio.

Variaciones grandes de altitud conllevan diferencias significativas en la precipitación y la temperatura media, la cual a su vez causan variaciones en la evapotranspiración.

La elevación media es determinada por medio de la utilización de la siguiente fórmula:

$$E = \frac{\sum ea}{A}$$

Donde:

E = es la elevación media

e = elevación media entre dos curvas de nivel consecutivo a = área entre las curvas de nivel (Km²)

A = área total de la cuenca (Km²)

La elevación media de la **MICROCUENCA EL LÍBANO** se muestra en el Cuadro N° 07.

Cuadro N° 07: Elevación Media del estudio de Cuencas

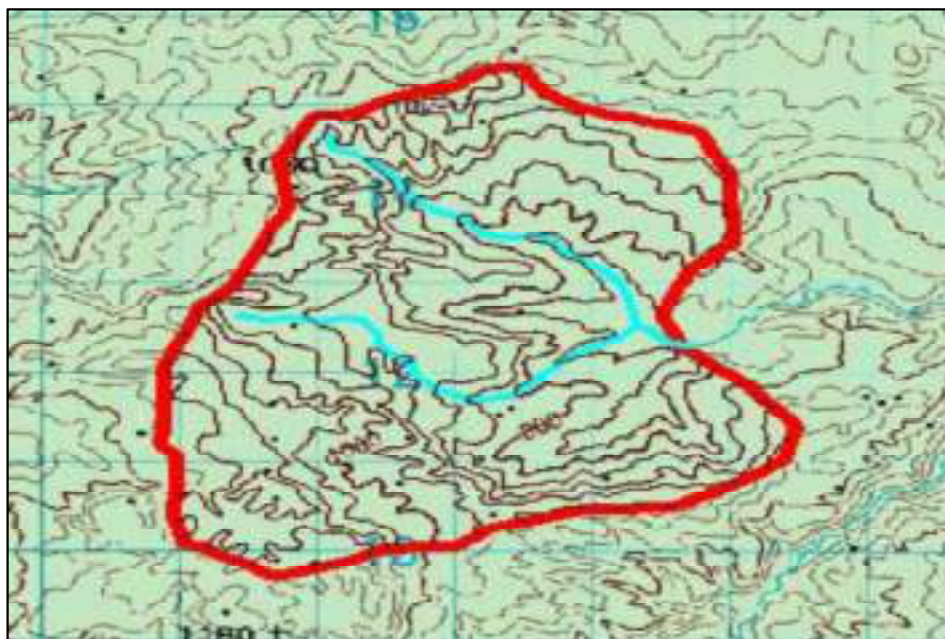
NOMBRE	AREA	ELEV. MÁXIMA	ELEV. MÍNIMA	ELEVACIÓN MEDIA
MICROCUENCA EL LÍBANO	7.993 km ²	1060 msnm	742 msnm	875 msnm

2.4.2 Curva Hipsométrica:

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la **MICROCUENCA EL LIBANO** que queda sobre esa altitud.

Para construir la curva hipsométrica, se utilizará un mapa con curvas de nivel, tal como se muestra en el gráfico N° 05



Gráfico N° 05: Curvas de Nivel de la MICROCUENCA EL LIBANO

16

Fuente: Sistema Computacional – QGIS (With GRASS)

Asimismo, se considerará el siguiente proceso:

- Se marcan el área total de la microcuenca siguiendo las curvas de nivel (ejemplo: de 100 en 100 m).
- Con un planímetro o balanza analítica, se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- Se determina el área acumulada, de las porciones de la cuenca.
- Se determina el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.
- Se plotean las altitudes, versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre las altitudes.

Los cálculos necesarios y los resultados de la construcción de la curva hipsométrica se muestran en el cuadro N° 08 y gráfico N° 06, respectivamente:

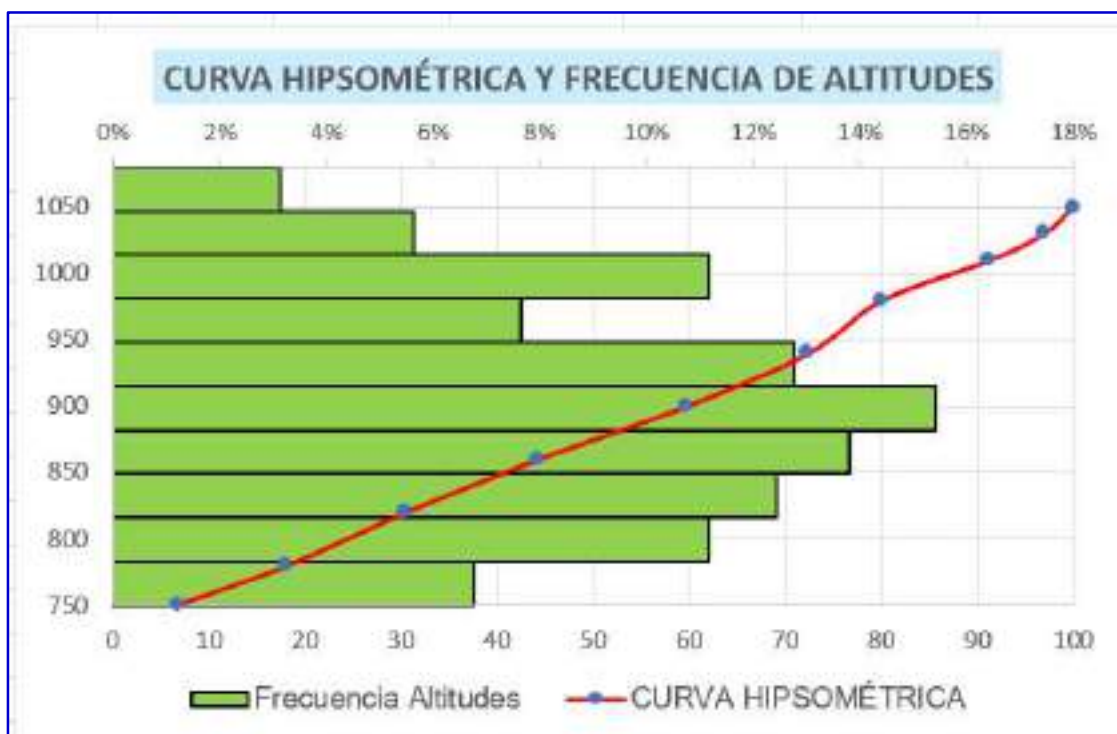

 Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


 ESPECIALISTA
 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
 Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 CIP. N° 23777

Cuadro N° 08: Datos para la Curva Hipsométrica

ALTITUD (msnm)		AREAS PARCIALES (km ²)	ARENAS ACUMULADAS (km ²)	% TOTAL
742	760	0.54213697	0.54213697	6.78%
760	800	0.89316472	1.43530169	17.96%
800	840	0.994315840	2.429617530	30.40%
840	880	1.103542170	3.533159700	44.20%
880	920	1.232120410	4.765280110	59.62%
920	960	1.02135721	5.786637320	72.39%
960	1000	0.613024810	6.399662130	80.06%
1000	1020	0.89215471	7.291816840	91.22%
1020	1040	0.45213171	7.743948550	96.88%
1040	1060	0.24929706	7.993245610	100.00%

17

Gráfico N° 06: Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes MICROCUENCA EL LÍBANO

Fuente: Elaboración propia.



Víctor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742



ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
C.I.P. N° 23777

2.4.3 Pendiente del cauce principal (So)

Es el promedio de las pendientes del cauce principal. Este parámetro se relaciona directamente con la magnitud del socavamiento o erosión en profundidad y con la capacidad de transporte de sedimentos en suspensión y de arrastre. Dependiendo de la pendiente, existirán tramos críticos de erosión y tramos críticos de sedimentación, los primeros relacionados con las mayores pendientes y la segunda con las mínimas. La metodología más recomendada para determinar la pendiente promedio del cauce principal está basada en el uso del perfil longitudinal y mediante la expresión siguiente:

So = Pendiente del cauce principal

li = Longitud de cada tramo de pendiente Si (Km) n = Número de tramos de similar pendiente

La pendiente del cauce principal de la **MICROCUENCA EL LIBANO** se muestra en el Cuadro N° 09.

Cuadro N° 09: Pendiente del Cauce Principal **MICROCUENCA EL LÍBANO**

DENOMINACIÓN DEL PUENTE	N (TRAMOS)	LONGITUD DE TRAMO m	PENDIENTE PRINCIPAL
VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	6	671.15	0.0514

2.4.4 Rectángulo equivalente:

Es el mismo rectángulo que tiene la misma área y el mismo perímetro que la cuenca. En estas condiciones tendrá el mismo coeficiente de compacidad Kc, así como también iguales parámetros de distribución de alturas, igual curva hipsométrica, Etc.

Se deberá tener, considerando L y l las dimensiones del rectángulo equivalente:

$$A = L \times l$$

$$P = 2(L + l) = 2Kc$$

$$L^2 - LKc$$

$$\sqrt{A} + A = 0$$

De donde se obtiene:

$$L = Kc \sqrt{\pi A} / 2 \left[1 + \sqrt{1 - 4 / \pi Kc^2} \right]$$

$$l = Kc \sqrt{\pi A} / 2 \left[1 - \sqrt{1 - 4 / \pi Kc^2} \right]$$

El rectángulo equivalente de la **MICROCUENCA EL LIBANO** se muestra en el Cuadro N° 10.

Cuadro N° 10: Valores del rectángulo equivalente en la **MICROCUENCA EL LIBANO**

NOMBRE	ÁREA (km ²)	PERÍMETRO (km)	COEFIC. DE COMPACIDAD	LONDITUD DEL RECTÁNGULO
MICROCUENCA EL LIBANO	7.993	17.386 km	1.73	L = 7.648 Km
				L = 10045 Km

2.5 MEDICIONES LINEALES

19

Las mediciones lineales son utilizadas para describir la característica unidimensional de una cuenca.

2.5.1 Longitud de máximo recorrido (L)

Es la medida de la mayor trayectoria de las partículas del flujo comprendida entre el punto más bajo del colector común, conocido como punto emisor, y el punto más alto o inicio del recorrido sobre la línea de divortium aquarum. Este parámetro tiene relación directa con el tiempo de concentración de la cuenca, el mismo que depende de la geometría de la cuenca, de la pendiente del recorrido y de la cobertura vegetal.

La longitud de recorrido de la **MICROCUENCA EL LÍBANO** se muestra en el Cuadro N° 11.

Cuadro N° 11: Longitud de Recorrido en la **MICROCUENCA EL LIBANO**

NOMBRE	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	LONGITUD DE RECORRIDO	UNIDAD
MICROCUENCA EL LIBANO	VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	4.02691 km	KM

2.5.2 Densidad de drenaje

Las longitudes de todas las corrientes pueden ser sumadas para determinar la longitud total de la corriente. La densidad de drenaje de la cuenca es la razón de la longitud total de la corriente al área de la cuenca. Una densidad de drenaje alta refleja una respuesta de escorrentía rápida y empinada, mientras que una densidad de drenaje baja es característica de una escorrentía tardía.

Siendo LT la longitud total de la red de drenaje natural y AT el área total de la MICROCUENCA EL LÍBANO se puede calcular el índice de drenaje (I_d), empleando la siguiente expresión:

$$I_d = \frac{L_T}{A_T}$$

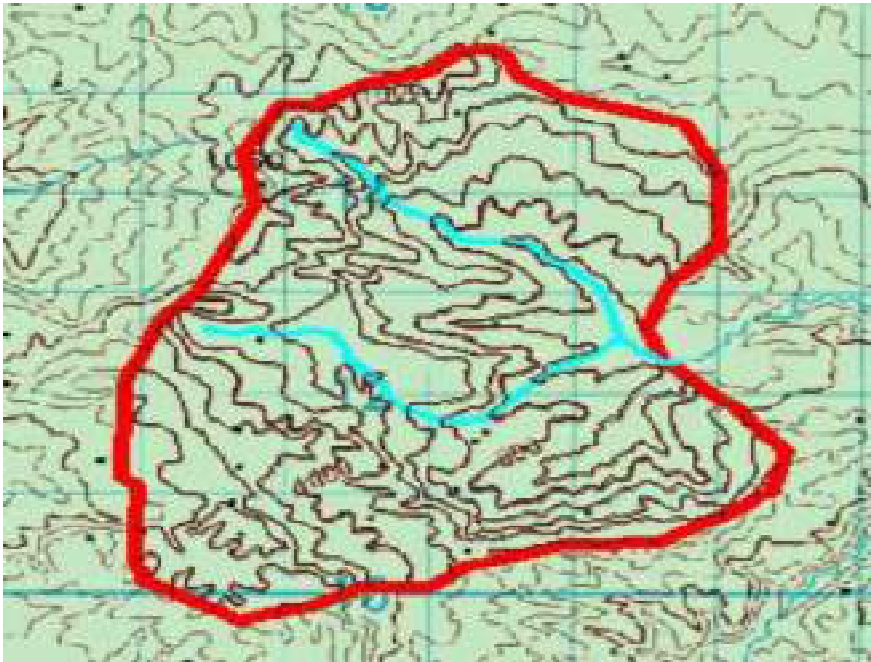
Las características fisiográficas de la MICROCUENCA EL LÍBANO de estudio se muestran el siguiente cuadro N° 12.

Cuadro N° 12: Elevación Media del estudio de Cuencas

NOMBRE	DENOMINACIÓN DEL PUENTE	AREA TOTAL	LONG.TOTAL RED DE DRENAJE	DENSIDAD DE DRENAJE
MICROCUENCA EL LÍBANO	VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	7.993 km2	7.3775 Km	0.923 (km/km2)

Gráfico N° 07: Red de Drenaje de la MICROCUENCA EL LIBANO

20

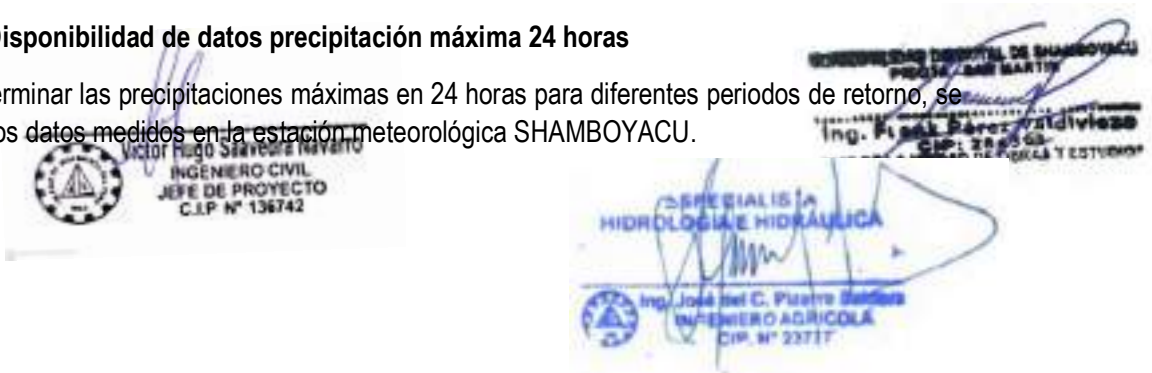


Fuente: Civil 3D

3.0 DISPONIBILIDAD Y CORRECCIÓN DE DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.

3.1 Disponibilidad de datos precipitación máxima 24 horas

Para determinar las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno, se utilizará los datos medidos en la estación meteorológica SHAMBOYACU.



Cuadro N° 13: Ubicación de la Estación Shamboyacu

ESTACIÓN	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD	TIPO DE ESTACIÓN	CANTIDAD DE AÑOS	PERIODO
SHAMBOYACU	07° 00'	76° 10'	310 m.s.n.m	PLUVIOMETRICA	28	1966 - 2023

Fuente: Elaboración Propia y SENAMHI

21

En el Cuadro N° 13, se muestran los valores de la serie histórica de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación meteorológica Shamboyacu obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y de la Autoridad Nacional del Agua (ANA).

Gráfico N° 08: Ubicación de la estación cercana al puente – Valle La Unión – Nuevo Piura**Fuente:** Google Earth / www.geogps.com

Cuadro N° 14: Precipitaciones máximas en 24 h de la estación Shamboyacu

N°	AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	PP MAX 24 h (mm)
01	1996	25.30	40.10	40.40	25.60	30.40	50.60	10.70	45.50	27.00	33.80	22.90	40.80	50.60
02	1997	15.00	27.50	39.40	17.60	26.90	7.20	19.40	10.80	25.00	26.90	21.20	22.80	39.40
03	1998	19.50	58.60	58.90	34.70	14.00	38.10	38.30	12.10	75.40	46.00	21.80	54.00	75.40
04	1999	27.80	43.20	55.90	30.00	60.40	29.70	39.10	13.20	31.70	60.00	47.90	22.40	60.40
05	2000	27.20	26.60	54.00	50.50	17.00	21.30	28.00	73.30	40.30	10.00	105.60	34.50	105.60
06	2001	23.10	32.80	28.60	68.00	41.20	15.00	91.90	20.00	37.00	81.80	22.40	25.90	91.90
07	2002	21.80	23.30	24.10	29.30	21.10	18.70	26.80	18.90	31.80	27.90	19.00	15.90	31.80
08	2003	38.00	28.70	48.00	56.40	49.40	32.20	13.70	11.40	42.90	29.30	32.30	61.20	61.20
09	2004	47.00	9.60	28.00	13.10	28.00	34.40	30.30	51.60	31.20	27.50	18.00	58.80	58.80
10	2005	105.50	29.00	28.40	56.50	20.00	52.00	48.00	37.50	25.60	25.80	60.10	22.20	105.50
11	2006	51.00	67.00	69.50	18.50	17.40	28.60	26.00	42.20	42.20	25.20	98.80	21.20	98.80
12	2007	8.20	8.50	63.60	38.90	22.20	13.00	38.20	60.50	30.00	61.50	62.30	15.00	63.60
13	2008	22.10	105.20	26.60	45.20	38.00	12.30	9.50	14.20	20.70	50.00	30.00	21.20	105.20
14	2009	37.00	35.30	42.00	59.60	41.00	13.70	14.00	40.00	42.70	18.90	20.00	15.00	59.60
15	2010	28.20	47.50	42.00	26.70	30.00	34.00	17.00	12.90	29.20	37.80	42.40	20.00	47.50
16	2011	17.20	16.80	42.30	67.10	16.60	41.80	44.00	19.90	29.20	28.10	43.20	45.10	67.10
17	2012	22.50	65.10	63.20	32.90	11.70	49.20	38.20	11.20	19.80	37.10	59.80	61.80	65.10
18	2013	25.00	47.50	26.90	22.80	25.20	42.20	20.00	27.40	30.70	30.70	29.00	34.80	47.50
19	2014	24.50	26.30	54.40	41.00	29.40	23.50	40.00	32.30	29.90	40.70	60.40	40.40	60.40
20	2015	56.20	40.00	33.90	49.50	52.00	30.00	19.50	13.20	26.00	34.40	30.70	17.10	56.20
21	2016	9.30	31.20	54.30	37.20	19.50	23.80	23.00	9.80	34.50	43.90	12.00	24.40	54.30
22	2017	31.50	37.00	27.60	47.50	13.50	31.00	37.40	44.20	66.20	41.00	166.80	37.00	166.80
23	2018	49.20	27.90	33.80	72.80	24.00	29.60	10.00	31.70	54.30	58.00	38.00	10.00	72.80
24	2019	41.10	25.50	105.20	45.60	48.60	26.00	30.00	19.70	60.00	42.70	54.60	36.40	105.20
25	2020	47.30	19.80	61.00	46.60	32.80	15.00	19.80	14.60	21.50	29.60	60.00	51.50	61.00
26	2021	42.90	42.00	41.70	23.50	33.40	21.00	27.10	21.50	34.30	34.80	66.40	58.30	66.40
27	2022	11.00	24.50	45.90	60.00	50.70	60.50	41.00	42.70	33.50	44.50	64.80	45.80	64.80
28	2023	99.70	21.60	48.80	31.50	43.40	8.80	21.20	32.10	37.00	29.50	59.20	29.20	99.70
Media =		34.79	36.00	46.01	41.02	30.64	28.69	29.36	28.01	36.06	37.76	48.91	33.67	
D. Est. =		23.17	19.86	17.53	16.40	13.40	13.91	16.53	16.92	13.48	14.76	33.03	15.87	
Var. =		536.89	394.27	307.31	269.05	179.67	193.49	273.24	286.39	181.77	217.96	1091.20	251.91	
Total =		974.10	1458.23	1288.40	1148.60	857.80	803.20	822.10	784.40	1009.60	1057.40	1369.60	942.70	

Fuente: Elaboración propia

3.2 Factor de corrección de la precipitación máxima en 24 horas.

Según la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial – OMM (Volumen II: Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas - Tabla II.5.5 (OMM N°168 – 2011), se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajuste de la Frecuencia de observación diaria según cuadro N° 15.

Cuadro N° 15: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria.

# OBSERVACIONES / DÍA	1	2	4 – MAR	8 – MAY	24 – SEP	> 24
FACTOR DE AJUSTE (K)	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

Fuente: Organización Meteorológica Mundial – OMM.

Los registros de precipitación en la estación han sido obtenidos mediante pluviómetros con una lectura diaria, lo que puede provocar que los registros máximos sean subestimados. Para tomar en cuenta este efecto, los valores obtenidos del análisis de frecuencias se han afectado por el factor de ajuste $K = 1.13$, siendo estos valores los que intervendrán en el cálculo de las máximas avenidas.

4.0 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA Y PRUEBA DE DATOS DUDOSOS DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

4.1 Análisis de consistencia

La inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta como saltos y tendencias, los errores sistemáticos son los de mayor importancia, los datos pueden ser incrementados o reducidos sistemáticamente, con lo que los resultados finales se desvían, pudiendo producirse grandes errores en los estudios de utilización y regulación que se realicen a partir de dichos datos. Los errores sistemáticos pueden ser a la vez naturales y artificiales u ocasionales por la mano del hombre.

El análisis de consistencia es una técnica que permite detectar, identificar, cuantificar, eliminar y corregir los errores sistemáticos de la no-homogeneidad e inconsistencia de una serie hidrometeorológica.

Antes de proceder a efectuar el Modelamiento Matemático de cualquier serie hidrometeorológica es necesario efectuar el análisis de consistencia respectivo a fin de obtener una serie homogénea, consistente y confiable, libre de cualquier error significativo que puedan producir resultados altamente sesgados.

El análisis de consistencia se realizó utilizando el análisis visual o exploratorio gráfico.

4.1.1 El Análisis exploratorio grafico

El análisis exploratorio de los datos (EDA) por medio gráfico se realiza con el fin de comprobar tendencias y cambios en la serie de tiempo por medio visual. Es considerado como el primer análisis a realizar antes de cualquier análisis confirmatorio (cuantitativo) y, más aún, antes de utilizar la información hidroclimatológica para modelos y simulaciones.

Este análisis sirve para analizar la consistencia de la información de precipitaciones en forma visual, e indicar el periodo o los periodos que se presenten datos dudosos, pueden ser motivo de duda los datos muy altos los llamados picos o los muy bajos denominados saltos o tendencias, estos datos dudosos deberán analizarse y determinar si efectivamente son fenómenos naturales que han ocurrido o son errores sistemáticos de medición.

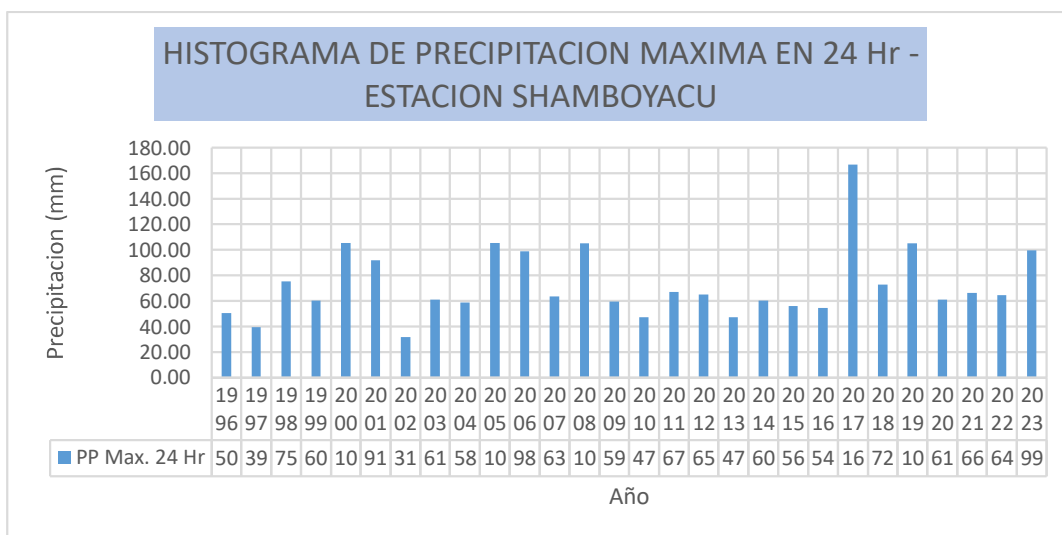
En el gráfico N° 09 se muestra el histograma de la precipitación máxima en 24 horas de la estación seleccionada, se puede observar que la tendencia es similar tanto en valores altos como en valores mínimos; por ello, podemos decir que dicha información es consistente.

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

INGENIERO ESPECIALISTA EN
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

Gráfico N° 09: Histograma de la estación Shamboyacu

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS ESTACION SHAMBOYACU													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PP Max. 24 Hr
1996	25.30	40.10	40.40	25.60	30.40	50.60	10.70	45.50	27.00	33.80	22.90	40.80	50.60
1997	15.00	27.50	39.40	17.60	26.90	7.20	19.40	10.80	25.00	26.90	21.20	22.80	39.40
1998	19.50	58.60	58.90	34.70	14.00	38.10	38.30	12.10	75.40	46.00	21.80	54.00	75.40
1999	27.80	43.20	55.90	30.00	60.40	29.70	39.10	13.20	31.70	60.00	47.90	22.40	60.40
2000	27.20	26.60	54.00	50.50	17.00	21.30	28.00	73.30	40.30	10.00	105.60	34.50	105.60
2001	23.10	32.80	28.60	68.00	41.20	15.00	91.90	20.00	37.00	81.80	22.40	25.90	91.90
2002	21.80	23.30	24.10	29.30	21.10	18.70	26.80	18.90	31.80	27.90	19.00	15.90	31.80
2003	38.00	28.70	48.00	56.40	49.40	32.20	13.70	11.40	42.90	29.30	32.30	61.20	61.20
2004	47.00	9.60	28.00	13.10	28.00	34.40	30.30	51.60	31.20	27.50	18.00	58.80	58.80
2005	105.50	29.00	28.40	56.50	20.00	52.00	48.00	37.50	25.60	25.80	60.10	22.20	105.50
2006	51.00	67.00	69.50	18.50	17.40	28.60	26.00	42.20	42.20	25.20	98.80	21.20	98.80
2007	8.20	8.50	63.60	38.90	22.20	13.00	38.20	60.50	30.00	61.50	62.30	15.00	63.60
2008	22.10	105.20	26.60	45.20	38.00	12.30	9.50	14.20	20.70	50.00	30.00	21.20	105.20
2009	37.00	35.30	42.00	59.60	41.00	13.70	14.00	40.00	42.70	18.90	20.00	15.00	59.60
2010	28.20	47.50	42.00	26.70	30.00	34.00	17.00	12.90	29.20	37.80	42.40	20.00	47.50
2011	17.20	16.80	42.30	67.10	16.60	41.80	44.00	19.90	29.20	28.10	43.20	45.10	67.10
2012	22.50	65.10	63.20	32.90	11.70	49.20	38.20	11.20	19.80	37.10	59.80	61.80	65.10
2013	25.00	47.50	26.90	22.80	25.20	42.20	20.00	27.40	30.70	30.70	29.00	34.80	47.50
2014	24.50	26.30	54.40	41.00	29.40	23.50	40.00	32.30	29.90	40.70	60.40	40.40	60.40
2015	56.20	40.00	33.90	49.50	52.00	30.00	19.50	13.20	26.00	34.40	30.70	17.10	56.20
2016	9.30	31.20	54.30	37.20	19.50	23.80	23.00	9.80	34.50	43.90	12.00	24.40	54.30
2017	31.50	37.00	27.60	47.50	13.50	31.00	37.40	44.20	66.20	41.00	166.80	37.00	166.80
2018	49.20	27.90	33.80	72.80	24.00	29.60	10.00	31.70	54.30	58.00	38.00	10.00	72.80
2019	41.10	25.50	105.20	45.60	48.60	26.00	30.00	19.70	60.00	42.70	54.60	36.40	105.20
2020	47.30	19.80	61.00	46.60	32.80	15.00	19.80	14.60	21.50	29.60	60.00	51.50	61.00
2021	42.90	42.00	41.70	23.50	33.40	21.00	27.10	21.50	34.30	34.80	66.40	58.30	66.40
2022	11.00	24.50	45.90	60.00	50.70	60.50	41.00	42.70	33.50	44.50	64.80	45.80	64.80
2023	99.70	21.60	48.80	31.50	43.40	8.80	21.20	32.10	37.00	29.50	59.20	29.20	99.70



Fuente: Elaboración propia (Sistema Computacional Hydrognomon)


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777

4.2 Prueba de datos dudosos

El método del Water Resources Council recomienda la realización de ajustes de datos dudosos. Los datos dudosos (outliers) son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante. La retención o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas. Los procedimientos para tratar los datos dudosos requieren un criterio que involucre consideraciones matemáticas e hidrológicas. De acuerdo con el Water Resources Council (1981), si la asimetría de estación es mayor que

+0.4, se consideran primero las pruebas para detectar datos dudosos altos; si la asimetría de estación es menor que -0.4, primero se consideran pruebas para detectar datos dudosos bajos. Cuando la asimetría de la estación está entre ± 0.4 , deben aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos. La siguiente ecuación de frecuencia puede utilizarse para detectar datos dudosos altos:

donde y_H es el umbral de dato dudoso alto en unidades logarítmicas y K_n es tal como se da en la tabla 12.5.3 para un tamaño de muestra n . Los valores

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y$$

de K_n dados en el Cuadro N° 6 se usan en pruebas de un lado para detectar datos dudosos en el nivel 10% de significancia en información normalmente distribuida. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que y_H en la anterior ecuación, entonces se consideran como datos dudosos altos. Picos de creciente considerados como datos dudosos altos deben compararse con la información histórica y de crecientes en sitios cercanos. La información histórica de crecientes contiene información de eventos inusualmente extremos, fuera del registro sistemático. De acuerdo con el Water Resources Council (1981), si existe información disponible que indica que un dato dudoso alto es el máximo sobre un periodo extendido, el dato dudoso es tratado como información histórica de crecientes y es excluido del análisis. Si no hay disponibilidad de información histórica útil para comparar con los datos dudosos altos, entonces éstos deben ser retenidos como parte del registro sistemático.

Una ecuación similar puede utilizarse para detectar los datos dudosos bajos:

$$y_L = \bar{y} - K_n s_y$$



Cuadro N° 17: Valores K_n para la prueba de datos dudosos (*)

TAMAÑO DE MUESTRA "n"	K_n	TAMAÑO DE MUESTRA "n"	K_n	TAMAÑO DE MUESTRA "n"	K_n	TAMAÑO DE MUESTRA "n"	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: U.S. Water Resources Council, 1981.

(*) Esta tabla contiene valores de K_n de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal.

Donde "yL" es el umbral de datos dudosos bajos en unidades logarítmicas. Los picos de crecientes considerados como datos dudosos bajos se eliminan del registro y puede aplicarse un ajuste de probabilidad condicional descrito por el Water Resources Council (1981). Pág. 415 – 416, Hidrología Aplicada – Ven Te Chow.

En los cuadros N° 16 y N° 17, se presenta el análisis de datos dudosos de la estación Shamboyacu y en el Gráfico N° 10 se muestra la variación de los datos dentro de los límites calculados.



Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777


Ing. Frank Pérez Valdivia
 ALB. N° 26553
 CORAL Y ESTUDIOS

Cuadro N° 16: Análisis de datos dudosos de la estación Shamboyacu

Nº	AÑO	PP MAX 24H (mm)	LOG PP (24h)
1	1996	50.60	1.70
2	1997	39.40	1.60
3	1998	75.40	1.88
4	1999	60.40	1.78
5	2000	105.60	2.02
6	2001	91.90	1.96
7	2002	31.80	1.50
8	2003	61.20	1.79
9	2004	58.80	1.77
10	2005	105.50	2.02
11	2006	98.80	1.99
12	2007	63.60	1.80
13	2008	105.20	2.02
14	2009	59.60	1.78
15	2010	47.50	1.68
16	2011	67.10	1.83
17	2012	65.10	1.81
18	2013	47.50	1.68
19	2014	60.40	1.78
20	2015	56.20	1.75
21	2016	54.30	1.73
22	2017	166.80	2.22
23	2018	72.80	1.86
24	2019	105.20	2.02
25	2020	61.00	1.79
26	2021	66.40	1.82
27	2022	64.80	1.81
28	2023	99.70	2.00
Nº DE DATOS		28	28
MAXIMO		166.80	2.22
MINIMO		31.80	1.50
PROMEDIO		72.95	1.84
D.ESTANDAR		28.07	0.15
COEF.VAR		0.38	0.08
COEF.SESGO		1.49	0.33

. Si la asimetría de estación es mayor que +0.4, se consideran primero las pruebas para detectar datos dudosos altos.
. Si la asimetría de estación es menor que -0.4, primero se consideran pruebas para detectar datos dudosos bajos.
. Cuando la asimetría de la estación esta entre -0.4 y +0.4, deben aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos.

Fuente: Elaboración propia

PARAMETROS ESTADISTICOS	P 24hr	Log(P24hr)
Numeros de datos (N)	28.00	28.00
Sumatoria	2042.60	51.41
Valor Maximo	166.80	2.22
Valor Minimo	31.80	1.50
Media	72.95	1.84
Varianza	787.83	0.02
Desviacion Estandar	28.07	0.15
Coeficiente Variacion	0.38	0.08
Coeficiente de Sesgo	1.49	0.33
Se considera	Aplicar Pruebas para detectar datos dudosos altos y bajos	

n	28.00
Kn	2.534

Umbral de datos dudosos altos (xH: unidad. Logaritmicas)

$$x_H = \bar{x} + k_n \cdot s$$

Xh= 2.22

Precipitacion Maxima Aceptada

$$PH = 10^{x_H}$$

Ph= 167.75 mm

NO EXISTE DATOS DUDOSOS ALTO DE LA MUESTRA

Umbral de datos dudosos bajos (xL: unidad. Logaritmicas)

$$x_L = \bar{x} - k_n \cdot s$$

xL= 1.45

Precipitacion Minima Aceptada

$$PL = 10^{x_L}$$

PL= 28.00 mm

NO EXISTE DATOS DUDOSOS MINIMO DE LA MUESTRA



INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

De acuerdo a los valores resultantes en las ecuaciones para detectar datos dudosos se obtienen los siguientes valores:

Cuadro N° 17: Umbrales datos dudosos de la estación Shamboyacu.

AÑO	PRECIPITACION	VALOR MAXIMO	VALOR MINIMO	Lineal (Precipitacion)
1996	50.60	167.75	28.00	72.95
1997	39.40	167.75	28.00	72.95
1998	75.40	167.75	28.00	72.95
1999	60.40	167.75	28.00	72.95
2000	105.60	167.75	28.00	72.95
2001	91.90	167.75	28.00	72.95
2002	31.80	167.75	28.00	72.95
2003	61.20	167.75	28.00	72.95
2004	58.80	167.75	28.00	72.95
2005	105.50	167.75	28.00	72.95
2006	98.80	167.75	28.00	72.95
2007	63.60	167.75	28.00	72.95
2008	105.20	167.75	28.00	72.95
2009	59.60	167.75	28.00	72.95
2010	47.50	167.75	28.00	72.95
2011	67.10	167.75	28.00	72.95
2012	65.10	167.75	28.00	72.95
2013	47.50	167.75	28.00	72.95
2014	60.40	167.75	28.00	72.95
2015	56.20	167.75	28.00	72.95
2016	54.30	167.75	28.00	72.95
2017	166.80	167.75	28.00	72.95
2018	72.80	167.75	28.00	72.95
2019	105.20	167.75	28.00	72.95
2020	61.00	167.75	28.00	72.95
2021	66.40	167.75	28.00	72.95
2022	64.80	167.75	28.00	72.95
2023	99.70	167.75	28.00	72.95

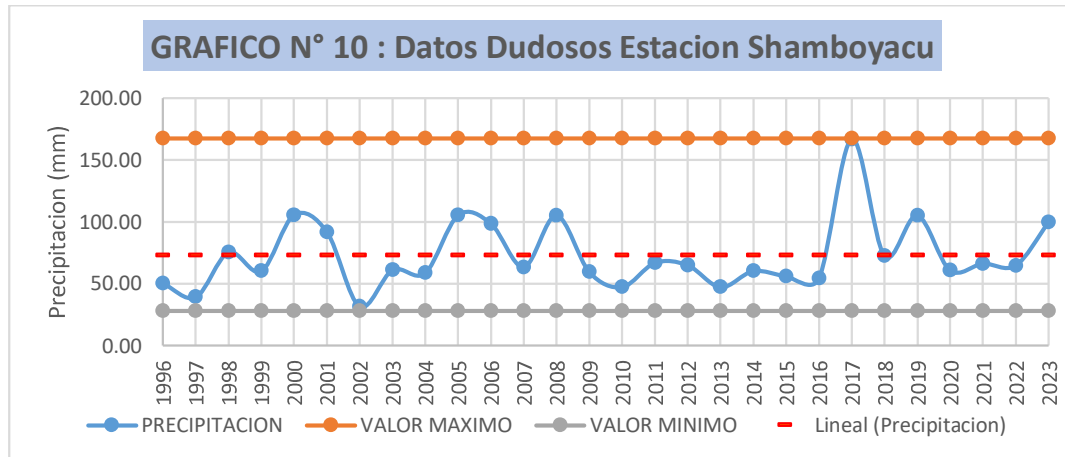
Nota: Se observa que todos los valores P24 se encuentran dentro de los límites definidos por PH y PL; es decir no existen datos dudosos.



Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRICOLA
 CIP. N° 23777


Ing. Frank Pérez Valdivia
 CIP. N° 28553
 DE CORLA Y ESTUDIOS

Gráfico N° 10: Datos dudosos de la estación Shamboyacu

30

Fuente: Elaboración propia.

5.0 DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE RETORNO

Para determinar el Periodo de retorno de diseño, "...es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiente este último de factores económicos, sociales, técnicos y otros..." (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje de Carreteras - MTC)

Se define como riesgo de falla (R) a la probabilidad de que un caudal determinado ocurra una vez en "n" años sucesivos. El período de retorno (Tr) se define como el número de años que deben transcurrir en promedio para que un determinado caudal sea igualado o excedido. Con los valores de riesgo admisible y vida útil de la obra se utiliza la siguiente fórmula:

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r} \right]^n$$

Donde:

R: riesgo admisible

(adimensional) Tr: periodo

de retorno (años)

n: la vida útil (años)

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el Período de retorno Tr, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (Fuente: MTC).

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

INGENIERO AGRÍCOLA
C.I.P. N° 23777
SPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Cuadro N° 18: Valores de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE % (**)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas.	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

31

(*)

- Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un periodo de retorno T_r de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) Vida útil considerada (m)

- Puentes y Defensas Ribereñas $n = 40$ años.
- Alcantarillas de quebradas importantes $n = 25$ años.
- Alcantarillas de quebradas menores $n = 15$ años.
- Drenaje de plataforma y Subdrenes $n = 15$ años.

Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

El propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

6.0 CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

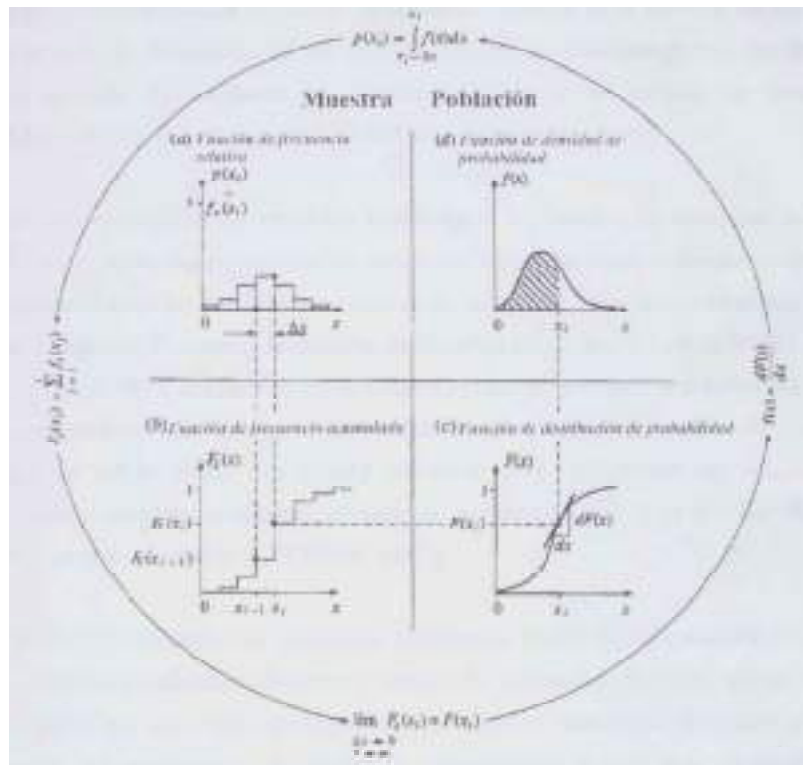
6.1 Análisis y tratamiento probabilístico de la precipitación máxima en 24 horas.

Según Chow, et al., (1994), un conjunto de observaciones de x_1, x_2, \dots, x_n , de la variable aleatoria, se denomina muestra. Una muestra es sacada de una población hipotéticamente infinita, que posee propiedades estadísticas constantes. Las propiedades de una muestra pueden cambiar de una muestra a otra y el conjunto de todas las muestras posibles que pueden extraerse de una población, se conoce como espacio muestral, y un evento es un subconjunto muestral. Si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas, éstas pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencia. Ahora bien, si el número de observaciones n en el intervalo que cubre un cierto rango, se divide por el número total de observaciones n , el resultado se conoce como frecuencia relativa. Asimismo, la suma de los valores de la frecuencia relativa hasta un punto dado, es la función de frecuencia acumulada, y en su límite, cuando $n \rightarrow \infty$ y $\Delta x \rightarrow 0$, se denomina función de distribución de probabilidad. Desde el punto de vista de ajuste de la información de la muestra a una distribución teórica, las cuatro funciones (frecuencia relativa y frecuencia

acumulada, para la muestra y para la población, distribución de probabilidad y densidad de probabilidad), pueden ordenarse en un ciclo, tal como se muestra en la figura. Empezando por la parte superior izquierda, (a), la función de frecuencia relativa se calcula utilizando los datos de la muestra divididos en intervalos y acumulados para formar la función de frecuencia acumulada mostrada en la parte inferior izquierda, (b). La función de distribución de probabilidad en la parte inferior derecha, (c), es el límite teórico de la función de frecuencia acumulada a medida que el tamaño de la muestra se vuelve infinitamente grande y el intervalo de la información infinitamente pequeño. La función de densidad de probabilidad en la parte superior derecha, (d), es el valor de la pendiente de la función de distribución para un valor específico de x . El ciclo puede cerrarse, calculando un valor teórico de la función de frecuencia relativa, denominado la función de probabilidad incrementada (Chow et al., 1994).

32

Gráfico N° 11: Funciones de frecuencia de la Muestra y funciones de probabilidad de la población.



Fuente: Chow et al. 1994.


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. Frank Pérez Valdivia
 C.I.P. 22953-02
 ESPECIALISTA
 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777

6.1.1 Determinación de las posiciones de trazado de la probabilidad y del tiempo de retorno

El diseño y la planeación de obras hidráulicas están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros, cuyo tiempo de ocurrencia no puede predecirse; es por eso que se debe recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia (Linsley et al., 1988).

Según Pizarro y Novoa (1986), la definición de la probabilidad implica consignar dos conceptos; uno de ellos es el periodo de retorno, el cual está definido, como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo, T . El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde la variable aleatoria toma un valor igual o superior a cierto número X y se define como:

$$P(x) = T/1$$

La probabilidad de que un valor de la variable aleatoria no sea excedido, está dado por la función de distribución de probabilidad $F(x)$, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$F(x) = \int_0^x f(x)dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T}$$

Luego la probabilidad de que la variable aleatoria sea mayor que X , se expresa como:

Una vez seleccionada y ajustada la serie con la que se va a realizar el análisis de frecuencia,

$$P(x > X) = 1 - F(x) = \frac{1}{T}$$

se ordenan los valores de mayor a menor, prescindiendo del año de ocurrencia, tal como se muestra en el Cuadro N° 19.

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PIURA - SAN MARTIN
Ing. Frank Pérez Valdivia
CIP: 286503
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

Cuadro N° 19: Precipitaciones máximas en 24 horas en la estación **Shamboayacu** en forma creciente

N°	PP MAX 24 h (mm) -
01	166.38
02	105.60
03	105.50
04	105.20
05	105.20
06	99.70
07	98.80
08	91.90
09	75.40
10	72.80
11	67.10
12	66.40
13	65.10
14	64.80
15	63.60
16	61.20
17	61.00
18	60.40
19	60.40
20	59.60
21	58.80
22	56.20
23	54.30
24	50.60
25	47.50
26	47.50
27	39.40
28	31.80

34

Fuente: Elaboración propia.

6.1.2 Modelos de distribuciones de probabilidades utilizadas para el cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 140, 200 y 500 años

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. (MTC)

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

a. Distribución Normal

• Función de densidad

La función de densidad de distribución normal se define como:

Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO

COMUNIDAD DISTRICTAL DE SHAMBOYACU
PICOTA - SAN MARTÍN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
CIP N° 23777

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP N° 23777

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \dots (1)$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Donde μ y σ son los parámetros de la distribución. Estos parámetros determinan la forma de la función $f(x)$ y su posición en el eje x , decimos que la variable aleatoria X , se distribuye normalmente con media $\mu = \bar{X}$ y varianza $\sigma^2 = S^2$ y se representa:

$$X \approx N(\bar{X}, S^2)$$

Siendo una función continua y simétrica con respecto a \bar{X} , si:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \dots (2)$$

La función densidad de Z , es llamada función densidad de la Distribución Normal Estándar y tiene la siguiente expresión:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \dots (3)$$

Para $-\infty < z < +\infty$

Los valores de $f(x)$ o $f(z)$ puede ser fácilmente evaluada para un valor de x o de z por las ecuaciones (1) ó (3), respectivamente.

Una característica fundamental de la distribución normal estándar

es que tiene $\mu = 0$ y $\sigma^2 = 1$, es decir:

$$Z \approx N(0,1)$$

Función de distribución acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución normal es la integral de la ecuación (1) ó sea:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \dots (4)$$

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \dots (5)$$

O su equivalente,

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots (6)$$

Donde $F(x)$ es la función de distribución de probabilidad normal para la variable original X , según la ecuación (5), o también para la variable estandarizada Z según ecuación (6) es decir $F(x) = F(z)$ está función de

distribución tiene las siguientes propiedades:

$$F(-\infty) = 0$$

$$F(\mu) = 0.5$$

$$F(+\infty) = 1$$

Cálculo de la función de distribución acumulada

Para realizar cálculos computacionales de $F(z)$, se utilizan funciones de aproximación, dentro de las cuales se pueden mencionar a:

Abramowitz y Stegun (1965): Han dado varias aproximaciones para la función de distribución $F(z)$ de la variable normal estandarizada Z , una aproximación polinomial con un error menor que 10^{-5} es:

$$F(Z) = H(Z)Z > 0$$

$$F(Z) = 1 - H(Z)Z < 0$$

Donde:

(7)

Donde:

$$H(Z) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2(b_1q + b_2q^2 + b_3q^3)} \dots (8)$$

Siendo:

$$q = \frac{1}{1 + b_0|z|}$$

$$b_0 = 0.33267 \quad b_2 = -0.12017$$

$$b_1 = 0.43618 \quad b_3 = 0.93730$$

Masting (1955), ha dado una aproximación polinomial Donde:

$$\text{Siendo las constantes } W = \frac{1}{1 + 0.2316419|z|}$$

$$b_1 = 0.319381530 \quad b_2 = -0.356563782 \quad b_3 =$$

$$1.781477937 \quad b_4 = -1.821255978 \quad b_5 =$$

$$1.330274429$$

Estimación de parámetros

Para estimar los parámetros de la distribución teórica se pueden usar el método de momentos o el método de máxima verosimilitud, los parámetros obtenidos son los siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \bar{X} = \mu &= \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \\ S = \sigma &= \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2 \right]^{1/2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

Donde:

X = Es el estimado de la media, llamado también parámetro de posición.

S = Es el estimado insesgado de la desviación estándar o parámetro de escala.

37

Distribución Log - Normal Dos Parámetros

Según Mejía 1991, por el teorema del límite central, tenemos que, si X es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable $y = \ln x$, también con distribución normal con media μ_y , y variancia σ_y^2 se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la variancia de x

Función de densidad

La función densidad de distribución normal para Y es:

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots (10)$$

Para $-\infty < y < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de f(y) con f(x), se tiene:

$$f(x) = f(y) \left| \frac{d_y}{d_x} \right|$$

$$\text{Como: } y = \ln x \Rightarrow \left| \frac{d_y}{d_x} \right| = 1/x \cdot X > 0$$



$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x} \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad \text{Para } X > 0 \quad (11)$$

$f(y)$ = es la función de densidad de la distribución normal para y

con media μ_y , y variancia σ^2

$f(x)$ = es la función de densidad de la distribución Log-Normal para X con

parámetros μ_y , y σ^2

38

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como $f(x) = f(y)/x$; pero $f(y)$ es una distribución normal tenemos: $f(x) = f(z)/x\sigma_y$.

• Función de distribución acumulada

La función de distribución acumulada para X e Y es:



$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_0^x \frac{1}{x \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \quad (12)$$

$$F(y) = \frac{1}{2\pi} \int_{y-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy \quad (13)$$

Los valores de la función de distribución de probabilidad $F(y)$ se obtienen usando la Tablas o la fórmula de Abramowitz y Stegun ecuación (7) si la variable estandarizada se define como:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \quad (14)$$

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (15)$$

Distribución Log - Normal Tres Parámetros

Según KITE (1977), si la distribución log normal representa la distribución normal de los logaritmos de la variable x , entonces, la distribución log normal de 3 parámetros representa la distribución normal del logaritmo de la variable reducida $(x-c)$, donde c es un límite inferior. La función de distribución de probabilidades es:

$$P(X \leq x) = \int_c^x \frac{1}{a(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{[\ln(x-c)-b]^2}{2a^2}} dx$$

RECTORIA DEPARTAMENTAL DE SHAMBOYACU
PROV. SAN MARTÍN
Ing. Frank Pérez Valdivia
CIP: 286503
JEFE DE LA UNIDAD DE CORLA Y ESTUDIOS

.....(16)

Donde a y b son parámetros de escala y de forma, que corresponden a la desviación estándar y la media de los logaritmos de (x-c), respectivamente.

Si el límite inferior es conocido, entonces la variable reducida puede ser determinada y es posible usar los mismos procedimientos de estimación de parámetros descritos para la distribución log normal.

Si el límite inferior es desconocido, entonces la estimación de este parámetro precede la estimación de los parámetros a y b (YEVJEVICH, 1978).

AYALA y FERRER (1973) obtienen las siguientes expresiones al estimar los parámetros por máxima verosimilitud:

$$a = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln(x_i - c) - b)^2}{n-1}} \quad \text{.....(17)}$$

$$b = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - c)$$

(18)

El parámetro c puede ser obtenido desarrollando la ecuación (18) por métodos iterativos:

$$\sum_{i=1}^n \frac{1}{(x_i - c)} \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i - c))^2 - \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - c) \right)^2 - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - c) \right] + \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i - c)}{(x_i - c)} = 0$$

.....(19)

Expresiones para estimar los parámetros a, b y c por método de los momentos están ampliamente desarrolladas por KITE (1977), quien describe, además, los métodos alternativos de Sangal-Biswas y Condie para la estimación del parámetro c.

STEDINGER et al. (1993) señalan que estimadores por método de los momentos resultan ser relativamente ineficientes. Indican, no obstante, que un estimador simple y eficiente del parámetro c es:

$$c = \frac{x_1 x_n - x_{\text{mediana}}^2}{x_1 + x_n - 2x_{\text{mediana}}} \quad \text{..... (20)}$$

Si y sólo si, $x_1 + x_n - 2x_{\text{mediana}} > 0$; donde x_1 y x_n son el mayor y el menor valor observado, respectivamente, y x_{mediana} es la mediana de la muestra. Si el denominador resultara negativo la ecuación proporciona un

límite superior y con ello la variable reducida $\ln(c-x)$ estaría normalmente distribuida.

La estimación de quantiles puede realizarse por medio de factores de frecuencia utilizando la variable normal estándar, z , de la siguiente forma:

$$x_T = c + e^{\mu_y + z\sigma_y} \dots\dots(21)$$

Siendo μ_y y σ_y , la media y la desviación estándar de los logaritmos de la variable $(x-c)$, respectivamente.

Distribución Gamma Dos Parámetros

40

Función de densidad

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots\dots (22)$$

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

Distribución Gamma Tres Parámetros

Función de densidad

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots\dots (23)$$

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

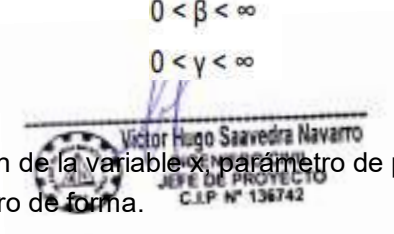
$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde

x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición.
 γ : parámetro de forma.



Distribución Log - Pearson Tipo III

Según Chow, 1,995 la distribución Log-Pearson Tipo III se desarrolló

como un método para ajustar una curva a cierta información. Su uso está justificado porque se ha encontrado que arroja buenos resultados en muchas aplicaciones, particulares para la información de picos crecientes. Cuando Log X es simétrico alrededor de su media, la distribución Log-Pearson Tipo III se reduce a la distribución Log Normal.

El ajuste de la distribución a la información puede probarse utilizando la prueba χ^2 . La localización del límite X_0 en la distribución Log-Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

Si la información tiene asimetría positiva, entonces $\log x > X_0$ y X_0 es un límite inferior. Si la información tiene asimetría negativa, $\log x < X_0$ y X_0 es un límite superior.

Según Bobbe, 1,975 la transformación Log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución Log-Pearson Tipo III impondría un límite superior artificial a la información.

Dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución Log-Pearson Tipo III puede asumir muchas formas diferentes.

Forma y Localización de la moda para la distribución Log-Pearson Tipo III como una función de sus parámetros.

Función de densidad

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica, $Z = \log x$, usualmente se utilizan logaritmos con base 10, se calculan la media X , la desviación estándar S_x y el coeficiente de asimetría C_s para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para X y Z se da a continuación:

Si se hace una transformación reducida $z = \frac{\log x - x_0}{\alpha}$ la función de densidad se reduce a:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{\log x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-(\log x - x_0)/\alpha} \quad \dots (24)$$

$$f(z) = \frac{(z - z_0)^{\beta-1} e^{-(z - z_0)/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \quad \dots (25)$$

Donde:

Z = variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

X = variable aleatoria con distribución Log-Pearson Tipo III Z_0 =

parámetro de posición α = parámetro de escala β =

parámetro de forma

En el caso de la distribución Log-Pearson Tipo III: $X = 10z$ la variable reducida es:

$$y = \frac{z - z_0}{\alpha} \quad \dots\dots (26)$$

Por lo que la ecuación (17) queda de la siguiente manera:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} * y^{\beta-1} e^{-y} \quad \dots\dots(27)$$

Función acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución LogPearson Tipo III es:

$$F(z) = \int_{z_0}^z \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{z - z_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\frac{(z - z_0)}{\alpha}} dz \quad \dots\dots (28)$$

Sustituyendo la ecuación (2.42) en (2.44) se obtiene lo siguiente:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} e^{-y} dy \quad \dots\dots(29)$$

La ecuación (21) es una distribución Ji cuadrada con 2β grados de libertad y $X^2 = 2y$

$$F(y) = F(X^2/v) = FX^2(2y/2\beta) \quad \dots\dots\dots(30)$$

Distribución Gumbel

Según Paulet, 1,977, el método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que esos valores son independientes entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud-duración-frecuencias de lluvias (Hershfiel, 1961).

Linsley la aplicó en el río Clear Water en Idaho Estados Unidos. Este método es adecuado cuando se utiliza como datos las descargas máximas anuales en un punto de control de una vertiente o un río.

Función de densidad

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (23), con respecto a x , se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad \dots\dots (31)$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})} \quad \dots\dots(32)$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos

máximos.

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \longrightarrow (\text{máximo})$$

$$F(y) = 1 - e^{-e^y}$$

\longrightarrow (Mínimo)

$$F(y) \text{ mín.} = 1 - F(y) \text{ máx.}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por:

$F(x) = F(y)$ y la relación:

$$y = \alpha(x - \beta) \text{ o } x = \beta + \frac{y}{\alpha} \dots\dots\dots (33)$$

Función acumulada

La distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots (34)$$

Para:

$$-\infty < x < +\infty, \quad 0 < \alpha < +\infty, \quad -\infty < \beta < +\infty$$

Donde:

El parámetro α se le conoce como parámetro de escala. El parámetro β se le conoce como parámetro de posición.

Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida Log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots\dots\dots (35)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida Log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (36)$$

Los resultados de los análisis de la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno y diferentes métodos de distribución se realizaron con el software HYDROGNOMON.

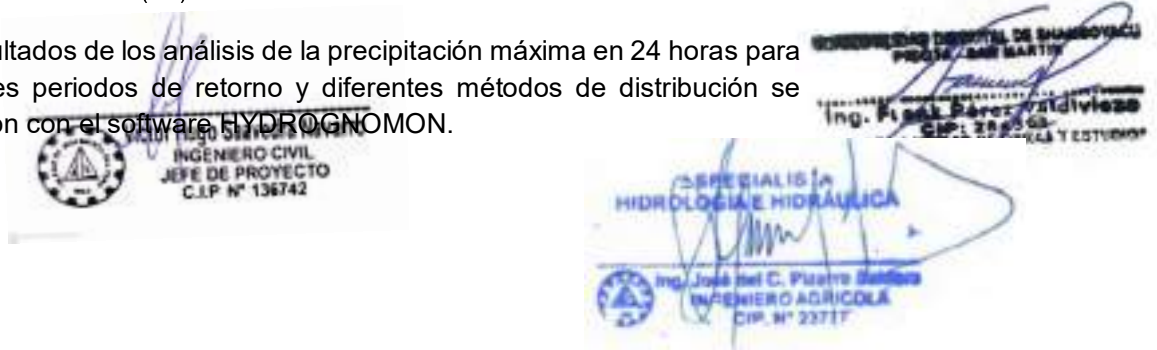


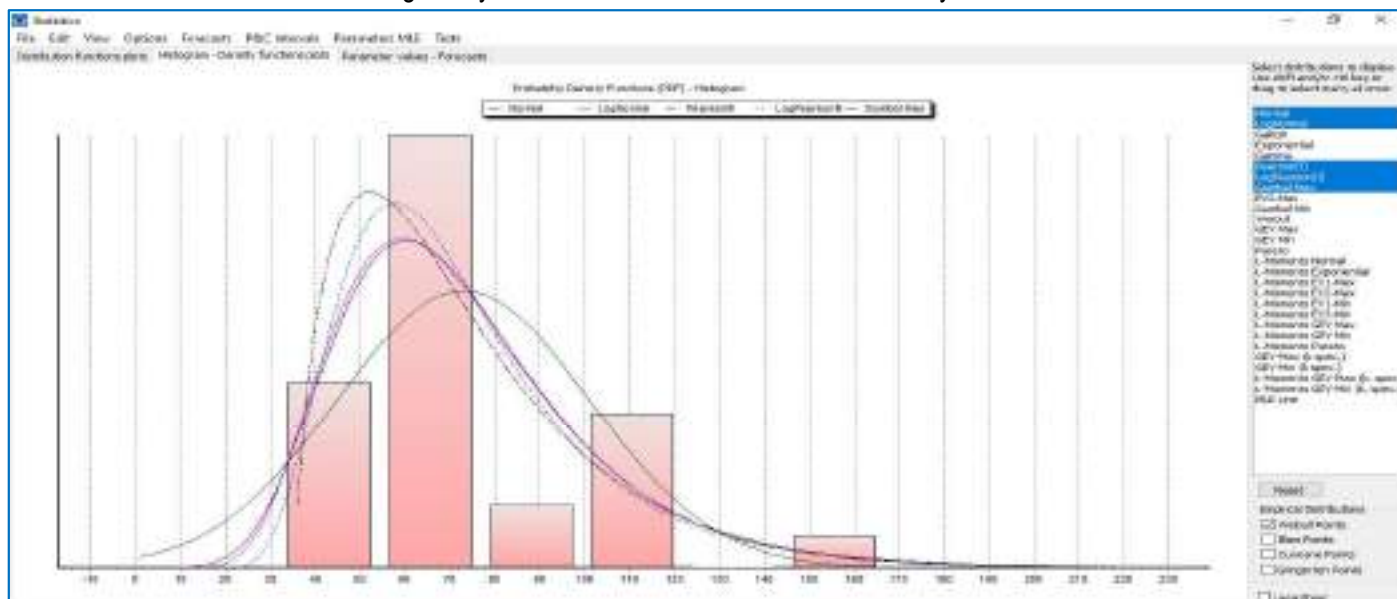
Gráfico N° 12: Tabla Comparativa de distribuciones – Estación Shamboyacu.

Weibul			Normal	Log-Normal			Pears on III			Log-Pearson			Gumbel			Log-Gumbel			
m	P=X (mm)	P(x)=m/(n+1)	Z=(x - x̄)/s	F(x)/Normal	IF ₀ (x)/-F(x)	Y=ln(x)	F(x m) Log-Normal	IF ₀ (x)/-F(x)/LogNormal	(x-x ₀)	F(x) Pears on III	IF ₀ (x)/-F(x)/Pearson III	ln(x)-x ₀	F(x) LogPearson III	IF ₀ (x)/-F(x)/LogPearson III	F(x) Gumbel	IF ₀ (x)/-F(x)/Gumbel	F(x) Log-Gumbel	IF ₀ (x)/-F(x)/Log-Gumbel	
1	31.8	0.0345	1.4661	0.0713	0.0368	3.459	0.0149	0.0196	3.5913	0.0229	0.0116	1.3628	0.0071	0.0274	0.0252	0.0093	0.000190	0.0344	
2	39.4	0.0690	1.1953	0.1160	0.0470	3.674	0.0585	0.0104	4.0087	0.0275	0.0415	1.5771	0.0473	0.0217	0.0742	0.0052	0.0151385	0.0538	
3	47.5	0.1034	0.9067	0.1823	0.0788	3.861	0.1497	0.0462	12.1087	0.1568	0.0534	1.7640	0.1473	0.0439	0.1659	0.0625	0.1193758	0.0159	
4	47.5	0.1379	0.9067	0.1823	0.0443	3.861	0.1497	0.0117	12.1087	0.1568	0.0189	1.7640	0.1473	0.0094	0.1659	0.0280	0.1193758	0.0186	
5	50.6	0.1724	0.7963	0.2129	0.0405	3.924	0.1952	0.0228	15.2087	0.2158	0.0434	1.8273	0.1984	0.0260	0.2103	0.0379	0.1846058	0.0122	
6	54.3	0.2069	0.6644	0.2532	0.0463	3.995	0.2549	0.0480	18.9087	0.2872	0.0803	1.8978	0.2647	0.0578	0.2680	0.0612	0.2704598	0.0636	
7	56.2	0.2414	0.5968	0.2753	0.0340	4.029	0.2871	0.0458	20.8087	0.3234	0.0821	1.9322	0.3000	0.0586	0.2991	0.0577	0.3153322	0.0740	
8	58.8	0.2759	0.5041	0.3071	0.0312	4.074	0.3322	0.0564	23.4087	0.3719	0.0960	1.9774	0.3487	0.0728	0.3424	0.0665	0.3755518	0.0997	
9	59.6	0.3103	0.4756	0.3172	0.0068	4.088	0.3462	0.0359	24.2087	0.3865	0.0761	1.9910	0.3636	0.0533	0.3558	0.0454	0.3935819	0.0832	
10	60.4	0.3448	0.4471	0.3274	0.0174	4.101	0.3603	0.0154	25.0087	0.4009	0.0561	2.0043	0.3785	0.0336	0.3692	0.0244	0.4113136	0.0665	
11	60.4	0.3793	0.4471	0.3274	0.0519	4.101	0.3603	0.0190	25.0087	0.4009	0.0216	2.0043	0.3785	0.0008	0.3692	0.0101	0.4113136	0.0320	
12	61	0.4138	0.4257	0.3351	0.0786	4.111	0.3708	0.0430	25.6087	0.4116	0.0022	2.0142	0.3896	0.0242	0.3793	0.0345	0.4243993	0.0106	
13	61.2	0.4483	0.4186	0.3377	0.1105	4.114	0.3743	0.0740	25.8087	0.4151	0.0332	2.0175	0.3933	0.0550	0.3827	0.0656	0.4287185	0.0196	
14	63.6	0.4828	0.3331	0.3695	0.1132	4.153	0.4162	0.0665	28.2087	0.4566	0.0261	2.0559	0.4370	0.0458	0.4228	0.0599	0.4787603	0.0040	
15	64.8	0.5172	0.2904	0.3858	0.1315	4.171	0.4370	0.0803	29.4087	0.4767	0.0406	2.0746	0.4583	0.0589	0.4427	0.0745	0.5024667	0.0148	
16	65.1	0.5517	0.2797	0.3899	0.1619	4.176	0.4421	0.1096	29.7087	0.4816	0.0701	2.0792	0.4636	0.0881	0.4476	0.1041	0.5082508	0.0435	
17	66.4	0.5862	0.2334	0.4077	0.1785	4.196	0.4643	0.1219	31.0087	0.5026	0.0836	2.0990	0.4862	0.1000	0.4689	0.1173	0.5326465	0.0536	
18	67.1	0.6207	0.2084	0.4175	0.2032	4.206	0.4761	0.1446	31.7087	0.5137	0.1070	2.1095	0.4981	0.1226	0.4802	0.1405	0.5453299	0.0754	
19	72.8	0.6552	0.0053	0.4979	0.1573	4.288	0.5678	0.0873	37.4087	0.5973	0.0579	2.1910	0.5888	0.0664	0.5682	0.0870	0.6369942	0.0182	
20	75.4	0.6897	0.0873	0.5348	0.1549	4.323	0.6065	0.0832	40.0087	0.6315	0.0582	2.2261	0.6260	0.0636	0.6053	0.0844	0.6723046	0.0174	
21	91.9	0.7241	0.6751	0.7502	0.0261	4.521	0.7969	0.0727	56.5087	0.7966	0.0724	2.4240	0.8023	0.0781	0.7896	0.0655	0.8240286	0.0999	
22	98.8	0.7586	0.9210	0.8215	0.0628	4.593	0.8498	0.0911	63.4087	0.8433	0.0846	2.4964	0.8499	0.0913	0.8417	0.0831	0.8617316	0.1031	
23	99.7	0.7931	0.9530	0.8297	0.0366	4.602	0.8557	0.0626	64.3087	0.8486	0.0555	2.5055	0.8552	0.0621	0.8476	0.0545	0.8658950	0.0728	
24	105.2	0.8276	1.1490	0.8747	0.0471	4.656	0.8874	0.0599	69.8087	0.8775	0.0499	2.5592	0.8839	0.0563	0.8793	0.0517	0.8882647	0.0997	
25	105.2	0.8621	1.1490	0.8747	0.0126	4.656	0.8874	0.0254	69.8087	0.8775	0.0155	2.5592	0.8839	0.0218	0.8793	0.0172	0.8882647	0.0262	
26	105.5	0.8966	1.1597	0.8769	0.0496	4.688	0.8874	0.0776	70.1087	0.8790	0.0176	2.5620	0.8853	0.0113	0.8808	0.0157	0.888479	0.0999	
27	105.6	0.9310	1.1632	0.8776	0.0534	4.660	0.8874	0.0415	70.2087	0.8794	0.0516	2.5630	0.8857	0.0453	0.8813	0.0497	0.8887061	0.0413	
28	166.8	0.9655	3.3436	0.9996	0.0341	5.117	1.0299	0.0286	131.4087	0.9902	0.0247	3.0201	0.9889	0.0234	0.9923	0.0268	0.9780196	0.0125	
Xm=	72.95					4.227			α	1.7906			α	36.3817		α	21.8848	α	0.2754
S=	28.07					0.353			β	20.9761			β	0.0586		μ	60.3192	μ	4.0684
CS=	1.49					0.332			X ₀	35.3913			X ₀	2.0967					

n=	28	Nivel Significancia	Dmax	0.2032 4	0.1446	0.1070	0.1226 0	0.1405 0	0.1031 1
a=	0.05		Dmax> Dcrit	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta
ΔCritico=	7.19 64		Mejor Ajuste						

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 13: Histograma y función de densidad – Estación Shamboyacu



Fuente: Elaboración propia (Software HYDROGNOMO)

6.2 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida. En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación. MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE – MTC.

6.2.1 Prueba CHI CUADRADO (χ^2)

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales. Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

Donde:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

θ_i : es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(l_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Asimismo; $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(l_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con

distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq X^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

6.2.2 Método de SMIRNOV - KOLMOGOROV

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \max |F_o(x_m) - F(x_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Cuadro N° 25). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba χ^2 , de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = m / (n+1)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996).



Cuadro N° 20: Niveles de significancia

TAMAÑO DE MUESTRA	NIVEL DE SIGNIFICANCIA " α "				
	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	1.6424	2.7055	3.8415	5.412	6.6349
2	3.2189	4.6052	5.9915	7.824	9.2104
3	4.6416	6.2514	7.8147	9.837	11.3449
4	5.9886	7.7794	9.4877	11.668	13.2767
5	7.2893	9.2363	11.0705	13.388	15.0863
6	8.5581	10.6446	12.5916	15.033	16.8119
7	9.8032	12.017	14.0671	16.622	18.4753
8	11.0301	13.3616	15.5073	18.168	20.0902
9	12.2421	14.6837	16.919	19.679	21.666
10	13.442	15.9872	18.307	21.161	23.2093
11	14.6314	17.275	19.6752	22.618	24.725
12	15.812	18.5493	21.0261	24.618	26.217
13	16.9848	19.8119	22.362	25.472	27.6882
14	18.1508	21.0641	23.6848	26.873	29.1412
15	19.3107	22.3071	24.9958	28.259	30.578
16	20.4651	23.5418	26.2962	29.633	31.9999
17	21.6146	24.769	27.5871	30.995	33.4087
18	22.7595	25.9894	28.8693	32.346	34.8052
19	23.9004	27.2036	30.1435	33.687	36.1908
20	25.0375	28.412	31.4104	35.02	37.5663
21	26.1711	29.6151	32.6706	36.343	38.9322
22	27.3015	30.8133	33.9245	37.659	40.2894
23	28.4288	32.0069	35.1725	38.968	41.6383
24	29.5533	33.1962	36.415	40.27	42.9798
25	30.6752	34.3816	37.6525	41.566	44.314
26	31.7946	35.5632	38.8851	42.856	45.6416
27	32.9117	36.7412	40.1133	44.14	46.9628
28	34.0266	37.9159	41.3372	45.419	48.2782
29	35.1394	39.0875	42.5569	46.693	49.5878
30	36.2502	40.256	43.773	47.962	50.8922

47

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de las pruebas de bondad de ajuste de CHI CUADRADO y SMIRNOV, KOLMOGOROV, se muestran en los gráficos N° 14 y 15.

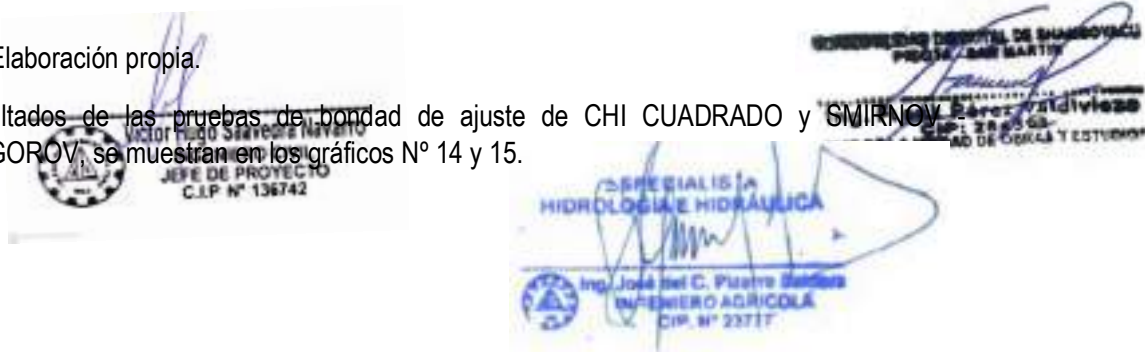


Gráfico N° 14: Pruebas de Bondad de Ajuste de CHI CUADRADO (X2) – Estación Shamboyacu

PRUEBA CHI-CUADRADO					
Número de Clases				6	
X-Square test for All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	Pearson Param.
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	15.06%	3.78571
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	15.06%	3.78571
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	10.54%	4.5
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	10.54%	4.5
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.37%	5.21429
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.37%	5.21429
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	5.17%	3.78571
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	5.16%	5.92857
GEV-Min	ACCEPT	REJECT	REJECT	4.18%	4.14286
Gamma	ACCEPT	REJECT	REJECT	3.02%	7
Galton	ACCEPT	REJECT	REJECT	2.24%	5.21429
Exponential	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.77%	8.07143
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.77%	8.07143
Log Pearson III	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.49%	5.92857
Pareto	ACCEPT	REJECT	REJECT	1.49%	5.92857
Pearson III	REJECT	REJECT	REJECT	1.00%	6.64286
GEV-Min (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	1.00%	6.64286
Normal (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.72%	9.85714
GEV-Max	REJECT	REJECT	REJECT	0.67%	7.35714
Exponential (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.61%	10.2143
Pareto (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.30%	8.78571
Normal	REJECT	REJECT	REJECT	0.21%	12.3571
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.21%	12.3571
EV1-Min (Gumbel)	REJECT	REJECT	REJECT	0.03%	16.2857
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.03%	16.2857
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.03%	16.2857
GEV-Min (kappa specified)	REJECT	REJECT	REJECT	0.01%	19.5

48

Fuente: Elaboración propia (Software HYDROGNOMON).



Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742



ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

JOSÉ DEL C. PIZARRO BALDERA
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777

Gráfico N° 15: Pruebas de Bondad de Ajuste de SMIRNOV – KOLMOGOROV – Estación

Shamboayacu

PRUEBA SMIRNOV-KOLGOMOEVO					
Kolmogorov-Smirnov test for: All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	88.03%	0.10272
GEV-Max (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.68%	0.10471
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	86.12%	0.10552
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	85.05%	0.107
GEV-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.96%	0.10979
GEV-Max (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.48%	0.11042
EV2-Max (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.29%	0.11193
Exponential	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.73%	0.1151
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	72.33%	0.1226
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	70.76%	0.12439
EV2-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	69.57%	0.12573
Exponential (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	67.18%	0.12841
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	66.21%	0.12951
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	60.14%	0.13632
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	56.52%	0.14044
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	53.76%	0.14363
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	44.84%	0.15445
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	24.16%	0.18588
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	17.86%	0.19936
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	16.31%	0.20324
Normal (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	13.98%	0.20965
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	7.76%	0.23258
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	REJECT	6.65%	0.23821
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	REJECT	REJECT	2.51%	0.27132
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	REJECT	REJECT	2.32%	0.27385
Pareto (L-Moments)	REJECT	REJECT	REJECT	0.95%	0.30088
Pareto	REJECT	REJECT	REJECT	0.05%	0.37811

49

Fuente: Elaboración propia (Software HYDROGNOMON).

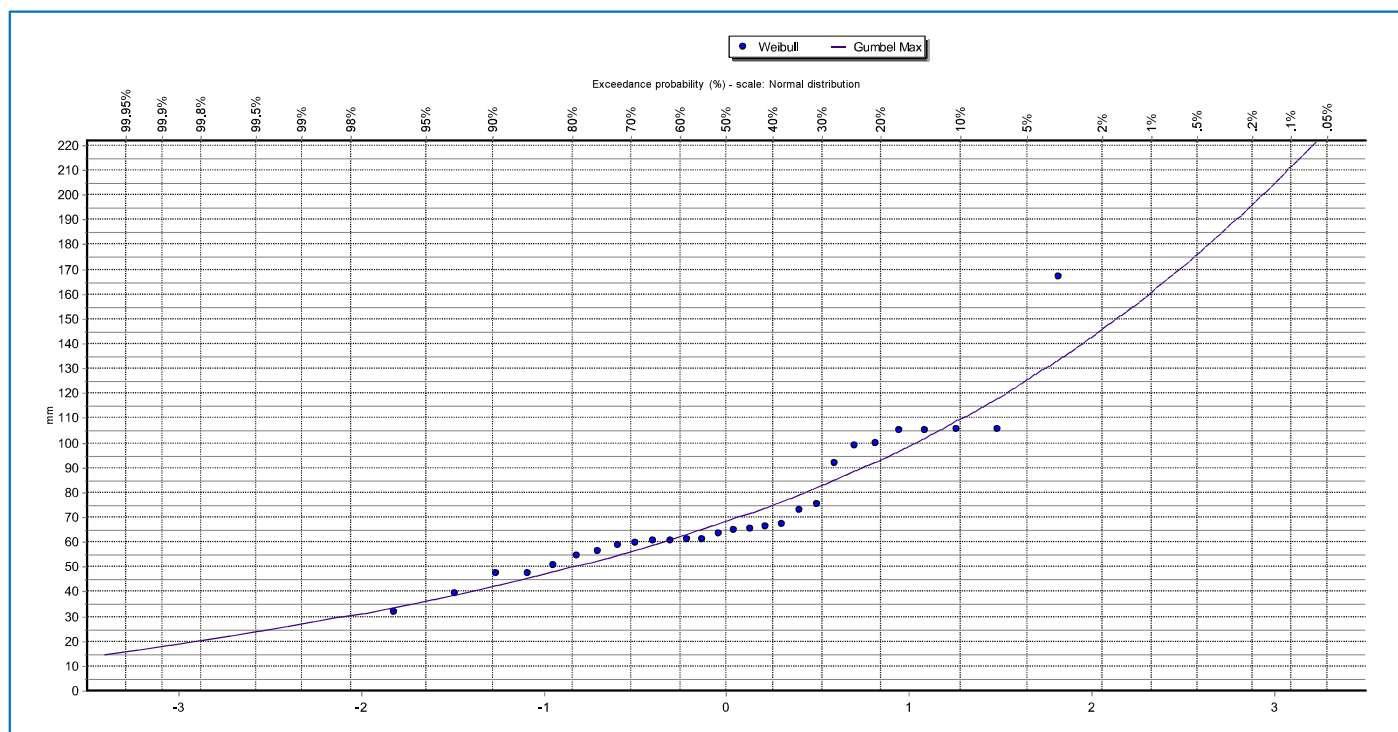


Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742



INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA



De acuerdo a los resultados que se muestran en los cuadros anteriores, se puede observar que la distribución que más se ajusta en la “DISTRIBUCIÓN GUMBEL”; por ende, los valores de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno que se utilizarán para el análisis posterior serán los correspondientes a esta función de distribución. En el cuadro N° 21, se muestra el resumen de las precipitaciones con el factor de corrección correspondiente.

Cuadro N° 20: Resumen de los resultados para Tr – Distribución Gumbel

Periodo de Retorno T (años)	Hydrognomon Pmax (mm)	Pmax Corregido (mm)	Probabilidad de no excedencia P
2	68.3374	77.2213	0.50000
5	93.1519	105.2616	0.80000
10	109.581	123.8265	0.90000
25	130.340	147.2842	0.96000
50	145.740	164.6862	0.98000
100	161.026	181.9594	0.99000
140	168.424	190.3191	0.99286
200	176.256	199.1693	0.99500
500	196.350	221.8755	0.99800
1000	211.536	239.0357	0.99900
2000	226.717	256.1902	0.99950

Fuente: Elaboración propia.

7.0 CÁLCULO DE LAS LLUVIAS E INTENSIDADES MAXIMAS, CURVAS I-D-F Y HIETOGRAMAS DE DISEÑO.

Las curvas de Intensidad – Duración - Frecuencia (Curvas IDF) son utilizadas en los modelos de transformación de lluvias - escorrentía para el cálculo de los caudales de máximos instantáneos. En el presente estudio se analizó cinco métodos para la estimación de las curvas IDF a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas. Para ellos se analizaron los registros de la estación hidrometeorológica Shamboyacu ubicada en el área de influencia de la microcuenca de estudio, considerando un periodo de referencia histórico de 28 años. Además de cálculo los hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno.

7.1 Metodologías para la obtención de las lluvias e intensidades máximas y las curvas I – D – F:

Las curvas de I – D - F para los diferentes modelos, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{10^k \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/hr).

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio. T = período de retorno en años.

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración. (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene: $\text{Log}(I) = \text{Log}(K) + m \text{Log}(T) - n \text{Log}(t)$

O bien: $Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2$

Donde:

$Y = \text{Log}(I)$,

$X_1 = \text{Log}(T)$

$X_2 = \text{Log}(t)$

$a_0 = \text{Log } K$

$a_1 = m$

$a_2 = -n$

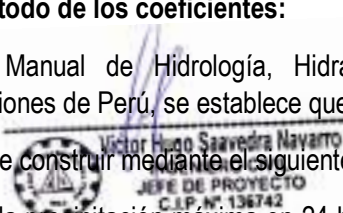
Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de los datos existentes mediante regresión múltiple, para el cálculo de las intensidades máximas y las curvas I – D - F, se empleó el método de los coeficientes.

7.1.1 Método de los coeficientes:

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú, se establece que la curva I – D

- F se puede construir mediante el siguiente método.

A partir de la precipitación máxima en 24 horas se puede calcular la intensidad para cada tramo de la curva I – D - F multiplicando por un coeficiente de duración. A continuación, se muestran



coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

$$I_t = C \cdot \frac{P_{24h}}{t}$$

Donde:

I_t : intensidad para la duración t (h).

P_{24h} : precipitación máxima para 24 horas (mm).

t : duración en horas.

C : coeficiente dependiente de t obtenido del cuadro N° 21.

52

Cuadro N° 21: Coeficientes de duración de lluvias entre 48 horas y una hora

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje - MTC

De acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y comunicaciones se puede establecer el siguiente procedimiento:

- Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
- Ordenar de mayor a menor.
- Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
- Calcular el tiempo de retorno de cada valor.

En los Cuadros N° 22 y 23 se muestran las lluvias máximas y las intensidades máximas respectivamente. También se muestra en el Gráfico N° 17 las curvas I-D-F para diferentes periodos de retorno.



Cuadro N° 22: Valores para lluvias máximas en mm - Estación Shamboyacu

ESTACIÓN Shamboyacu												
DURACIÓN		COEFICIENTES	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)									
Hr	Min.		2	5	10	25	50	100	140	200	500	1000
24	1440	1	77.22	105.26	123.83	147.28	164.69	181.96	190.32	199.17	221.88	239.04
18	1080	0.9	71.86	97.96	115.23	137.06	153.26	169.33	177.11	185.35	206.48	222.45
12	720	0.79	64.94	88.51	104.13	123.85	138.48	153.01	160.04	167.48	186.57	201.00
8	480	0.64	58.68	79.98	94.09	111.91	125.13	138.26	144.61	151.34	168.59	181.63
6	360	0.56	54.60	74.43	87.56	104.15	116.45	128.66	134.58	140.83	156.89	169.02
5	300	0.5	52.17	71.11	83.66	99.51	111.26	122.93	128.58	134.56	149.90	161.49
4	240	0.44	49.34	67.26	79.12	94.11	105.23	116.26	121.60	127.26	141.77	152.73
3	180	0.38	45.92	62.59	73.63	87.58	97.92	108.19	113.16	118.43	131.93	142.13
2	120	0.31	41.49	56.56	66.53	79.13	88.48	97.76	102.26	107.01	119.21	128.43
1	60	0.25	34.89	47.56	55.94	66.54	74.41	82.21	85.99	89.98	100.24	108.00

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 23: Valores para Intensidades máximas en mm/hr - Estación Shamboyacu.

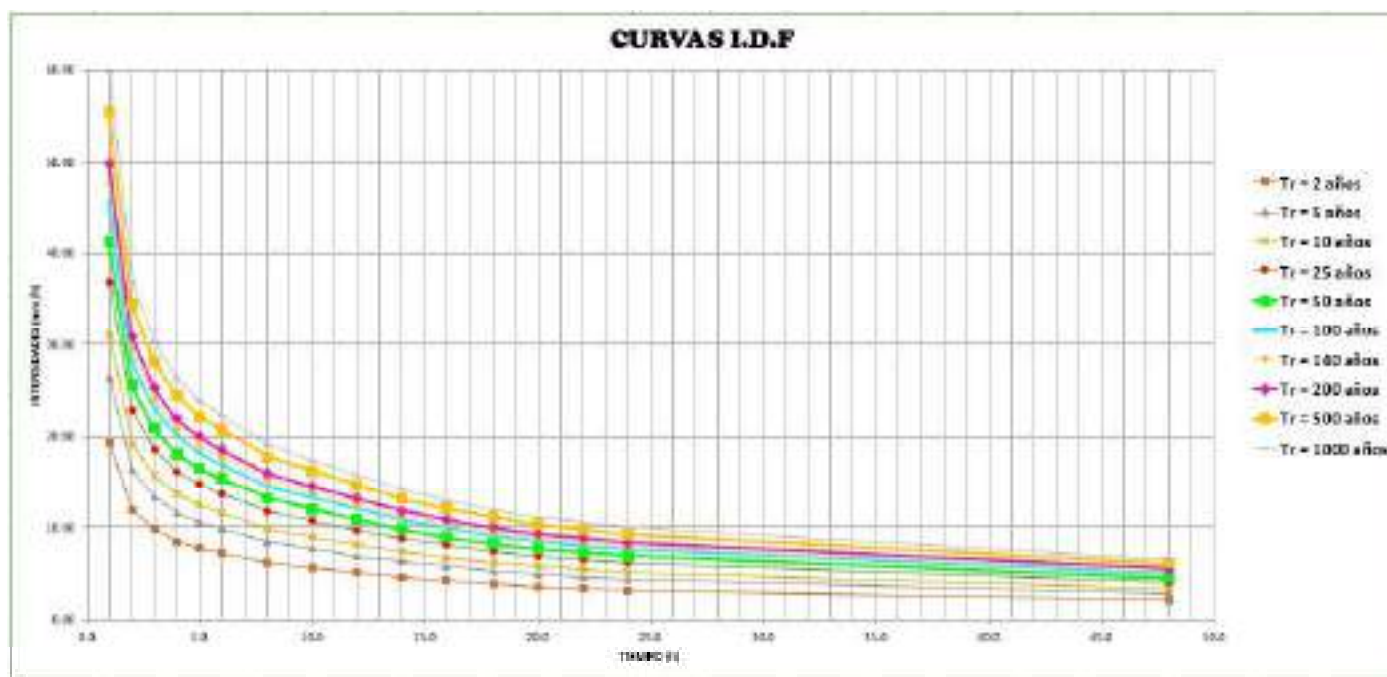
ESTACIÓN Shamboyacu											
DURACIÓN		PERIODO DE RETORNO (AÑOS)									
Hr	Min	2	5	10	25	50	100	140	200	500	1000
24	1440	3.22	4.39	5.16	6.14	6.86	7.58	7.93	8.30	9.24	9.96
18	1080	3.86	5.26	6.19	7.36	8.23	9.10	9.52	9.96	11.09	11.95
12	720	5.08	6.93	8.15	9.70	10.84	11.98	12.53	13.11	14.61	15.74
8	480	6.18	8.42	9.91	11.78	13.17	14.56	15.23	15.93	17.75	19.12
6	360	7.21	9.82	11.56	13.75	15.37	16.98	17.76	18.59	20.71	22.31
5	300	7.72	10.53	12.38	14.73	16.47	18.20	19.03	19.92	22.19	23.90
4	240	8.49	11.58	13.62	16.20	18.12	20.02	20.94	21.91	24.41	26.29
3	180	9.78	13.33	15.68	18.66	20.86	23.05	24.11	25.23	28.10	30.28
2	120	11.97	16.32	19.19	22.83	25.53	28.20	29.50	30.87	34.39	37.05
1	60	19.31	26.32	30.96	36.82	41.17	45.49	47.58	49.79	55.47	59.76

Fuente: Elaboración propia.

Conociendo los valores de las intensidades máximas, se aplicará la fórmula descrita en el ítem 7.1, mostrando la intensidad de precipitaciones (mm/hr) vs duración (min), como se muestra en el gráfico N° 16.

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROVINCIA SAN MARTIN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP N° 23777
Especialista en Hidrología e Hidráulica

Gráfico N° 16: Curvas I-D-F de la Estación Shamboyacu

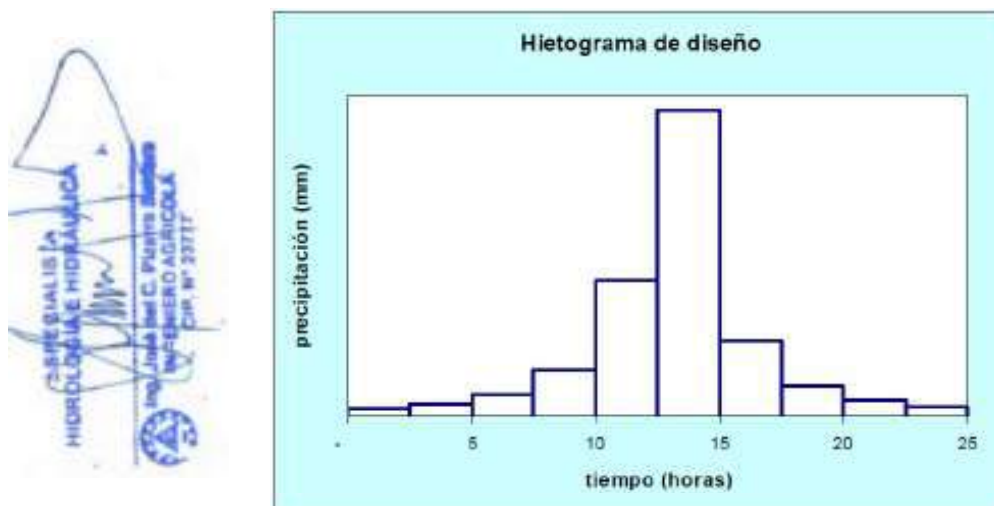
7.2 Metodología para la obtención de los hietogramas de diseño: método de los bloques alternos

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt , sobre una duración total $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva I – D – F para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, ... y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (MTC).



Gráfico N° 17: Ejemplo de Hietograma de Diseño utilizando el Método del Bloque Alterno

55

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC.

Los hietogramas resultantes para diferentes periodos de retorno y se muestran en el cuadro N° 24 ($Tr = 140$ y $Tr = 500$ años); asimismo, se colocan los hietogramas referentes a dichos tiempos de retorno en los gráficos N° 18 y N° 19.

Cuadro N° 24: Hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno – $Tr = 140$ años y $Tr = 500$ años

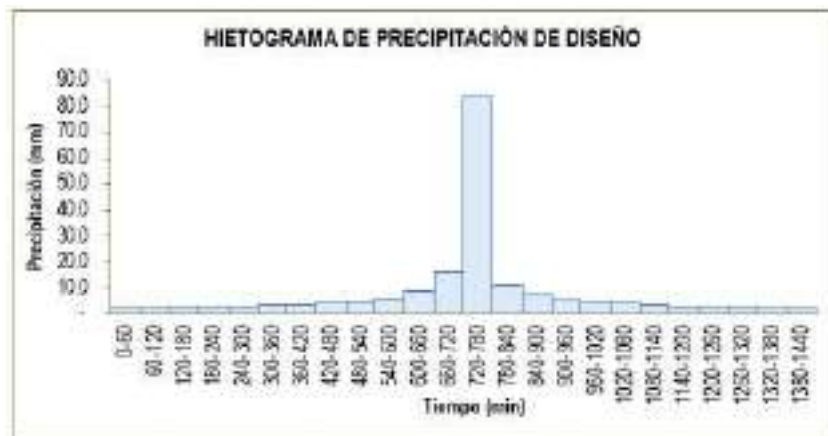
Tiempo (min)	$Tr = 2$ años	$Tr = 5$ años	$Tr = 10$ años	$Tr = 25$ años	$Tr = 50$ años	$Tr = 100$ años	$Tr = 140$ años	$Tr = 200$ años	$Tr = 500$ años	$Tr = 1000$ años
60	0.940	1.101	1.242	1.456	1.642	1.851	1.962	2.087	2.447	2.759
120	1.004	1.177	1.328	1.556	1.755	1.979	2.098	2.232	2.616	2.950
180	1.081	1.267	1.429	1.674	1.888	2.129	2.257	2.401	2.814	3.174
240	1.172	1.374	1.549	1.816	2.048	2.309	2.448	2.604	3.053	3.442
300	1.284	1.505	1.697	1.989	2.243	2.530	2.681	2.853	3.344	3.770
360	1.424	1.669	1.882	2.207	2.488	2.806	2.974	3.164	3.709	4.182
420	1.606	1.883	2.123	2.489	2.807	3.165	3.355	3.569	4.183	4.717
480	1.854	2.173	2.451	2.873	3.240	3.653	3.873	4.120	4.829	5.445
540	2.215	2.596	2.927	3.431	3.869	4.363	4.625	4.920	5.767	6.504
600	2.797	3.279	3.697	4.334	4.887	5.511	5.842	6.214	7.284	8.218
660	3.936	4.614	5.203	6.099	6.877	7.755	8.221	8.745	10.251	11.560
720	7.589	8.895	10.031	11.758	13.259	14.952	15.850	16.861	19.763	22.281
780	40.110	47.014	53.017	62.143	70.077	79.023	83.769	89.112	104.452	117.787
840	5.089	5.965	6.726	7.884	8.890	10.025	10.628	11.305	13.252	14.943
900	3.254	3.815	4.302	5.042	5.686	6.412	6.797	7.230	8.475	9.557
960	2.466	2.891	3.260	3.821	4.309	4.859	5.151	5.480	6.423	7.243

1020	2.016	2.363	2.665	3.123	3.522	3.972	4.210	4.479	5.250	5.920
1080	1.720	2.016	2.273	2.665	3.005	3.389	3.592	3.821	4.479	5.051
1140	1.509	1.769	1.994	2.338	2.636	2.973	3.151	3.352	3.929	4.431
1200	1.350	1.582	1.784	2.091	2.358	2.659	2.819	2.999	3.515	3.964
1260	1.225	1.436	1.619	1.898	2.140	2.414	2.559	2.722	3.190	3.598
1320	1.124	1.318	1.486	1.742	1.964	2.215	2.348	2.498	2.928	3.302
1380	1.041	1.220	1.376	1.613	1.819	2.051	2.174	2.313	2.711	3.057
1440	0.971	1.138	1.283	1.504	1.696	1.913	2.027	2.157	2.528	2.851

Fuente: Elaboración propia.

56

Gráfico N° 18: Hietograma de Diseño utilizando el Método del Bloque Alterno ($T_r = 140$ años).



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 19: Hietograma de Diseño utilizando el Método del Bloque Alterno ($T_r = 500$ años)



Fuente: Elaboración propia.

Los hietogramas obtenidos de la estación por los diferentes métodos nos indican que, los datos teóricos de la estación SHAMBOYACU se ajustan mejor al MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO (HEC-HMS).

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROV. SAN MARTÍN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
CIP N° 23777
ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP N° 23777

8.0 CÁLCULO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO – METODOLOGÍAS

En la MICROCUENCA El Líbano, de la quebrada del mismo nombre que intercepta el canal el puente “VALLE LA UNION – NUEVO PIURA” no cuenta con datos de caudales máximos, motivo por el cual, los caudales máximos en los puntos de interés para los diferentes periodos de retorno se han calculado, bajo ciertas metodologías como los son el Método Racional (para cuencas menores), Método del Hidrograma Unitario Triangular y el Método Mac-Math (para cuencas intermedias).

8.1 Método racional.

Se estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente (coeficiente de escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy Usado para cuencas; $A < 10 \text{ km}^2$. Considerar que la duración de P es igual al tc.

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0,278 CIA$$

Donde:

Q = Descarga máxima de diseño (m³/s).

C = Coeficiente de escorrentía (ver cuadro N° 25).

I = Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h) A = Área de la cuenca en (km²).

Cuadro N° 25: Coeficientes de escorrentía – método racional.

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
SIN VEGETACIÓN	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMIABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMIABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMIABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMIABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS, VEGETACIÓN LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMIABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMIABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMIABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMIABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES, DENSA VEGETACIÓN	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMIABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMIABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC.

8.2 Método del hidrograma unitario triangular - SCS

Mockus(1) desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q = 0.555A$$

Donde:

A = Área de la cuenca en km². tp = Tiempo pico en horas.

qp = Caudal pico en m³/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico tp se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p$$

A su vez, el tiempo de pico para cuencas grandes se expresa como:

$$t_p = \sqrt{t_c + t_r}$$

Y para cuencas pequeñas se expresa como:

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r$$



Dónde:

tc = Tiempo de concentración en horas. tr = Tiempo de retraso en horas.

El tiempo de concentración representa el tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo.

Existen varias formas de hallar el tiempo de concentración, Tc, de una cuenca; una de ellas es usando las fórmulas empíricas que se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 26: Metodologías para el cálculo del tiempo de concentración.

DENOMINACIÓN PARA EL Tc	PARÁMETROS DEL Tc
FORMULA DE KIRPICH: $t_c = 0.01947 (L^2 H^{-1})^{0.385}$	tc = Tiempo de concentración en minutos. L = Longitud del cauce en m. H = Desnivel en m.
FORMULA DE VEN TE CHOW: $t_c = 0.01 (L^3 J^{-1/2})^{0.64}$	tc = Tiempo de concentración en minutos. L = Longitud del cauce en m. J = Pendiente del cauce principal en m/m.
FORMULA DE CALIFORNIA (DEL U.S.B.R): $t_c = 0.066 (L/J^{1/2})^{0.77}$	tc = Tiempo de concentración en horas. L = Longitud del cauce en km. J = Pendiente del cauce principal en m/m.

INGENIERO CIVIL DE SHAMBOYACU
PROV. SAN MARTIN
Ing. Frank Pérez Valdivia
CIP: 286503
UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

FORMULA DE GUIANDOTTI: $t_c = (4A^{0.5} + 1.5L) / (25.3(JL)^{0.5})$	t_c = Tiempo de concentración en horas. A = Área del cauce en km^2 . L = Longitud del cauce en km. J = Pendiente del cauce principal en m/m.
FORMULA DE VENTURA – HERAS: $t_c = \alpha A^{0.5} / J$ $0.04 < \alpha < 0.13$	t_c = Tiempo de concentración en horas. A = Área del cauce en km^2 . J = Pendiente del cauce principal en m/m.
FORMULA PASSINI: $t_c = \beta (AL)^{1/3} / J^{0.5}$ $0.04 < \beta < 0.13$	t_c = Tiempo de concentración en horas. A = Área del cauce en km^2 . L = Longitud del cauce en km. J = Pendiente del cauce principal en m/m.
FORMULA DE TEMEZ: $t_c = 0.3(L/J^{1/4})^{0.76}$	t_c = Tiempo de concentración en horas. L = Longitud del cauce en km. J = Pendiente del cauce principal en m/m.
FORMULA DE CALIFORNIA CULVERT PRACTICE: (i) $t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.76}$ (ii)	Para (i): t_c = Tiempo de concentración en minutos. L = Longitud del cauce en millas. H = Diferencia de niveles en metros. Para (ii): t_c = Tiempo de concentración en minutos. L = Longitud del cauce en millas. H = Diferencia de niveles en metros.
FORMULA DE CALIFORNIA BRASNBY WILLIAMS: $t_c = 0.2433(L/(A^{0.1}J^{0.2}))$	t_c = Tiempo de concentración en minutos. A = Área del cauce en km^2 . L = Longitud del cauce en km. J = Pendiente del cauce principal en m/m.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC

Para el presente estudio seleccionamos el tiempo de concentración especificado por la fórmula de Kirpich.

El tiempo de retraso se estima mediante el tiempo de concentración t_c como:

$$t_r = 0.6 t_c$$

o bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde:

t_r = Tiempo de retraso en horas.

t_c = Tiempo de concentración en horas. L = Longitud del cauce principal en m. S = Pendiente en %.



Cuadro N° 27: Cálculo del tiempo de concentración y tiempo de retraso

CUENCA	AREA (km ²)	LONG. DE CAUCE (km)	PENDIENTE (m/m)	TIEMPO DE CONCENTRACION KIRPICH (min)	TIEMPO DE RETRASO (min)
MICROCUENCA EL LIBANO	7.993	4.026	0.051358	37	22

Fuente: Elaboración propia.

La duración en exceso de con la que se tiene mayor caudal pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente como:

$$d_e = 2 \sqrt{T_c}$$

Para cuencas grandes o como $d_e = t_c$ para cuencas pequeñas.

La altura de precipitación (P): Cada una de las rectas de las curvas intensidad-duración-frecuencia (I-D-F) se interpreta como una curva masa de precipitación. Para un período de retorno de T_r y tomando en cuenta la duración d , se tiene la siguiente ecuación para la altura de precipitación.

$$P_{2\text{años}} = 19.293 d^{0.25}$$

$$P_{5\text{años}} = 24.904 d^{0.25}$$

$$P_{10\text{años}} = 28.188 d^{0.25}$$

$$P_{20\text{años}} = 31.089 d^{0.25}$$

$$P_{25\text{años}} = 31.967 d^{0.25}$$

$$P_{50\text{años}} = 34.561 d^{0.25}$$

$$P_{100\text{años}} = 36.994 d^{0.25}$$

$$P_{140\text{años}} = 38.131 d^{0.25}$$

$$P_{200\text{años}} = 39.301 d^{0.25}$$

$$P_{500\text{años}} = 42.189 d^{0.25}$$

Donde:


P = Altura de lluvia máxima para un período de retorno en mm.

d = Duración en minutos.

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P_e mediante la siguiente expresión:


$$Q_{\max} = q_p \times P_e$$

Donde P_e puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.



Victor Hugo Saavedra
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 1361

$$P_e = \left[\frac{P - \frac{508}{CN} + 5.08}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \right]^2$$



Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
C.I.P. N° 23777
ESPECIALISTA EN
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Donde:

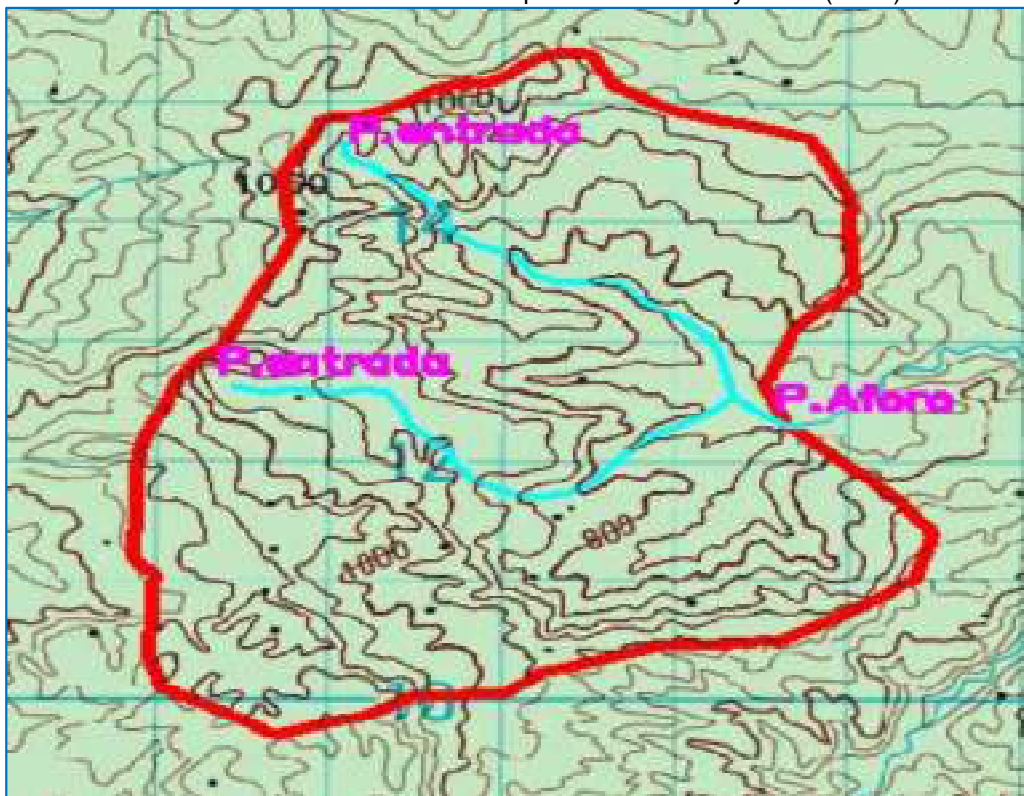
Pe = Precipitación efectiva en mm.

CN = Número de curva.

P = Altura de lluvia máxima para un periodo de retorno en mm.

Con el apoyo del sistema computacional del programa HEC – HMS, se van a determinar los caudales de diseño para los tiempos de retorno de 140 años y 500 años.

Gráfico N° 20: Gráfica de la Microcuenca con puntos de entrada y salida (Aforo)



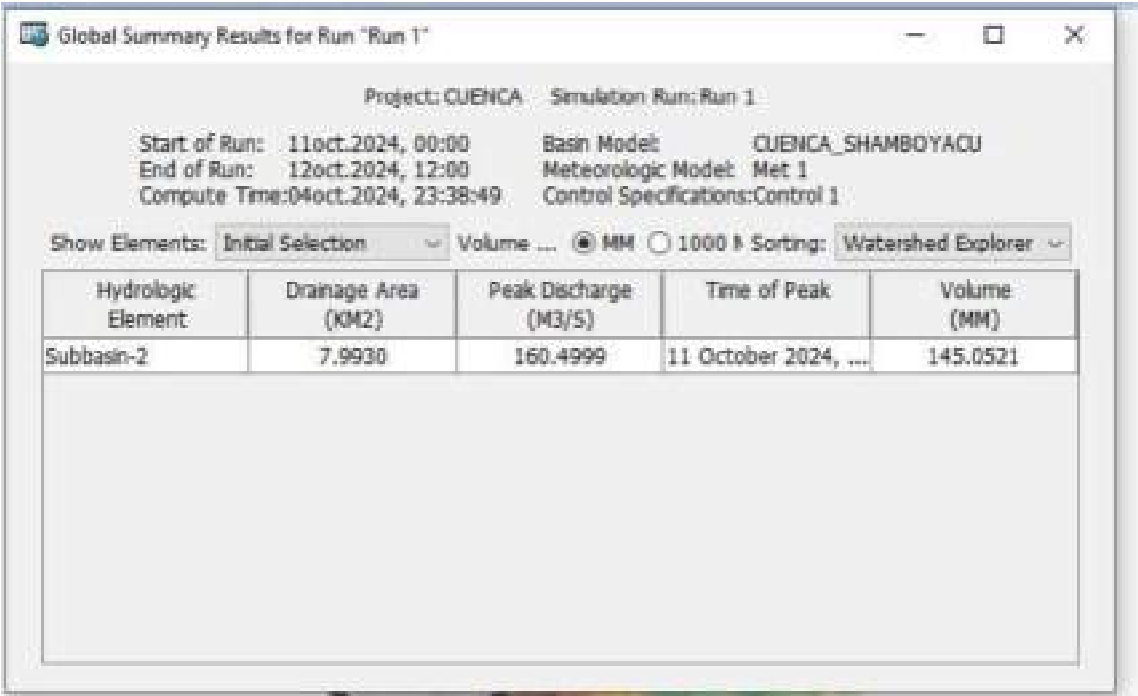
Fuente: Elaboración propia (Sistema computacional HEC-HMS)



Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


INGENIERO ESPECIALISTA EN HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRICOLA
 CIP. N° 23777

Gráfico N° 21: Gráfica de resultados del caudal de diseño (Tr = 140 años)



62

Fuente: Elaboración propia (Sistema computacional HEC-HMS)

Gráfico N° 22: Gráfica "Subbasin" – Microcuenca El Libano (Tr = 140 años)

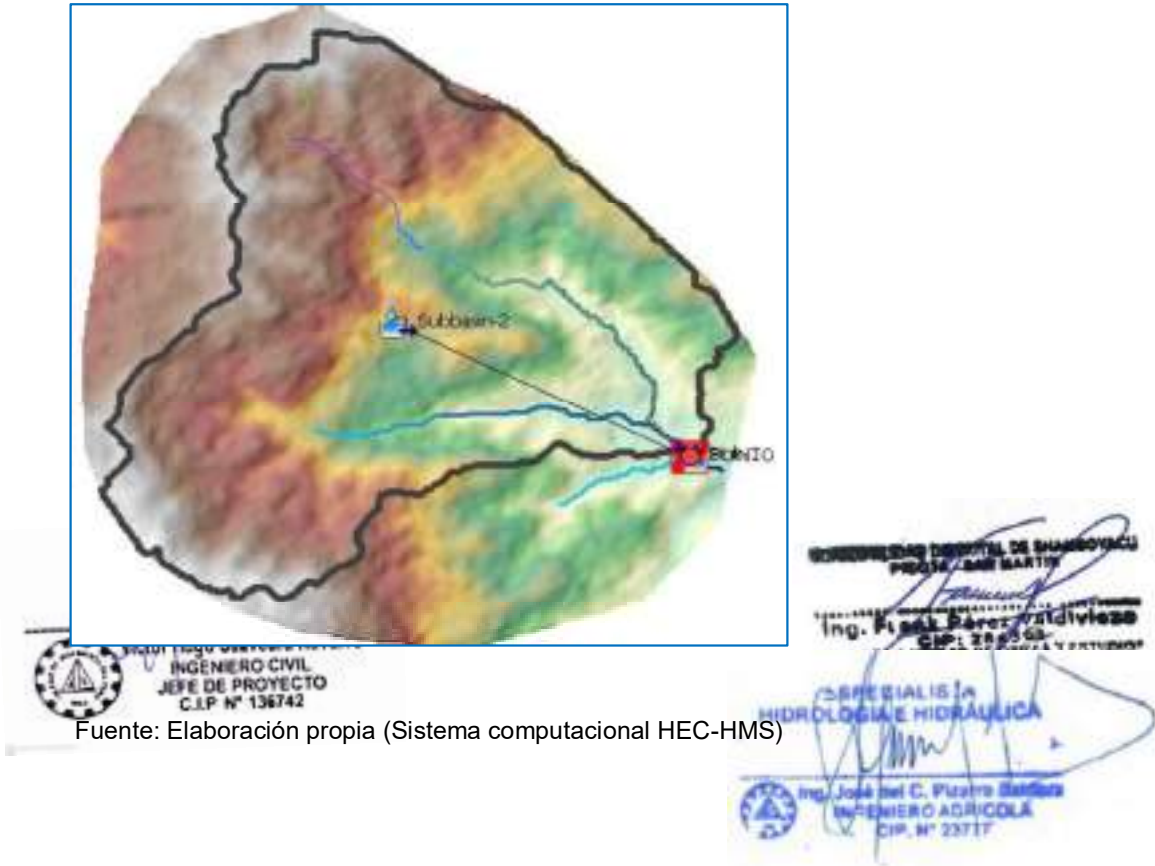
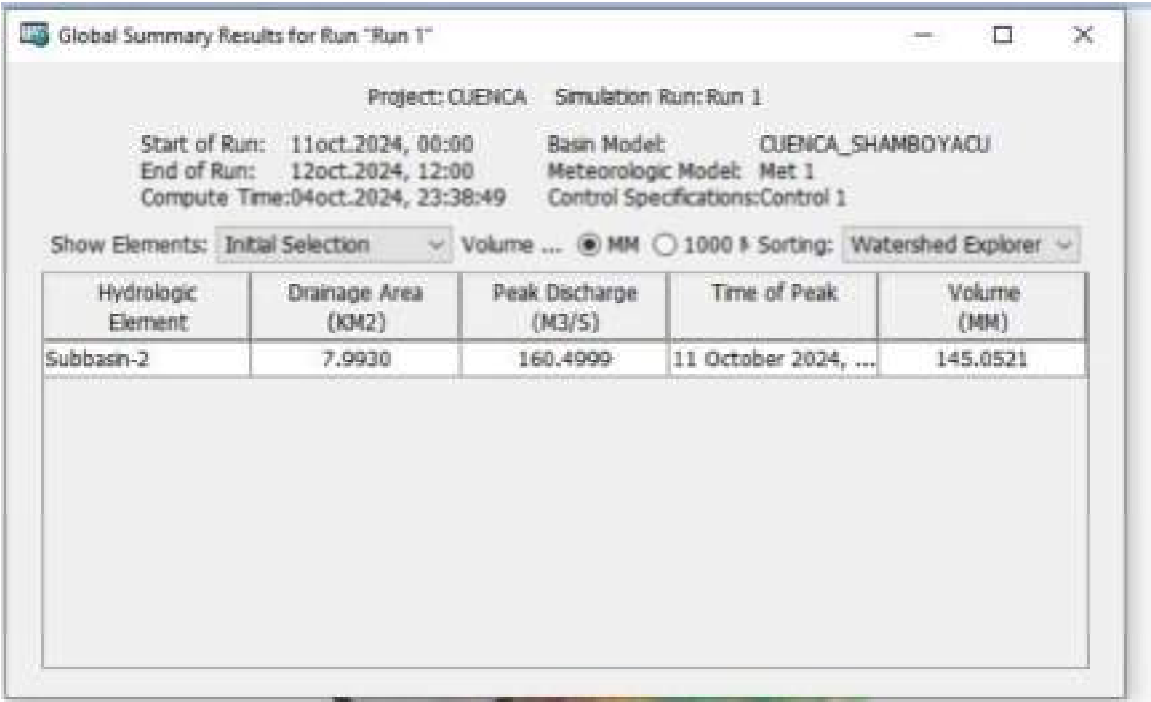
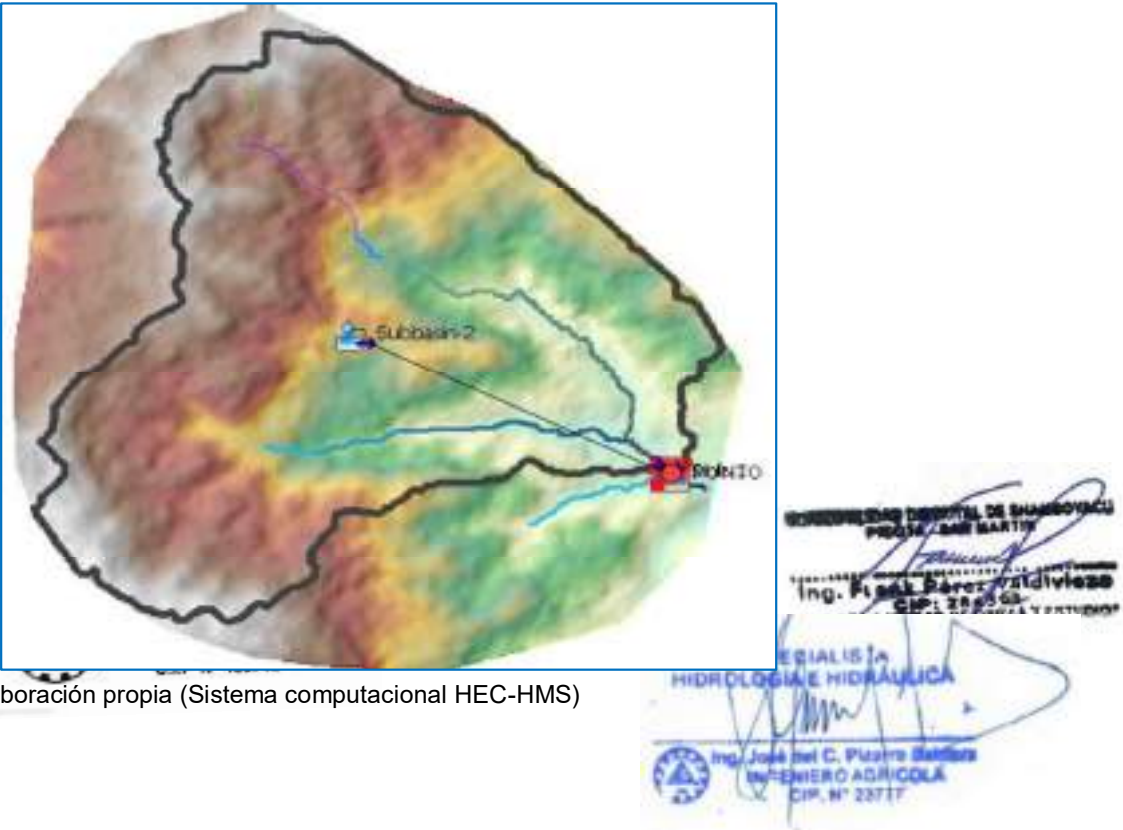


Gráfico N° 23: Gráfica de resultados del caudal de diseño (Tr = 500 años)



Fuente: Elaboración propia (Sistema computacional HEC-HMS)

Gráfico N° 24: Gráfica “Subbasin” – Microcuenca El Líbano (Tr = 500 años)



Fuente: Elaboración propia (Sistema computacional HEC-HMS)

Cuadro N° 28: Resumen de Resultados – Caudal de Diseño (HEC – HMS).

NOMBRE DE LA CUENCA	AREA (km ²)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN tc (MIN)	TIEMPO DE RETRASO tp (MIN)	Tr (AÑOS)	CAUDAL DE DISEÑO (m ³ /s)	NÚMERO DE CURVA
MICROCUEENCA EL LIBANO	7.993	37	22	140	117.30	73
				500	160.50	73

Fuente: Elaboración propia.

8.3 Método MAC-MATH

El método de Mac-Math para el sistema métrico es el siguiente:

$$Q = 0,0091 C I A^{\frac{4}{5}} S^{\frac{1}{5}}$$

Donde:

Q = Caudal máximo con un período de T en m3/seg.

C = Factor de Escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca

I = Intensidad máxima de lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración tc y un periodo de retorno de T años, mm/hora.

A = Área de la cuenca en hectáreas.

S = Pendiente promedio del cauce principal

De los parámetros que intervienen en esta fórmula, sobre el que se tiene que incidir, es sobre el factor “C”, el cual se compone de tres parámetros, es decir:

$$C = C_1 + C_2 + C_3$$

Donde:

C1 = Esta en función de la cobertura vegetal. C2 = Esta en función de la textura de suelo.

C3 = Esta en función de la topografía del terreno. Estos valores se muestran en el cuadro N° 29.

Cuadro N° 29: Coeficiente de Escorrentía – Método Mac-Math.

VEGETACIÓN		SUELO		TOPOGRAFÍA	
Cobertura (%)	C1	Textura	C2	Pendiente (%)	C3
100	0.080	Arenoso	0.080	0.0 – 0.2	0.040
80 – 100	0.120	Ligero	0.120	0.2 – 0.5	0.060
50 – 80	0.160	Media	0.160	0.5 – 2.0	0.060
20 – 50	0.220	Fina	0.220	2.0 – 5.0	0.100
0 – 20	0.300	Rocosa	0.300	5.0 – 10.0	0.150

Fuente: Mamani Gómez (2024).

Dicho esto, se tienen los caudales encontrados para los tiempos de retorno en 140 y 500 años, por el método Mac-Math en los gráficos N° 25 y N° 26.

Gráfico N° 25: Cálculo para el caudal de diseño – Método Mac-Math ($T_r = 140$ años)

65

Fuente: Elaboración propia (Sistema computacional HIDROESTA 2).

Gráfico N° 26: Cálculo para el caudal de diseño – Método Mac-Math ($T_r = 500$ años)

Fuente: Elaboración propia (Sistema computacional HIDROESTA 2).

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 136742

Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP N° 23777

Cuadro N° 30: Resumen de Resultados – Caudal de Diseño (MAC-MATH).

NOMBRE DE LA CUENCA	AREA (ha)	COEFICIENTE ESCORRENTÍA "C"	INTENSIDAD MÁXIMA (mm / hora)	Tr (AÑOS)	CAUDAL DE DISEÑO (m³/s)
MICROCUENCA El Líbano	799.30	0.47	216.66	140	107.50
			356.77	500	177.00

Fuente: Elaboración propia.

8.4 OBTENCIÓN DE RESULTADOS DE CAUDALES DE DISEÑO

Realizando el comparativo de los métodos de HEC-HMS y MAC-MATH", tomamos el valor más alto, ya que se están considerando intensidad mayores y valores de escorrentía acordes a la zona de intervención. En el cuadro N° 31 se muestran los caudales seleccionados para el diseño de la hidráulica y el seccionamiento del puente.

Cuadro N° 30: Obtención del caudal de diseño final (MAC-MATH vs HEC – HMS)

METODOLOGÍA	CAUDAL DE DISEÑO (HEC – HMS)	CAUDAL DE DISEÑO (MAC – MATH)	CAUDAL DE DISEÑO SELECCIONADO (m³/s / mm)
TR = 140 AÑOS	117.30	107.50	117.30
TR = 500 AÑOS	160.50	177.00	177.00

Fuente: Elaboración propia.

9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 Conclusiones

- La hidrología estadística, se realizó con los datos de precipitaciones máximas en 24 horas y el análisis de consistencia correspondiente a la estación "Shamboyacu".
- Para determinar las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno se utilizó los métodos de distribución de frecuencias recomendados en el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje en Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- La prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov determinó que el método de distribución de frecuencias que más se aproxima a la distribución empírica de Weibull es la "DISTRIBUCIÓN NORMAL" con un valor de 0.20324.
- Para el cálculo de las intensidades máximas se utilizó el método de los coeficientes.
- Para la obtención de las curvas I-D-F se utilizaron el método de los coeficientes.

- El método utilizado para determinar los hietogramas de diseño fue el de método de los coeficientes.
- Para el cálculo de los caudales máximos para los periodos de retorno de 140 y 500 años, se utilizaron los métodos del Hidrograma Triangular SCS (apoyado con el sistema computacional HEC – HMS) y el método del MAC-MATH, dando como resultados el valor de 117.30 m3/seg (Tr = 140 años) y un valor de 177.00 m3/seg (Tr = 500 años).

9.2 Recomendaciones.

- Utilizar los caudales máximos obtenidos de la evaluación y en la microcuenca del puente en mención.
- De acuerdo al Manual de Puentes del MTC en su Numeral 2.1.4.3.3.1 Altura Libre o gálibo sobre el nivel del agua de los ríos, recomienda una altura mínima de 2.50 m desde la parte más baja de la superestructura de la viga con respecto al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), pues existe evidencia que la corriente transporta material solido flotante como troncos y palizada debido a la actividad humana que se desarrolla en la parte alta de la cuenca.
- Se recomienda colocar un puente definitivo de menor luz (material de concreto armado) de 18 ml, con el fin de darle transitabilidad y una sección homogénea a la vía vecinal.
- De acuerdo con el Manual de Puentes del MTC en su Numeral 1.2.3a Cálculos de la Socavación, recomienda investigar la socavación en el lecho del rio para un caudal con periodo de retorno no mayor a 500 años.
- Con respecto al dimensionamiento hidráulico del puente, se recomienda tener en consideración, el valor de los parámetros que se presentan en el siguiente Cuadro.

67

ITEM	DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DEL PUENTE VALLE LA UNION – NUEVO PIURA Km 00+401, CAUDAL = 117.30 m3/seg Tr = 140 años	
	PARAMETRO	MEDIDA
1.0	LUZ DEL PUENTE	18.00 m
2.0	COTA DE FONDO	710.350 msnm
3.0	TIRANTE DE AGUA A LA ENTRADA DEL PUENTE	6.45 m
4.0	COTA DE ESPEJO DE AGUA A LA ENTRADA DEL PUENTE	716.800 msnm
5.0	ALTURA DEL GALIBO	2.50 m
6.0	COTA DEL FONDO DE LA VIGA DEL PUENTE	719.300 msnm
7.0	ALTURA DEL PUENTE	8.95 m



Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742



Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

SECRETARÍA DISTRITAL DE SHAMBOYACU
PICOTA - SAN MARTÍN
Ing. Frank Pérez Valdivia
CIP: 286503
UNIDAD DE OBRA Y ESTUDIOS

**EXPEDIENTE TÉCNICO: “RENOVACIÓN DE PUENTE
EN EL CAMINO VECINAL VALLE LA UNION – NUEVO
PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU,
PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO SAN MARTIN”
CON CUI 2635030**



68

ESTUDIO HIDRAULICO

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROVINCIA SAN MARTIN
Ing. Pizarro Baldera
CIP: 23777
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

Elaborado por: JOSE DEL C. PIZARRO BALDERA
Ingeniero Agrícola
CIP 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

OCTUBRE 2024

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

EXPEDIENTE TÉCNICO: “RENOVACIÓN DE PUENTE EN EL CAMINO VECINAL VALLE LA UNION – NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO SAN MARTIN”

CONTENIDO

<u>ESTUDIO HIDRAULICO</u>	Pagina
1.0 INTRODUCCIÓN.....	70
2.0 OBJETIVOS.....	70
3.0 RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	70
4.0 INFORMACION BASE.....	72
4.1 Información de campo.....	72
4.2 Pendiente longitudinal de la quebrada.....	73
4.3 Coeficiente de rugosidad de manning considerado.....	73
4.4 Información del material del cauce.....	75
4.5 Información de la estimación e caudales máximos.....	77
4.6 Programas usados en la modelación hidráulica.....	78
4.7 Tramos de simulación hidráulica para el estudio.....	79
5.0 SIMULACION HIDRAULICA DEL PUENTE.....	81
6.0 CALCULO DE LA SOCAVACIÓN.....	83
6.1 calculo de la socavación general método listchvan – levediev.....	84
6.2 socavación local en estribos método artamanov.....	90
7.0 CONCLUSIONES.....	95
8.0 RECOMENDACIONES.....	96

69


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


ESPECIALISTA EN
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRICOLA
 CIP. N° 23777

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN


Ing. Pizarro Baldera
 CIP: 23777

1.0 INTRODUCCIÓN:

La **IOARR CON** denominación: Expediente Técnico: RENOVACION DE PUENTE EN EL CAMINO VECINAL VALLE LA UNIÓN –NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SAHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO SAN MARTÍN” CON CUI 2635030, se construirá sobre la zona del eje del puente proyectado y el cauce principal de luz hidráulica promedio aproximado de 25 metros. Sobre la base de un estudio de hidráulica se verifica la longitud propuesta del puente y se determina la altura mínima más adecuada para el puente, se calculan las profundidades de socavación y diseñan las obras de protección necesarias.

Por las características de la zona se ha planteado diseñar un puente de menor luz definitivo de concreto armado con una luz de 18 ml, el mismo que será diseñado a partir de los parámetros hidráulicos que se determinen en el presente informe.

2.0 OBJETIVOS:

Los objetivos principales del presente estudio son:

- Verificar la longitud propuesta del puente para una avenida de 140 años de periodo de retorno.
- Determinar la altura mínima adecuada del Puente VALLE LA UNION – NUEVO PIURA, considerando el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) de 140 años de periodo de retorno, más un borde libre (gálibo).
- Determinar las profundidades de socavación en el cauce, considerando un periodo de retorno de 500 años, con el fin de verificar la estabilidad del puente ante la ocurrencia de este evento extraordinario
- Recomendar la realización de parámetros hidráulicos para el diseño de obras de protección (en la ubicación del puente y aguas arriba), identificar y diseñar sistemas de drenaje en las carreteras de acceso.


Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

3.0 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

El reconocimiento de campo se realiza con el fin de verificar los emplazamientos del puente, en coordinación con los especialistas de trazo y geología. A continuación, se hará la breve descripción del cauce del río en estudio.

- Presenta un ancho promedio en la ubicación del seccionamiento del puente de 25 m, con un tirante promedio de 5.70 m.
- La pendiente promedio del cauce de río, en el tramo de estudio es de aproximadamente 0.20%.
- Se trata de un río con variaciones de velocidades mínimas y de baja pendiente, la cual, no genera altos índice de socavación. El material del lecho del cauce son arenas limosas arcillosas y vegetación. A la fecha, de la primera visita se observa que las aguas son moderadas con poco arrastre de material, y con tendencia a empozar fácilmente sedimentos.


Jose del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP N° 23777


Ing. Pizarro Baldera
CIP N° 23777

Estas descripciones corresponden a características propias del cauce de río en estudio.

Gráfico N° 01: Imagen aguas arriba y aguas abajo donde se proyecta el puente Valle La Unión – Nuevo Piura.



71

Vista aguas arriba del puente existente



Vista aguas abajo del puente existente.

Fuente: Elaboración propia

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

4.0 INFORMACIÓN BASE

Para obtener los niveles de aguas máximas extraordinarias de diseño en el puente Valle la Unión – Nuevo Piura, se han efectuado cálculos hidráulicos para una avenida con un periodo de retorno de 140 años, donde el periodo de retorno ha sido definido sobre la base del Manual de Hidrología y Drenaje del MTC; así mismo para estimar las profundidades de socavación se procedió a trabajar con una avenida de periodo de retorno de 500 años.

La información base para los cálculos hidráulicos es la siguiente: Estudio topográfico, suelos (material del cauce), hidrología y programas de cómputo Hec RAS para desarrollo del modelo hidráulico.

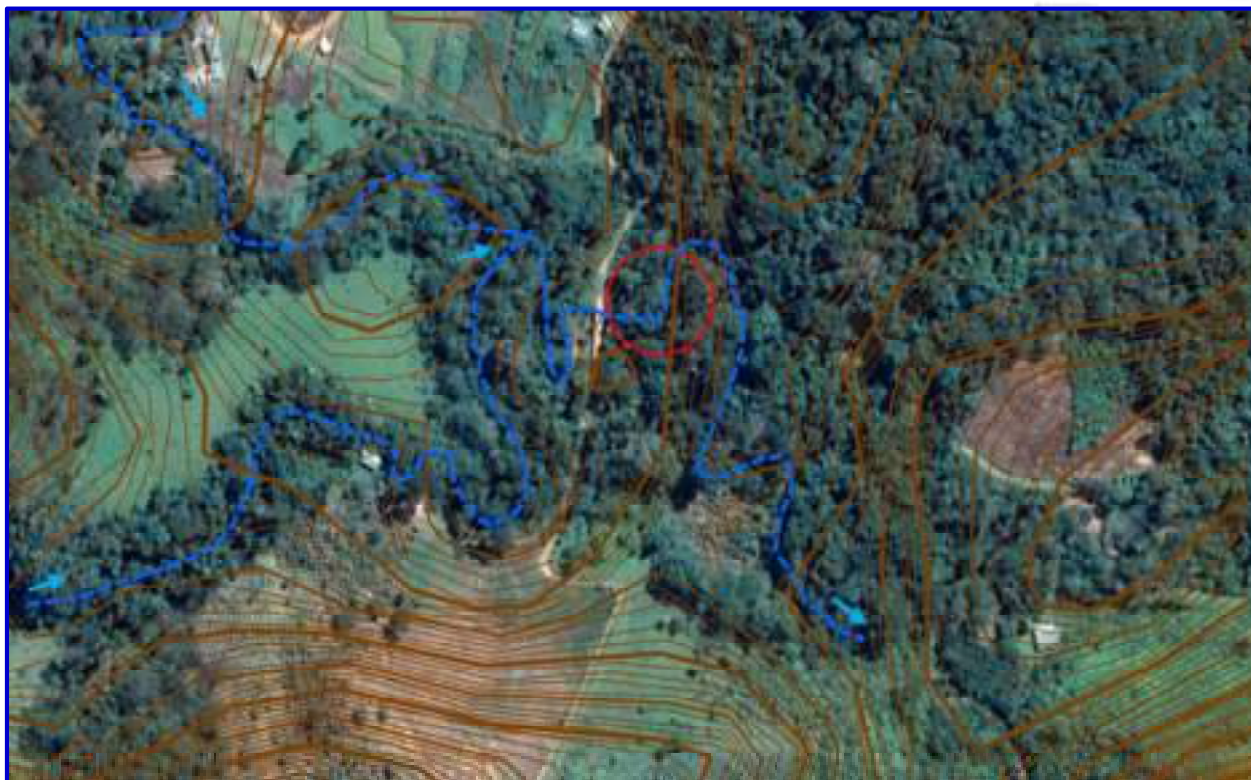
72

4.1. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA:

Se ha efectuado el levantamiento topográfico en la ubicación del puente en un único seccionamiento. En el gráfico N° 02 se muestra el área de levantamiento topográfico.

Gráfico N° 02: Puente Valle La Unión – Nuevo Piura, topografía con ortofoto de la zona de estudio.

COORDINADOR GENERAL DE SHAMBOYACU
PICOTA - SAN MARTÍN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
CIP: 23777
JEFE DE LA UNIDAD DE GENERAL TESTIMON



Fuente: Elaboración propia (Civil 3D)

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

4.2. PENDIENTE LONGITUDINAL DE LA QUEBRADA:

La pendiente longitudinal promedio del río en la zona de estudio es de $S = 0.20\%$

4.3. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING CONSIDERADO.

La rugosidad de una quebrada o río es uno de los parámetros más sensibles e importantes en el cálculo de las características hidráulicas de las secciones. Para el presente estudio se empleó la metodología de Cowan para estimar este valor, ya que se ajusta muy bien al tipo de datos disponibles del río, y que son identificadas muy fácilmente. Cowan desarrolló un método para evaluar el coeficiente de rugosidad en canales naturales.

$$n = m (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

Dónde:

n_0 = Coeficiente n básico.

n_1 = Coeficiente añadido por irregularidades del cauce.

n_2 = Coeficiente añadido por variaciones en la forma y tamaño del cauce.

n_3 = Coeficiente añadido por obstrucciones.

n_4 = Coeficiente añadido por vegetación y condiciones de flujo.

m = Corrección por la cantidad de meandros en el cauce.

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROVINCIA PICOTA - SAN MARTÍN
Ing. F. Pérez Rodríguez
CIP: 22456
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

Cuadro N° 01: Valores de los distintos coeficientes de Manning según Cowan.

CONDICIONES DEL CAUCE		VALORES	
"n" Básico (Material involucrado)	Terroso	n_0	0.020
	Rocoso		0.025
	Gravoso fino		0.024
	Gravoso grueso		0.028
Grado de irregularidad del contorno	Insignificante	n_1	0.000
	Escasa		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

JOSE DEL C. PIZARRO BALDERA, Ingeniero Agrícola CIP N° 23777, Especialista en Hidráulica e Hidrología

CONDICIONES DEL CAUCE		VALORES	
Variaciones de la sección transversal	Gradualmente alterada	n ₂	0.000
	Ocasionalmente alterada		0.005
	Frecuentemente alterada		0.010 – 0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n ₃	0.000
	Escasa		0.010 – 0.015
	Moderada		0.020 – 0.030
	Severa		0.040 – 0.060
Factor de vegetación	Baja	n ₄	0.005 – 0.010
	Media		0.010 – 0.025
	Alta		0.025 – 0.050
	Muy alta		0.050 – 0.100
Grado de sinuosidad o efectos por meandros	Baja	m	1.00
	Media		1.15
	Alta		1.30

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

74

En el cuadro N° 02, se muestran los valores seleccionados, según las características físicas del suelo y la conformación de estos; dentro del área de influencia y el cauce del río.

Cuadro N° 02: Determinación del Coeficiente de Manning en el estudio, según metodología Cowan

PUENTE	n0	n1	n2	n3	n4	m	MANNING (n)
VALLE LA UNION – NUEVO PIURA	0.020	0.000	0.005	0.005	0.010	1.15	0.046

Fuente: Elaboración propia

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE SHAMBOYACU
PROVINCIA PICOTA – SAN MARTÍN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
CIP- 23777
JEFE DE LA UNIDAD DE VERAS Y ESTUDIOS

Gráfico N° 03: Puente El Líbano, tipo de material por el lecho del cauce.



Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

Fuente: Elaboración propia.

4.4. INFORMACIÓN DEL MATERIAL DEL CAUCE:

Con respecto al diámetro medio, utilizamos los datos de la calicata más próxima en ubicación, la cual es la especificada en el estudio de suelos como Calicata C-01 – (con profundidad de 1.75 A 3.50 mts). Asimismo, se realiza el ensayo el cálculo para determinar su valor, en el cuadro N° 03.

Cuadro N° 03: Determinación del diámetro medio (dm)

MALLA	ABERTURA, MM	PORCENTAJE QUE PASA (%)	VALOR DE LOS DIÁMETROS ESTIMADOS (mm)	
3	76.200	100.00		
2	50.800	100.00	D90	
1 1/2	38.100	100.00	D65	
1	25.400	100.00		
3/4	19.050	100.00	PARA EL CÁLCULO DEL DIÁMETRO MEDIO	
1/2	12.700	100.00		
3/8	9.525	100.00		
1/4	6.350	100.00		
#4	4.760	100.00		
#10	2.000	99.00	$D_m = D_{\text{max}} \left(1 - \left[1 - \left(\frac{n}{100} \right)^2 \right]^{1/2} \right)$	
#20	0.850	94.50		
#40	0.425	81.70		
#50	0.300	77.20		
#100	0.150	67.80		
#200	0.074	64.40	Dm	

75

Fuente: Elaboración propia

Estos datos son estimados del estudio de suelos presentado por la Municipalidad Distrital de Shamboyacu Zonas donde se tomaron las muestras del material

Proyecto:		Renovación de Puente en el (La) Camino Vecinal Valle La Unión - Nuevo Piura en el Distrito de Shamboyacu, Provincia de Piura, Departamento de San Martín, con C.U.I. N° 2635030		Perforación:		Cielo Abierto
Localización:		Sector: Valle La Unión - Nuevo Piura / Distrito: Shamboyacu / Provincia: Piura / Departamento: San Martín		Profundidad de Muestra:		5.10 - 7.00 m
Muestra:		Calicata N° 01 - Estrato N° 03 (Estrato Directo)		Fecha:		Agosto del 2024
Material:		Árida inorgánica con arena de consistencia blanda				
Para Uso:		Terreno de Fundación				

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO: NTP 339.128						
Tamizos	Masa Referente (g)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Procedimiento de Obtención de la Muestra
Ø	137.83					Método de Tamizado
5"	101.63					Procedimiento de Tamizado
2"	76.20					
1 1/2"	50.80	0.00	0.00%	100.00%		
1"	38.10	46.70	1.81%	98.19%		
3/4"	25.40	103.00	2.74%	97.26%		
3/8"	19.05	126.50	3.39%	96.61%		
1/2"	12.70	189.00	5.21%	94.79%		
3/8"	9.525	121.20	3.22%	96.78%		
1/4"	6.350	154.10	4.10%	95.90%		
#4	4.760	127.40	3.39%	96.61%		
#10	2.000	208.80	7.89%	92.11%		
#20	0.850	125.00	3.37%	96.63%		
#40	0.425	303.30	18.48%	81.52%		
#60	0.250	352.70	9.38%	90.62%		
#80	0.190	298.30	7.85%	92.15%		
#100	0.150	274.40	6.47%	93.53%		
#120	0.125	269.20	7.16%	92.84%		
#150	0.100	66.40	1.77%	98.23%		
#200	0.075	187.50	4.89%	95.11%		
#250	0.060	43.20	1.89%	98.11%		
#300	0.050	140.00	4.33%	95.67%		
#400	0.038	334.10	9.80%	90.20%		
#600	0.025	176.00	3.89%	96.11%		

DESCRIPCIÓN MUESTRA:			
Grupo: Suelo de pedregal fino			
Sub Grupo: Limos y arcillas			
Material: Arena inorgánica con arena			
SW (%)	24.50	ASHTO	A-2-4 (S)
PORCENTAJE QUE PASA (ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO)			
% que Pasa al Tamiz N° 10			70.00%
% que Pasa al Tamiz N° 60			65.00%
% que Pasa al Tamiz N° 40			38.00%
% que Pasa al Tamiz N° 200			8.00%
% Grava			22.14%
% Arena			47.86%
% Limos y Arcillas			9.89%
D 60			1.81%
D 30			1.01%
D 10			0.44%
Cu (coef. Curvatura)			0.88%
Cc (coef. Uniformidad)			1.34%
PARA TALLAS DIFERENTES (LÍMITES DE ATENDIMIENTO)			
Límite Líquido (LL)			25.00
Límite Plástico (LP)			10.00
Índice de Plasticidad (IP)			1.00



0.021 mm

Proyecto	: Renovación de Puente, en el (La) Camino Vecinal Valle La Unión - Nuevo Pinar en el Distrito de Sherboyacas, Provincia de Píscota, Departamento de San Martín, con C.U.I. N° 2935039		
Localización	: Sector: Valle La Unión - Nuevo Pinar / Distrito: Sherboyacas / Provincia: Píscota / Departamento: San Martín		
Muestra	: Calicata N° 02 - Estrato N° 02 (Estable Irregular)		
Material	: Arcilla limo arenosa de consistencia semi dura		
Para Usar	: Tamero de Fundación		

Perforación	Cielo Abierto
Profundidad de Muestra:	0.40 - 2.20 m
Fecha:	Ago del 2.004

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO: NTP 330.128					
Tamices	Masa Retenido (g)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones
Ø					
5"	137.30				
4"	101.60				
3"	76.20				
2"	50.80	0.00	0.00%	100.00%	
1.18"	35.10	86.90	2.41%	97.59%	
1"	25.40	118.30	6.84%	93.16%	
3/4"	19.80	151.60	4.50%	95.50%	
1/2"	12.30	206.80	7.22%	92.78%	
3/8"	5.525	176.10	5.95%	94.05%	
1/4"	3.350	188.30	9.82%	90.18%	
N° 4	4.760	128.70	4.43%	95.57%	
N° 8	2.380	214.20	7.26%	92.74%	
N° 10	2.300	80.70	2.12%	97.88%	
N° 16	1.190	104.40	3.88%	96.12%	
N° 20	0.940	48.80	1.71%	98.29%	
N° 30	0.590	59.30	1.76%	98.24%	
N° 40	0.420	101.10	3.53%	96.47%	
N° 50	0.290	154.40	5.40%	94.60%	
N° 60	0.250	108.20	3.55%	96.45%	
N° 80	0.177	187.80	9.16%	90.84%	
N° 100	0.148	70.20	2.45%	97.55%	
N° 200	0.074	288.80	10.83%	89.17%	
Fondo	0.01	453.80	15.87%	100.00%	
MASSA INICIAL (g)	2880.00				

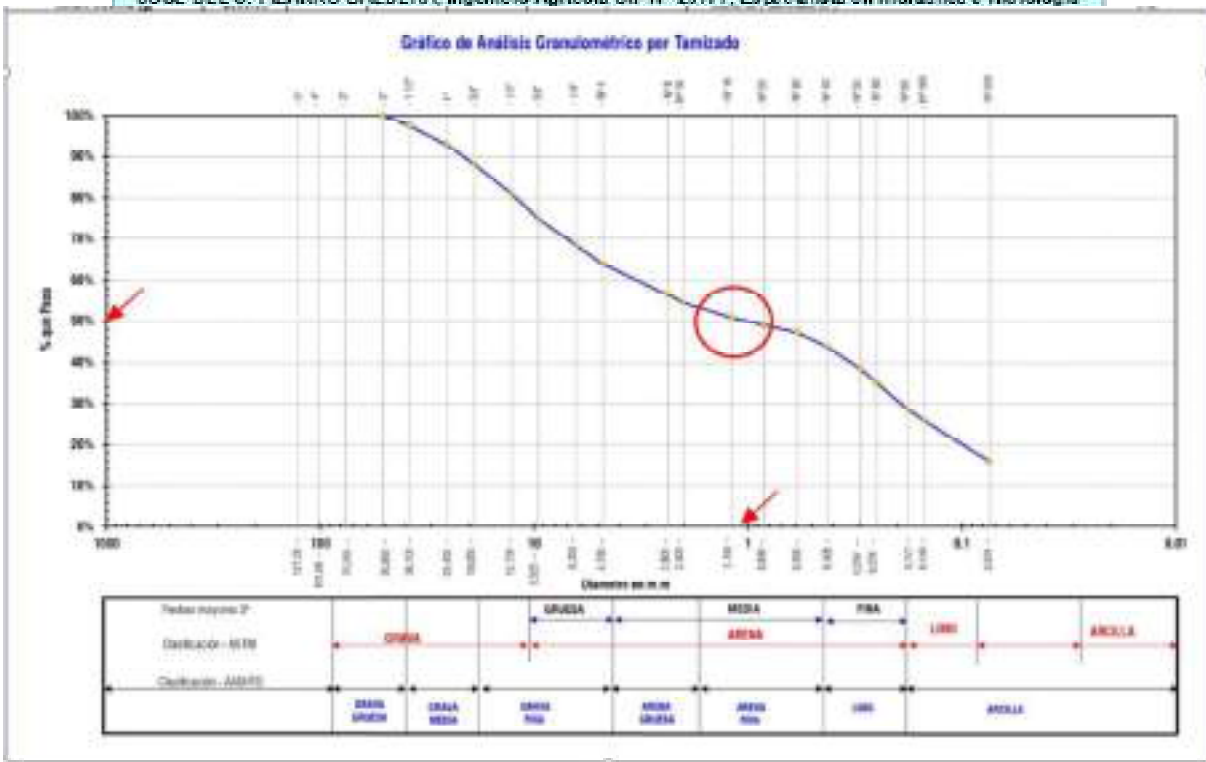
Procedimiento de Obtención de la Muestra	
Método de Tamizado	Tamado al seco a 100 mm ± 20"
Procedimiento de Tamizado	Manual
	Tamizado manual

Descripción Muestra:	
Grupo:	Suelo de partículas finas
Sub Grupo:	Limo y arcillas
Material:	Arcilla limo arenosa

SAES =	SC-SM	AS-SSTO =	A1-A2
PORCENTAJES DE PASA (ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO)			
% que Pasa el Tamiz N° 60	--		63.00%
% que Pasa el Tamiz N° 80	--		54.40%
% que Pasa el Tamiz N° 40	--		43.81%
% que Pasa el Tamiz N° 200	--		15.87%
% Grava	--		36.87%
% Arenas	--		48.87%
% Limos y Arcillas	--		15.87%
0.50	--		0.00%
0.30	--		0.00%
0.20	--		0.10%
0.15	--		0.00%
Gr. (Sed. Coarsura):	--		0.00%
Gr. (Sed. Uniformidad):	--		0.00%

RESULTADOS INTERNOS LÍMITES DE APTAREPES	
Límite Líquido (LL)	34.34
Límite Plástico (LP)	20.52
Índice de Plasticidad (PI)	4.41

ESTUDIO HIDROLOGICO e HIDRAULICO PARA EL Expediente Técnico: Renovación de puente en el camino vecinal Valle La Unión – Nuevo Piura en el distrito de Shamboyacu, Provincia Piñata, departamento San Martín, con CUI 2635030



77

Curva granulométrica estribo izquierdo, Estrato N° 02, D50 = 1.024 mm
Fuente: Estudio Mecánica de suelos.

4.5. INFORMACIÓN DE LA ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS:

Se ha realizado el análisis detallado de la microcuenca en la parte de Hidrología del presente estudio, en donde se realizó la modelización hidrológica empleando el sistema computacional QGIS y SAGA GIS para la determinación de la delimitación y parámetros geomorfológicos de la microcuenca en la quebrada El Líbano; obteniendo los resultados que se muestran en el cuadro N° 04, con respecto a los tiempos de retorno para 140 y 500 años.

Cuadro N° 04: Resultados de los caudales totales para los “Tr” de 140 y 500 años.

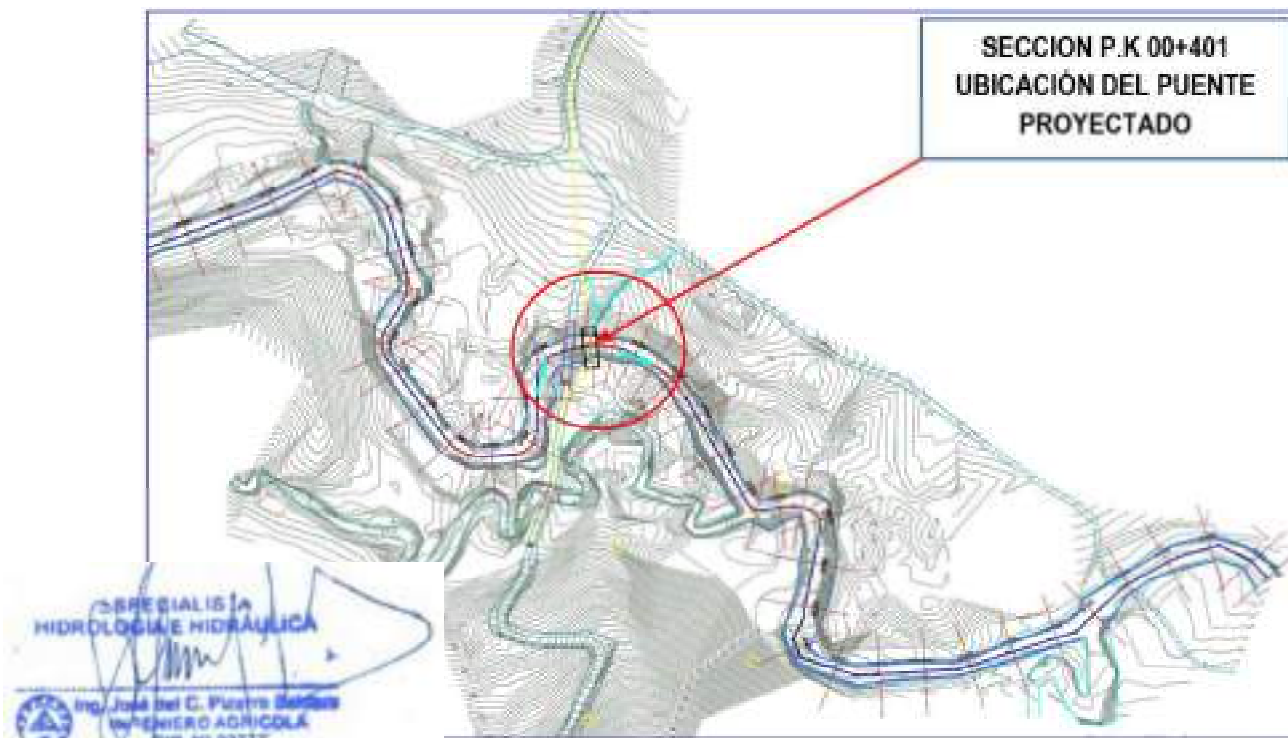
PERIODO DE RETORNO (Años)	CAUDALES TOTALES MÁXIMOS (m3/seg)
140	117.30
500	177.00

Fuente: Elaboración propia

Con el caudal obtenido para un periodo de retorno de 140 años (de acuerdo al Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, ítem 3.6.-Selección del Período de Retorno), se realizó el modelamiento en el programa HEC RAS; para identificar los niveles de aguas máximas extraordinarias (NAME) en el cauce del río del puente VALLE LA UNION – NUEVO PIURA y así verificar la capacidad hidráulica del puente a proyectar

Para ello se verificó la topografía realizando un encauzamiento en la sección del puente y generando nuevos puntos que no incluyen la subestructura actual, con el fin de evaluar una sección de mayor ancho para que los niveles puedan disminuir, sin afectar la nueva propuesta del puente de 18 ml.

Gráfico N° 04: Puente VALLE LA UNION – NUEVO PIURA, ubicación de la sección donde se proyectará el puente.



Fuente: Elaboración propia (Civil 3D)

4.6. PROGRAMAS USADOS EN LA MODELACIÓN HIDRAULICA

El HEC-RAS Bidimensional (O unidimensional) es un software creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers). Este programa permite realizar análisis de flujo permanente y no permanente, unidimensional gradualmente variado, en lámina libre de agua para distintos gastos circulantes.

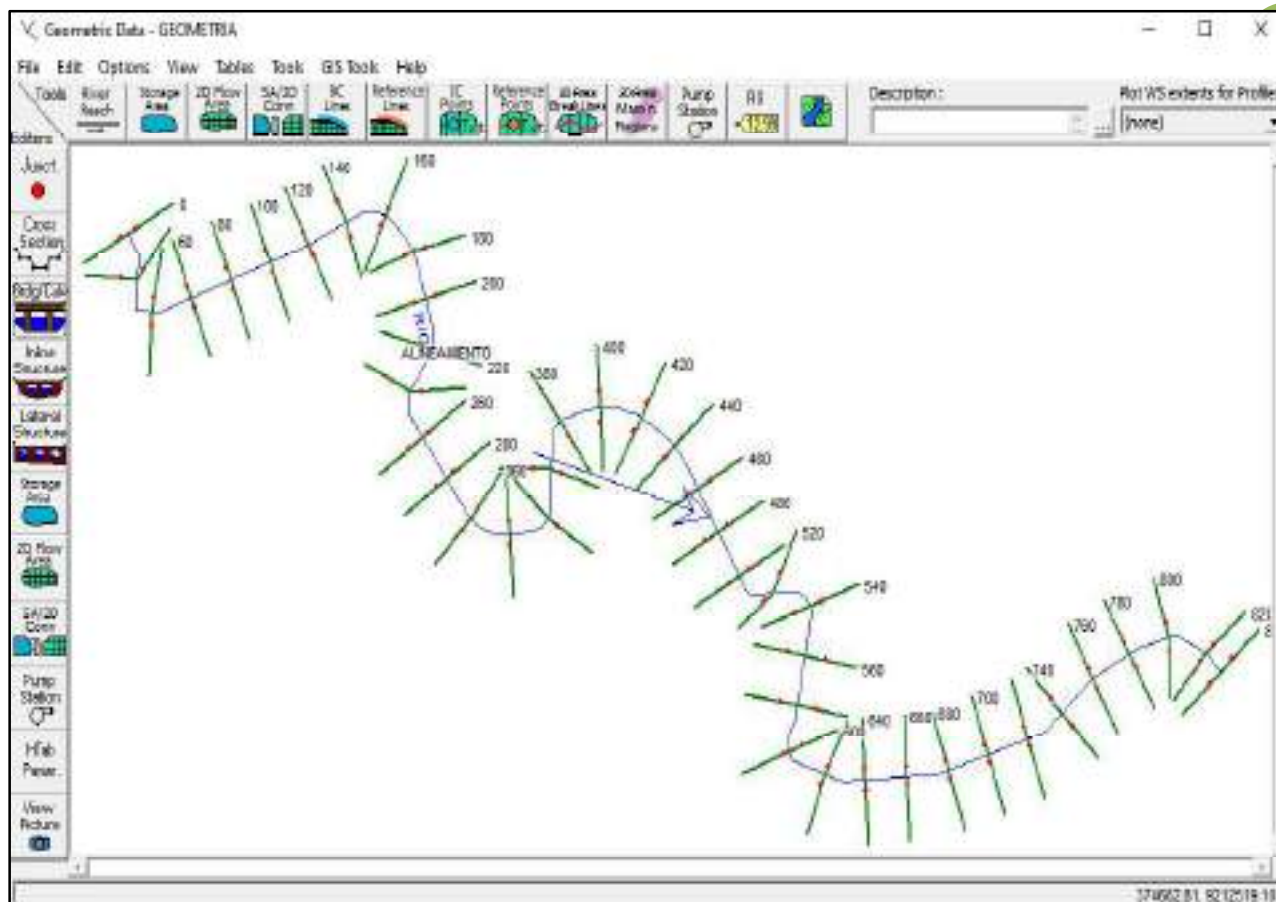
Entre sus características técnicas tenemos el cálculo hidráulico de estructuras, visualización grafica de datos y resultados, edición gráfica de secciones y ejecución en entorno Microsoft Windows.

El programa fue diseñado de manera que, por medio de la elaboración de modelos, se pueda realizar cálculos hidráulicos en una dimensión con régimen permanente o no permanente para una red completa de cauces abiertos: canales y ríos, e incluye cálculos de transporte de sedimentos y socavación en estructuras (Puentes y/o alcantarillas).

4.7. TRAMO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA PARA EL ESTUDIO:

Se simuló el seccionamiento del puente bajo las consideraciones de la topografía y batimetría entregada por la especialidad correspondiente (aguas arriba y aguas abajo del cauce de la quebrada El Líbano). En el gráfico N° 05, se muestra el sentido y el seccionamiento cada 20 ml de la forma de la quebrada.

Gráfico N° 05: Seccionamiento y Eje de cauce – Puente VALLE LA UNION – NUEVO PIURA



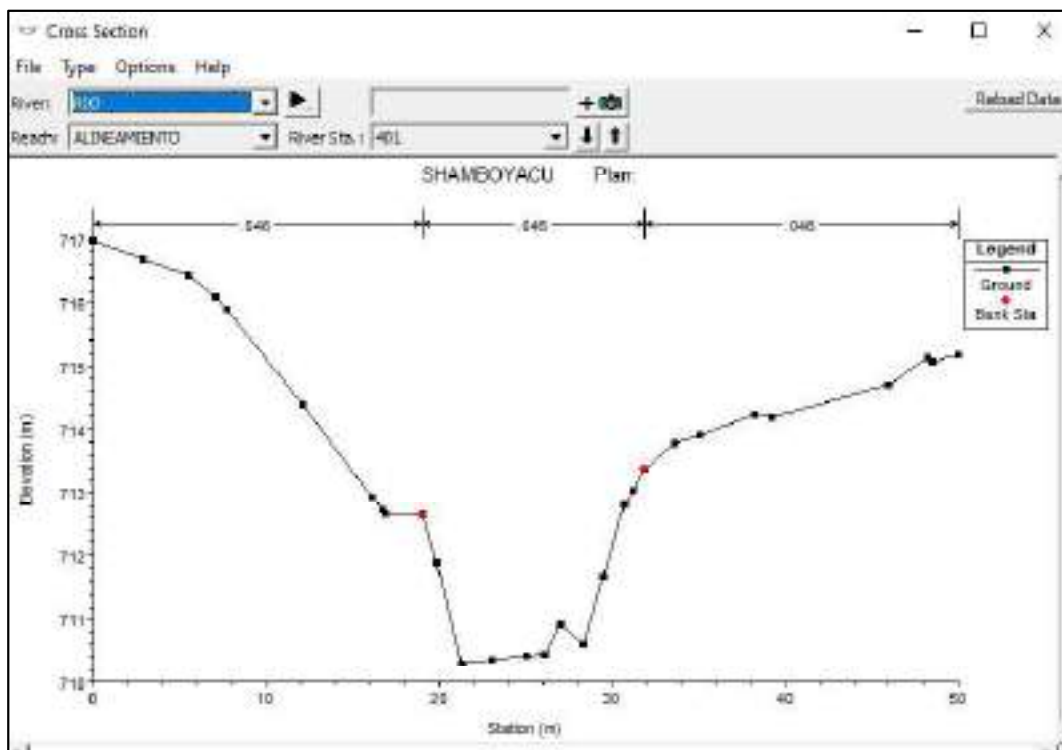
Fuente: Elaboración propia (HEC RAS)



La simulación se dará sobre la sección denominada “Km 00+401”, ya que es la que está inmediatamente aguas abajo del puente actual, tal y como se muestra en el gráfico N° 06.

Gráfico N° 06: Sección frontal 401 – Donde se proyectará el puente Valle La Unión – Nuevo Piura.

SECCION TRANSVERSAL ZONA DE UBICACIÓN PROYECTADA



80


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. Pizarro Baldera
 C.I.P. N° 23777
 JEFE DE LA UNIDAD DE GENERAL Y ESTUDIO


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRICOLA
 C.I.P. N° 23777

5.0 SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL PUENTE

Los perfiles hidráulicos se analizan considerando régimen supercrítico y subcrítico. Se empleó el modelo computacional HEC-RAS (River Analysis System; USACE).

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE SHAMBOYACU
PISCO - SAN MARTÍN
Ing. Víctor Hugo Saavedra Navarro
CIP: 236742
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

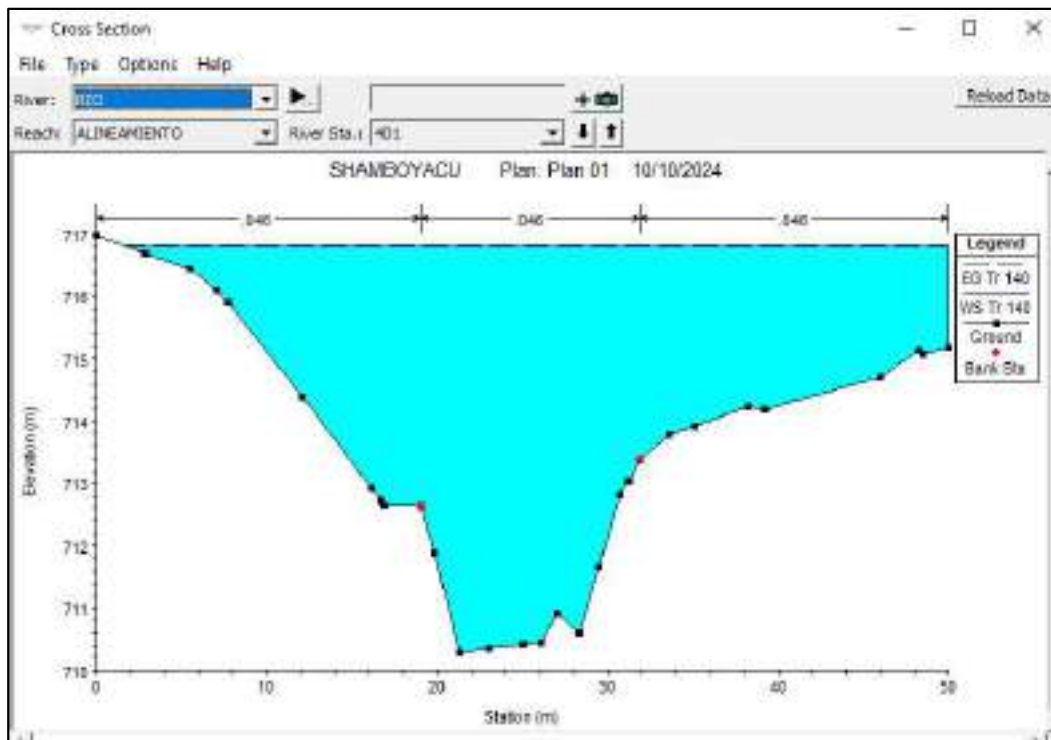
a) SIMULACIÓN CON CONDICIONES ACTUALES.

La simulación hidráulica se realizó para un caudal de periodo de retorno de 140 años, de 117.30 m³/s, la capacidad hidráulica trabajaría con un nivel de aguas máximas extraordinarias de 716.790 msnm, con una velocidad de salida de 1.00 m/s. Dicho esto, se selecciona la sección donde se ubicará el puente definitivo de 18.00 ml, tal como lo muestra el gráfico N° 07.

81

Este perfil también muestra un nivel de fondo de cauce de 710.300 msnm, un tirante máximo de 6.50 m.

Gráfico N° 07: Sección 401 con niveles para un Tr = 140 años (con Pte. Valle La Unión – Nuevo Piura).



Fuente: Elaboración propia (Civil 3D)

Dentro de los resultados obtenidos por el HEC RAS para un tiempo de retorno de 140 años, se evalúa la “Tabla de Perfiles de Salida” después de realizada la simulación hidráulica con el caudal y la pendiente del cauce, tal y como se muestra en el gráfico N° 08:

Víctor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

Gráfico N° 08: Valores hidráulicos de salida para un tiempo de retorno de 140 años.

Plan:					
E.G. Elev (m)	716.83	Elevat	Left CB	Channel	Right CB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.046	0.046	0.046
W.S. Elev (m)	716.79	Reach Len. (m)	23.72	20.00	16.98
Chl W.S. (m)		Flow Area (m2)	33.82	72.66	44.06
E.G. Slope (m/m)	0.000250	Area (m2)	33.82	72.66	44.06
Q Total (m3/s)	117.30	Flow (m3/s)	18.09	72.97	26.24
Top Width (m)	48.22	Top Width (m)	17.27	12.85	18.10
Vol Total (m/s)	0.78	Avg. Vel. (m/s)	0.53	1.00	0.60
Max Chl Depth (m)	6.50	Hydr. Depth (m)	1.96	5.66	2.43
Conv. Total (m3/s)	7280.8	Conv. (m3/s)	1123.1	4529.0	1028.8
Length Wtd. (m)	19.06	Wetted Per. (m)	17.92	14.97	19.07
Min Ch Cl (m)	710.30	Shear (N/m2)	4.81	12.36	5.04
Alpha	1.24	Stream Power (W/m2)	2.57	12.41	3.36
Frcn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	97.63	23.67	74.86
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	42.61	4.77	33.49

Errors, Warnings and Notes

Warning: The cross-section end points had to be extended vertically for the computed water surface.

Select Profile

82

Fuente: Elaboración propia (HEC RAS)

Finalmente, acabando con la simulación y obteniendo los parámetros hidráulicos se determinan los valores para el puente VALLE LA UNIÓN – NUEVO PIURA, con respecto a los niveles considerando un desnivel de 20 metros para aguas arriba y aguas abajo, y la velocidad máxima en la zona del eje de puente.

Cuadro N° 05: Valores hidráulicos de salida para un tiempo de retorno de 140 años.

LONGITUD TOTAL DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE (ml)	NIVELES DE AGUA PARA Q ₁₄₀ = 117.30 M ³ /S (TR: 140 AÑOS)	
	V _{MÁX} EN LA ZONA DEL EJE DEL PUENTE (m/seg)	NIVEL DE AGUA EN LA ZONA DEL EJE DEL PUENTE (msnm)
18	1.00	716.790

Fuente: Elaboración propia

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO: SAN MARTIN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
CIP: 23777
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTIMOS

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

6.0 CALCULO DE LA SOCAVACIÓN

Los cálculos de socavación general y socavación local en los estribos, se efectúan con el caudal de 500 años de periodo de retorno. En el cuadro N° 06 se presenta el valor máximo de velocidad que ocurre en los puntos de apoyo del puente, y niveles de agua en el eje del puente, que son resultados del programa HEC RAS para el caudal de $Q_{500} = 177.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cuadro N° 06: Resultados de parámetros hidráulicos para un caudal con $Tr = 500$ años.

TIEMPO DE RETORNO (Tr)	CAUDAL (m^3/Seg)	VELOCIDAD MÁXIMA (m/seg)	NIVEL DE AGUA MÁXIMA (msnm)
500	177.00	1.120	717.82

Fuente: Elaboración propia

83

Cross Section Output

File Type Options Help

River: RIO Profile: Tr 500

Reach: ALINEAMIENTO RS: 401 Plan: Plan 01

Plan: Plan 01 RIO ALINEAMIENTO RS: 401 Profile: Tr 500

E.G. Elev (m)	717.87	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.05	WT n-Val.	0.046	0.046	0.046
W.S. Elev (m)	717.82	Reach Len. (m)	23.17	20.00	16.90
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	53.34	85.93	62.76
E.G. Slope (m/m)	0.000258	Area (m2)	53.34	85.93	62.76
Q Total (m3/s)	177.00	Flow (m3/s)	35.17	96.22	45.61
Top Width (m)	50.00	Top Width (m)	19.05	12.85	18.10
Vel Total (m/s)	0.88	Avg. Vel. (m/s)	0.66	1.12	0.73
Max Chl Dpth (m)	7.53	Hydr. Depth (m)	2.80	6.69	3.47
Conv. Total (m3/s)	11018.5	Conv. (m3/s)	2189.2	5959.7	2839.4
Length Wtd. (m)	19.79	Wetted Per. (m)	20.56	14.97	20.90
Min Ch El (m)	710.30	Shear (N/m2)	6.57	14.53	7.60
Alpha	1.18	Stream Power (N/m s)	4.33	16.27	5.52
Frcn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	148.89	28.32	107.87
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	47.60	4.72	37.19

Errors, Warnings and Notes:

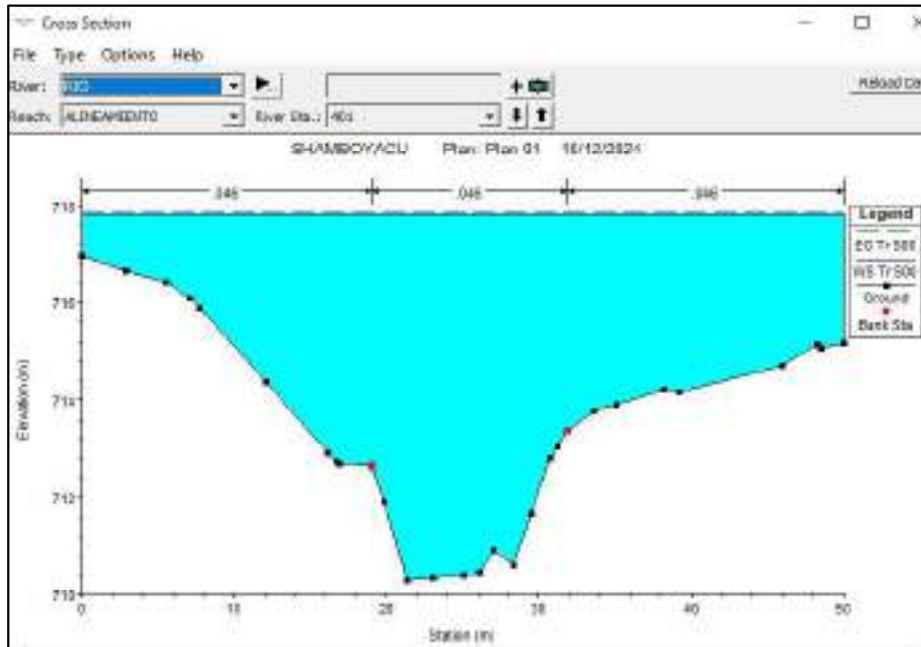
Warning: The cross-section end points had to be extended vertically for the computed water surface.

Select Profile

INGENIERIA CIVIL DE INGENIERIA
PROYECTO SAN MARTIN
Ing. José del C. Pizarro Baldera
CIP: 23777
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777



84

6.1. CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL (LISCHTVAN – LEVEDIEV):

El primer aspecto que considera esta metodología es la forma del cauce, esto si se trata de un cauce bien definido o no. Otro aspecto de importancia es que considera la textura del material de fondo, para este caso consideramos el material no cohesivo, grava y arena por lo tanto la fórmula del método será:

Velocidad Erosiva:

$$V_e = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x$$

Velocidad Real:

$$V_r = \frac{\alpha * H_o^{\frac{5}{3}}}{H_s}$$

Para hallar la profundidad de socavación (H_s), la condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales ($V_r = V_e$), se tiene:

Según el estudio de suelos realizados en la ubicación del puente, estos presentan cohesión en sus partículas. Ante ello la siguiente expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente (cuadro N° 09). Dicho esto, se tiene la siguiente expresión:

$$S = \left(\frac{\alpha * H_o^{\frac{5}{3}}}{0.60 * \gamma_d^{1.18} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 C.I.P. N° 23777

Donde:

Hs = Profundidad total después de producirse la socavación de fondo. Se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel de fondo erosionado en metros.

Ho = Profundidad inicial que existe en un determinado vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y nivel de fondo obtenido durante el estiaje en metros.

Yd = Peso específico del material seco que se encuentra a una profundidad Hs, medida desde la superficie del agua (Ton/m³).

β = $0.0973 \cdot \log(tr) + 0.79$; constante que depende del tiempo de retorno del caudal de diseño.

X = exponente que varía en función del peso específico, se obtiene del cuadro N° 08. **dm** = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión:

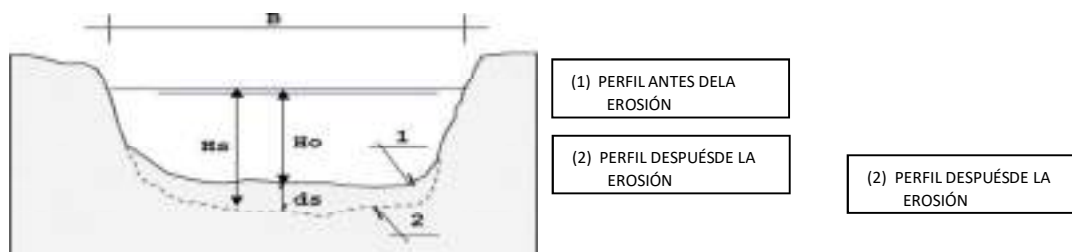
$$dm = 0.01 S di pi$$

En el cual:

di = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

pi = peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.

Gráfico N° 09: Parámetros para determinar la socavación General.



Fuente: Elaboración Propia.

α = Factor de energía que depende de la pendiente y

el coeficiente de rugosidad. Donde:

Qd = Caudal de diseño.

Be = Ancho efectivo en la sección descontando todos los obstáculos en metros.

Ym = Tirante medio de la sección.

μ = Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente, su valor se muestra en los cuadros adjuntos.



Para determinar los coeficientes " β " se calculan los datos del cuadro N° 07:

Cuadro N° 07: Valores del coeficiente β para suelos no cohesivos.

Periodo de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	Coeficiente β
	0.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.85
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1,000.00	0.10	1.07

86

Fuente: Elaboración Propia.

Para determinar la función de variación del diámetro de material no cohesivo se tiene el siguiente cuadro N° 08.

Cuadro N° 08: Exponente que varía según el diámetro medio

Suelos No Cohesivos		
Dm (mm)	X	$1/(1+X)$
0.05	0.43	0.70
0.15	0.42	0.70
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72
4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76
25.00	0.31	0.76
40.00	0.30	0.77
60.00	0.29	0.78
90.00	0.28	0.78
140.00	0.27	0.79
190.00	0.26	0.79
250.00	0.25	0.80
310.00	0.24	0.81
370.00	0.23	0.81
450.00	0.22	0.82
570.00	0.21	0.83
750.00	0.20	0.83
1,000.00	0.19	0.84

Fuente: Apuntes de Hidráulica Fuvul, Picandul - Kremer

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROVINCIA SAN MARTÍN
Ing. F. Saavedra Navarro
CIP: 236742
JEFE DE LA UNIDAD DE GENERAL Y ESTUDIOS

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación. En el siguiente cuadro N° 09 se muestra el factor de corrección “ μ ” por contracción del cauce.

Cuadro N° 09: Valores para el coeficiente de contracción “ μ ”.

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

87

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992.

Donde:

$\mu = 1.0$, si no hay obstáculos.

Por ende, con la información descrita anteriormente se procede a colocar la evaluación de los parámetros para los suelos cohesivos presentes en la zona aledaña al cauce del río. En el presente caso no hay obstáculos en el cauce, por lo tanto el valor de “ μ ” es igual a 1.

Calculo de β

Sabemos que: $\beta = 0.7929 + 0.0973 \log T_r$

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log 500$$

$$\beta = 0.7929 + 0.2626 = 1.0555$$

Por lo tanto, $\beta = 1.0555$

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PICOTA - SAN MARTÍN
Ing. Víctor Hugo Saavedra Navarro
CIP: 22453-03
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

Calculo del factor de energía α

α = coeficiente de sección, dependiente de las características hidráulicas

S = Pendiente del cauce en el tramo de ubicación del puente

n = rugosidad del cauce en el tramo de ubicación del puente, obtenido mediante el método de Cowan

Sabemos que:

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n}$$

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

S = 0.001..... (Tramo de interés, aguas arriba y aguas

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P N° 136742

abajo del puente, $L=780$ m)

$n = 0.046$ (Cowan)

$\alpha = (0.001)^{1/2} / 0.046$

Por lo tanto, $\alpha = 0.674$

CALCULO DE Hs

Teniendo en consideración que el diámetro medio del material del cauce es mayor a 1.00 mm, aplicaremos el método de LIST VAN LEBEDIEV para suelos granulares,

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

Ho = h.....Profundidad inicial que existe en un determinado vertical de la sección (Km 00+401) entre el nivel del agua al pasar la avenida y nivel de fondo obtenido durante el estiaje en metros.

$h = 6.69$ m..... para el caudal de $177.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ y un Tr de 500 años

$D_m = 1.021$ mm..... Estribo derecho

$D_m = 1.024$ mm..... Estribo izquierdo

Para el estribo izquierdo:



$$H_s = \left[\frac{0.674 \times 6.69^{5/3}}{(0.68) (1.0555) (1.024)^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$



Según el Cuadro N° 8, el valor se $(1/(1+x))$ es igual a 0.71

Por lo tanto, $H_s = 9.03$ m

Luego, la socavación general será igual a:

$D_s = H_s - H_o$

$D_s = 9.03 \text{ m} - 6.69 \text{ m} = 2.34 \text{ m}$

$D_s = 2.34 \text{ m}$



Cuadro N° 10: Cuadro resumen de parámetros para suelos no cohesivos (LISCHTVAN – LEVEDIEV):

DATOS	VALOR CALCULADO
Coeficiente Rugosidad	0.046
Pendiente del río	0.001 m/m
Luz de puente	18.00 m
Velocidad Media	1.00 m/s
Coeficiente Contracción	1
Coeficiente "X"	0.40
$(1/(1 + X))$	0.71

89

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, aplicando la fórmula para calcular la profundidad total después de producirse la socavación obtenemos el valor de la socavación general "Zg".

Cuadro N° 11: Cuadro resumen del resultado de la Socavación General (LISCHTVAN – LEVEDIEV):

PERIODO DE RETORNO (Tr)	CAUDAL TOTAL (m³/seg)	FACTOR DE ENERGÍA "α"	CONSTANTE "β"	Ho (m)	Hs (m)	SOCAVACIÓN ESTRIBO IZQUIERDO (Zg) m
500	177.00	0.674	1.0555	6.69	9.03	2.34

Fuente: Elaboración propia

Para el estribo derecho:

Dm= 1.021 mm.....Estribo derecho

$$H_s = \left[\frac{0.674 \times 6.69^{5/3}}{(0.68) (1.0555) (1.021)^{2.11}} \right]^{(1/(1+X))}$$

Según el Cuadro N° 8, el valor se $(1/(1+x))$ es igual a 0.71Por lo tanto, $H_s = 8.89$ m

Luego, la socavación general será igual a:

$$D_s = H_s - H_o$$

$$D_s = 8.89 \text{ m} - 6.69 \text{ m} = 2.20 \text{ m}$$

 $D_s = 2.20$ m

PERIODO DE RETORNO (Tr)	CAUDAL TOTAL (m³/seg)	FACTOR DE ENERGÍA "α"	CONSTANTE "β"	Ho (m)	Hs (m)	SOCAVACIÓN ESTRIBO DERECHO (Zg) m
500	177.00	0.674	1.0555	6.69	8.89	2.20

Por lo tanto, el valor de la Socavación General calculada aplicando el método de LISCHTVAN – LEVEDIEV es de **2.34 m**, se elige el valor mayor

6.2. SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS - MÉTODO DE ARTAMANOV.

Permite calcular no solo la profundidad de socavación al pie del estribo sino además al pie de espigones. En este caso el tipo de socavación depende de varios factores, destacando los siguientes:

- Relación entre el caudal que teóricamente es interceptado por el estribo o por el espigón y el caudal total que transporta el cauce.
- El talud que tiene los lados del estribo (R1).
- El ángulo formado por la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la obra.

La profundidad de la lámina de agua, incluyendo la profundidad de socavación al pie de un estribo y el tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por la siguiente formula:

$$Ds = P\alpha * Pq * Pr * Ho$$

Donde:

Ds = Socavación total al pie del estribo o espigón, medida desde la superficie libre del agua (m).

Pq = Coeficiente que depende de la relación Q1/Q2, con Q1, el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera y Q2 el caudal total que escurre por el río (Cuadro N° 13).

$$Pq = 1.4675 + 6.55238 \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right) - 4.0238 \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2$$

Donde:

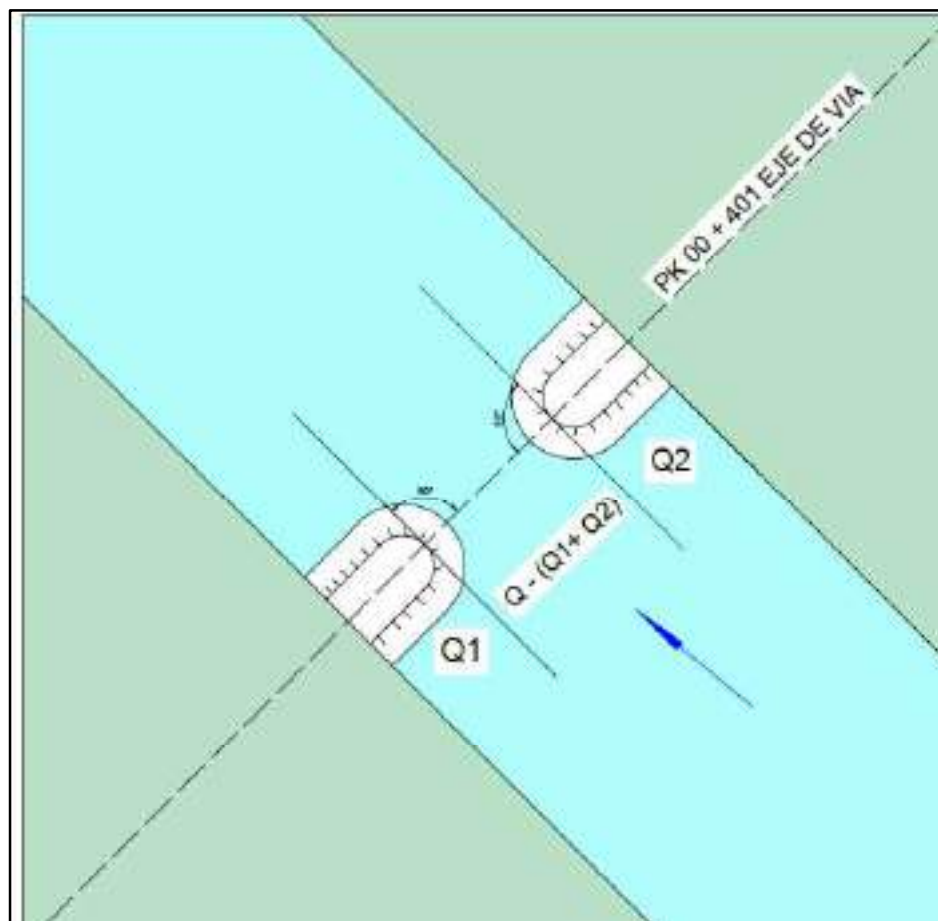
Pα = Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente (Cuadro N° 12).

Pr = Coeficiente que depende del talud que tiene los lados de la obra (Cuadro N° 14). Ho = Profundidad de lámina de agua en el sitio junto al estribo o al espigón antes de la erosión.

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Gráfico N° 10: interceptación de flujo por los estribos dentro del cauce (Método de Artamanov).



91

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

Fuente: Elaboración Propia.

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

H_T = Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente.

K_Q = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal.

K_m = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

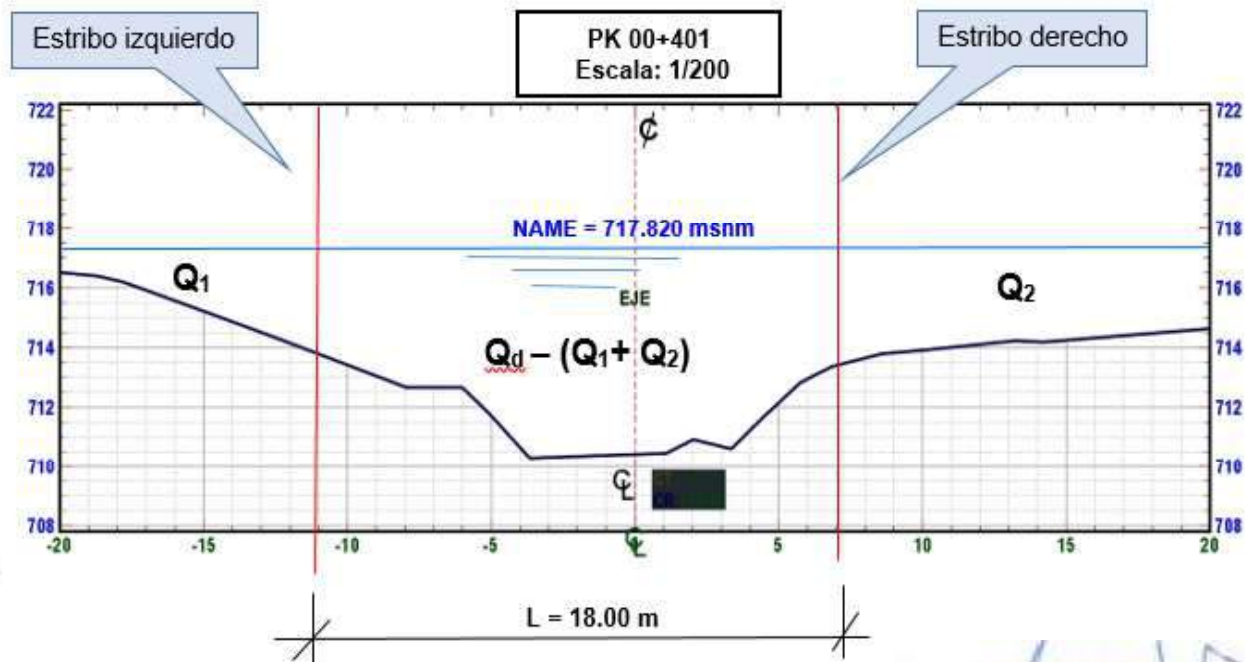
h = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

En el Gráfico N° 11, se presenta el esquema hidráulico para cálculo de la socavación aplicando el método Artamanov para el puente proyectado.

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PICOTA - SAN MARTÍN
Ing. Pizarro Baldera
CIP: 23777
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

Grafico 11: Esquema hidráulico socavación método Artamanov puente Valle La Unión – Nuevo Piura



Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 12: Valores para el Coeficiente que depende de la dirección de corriente:

Coeficiente de corrección K_θ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Cuadro N° 13: Valores para el Coeficiente teórico (Q_1/Q_d):

Coeficiente de corrección K_Q . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Cuadro N° 14: Valores para el Coeficiente con taludes aladaños:

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Coeficiente de corrección K_m . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Teniendo en consideración que para el puente en estudio, la intersección entre el eje de la corriente de agua y el eje del puente proyectado es de 90° , entonces se obtiene lo siguiente:

REPUBLICA DEL PERÚ
REGION SAN MARTÍN
Ingeniero Agrícola CIP N° 23777
Jefe de la Unidad de Obras y Estudios

PARAMETRO	VALOR	H _s
Angulo θ con la corriente 90°	$K_\theta = 1.00$	
Coefficiente Q_1/Q_2 igual a 0.1	$K_Q = 2.00$	4.68 m
Coefficiente talud estribos $m=1$	$K_m = 0.85$	
Tirante de agua h	$h = 6.69$ m	

93

Finalmente, se toman las consideraciones finales para la determinación de la socavación al pie de estribo en los márgenes derecho e izquierdo. Se debe considerar la fórmula inicial de "tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en metros (verificación de los resultados en el cuadro N° 15).

Cuadro N° 15: Valores del cálculo de la socavación al pie de estribos

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN AL PIE DE ESTRIBOS				
DATOS	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA		ESTRIBO MARGEN DERECHA	
TIRANTE EN LA ZONA CERCANA ANTES DEL ESTRIBO (m)	Ho	6.69	Ho	6.69
CAUDAL DE DISEÑO (m³/seg)	Qd	177	Qd	177
CAUDAL TEÓRICO (m³/seg)	Q1	17.1	Q1	17.1
$Q1 / Qd$	$Q1 / Qd$	0.10	$Q1 / Qd$	0.10
COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA RELACIÓN $Q1/Q$	Pq	2.00	Pq	2.00
ÁNGULO QUE FORMA EL EJE DE ESTRIBO CON LA CORRIENTE	α	90°	α	90°
COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL ÁNGULO ($^\circ$)	Pa	1.00	Pa	1.00
TALUD QUE TIENE EL ESTRIBO	r	1.00	r	1.00
COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL TALUD DE ESTRIBO	Pr	0.85	Pr	0.85
SOCAVACIÓN AL PIE DEL ESTRIBO (m)	Ds (izq)	4.68	Ds (Der)	4.68

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto, el valor de la Socavación Local calculada aplicando el método de ARTAMANOV es de 4.68 m.

ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

Con todos los parámetros hidráulicos encontrados, se procede a generar el cuadro resumen de parámetros hidráulicos para el puente Valle La Unión – Nuevo Piura y el gráfico de consistencia.

Cuadro N° 16: Resumen del modelamiento hidráulico – Puente Valle La Unión – Nuevo Piura.

PARÁMETROS HIDRÁULICOS - PUENTE VALLE LA UNION – NUEVO PIURA (QDA EL LIBANO)			
Datos Iniciales	Nro.		
	Puente (nombre)		Valle La Unión – Nuevo Piura
	Estructura Existente		Puente de madera
	Tipo de Intervención		Renovación
	Progresiva Inicial (km)		00+000
	Progresiva Eje (km)		00+401
	Progresiva Final (km)		00+780
Hidráulica	Periodo de Retorno (años)		140
	Caudal (m ³ /s)		117.30
	Nivel Fondo de Cauce - Min Ch El (msnm)	Aguas Arriba	710.30
	NAME - W.S. Elev (msnm)	Aguas Arriba	716.800
	Nivel Fondo de Viga (msnm)		719.300
	Galibo o Borde Libre (m)		2.50
	Tirante - Max Chl Dpth (m)		6.45
	Espejo de Agua - Top Width (m)		18.00
	Velocidad - Vel Total (m/s)		1.00
	Luz Hidráulica (m)		18.00
Socavaciones	Periodo de Retorno (años)		500
	Caudal (m ³ /s)		177
	Nivel de Fondo de Cauce - Min Ch El (msnm)	Aguas Abajo	710.300
	NAME - W.S. Elev (msnm)		717.82
	Tirante - Max Chl Dpth (m)		6.69
	Espejo de Agua - Top Width (m)		49.95
	Área Hidráulica - Flow Area (m ²)		150.54
	Diámetro medio de partícula (mm)		1.024
	Socavación General (LISCHTVAN LEBEDIEV)		2.34
	Nivel de la Socavación General (msnm)		707.960

Fuente: Elaboración Propia.


Victor Hugo Saavedra Navarro
 INGENIERO CIVIL
 JEFE DE PROYECTO
 C.I.P. N° 136742


 ESPECIALISTA
 HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
 Ing. José del C. Pizarro Baldera
 INGENIERO AGRÍCOLA
 CIP. N° 23777


 INGENIERO CIVIL DE SHAMBOYACU
 PROYECTO - SAN MARTÍN
 Ing. Fidel Pérez Alcázar
 CIP. N° 2635030
 INGENIERO DE OBRAS DE VIAL

7.0 CONCLUSIONES

- El nivel de agua NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) para el caudal con un periodo de retorno de 140 años en la sección del puente Proyectado VALLE LA UNIÓN – NUEVO PIURA (Sección Km 00+401 del perfil en HEC RAS) es de 716.800 m.s.n.m.
- La velocidad promedio para un caudal con un periodo de retorno de 140 años en la sección del puente proyectado (Sección Km 00+401 del perfil en HEC RAS) es de 1.00 m/s generando un flujo subcrítico con un numero de Froud de 0.13.
- El espejo de agua para el caudal con periodo de retorno de 140 años en la sección del puente VALLE LA UNION – NUEVO PIURA (Sección Km 00+401 del perfil en HEC RAS) es de 49.95 m.
- La socavación general del cauce del río sobre la quebrada El Líbano en los tramos de estudio para un caudal con periodo de retorno de 500 años es de 2.34 m. Asimismo, los valores de las socavaciones al pie de los estribos para las márgenes izquierda y derecha son de 4.68m y 4.68 m, respectivamente.

95

ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRICOLA
CIP. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO SAN MARTIN

Ing. Fidel Pérez Alcivar
CIP: 2635030

8. RECOMENDACIONES

- Utilizar los caudales máximos obtenidos de la evaluación y en la microcuenca del puente en mención.
- Se recomienda compatibilizar la información evaluada con la especialidad de estructuras y obras de arte; con el fin de, verificar si los niveles para la subestructura están considerados de manera óptima.
- Se recomienda colocar un puente definitivo de concreto armado de 18.00 ml, con el fin de darle transitabilidad y una sección homogénea a la vía existente.
- Se recomienda que, en el proceso de ejecución de la obra, se puedan considerar sub drenes transversales en ambas márgenes del puente para poder filtrar el agua en épocas de lluvia y poder bajar el nivel freático tal como como se especifica en los estudios de mecánica de suelos, geología y geotecnia.
- Se recomienda a la municipalidad distrital de Shamboyacu considerar la limpieza del cauce de río en la ubicación donde se ubicará el puente; debido a que, hay presencia de sedimentos estancados y zonas inundable por la presencia de baja pendiente en la zona.

96

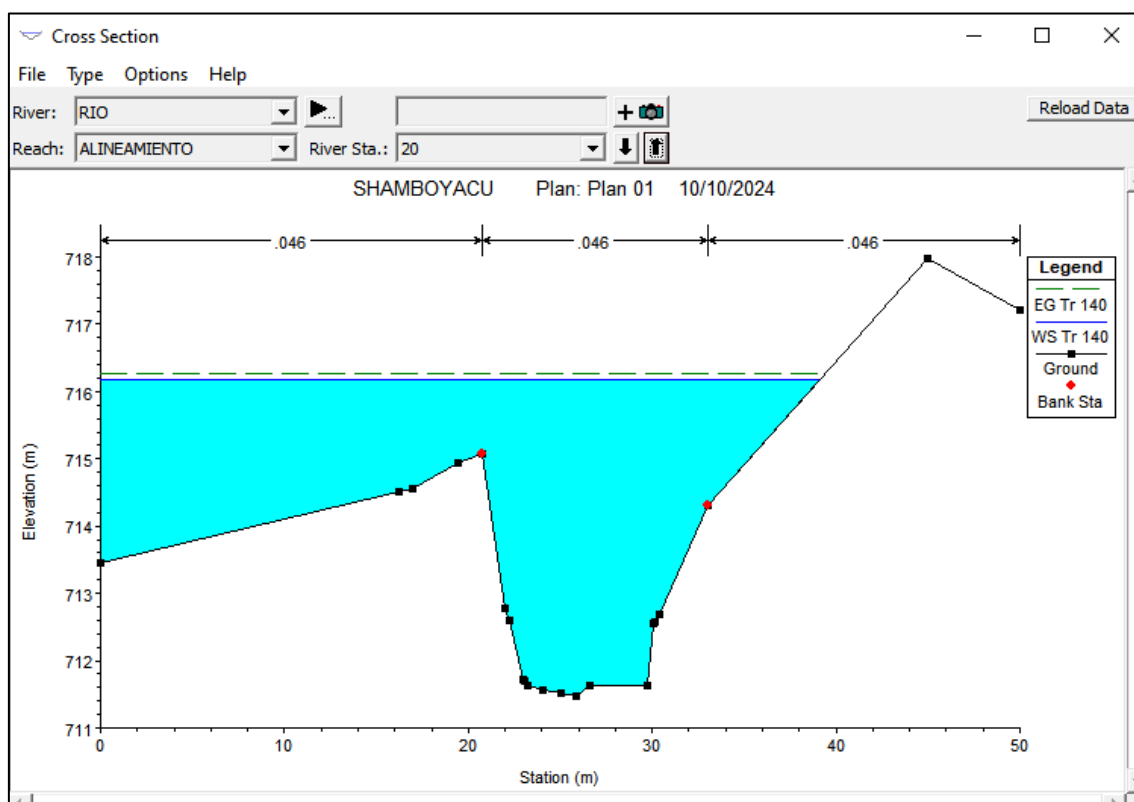
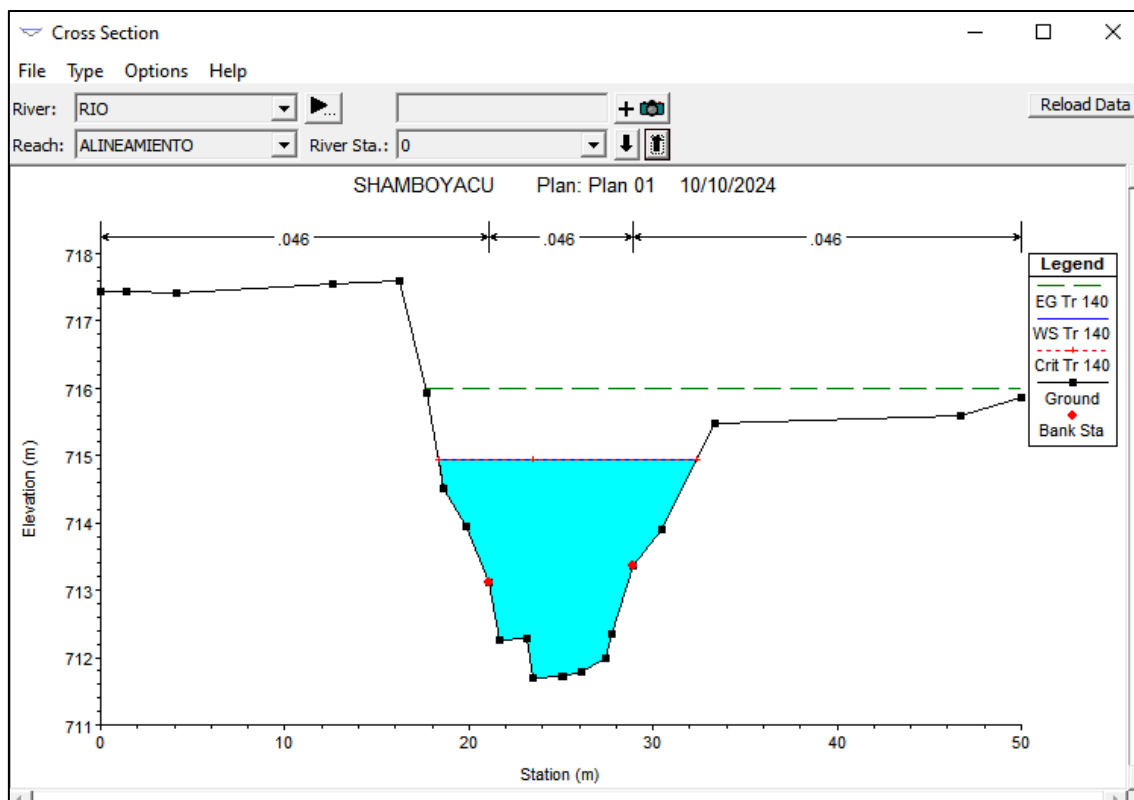
ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Ing. José del C. Pizarro Baldera
INGENIERO AGRÍCOLA
CIP. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

GOBIERNO DISTRICTAL DE SHAMBOYACU
PEDRO SAN MARTIN

Ing. P. Sánchez
CIP: 224504
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

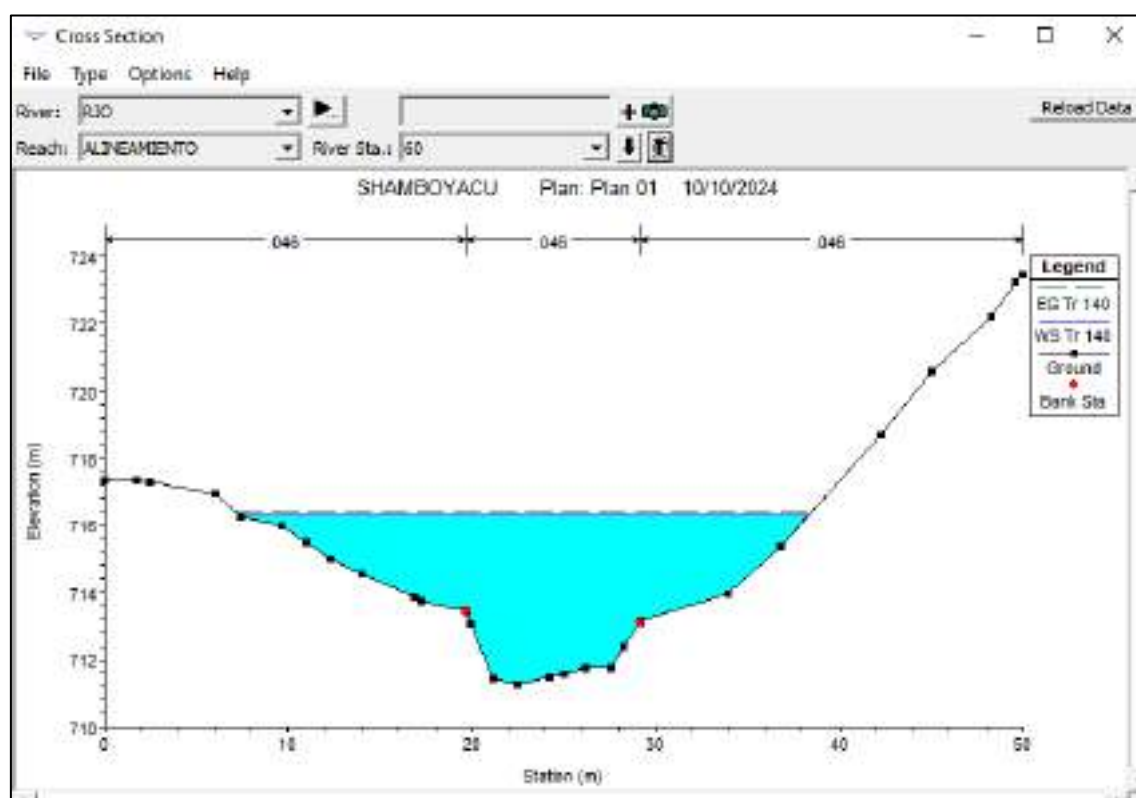
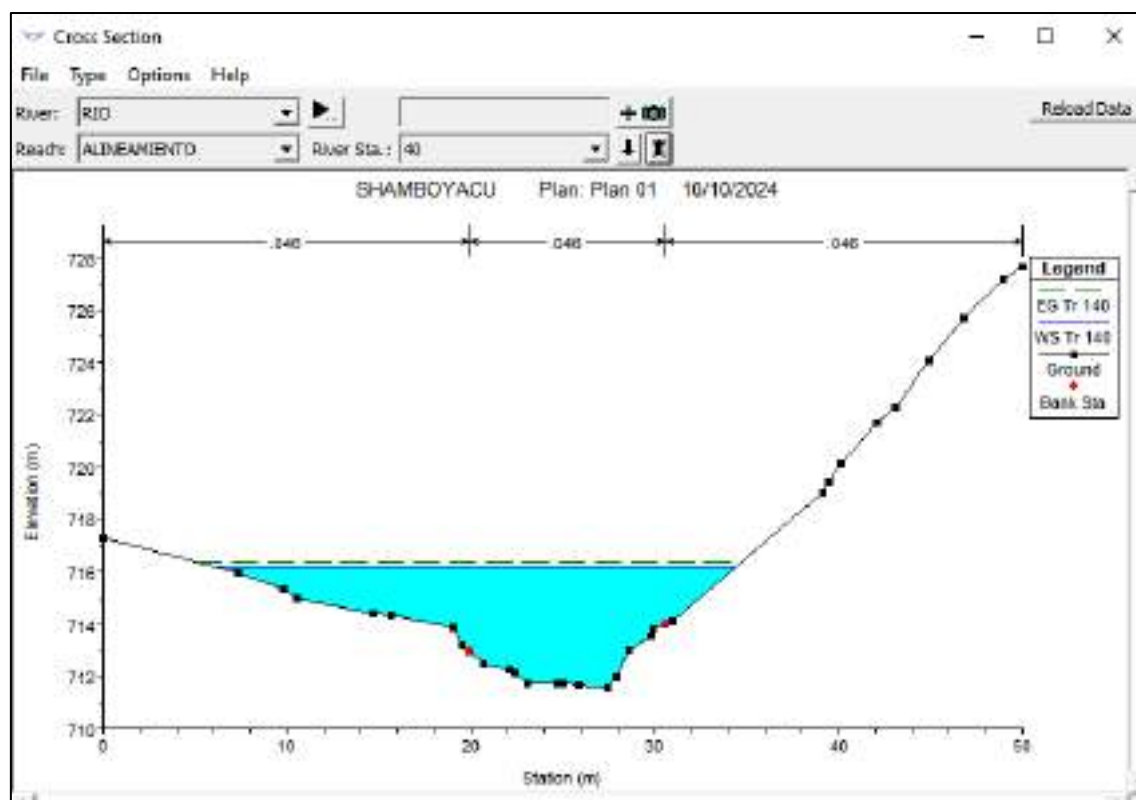
Ing. José del C. Pizarro Saldívar
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU
PIEDRA - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 25950

JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



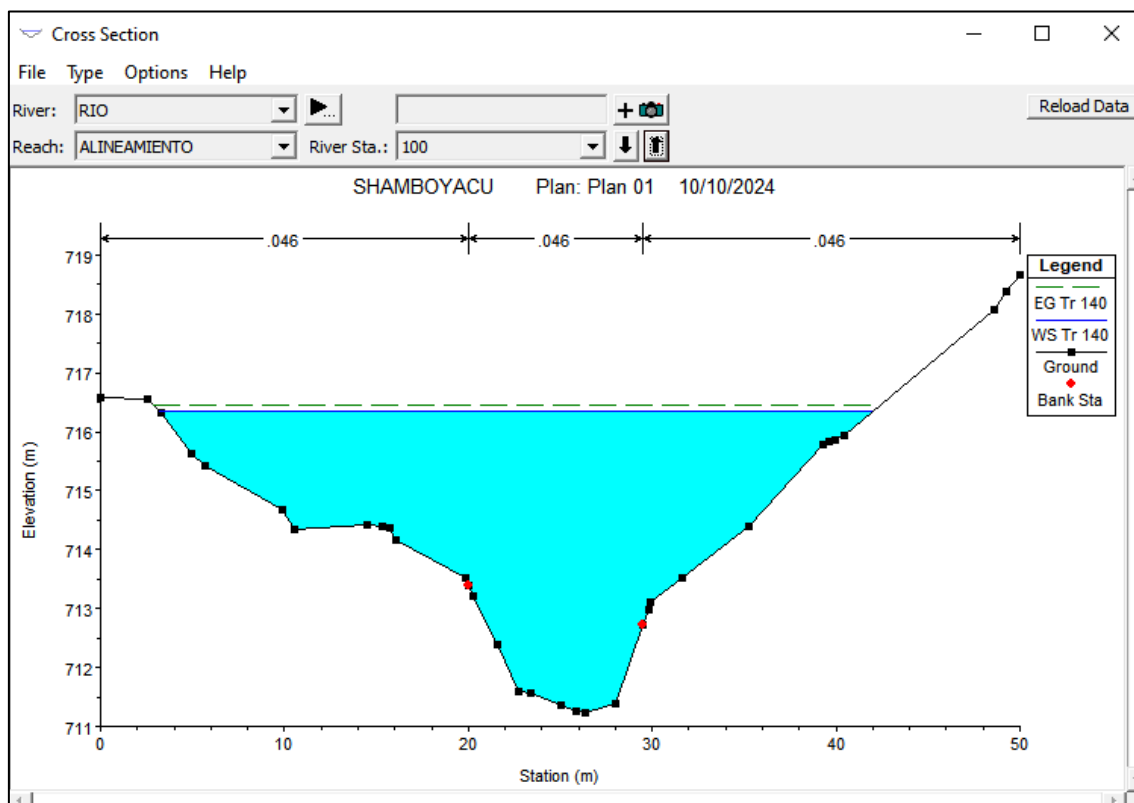
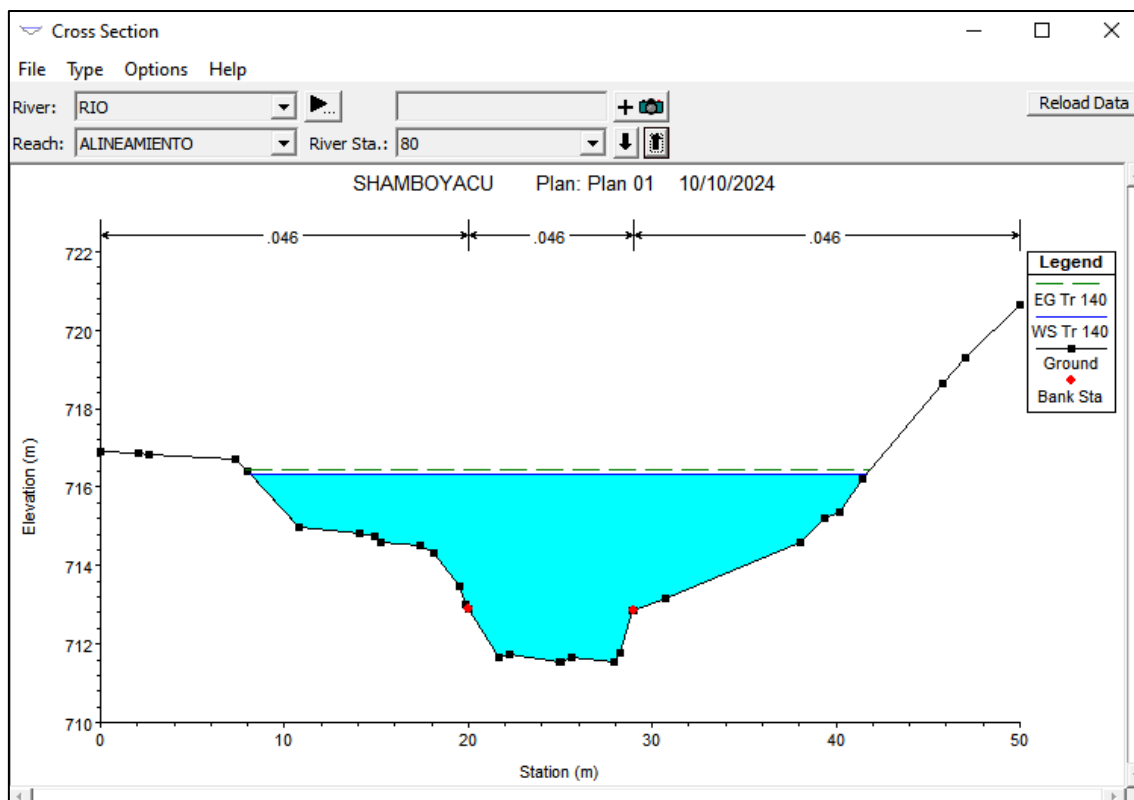
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Puente Galdames
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25953-
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

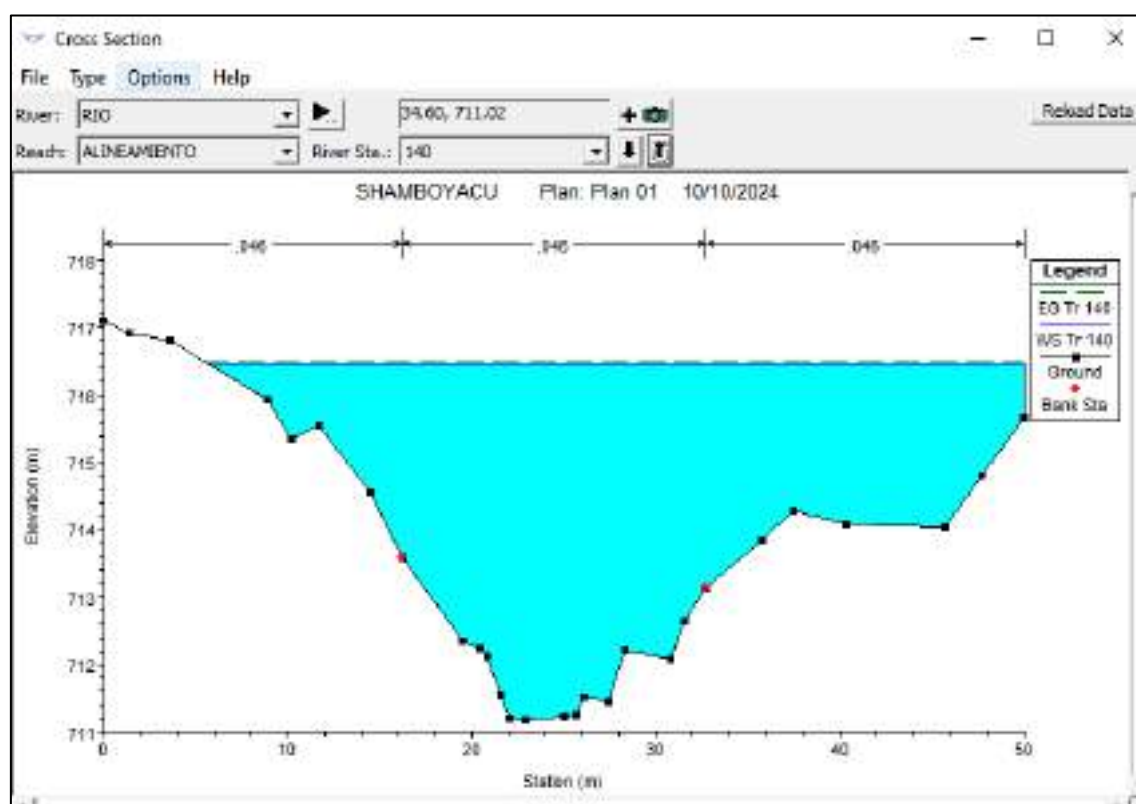
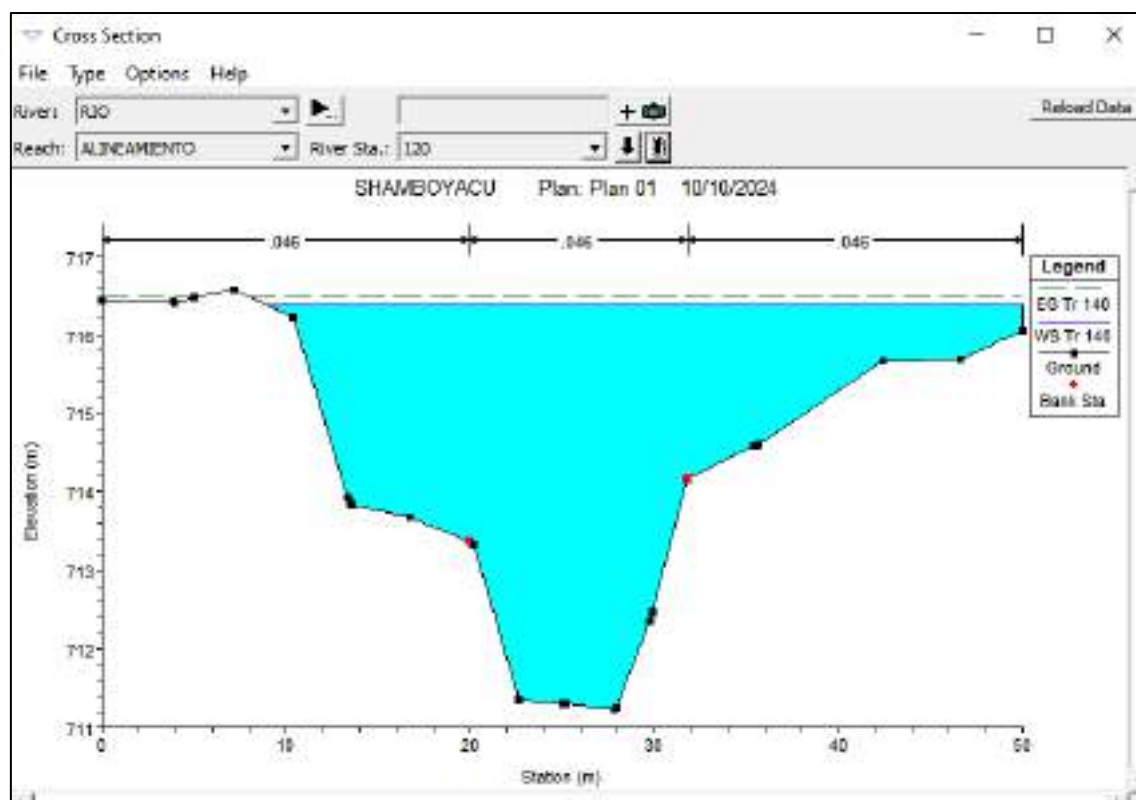
Ing. José del C. Puente Sotillo
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23717

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PUEBLO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Alcivar
C.I.P. N° 25953

JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



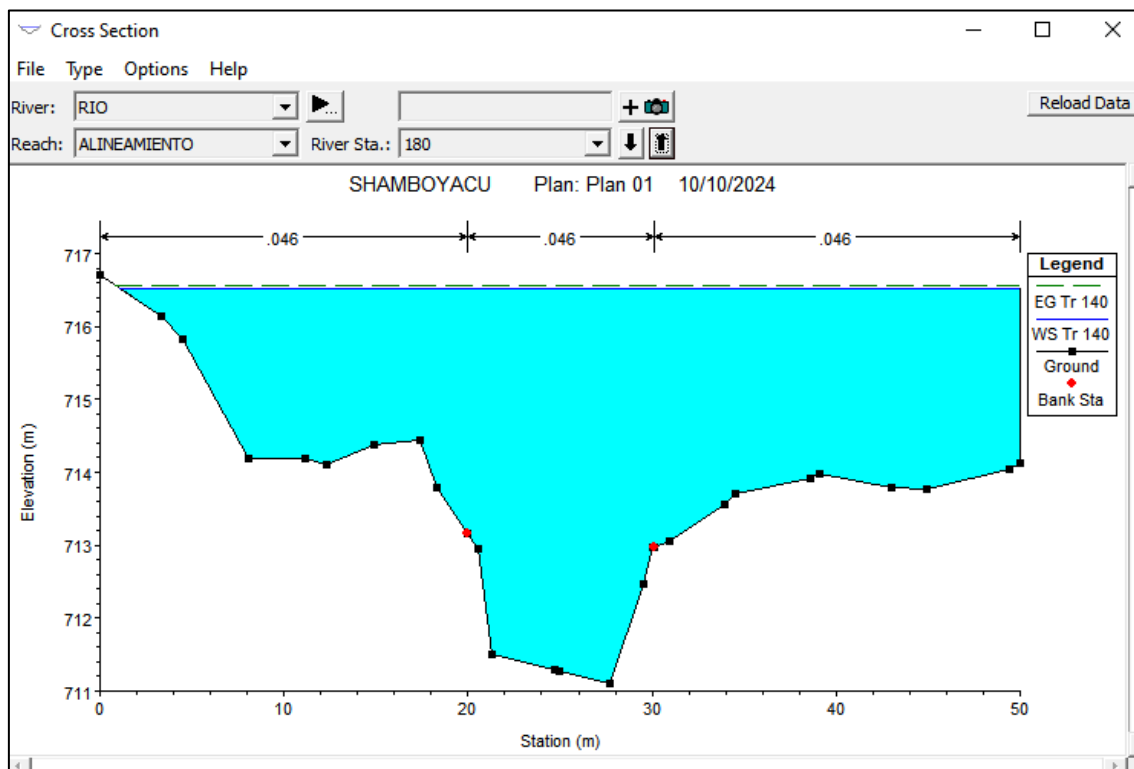
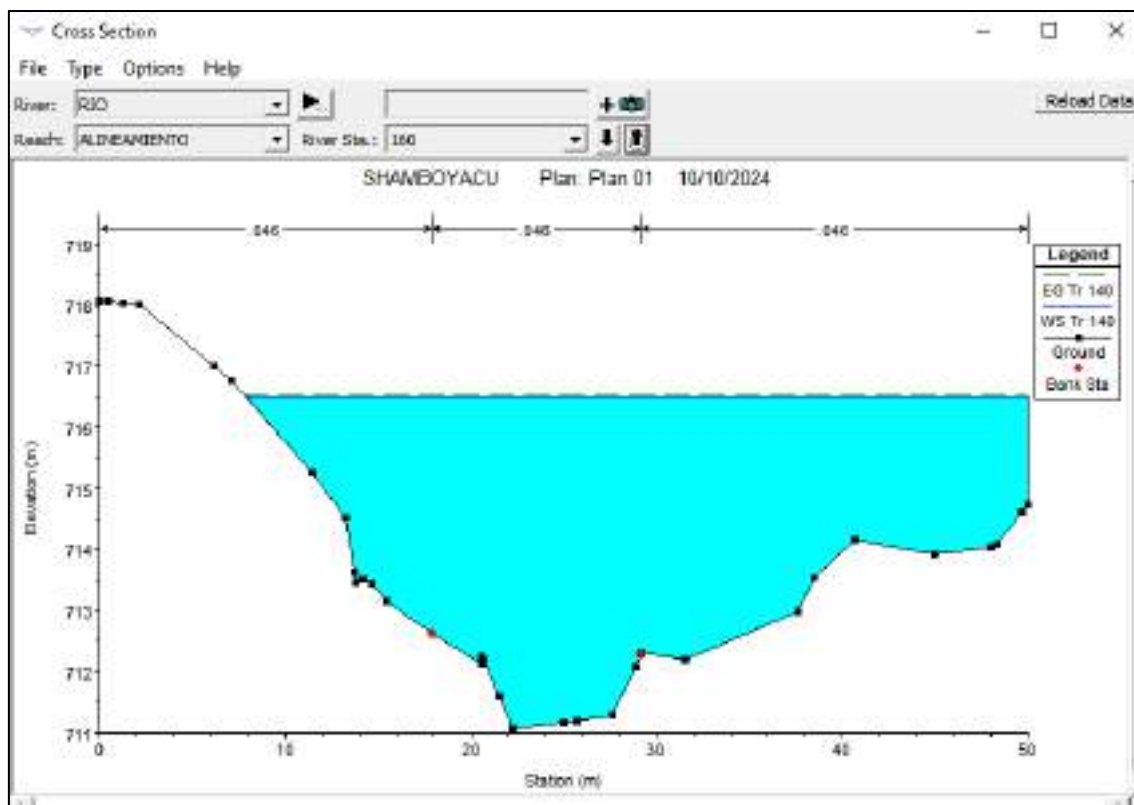
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Puerto Gordón
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23717

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25953



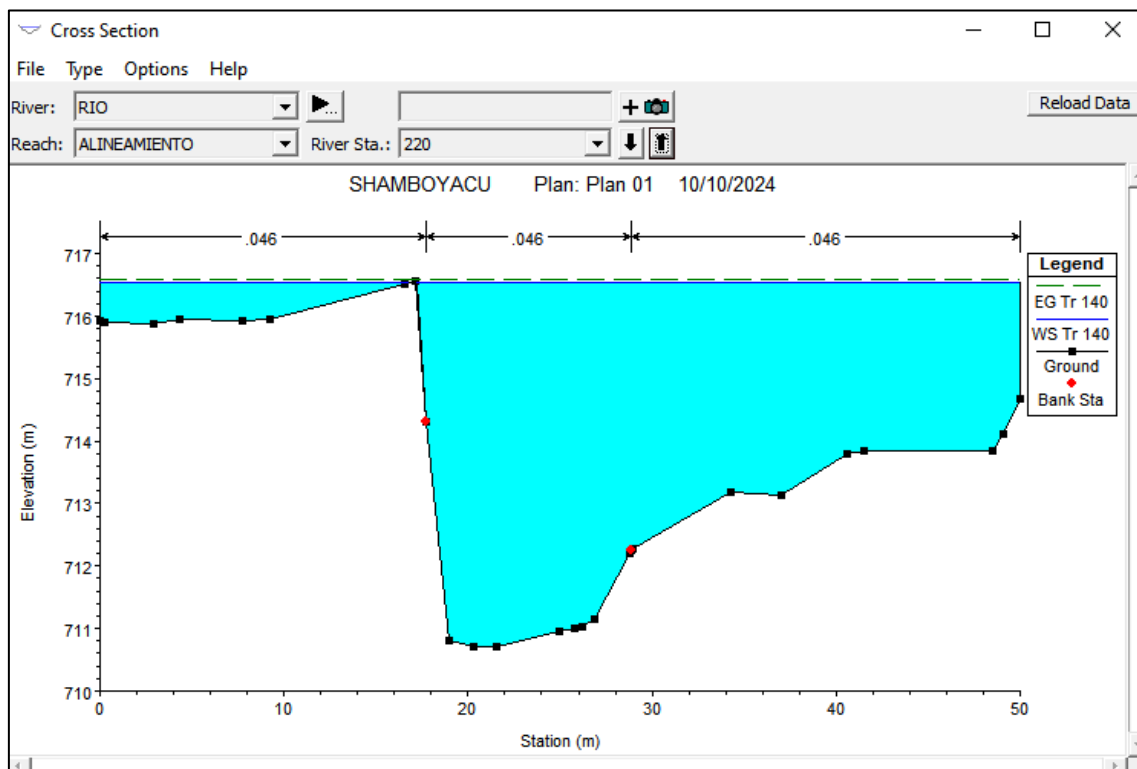
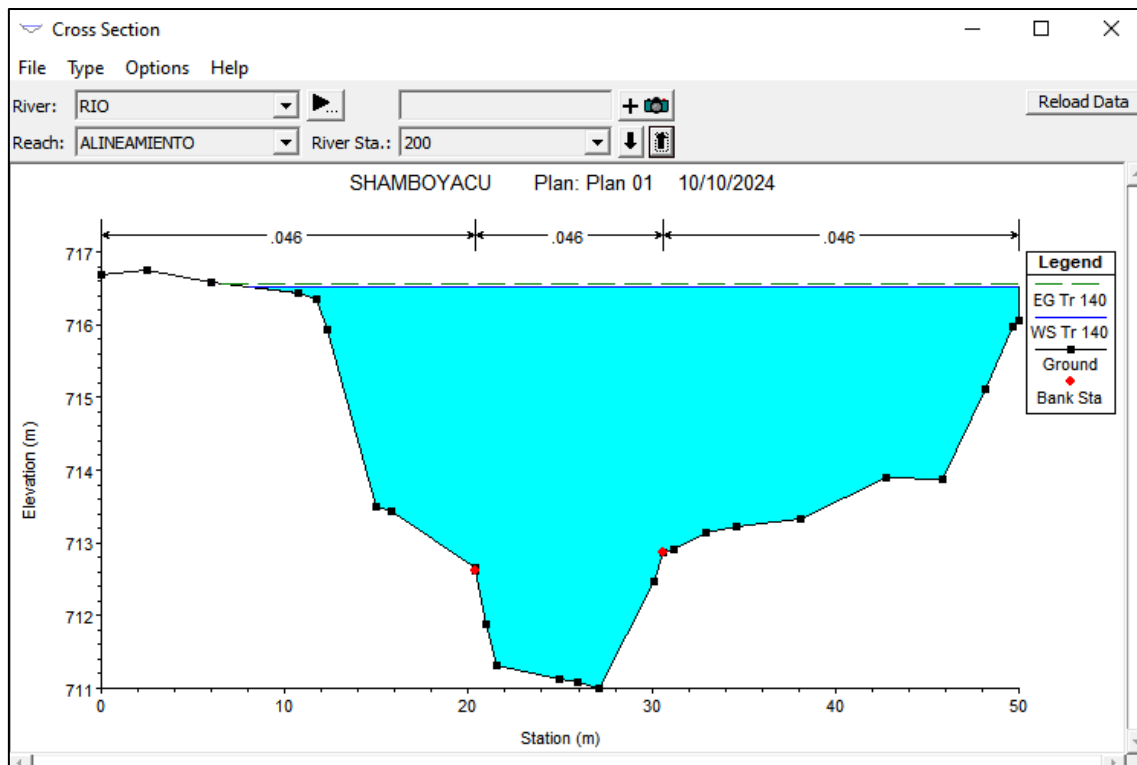
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Puerto Gordón
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23717

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25953



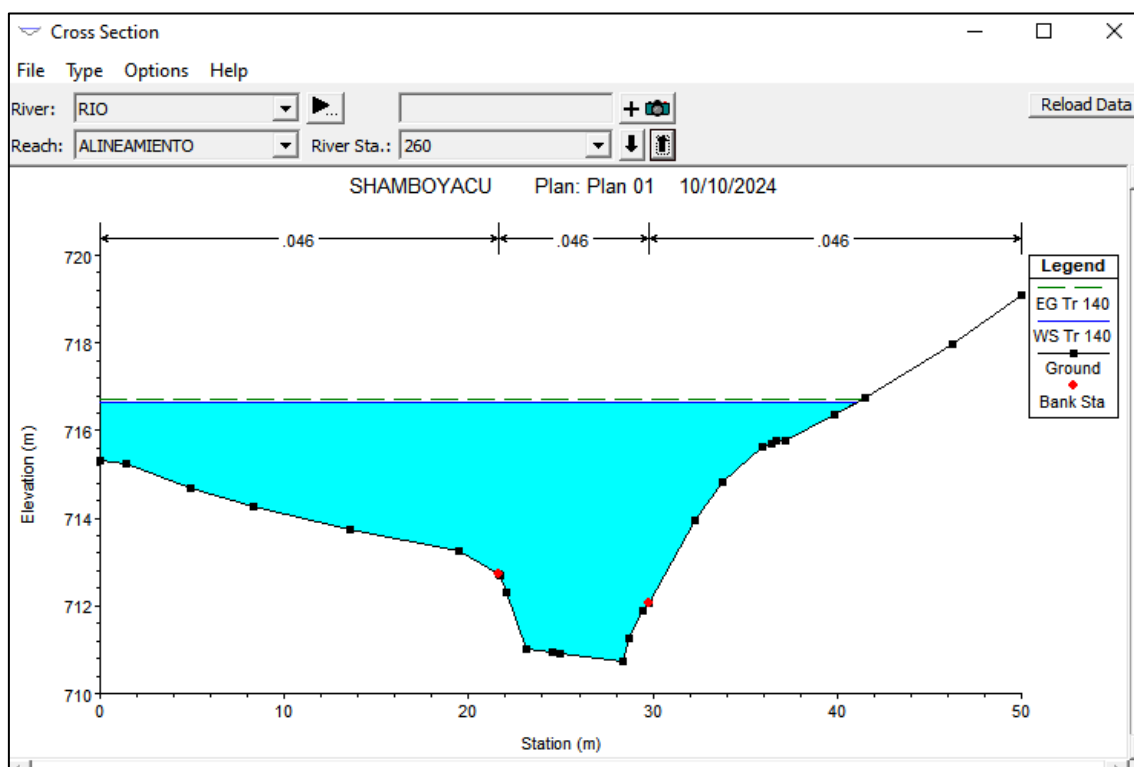
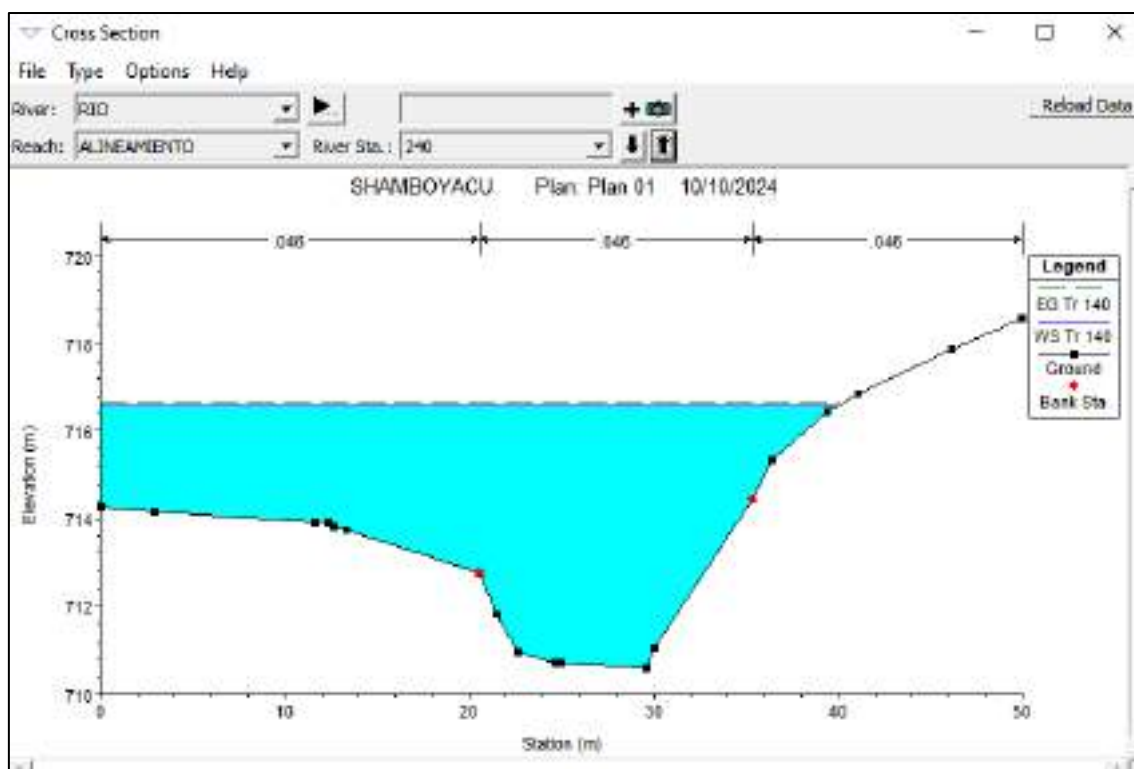
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Piñero Gudiño
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU
PIQUETE - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 229563
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIONES Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

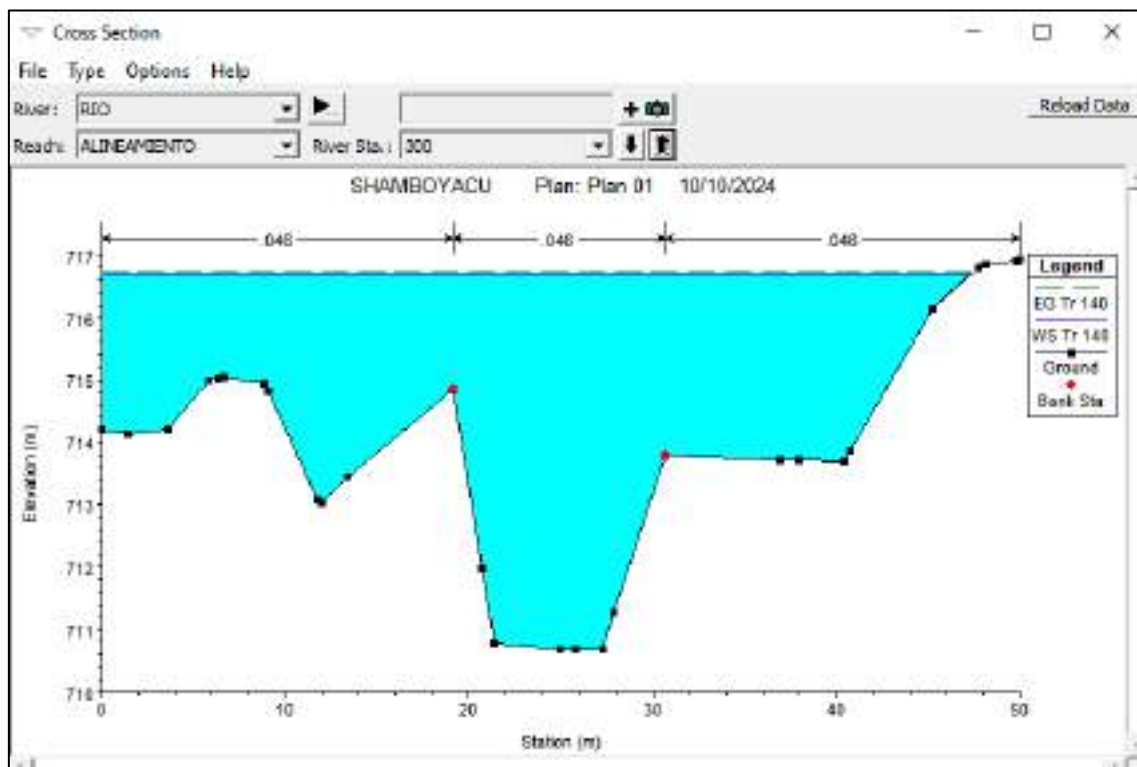
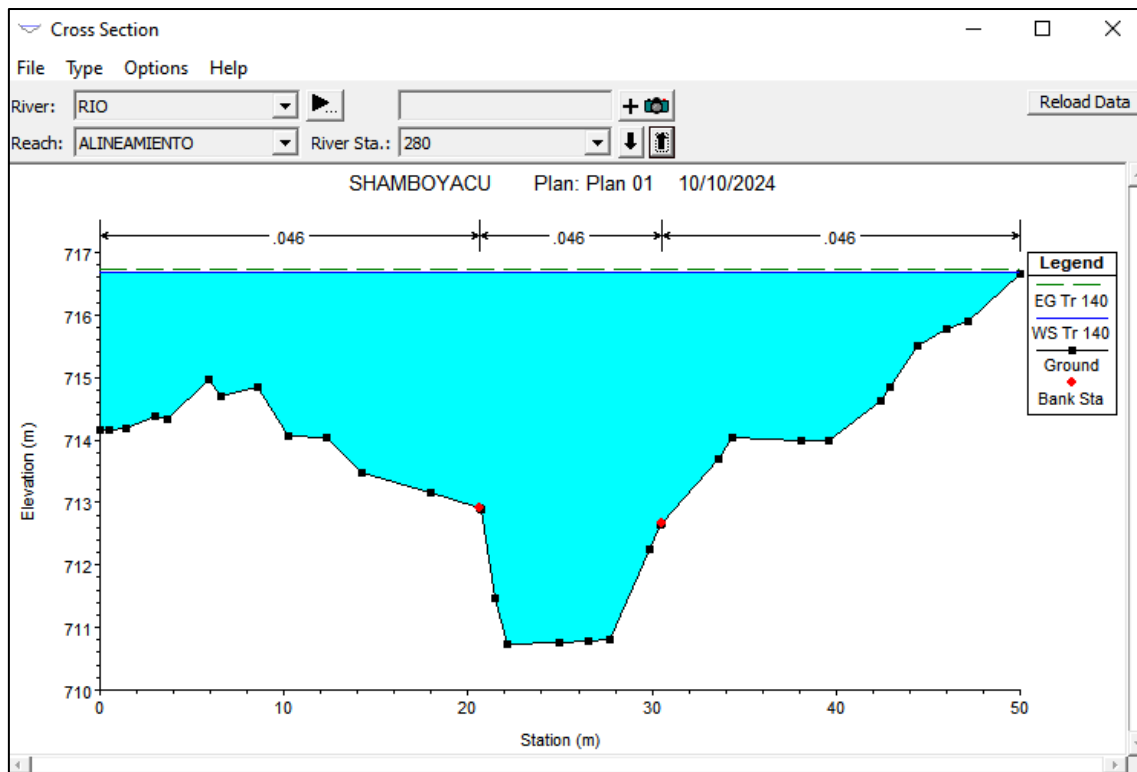
Ing. José del C. Pizarro Sotillo
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 22953

JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



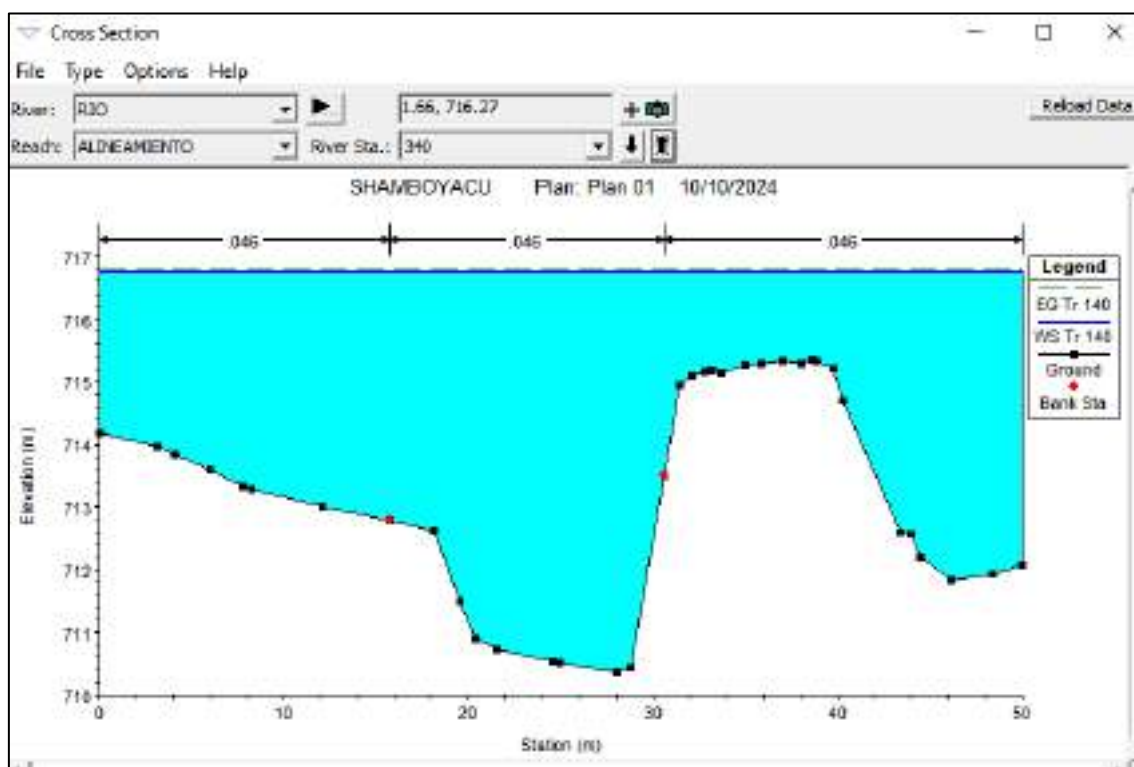
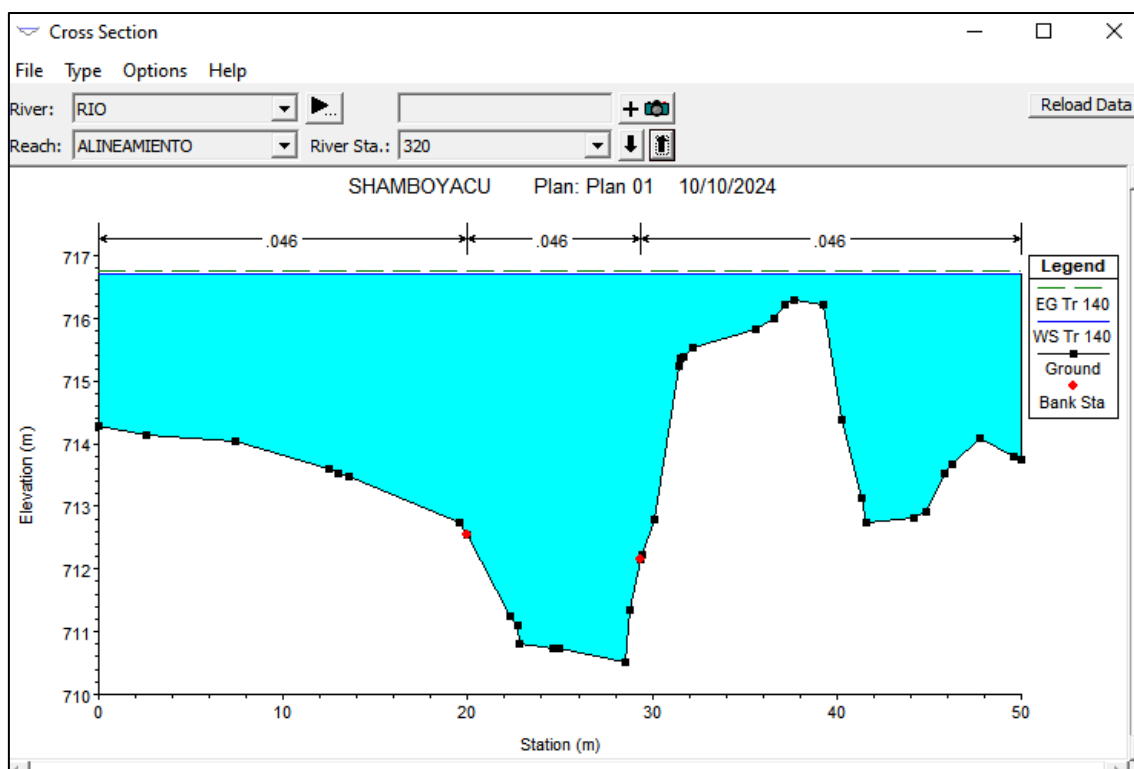
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Pizarro Saldívar
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PIQUETE - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 259563
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



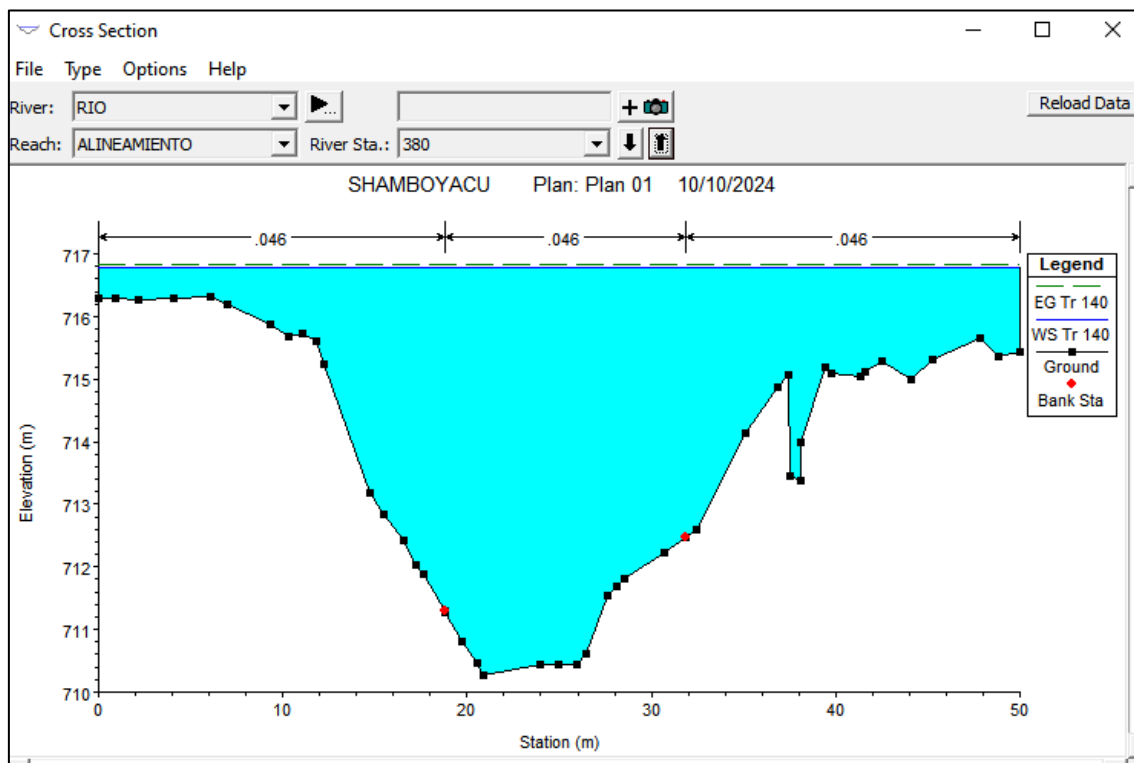
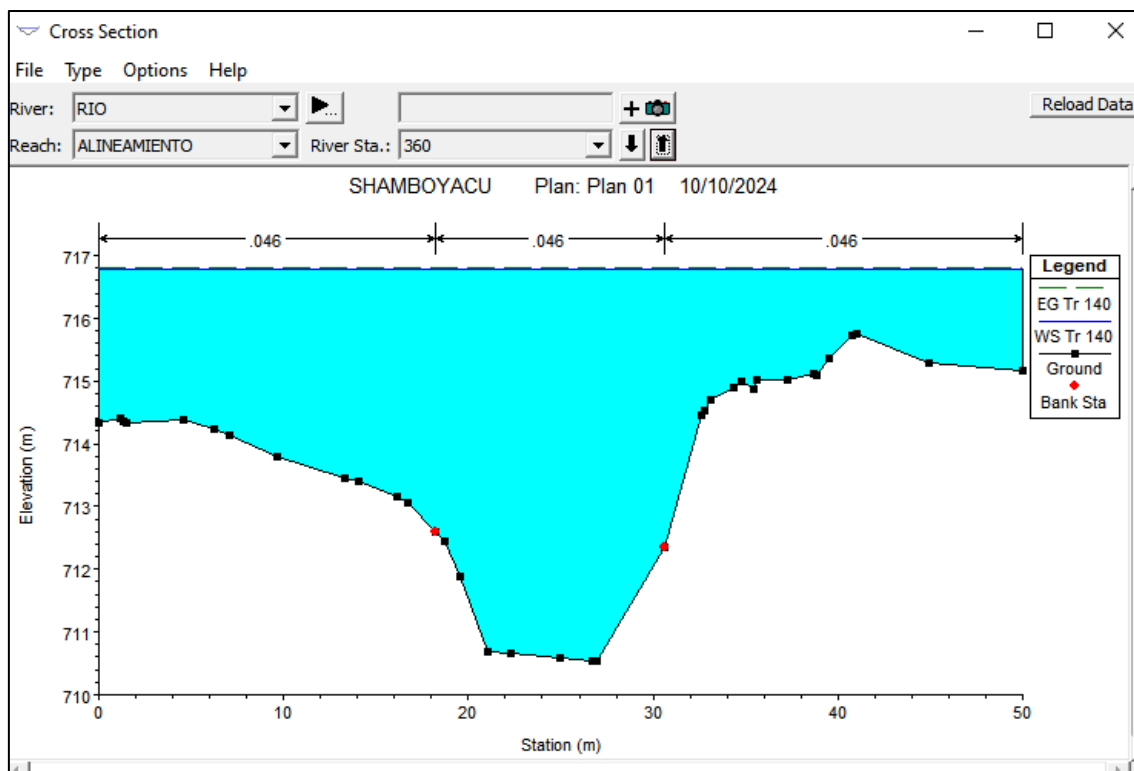
ESPECIALISTA
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Ing. José del C. Puente Gaitan
INGENIERO AGRÍCOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTÍN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25553-3
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

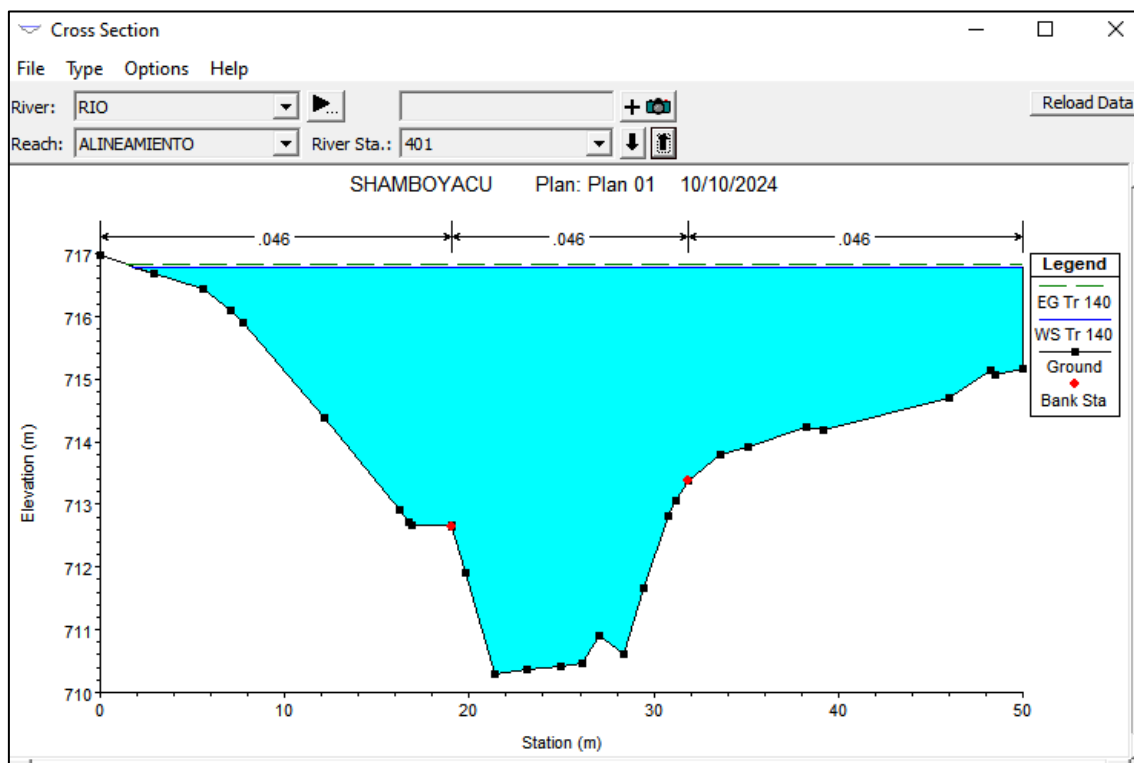
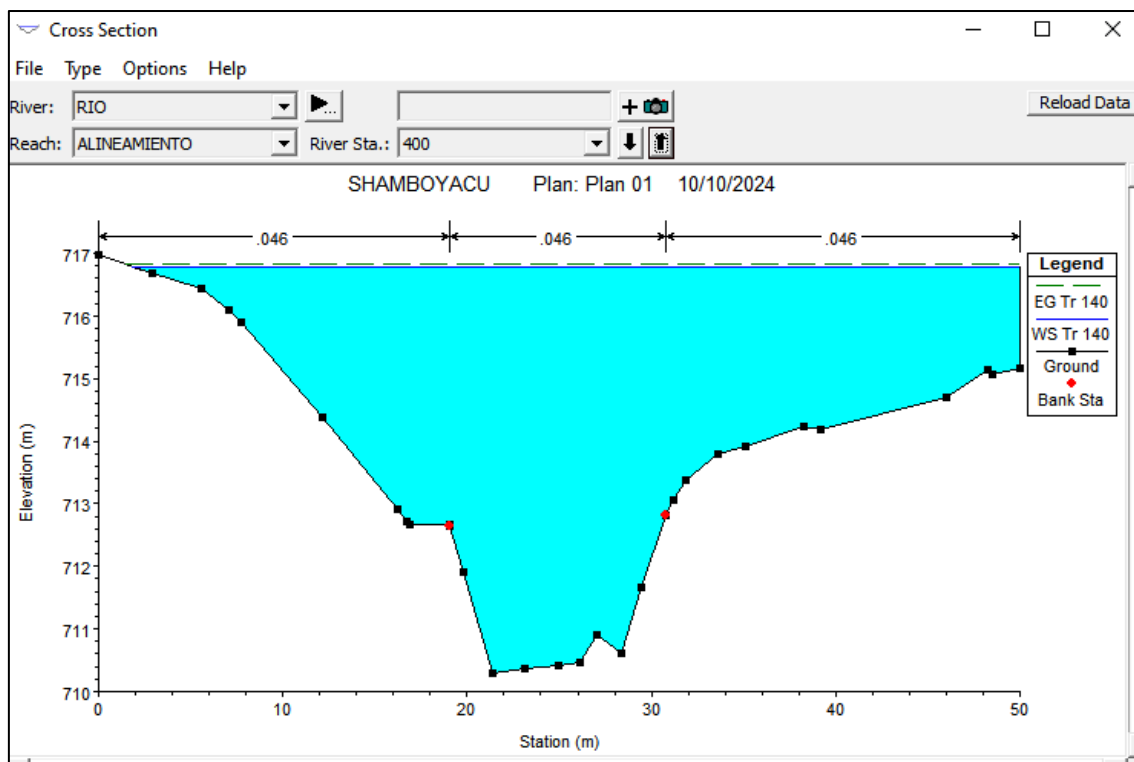
Ing. José del C. Pizarro Saldarriaga
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22717

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PIQUITA - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 22953

JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIONES Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

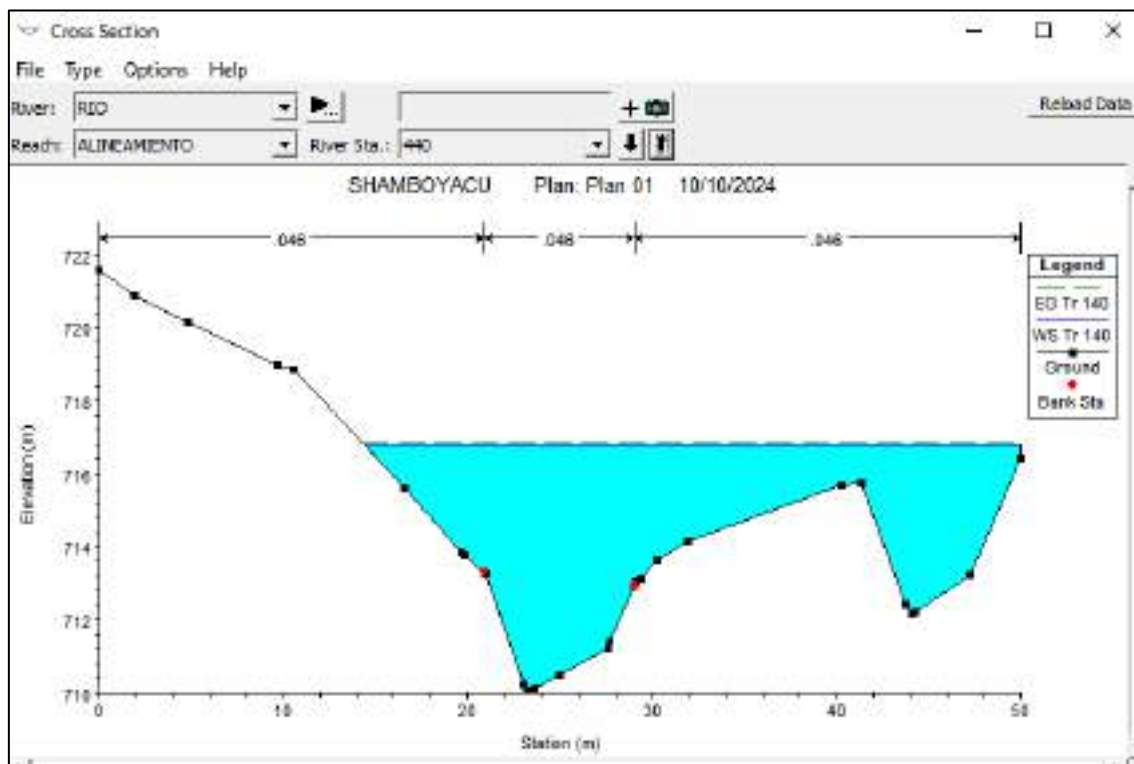
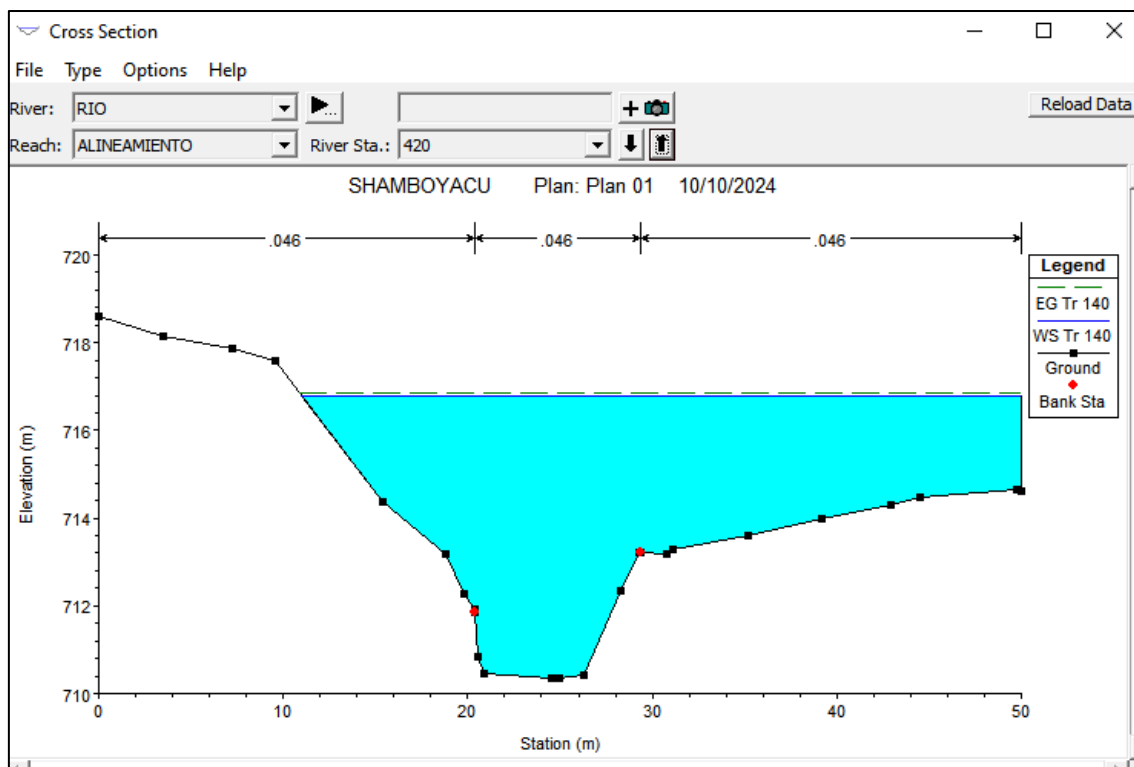
Ing. José del C. Puente Sotillo
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU
PIEDRA - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 25553

JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

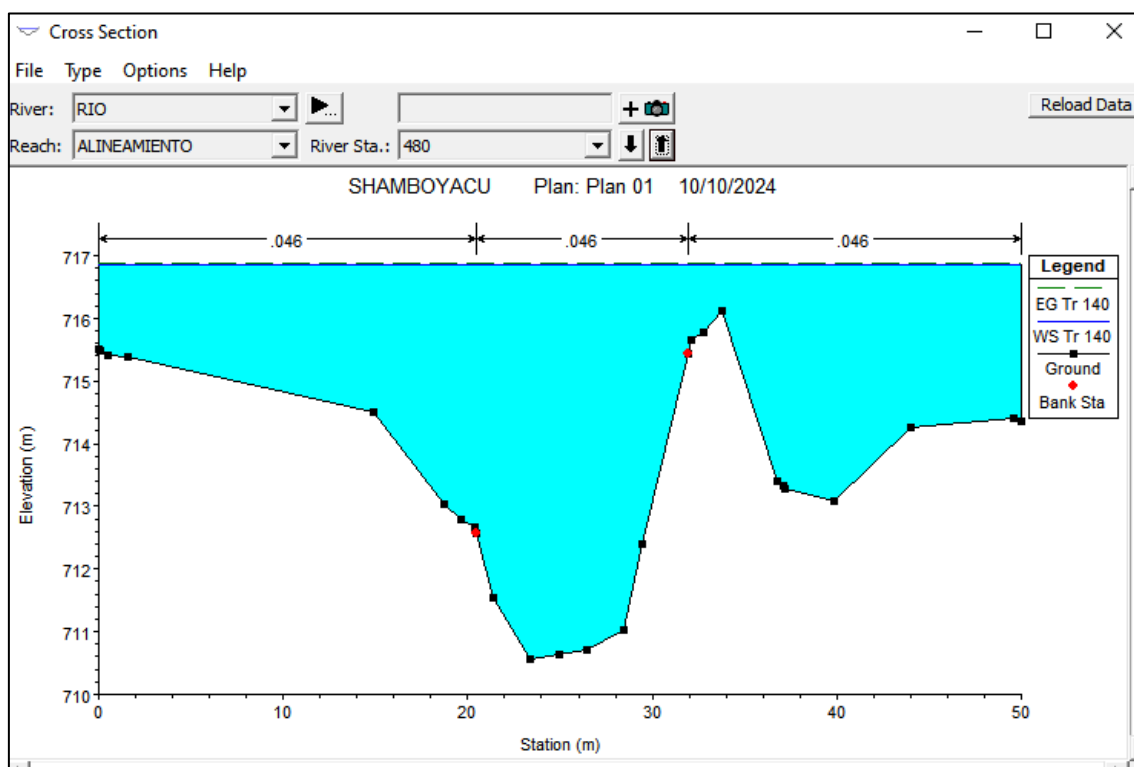
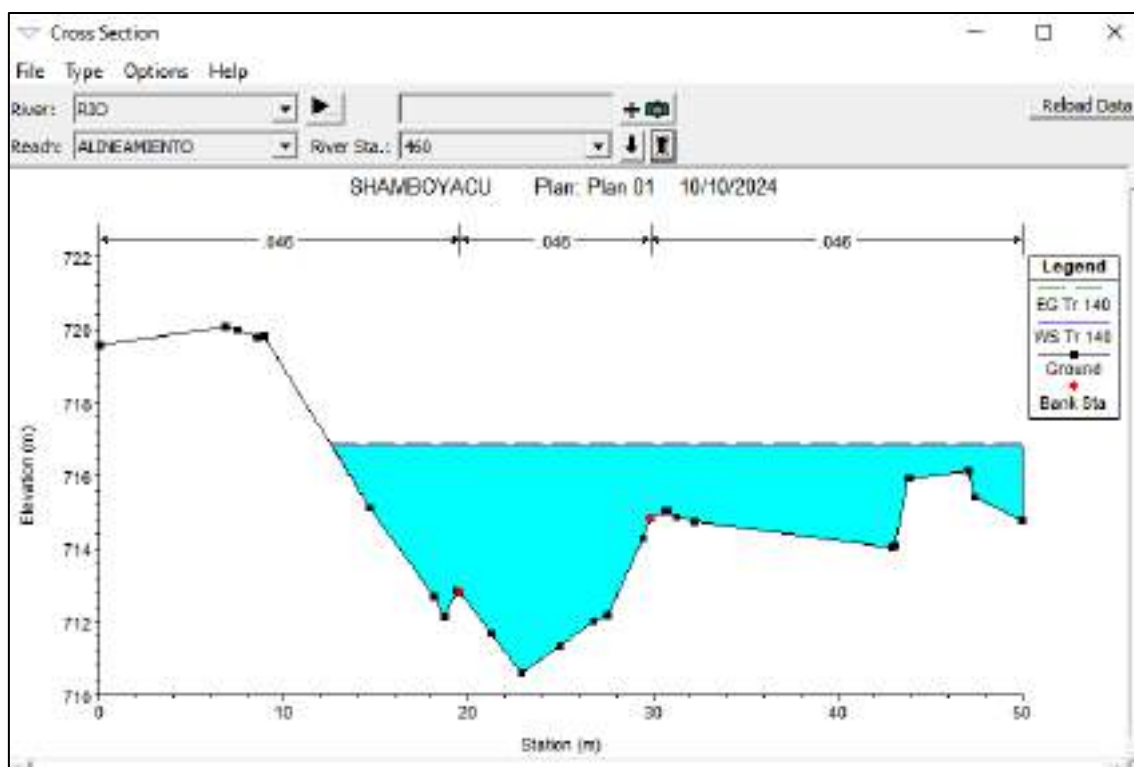
Ing. José del C. Puente Guillón
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25553

JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



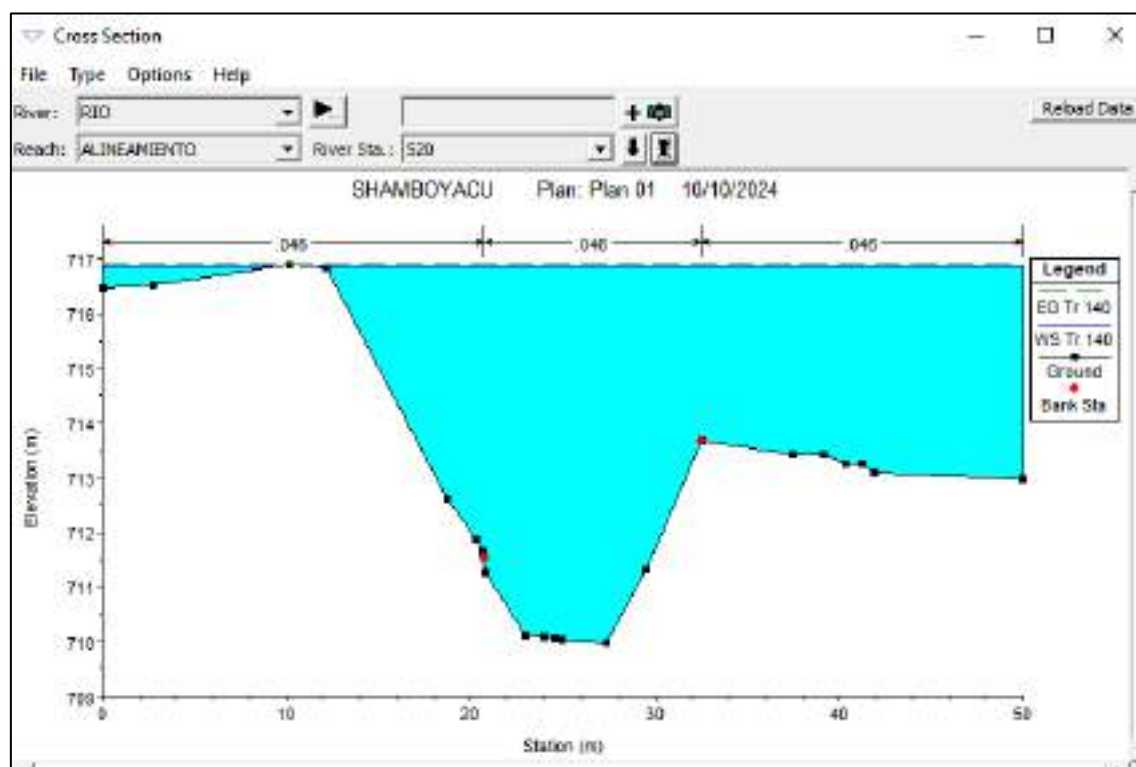
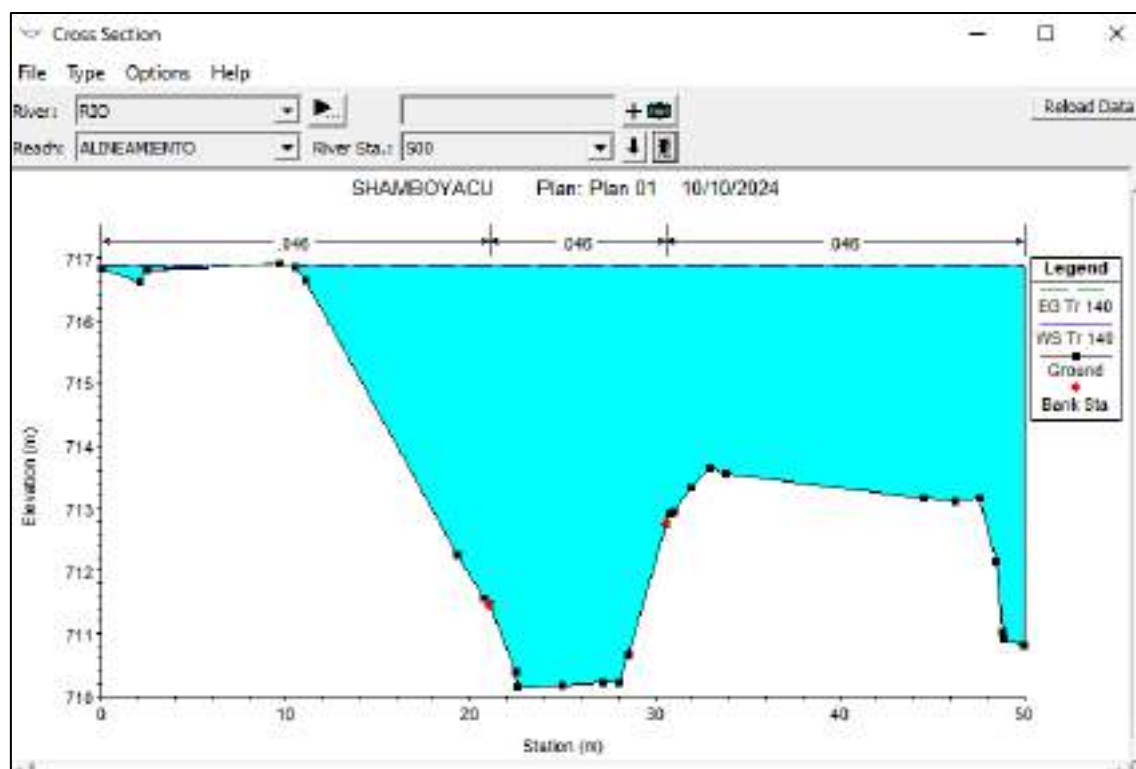
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Pizarro Sotillo
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 229563
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



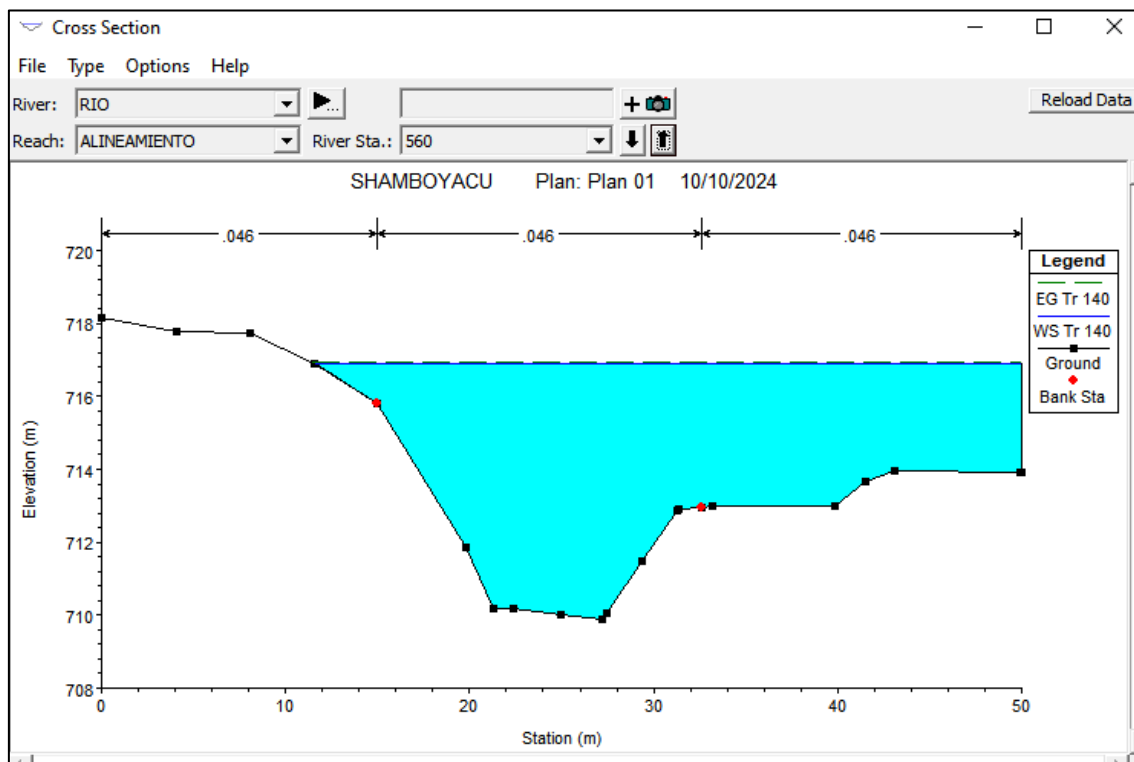
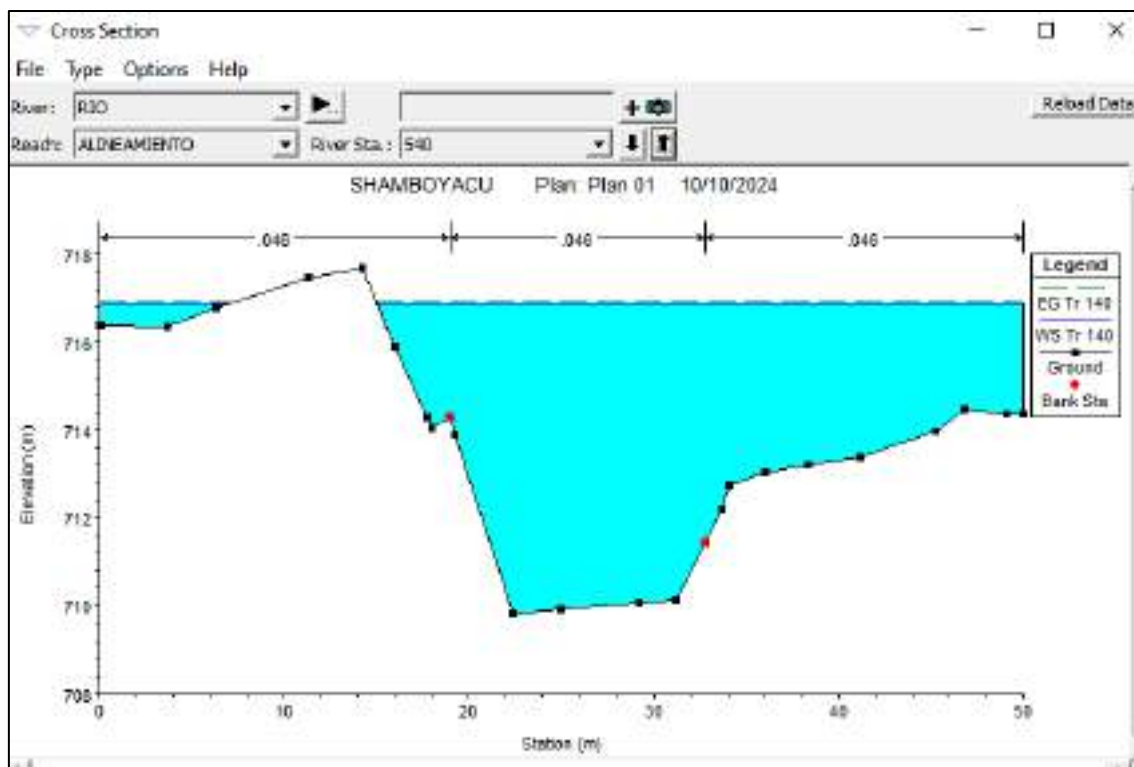
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Plazarte Sordani
INGENIERO AGRICOLA
C.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.P. N° 22656



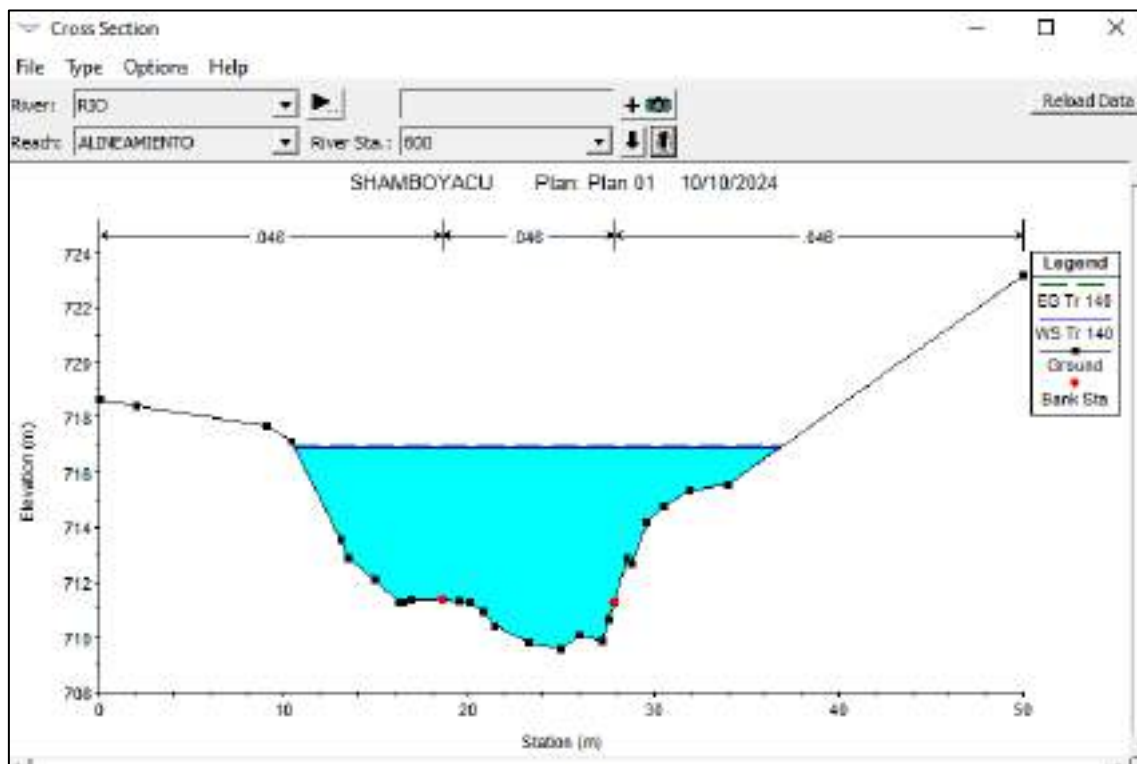
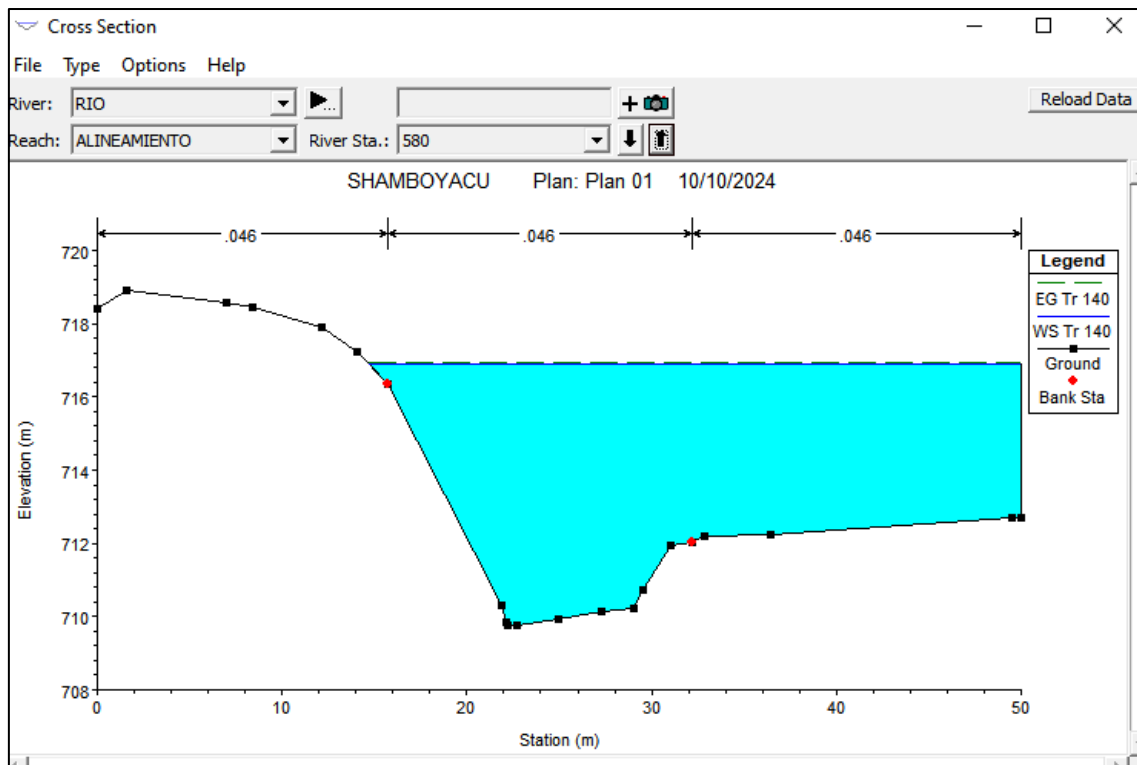
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Puerto Saldívar
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 259563
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

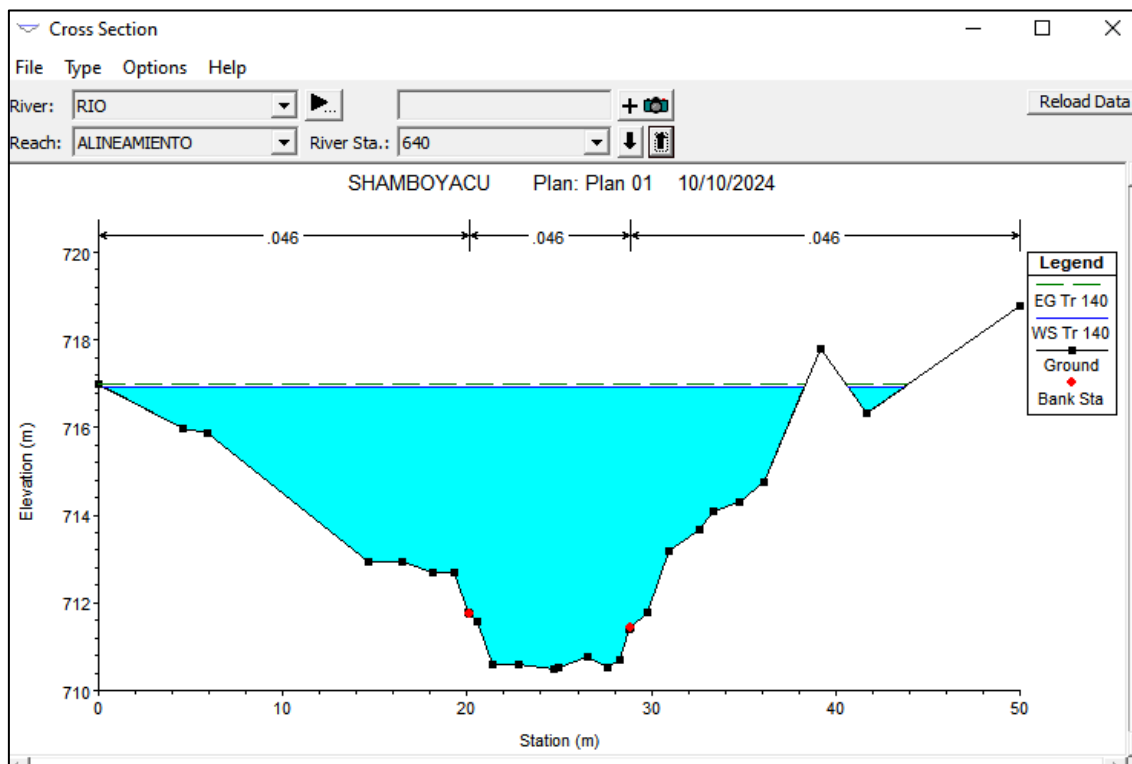
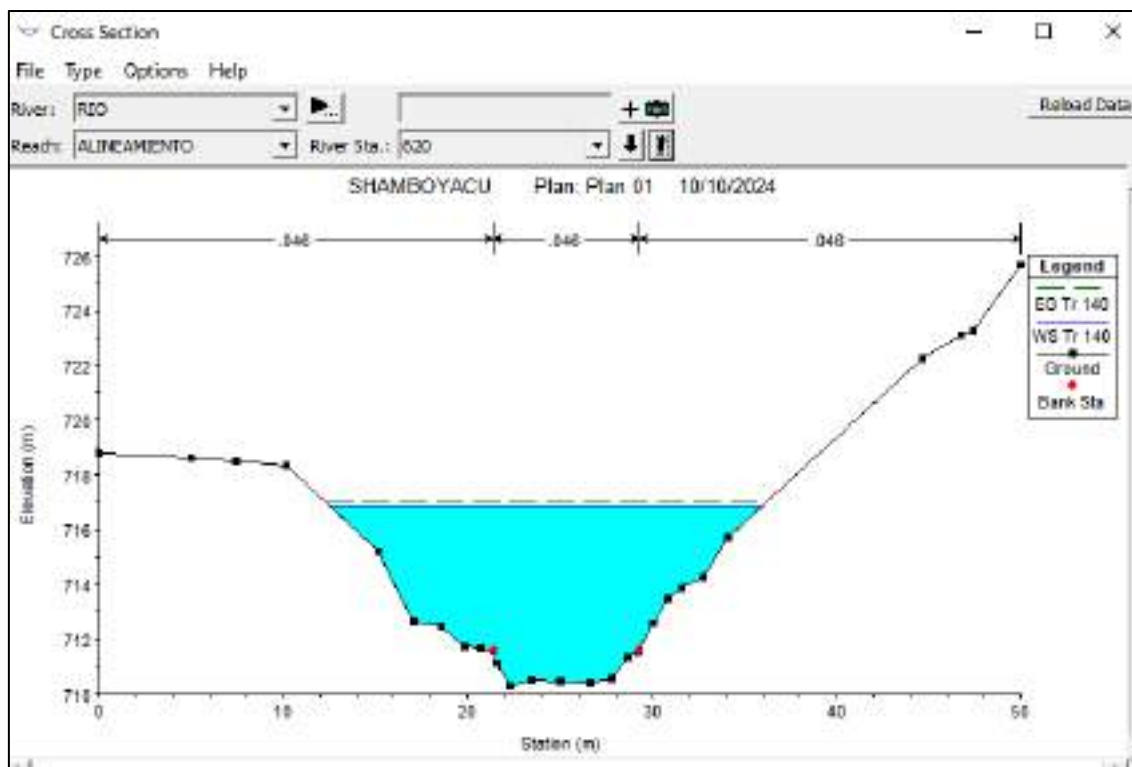
Ing. José del C. Piastre Sordani
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 22953

JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIONES Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

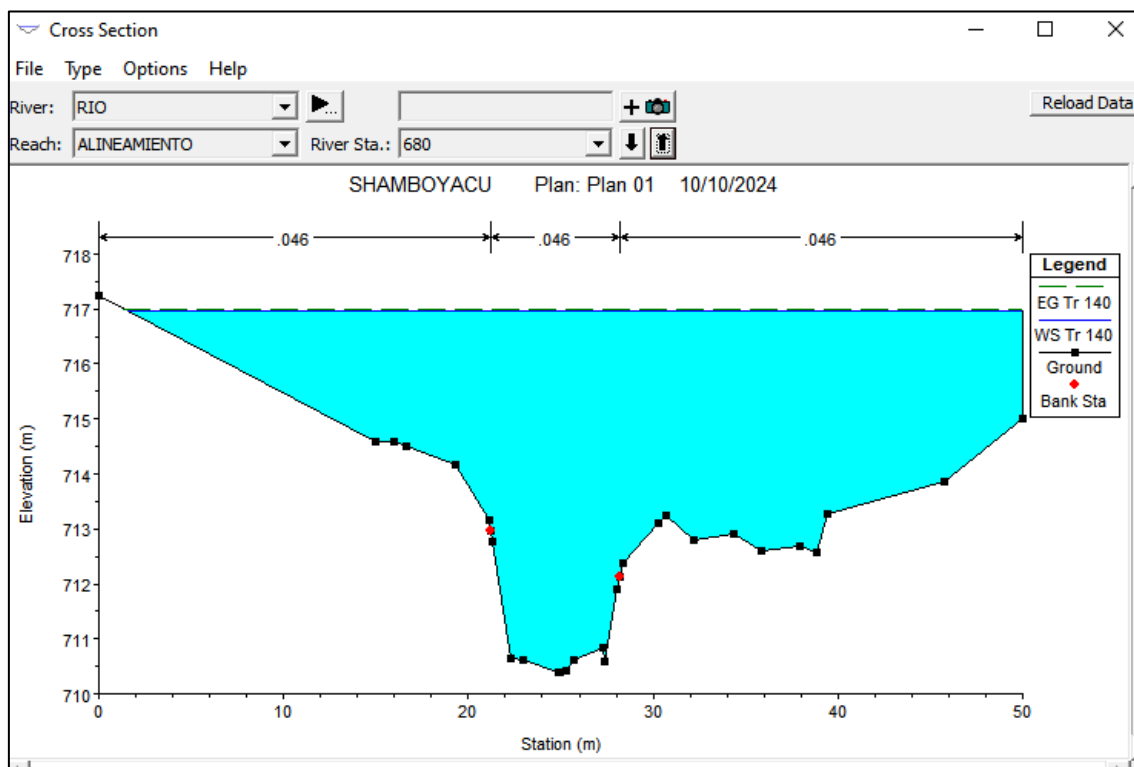
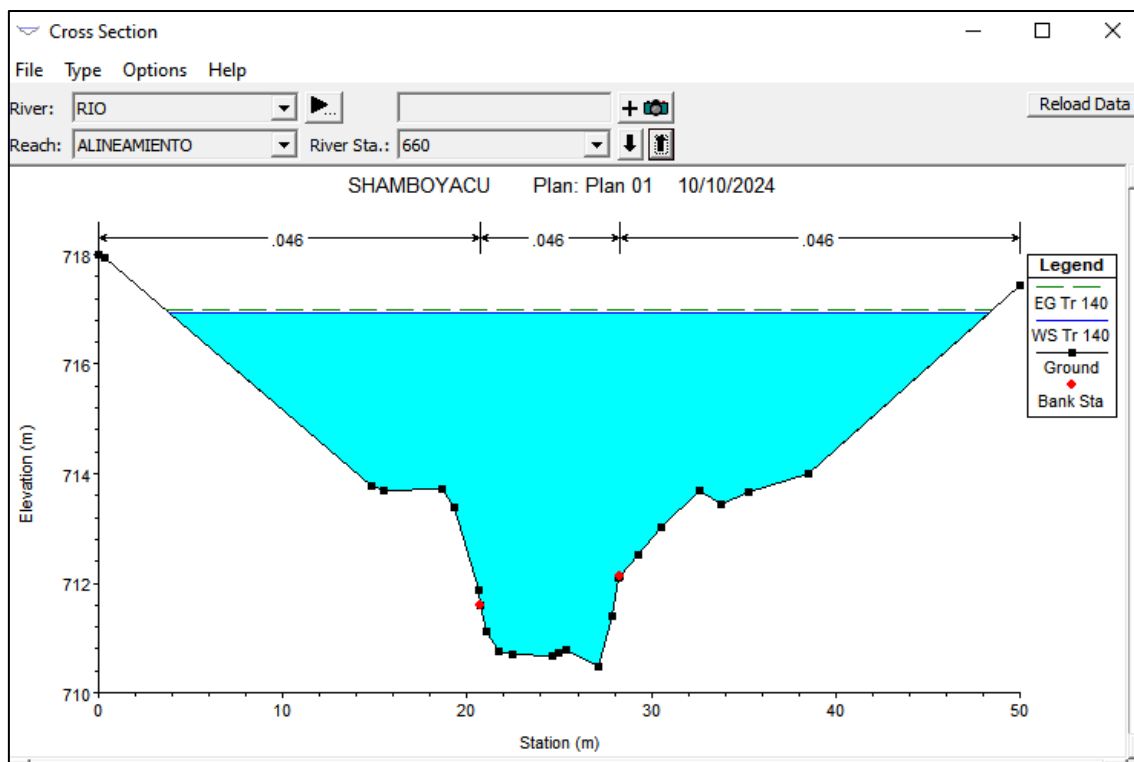
Ing. José del C. Pizarro Guillón
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PIQUETE - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25953

JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



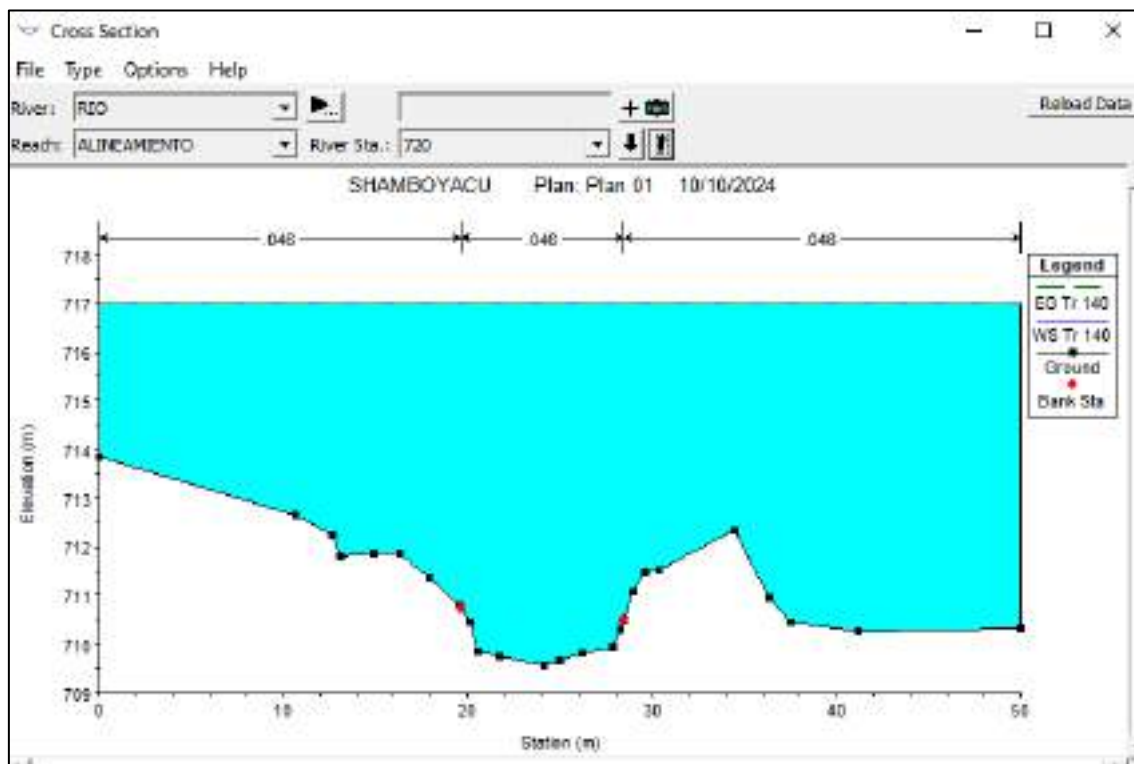
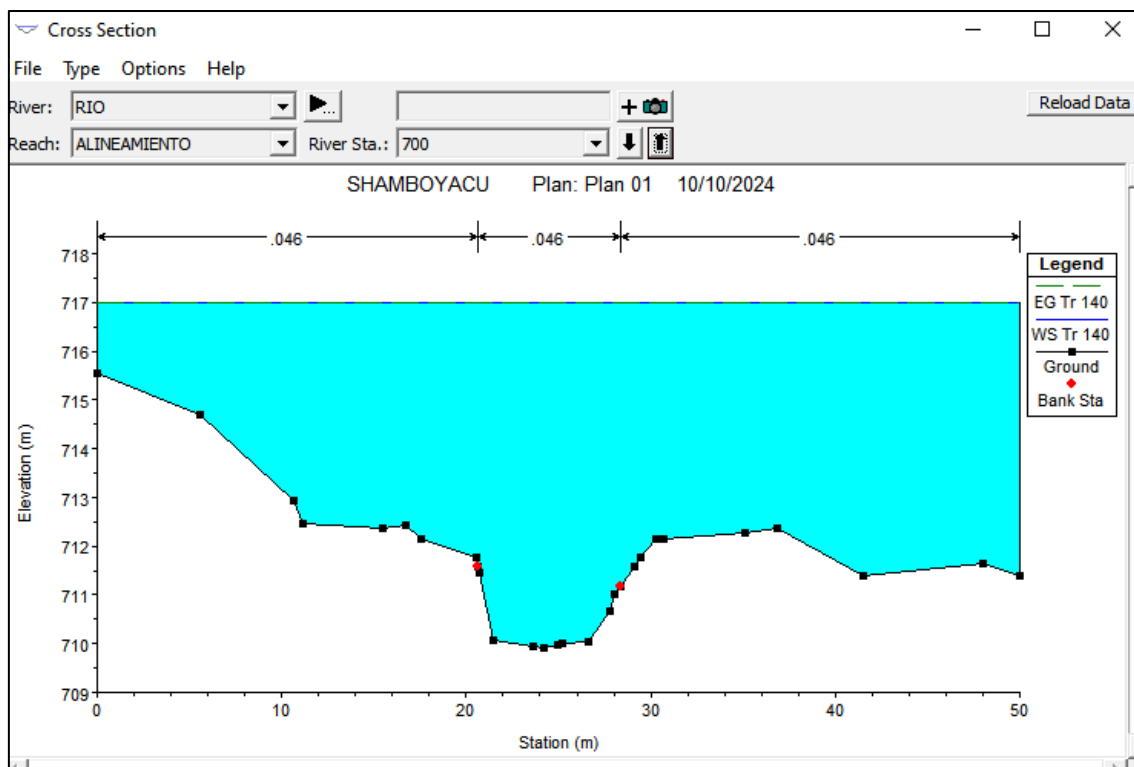
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Pizarro Sotillo
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU
PIEDRA - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 22753
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



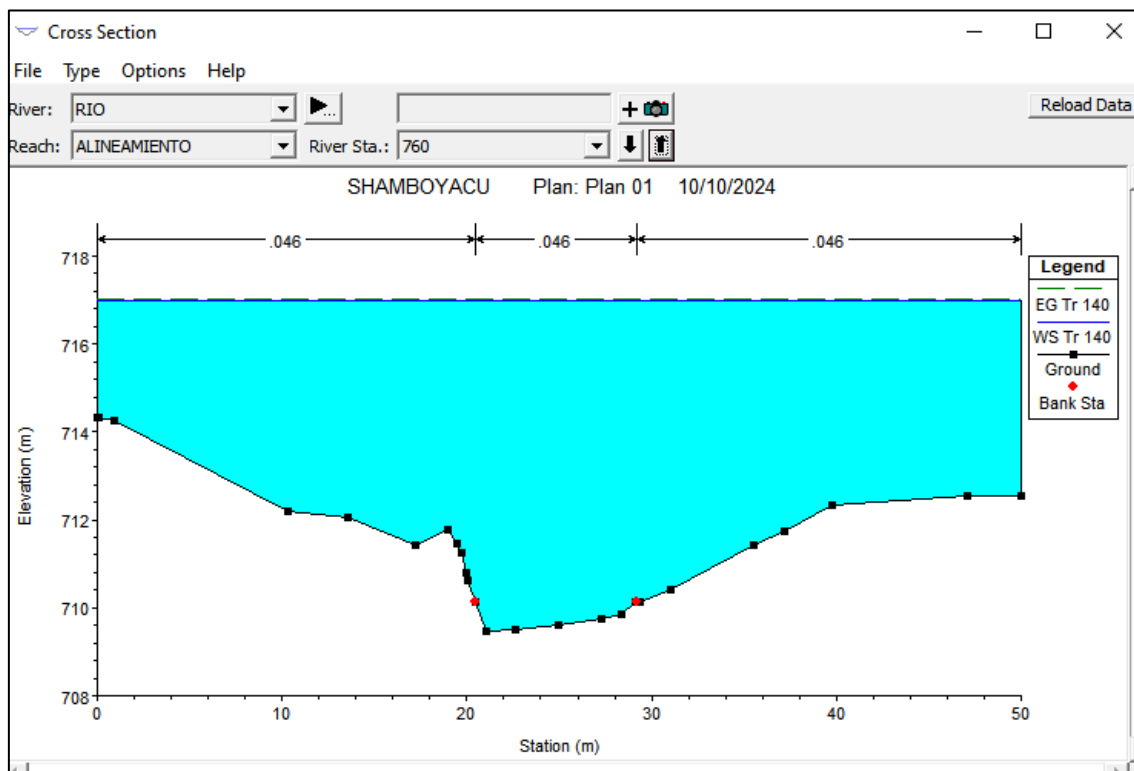
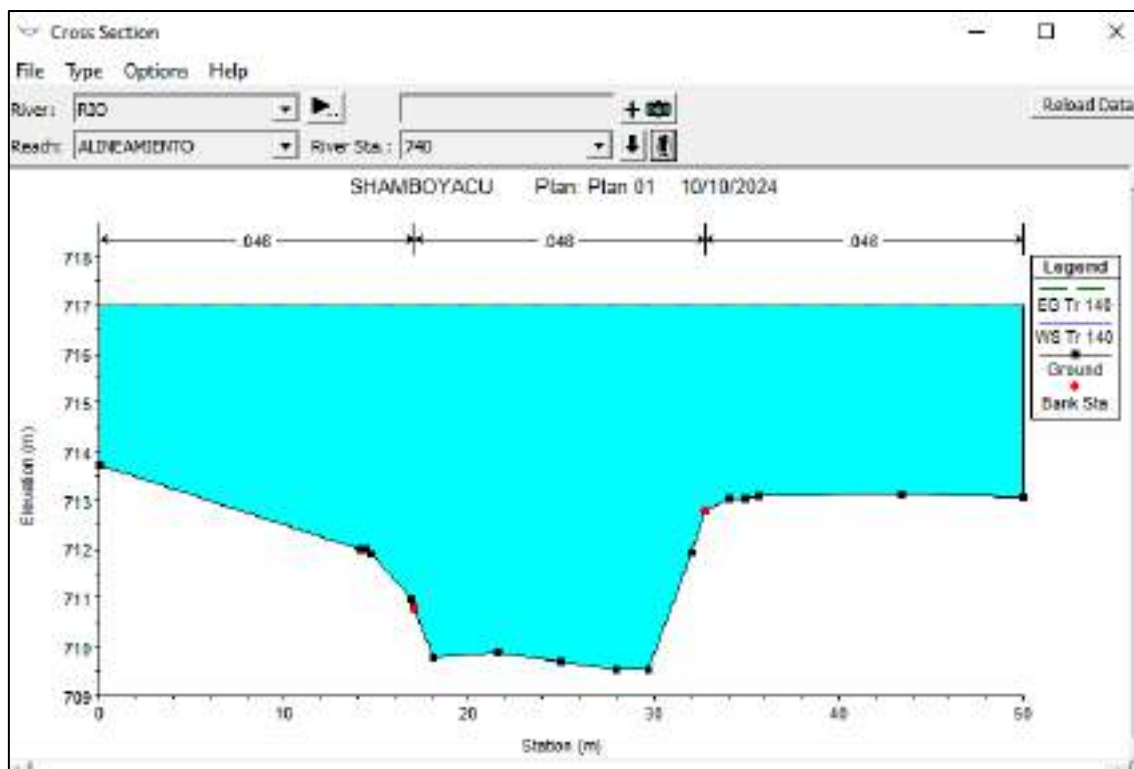
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Piñero Gaitán
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 229563
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



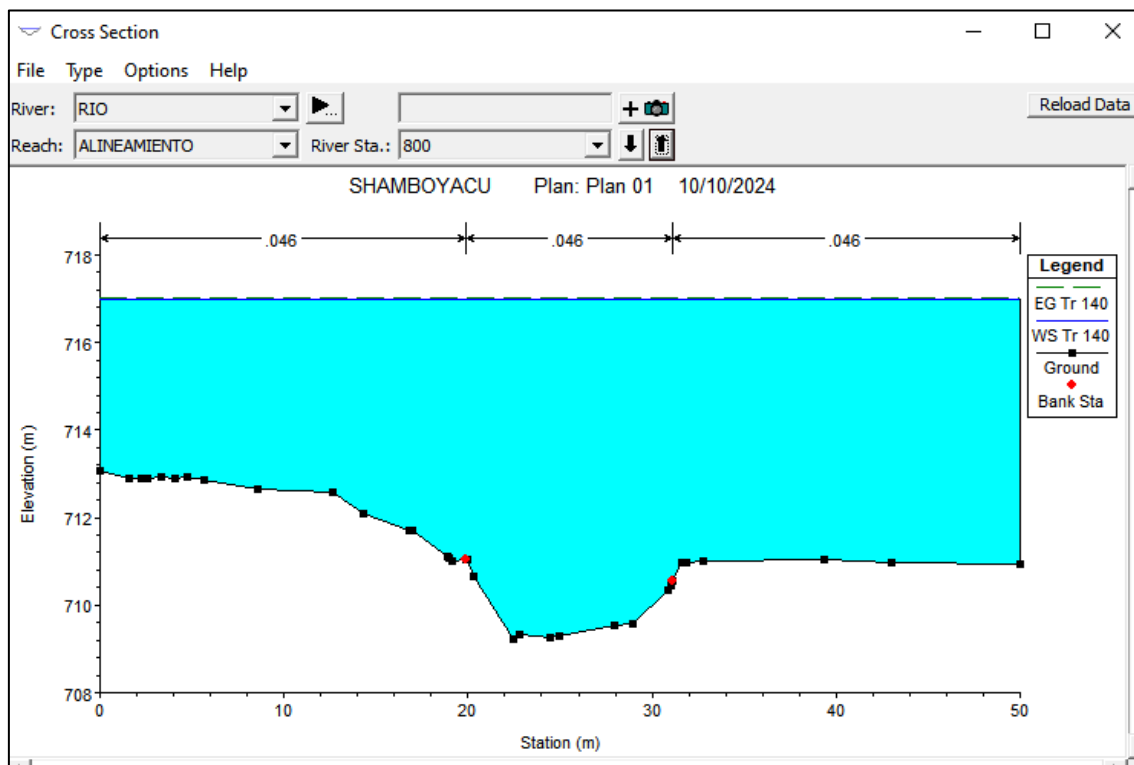
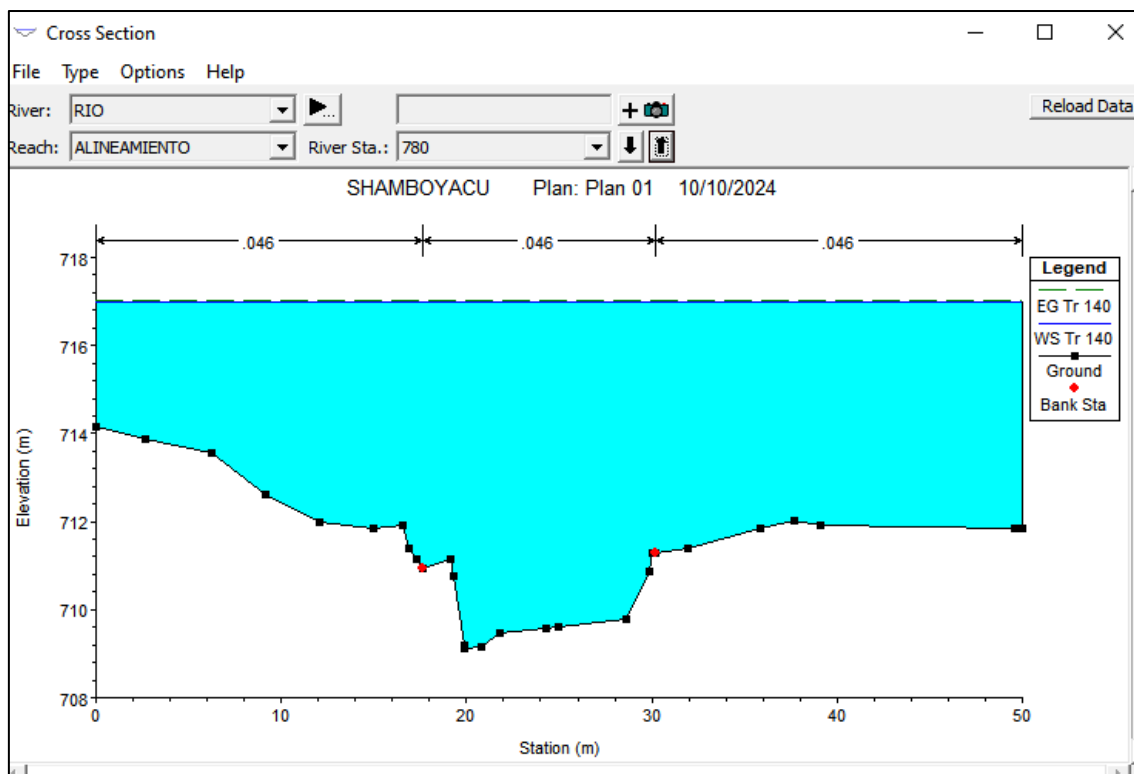
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Piastre Gaitan
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 22777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 229503
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS



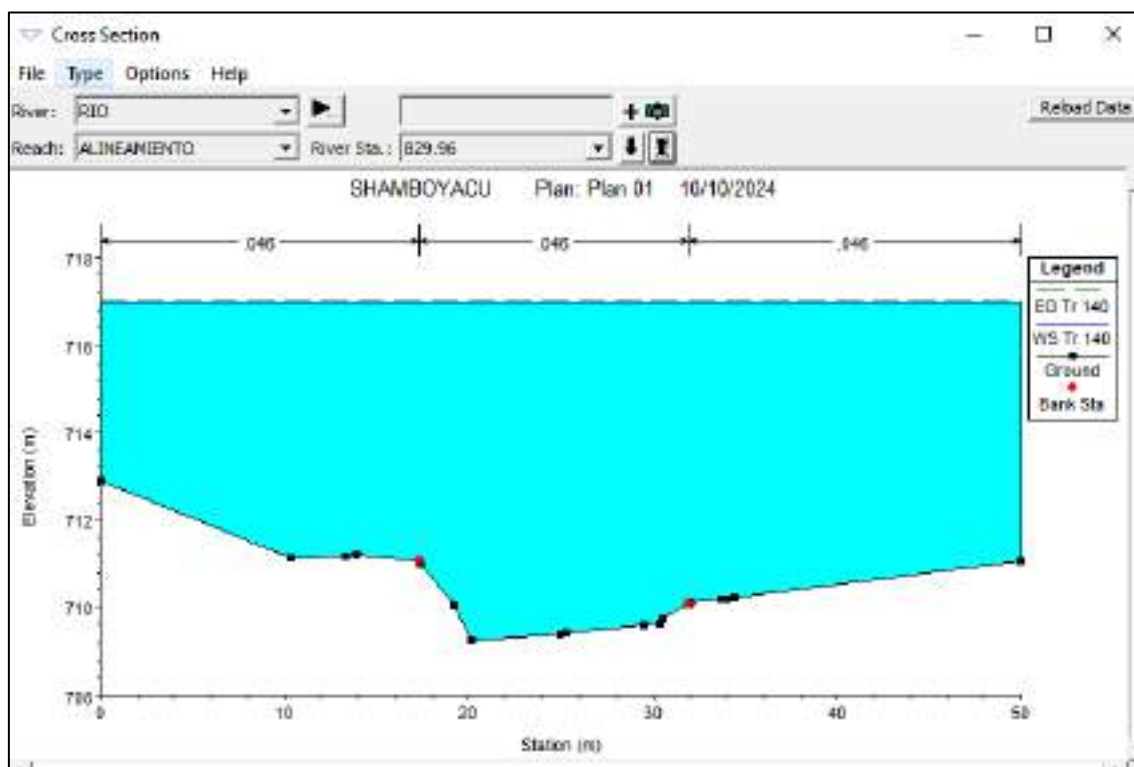
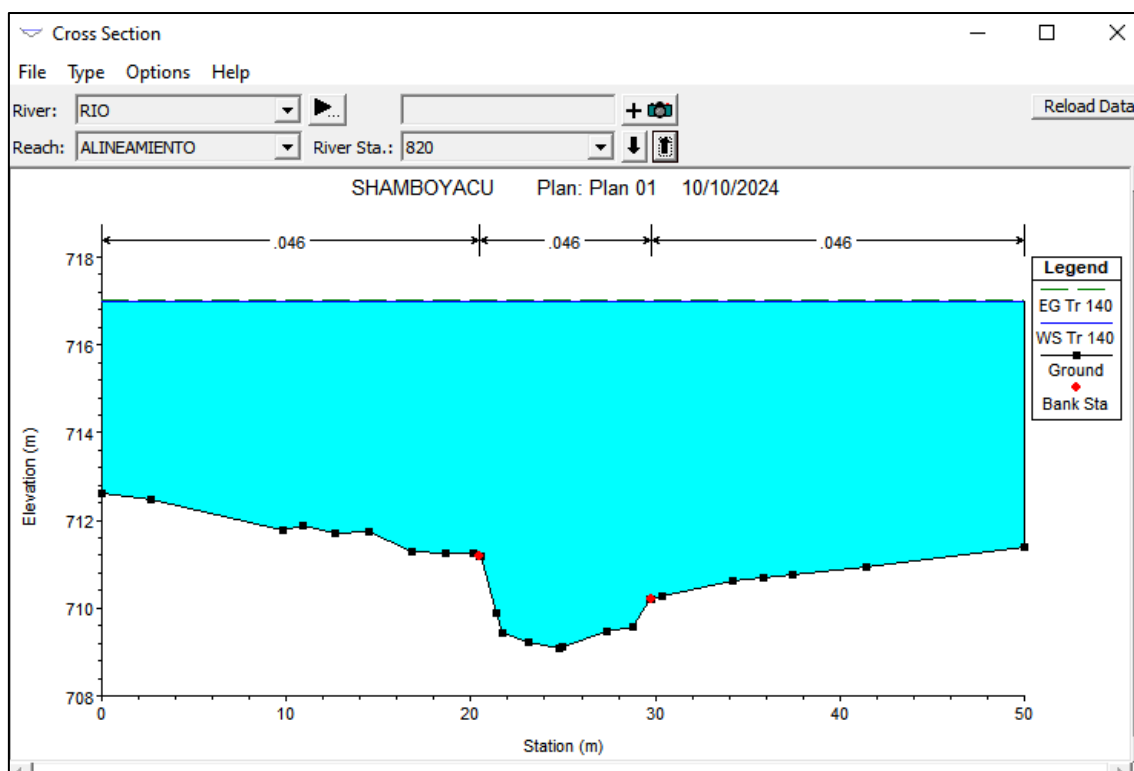
ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Puerto Guillén
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU
PIEDRA - SAN MARTIN

Ing. Frank Perez Rodriguez
C.I.P. N° 259563
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIONES Y ESTUDIOS



ESPECIALISTA
HIDROLOGIA E HIDRAULICA

Ing. José del C. Puente Saldívar
INGENIERO AGRICOLA
C.I.P. N° 23777

Victor Hugo Saavedra Navarro
INGENIERO CIVIL
JEFE DE PROYECTO
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHAMBOYACU
PROYECTO - SAN MARTIN

Ing. Frank Pérez Rodríguez
C.I.P. N° 25553

JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS