

INFORME HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO PUENTE K38+800 VÍA PLANADAS – ATACO DEPARTAMENTO DE TOLIMA.

FORMATO DE REVISIÓN			
ELABORÓ		VERSIÓN	FECHA
Ing Civil Magíster en Recursos Hidráulicos	 Nathalia Buitrago Medina MP. 25202-147745CND	0	Noviembre de 2022

CONTROL DE REVERSIONES.

REVISIÓN	CAPÍTULO MODIFICADO	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES
0	PRIMERA EMISIÓN	22/11/2022	VERSIÓN ORIGINAL

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.	5
2.	OBJETIVOS Y ALCANCE	6
2.1.	Objetivos.	6
2.2.	Alcance.	6
3.	ZONA DE ESTUDIO.	7
4.	CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA.	9
4.1.	Precipitación	9
4.2.	Temperatura	10
4.3.	Humedad relativa	10
5.	SOLUCIÓN DE INGENIERÍA.	11
6.	RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.	12
6.1.	Recopilación y análisis de la información existente.	12
6.2.	Cartografía.	12
6.3.	Zona de intervención.	12
7.	DETERMINACIÓN CAUDALES DE DISEÑO	14
7.1.	Área de drenaje.	14
7.2.	Tiempo de concentración.	14
7.3.	Coeficiente de escorrentía	15
7.4.	Curvas IDF	16
7.5.	Intensidad	18
7.6.	Cálculo de caudal	19
8.	MODELO HIDRÁULICO	20
8.1.	Diseño hidráulico de la obra de drenaje transversal	20
8.2.	Socavación	22
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	27
10.	BIBLIOGRAFÍA:	28
11.	ANEXOS	29

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Estaciones hidrometeorológicas	7
Tabla 2. Caracterización de la Estación Climatológica Incidentes en el Área de Estudio.	9
Tabla 3. Registro Fotográfico	12
Tabla 4. Características Geométricas del Área	14
Tabla 5. Tiempo de concentración.....	15
Tabla 6. Parámetros de Curvas Sintéticas.....	17
Tabla 7. Valores de intensidades cal culadas para la estación Mesa De Pole [22055020].....	17
Tabla 8. Valores de construcción Curva IDF	17
Tabla 9. Intensidad calculada	18
Tabla 10. Caudal calculado	19
Tabla 11. Vista en Corte-Sección Transversal del Puente PR 50.....	21
Tabla 12. Curva Granulométrica	22
Tabla 13. Niveles de Socavación.	24
Tabla 14. Parámetros Hidráulicos Aguas Arriba y Aguas Abajo del Puente	24
Tabla 15. Perfil de Velocidades	25
Tabla 16. Tabla Resumen de la simulación Hidráulica	25

LISTADO DE ILUSTREACIONES

Ilustración 1 . Ubicación general de la zona de estudio en el Dpto. del Tolima.....	7
Ilustración 2 Polígonos de Thiessen.	8
Ilustración 3. Histograma de Precipitación.....	9
Ilustración 4 Histograma de temperatura.....	10
Ilustración 5. Histograma de Humedad Relativa	10
Ilustración 6. Área de Drenaje de la Estructura a Intervenir	14
Ilustración 7. Cobertura del Suelo	16
Ilustración 8 Coeficiente de escorrentía	16
Ilustración 9. Curva IDF.....	18
Ilustración 10. Isométrico Lámina de Agua.....	20
Ilustración 11. Curva Granulométrica.....	21
Ilustración 12. Lámina de Agua Para un Periodo de Retorno de 100 Años.	23

1. INTRODUCCIÓN.

El presente informe hace referencia al puente ubicado en el K38+800 de la vía Ataco-Planadas, en el cual se realiza los cálculos hidráulicos necesarios para la implantación de este. Este planteamiento se realiza en el PR mencionado de la vía Ataco - Planadas. En este sentido, se exponen los resultados de los estudios hidrológicos e hidráulicos llevados a cabo para evaluar la estructura. Para ello, se hace la estimación de caudales hidrológicos, parámetros geométricos desde el punto de vista hidráulico, y modelación hidráulica con base en los parámetros estipulados en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS. Así mismo, mediante el software recomendado por el anterior manual, se extraen los parámetros para el cálculo de socavación para dos escenarios. El primero, para determinar la socavación en estribos, y el segundo, un modelo de neutro, en el que se simula el comportamiento del cauce sin la intervención de los estribos.

2. OBJETIVOS Y ALCANCE

2.1. Objetivos.

Determinar el comportamiento hidráulico del cauce y su interacción con el puente del tramo K38+800 de la vía Ataco - Planadas en el departamento del Tolima.

- Establecer el área de drenaje de la cuenca aferente a la estructura planteada. Lo anterior, tomando como punto de cierre el puente del K38+800.
- Determinar el caudal de diseño de la estructura para los diferentes periodos de retorno.
- Simular y evaluar el comportamiento hidráulico de la obra transversal, mediante el software Hec-Ras.
- Estimar la socavación de los estribos y el cauce, para el tramo intervenido.

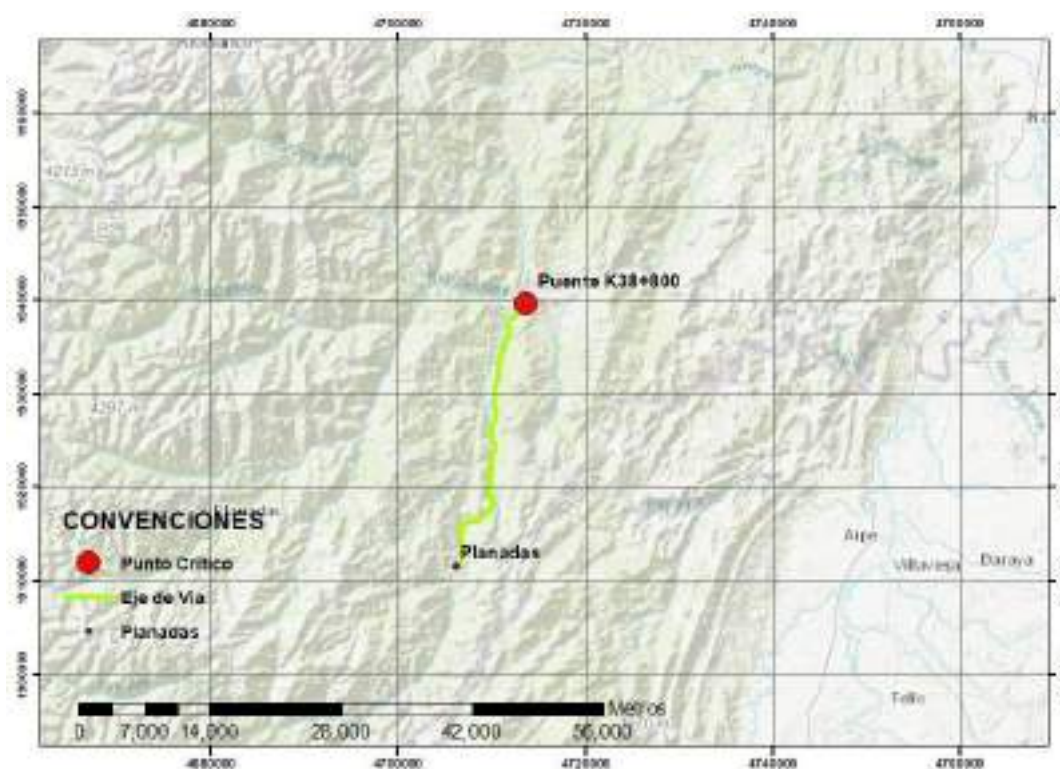
2.2. Alcance.

El presente informe tiene como alcance establecer el dimensionamiento de un puente ubicado en el K 38+800 de la vía Ataco-Planadas. Por lo tanto, mediante una simulación hidráulica se establecen los tirantes mínimos y máximos que podrían llegar a presentarse ante un periodo de retorno entre 50 años y 100 años (PR50 y Pr 100) para determinar el galibo del puente. Así mismo, se calculan los niveles de socavación en el cauce, con y sin la estructura propuesta, con el fin de determinar si la zona del puente presenta socavación o agradación. Lo anterior, se establece para un PR100, según lo recomendado en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS.

3. ZONA DE ESTUDIO.

La zona de estudio se encuentra ubicada en el departamento de Tolima entre los municipios de Ataco y Planadas, en cercanías a la vereda Santiago Pérez, perteneciente al Municipio de Ataco. Esta es una zona con terreno montañoso y se caracteriza por la presencia de cuerpos de agua. Dicha zona, se muestra en la Ilustración 1.

Ilustración 1 . Ubicación general de la zona de estudio en el Dpto. del Tolima.

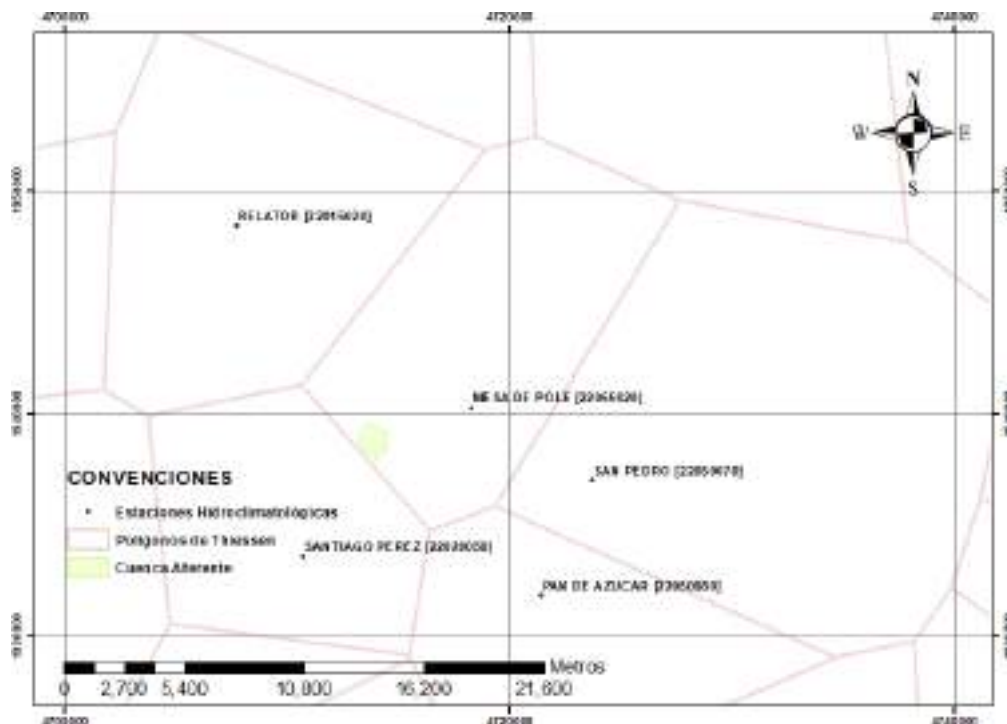


Se cuenta con información histórica de tres (3) estaciones hidrometeorológicas del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales -IDEAM, las cuales serán descritas en la **Tabla 1** y mostradas en la Ilustración 2.

Tabla 1. Estaciones hidrometeorológicas.

Código	22055020	22020050	22050080
Nombre	Mesa de Pole	Santiago Pérez	Pan de Azúcar
Categoría	Pluviométrica	Pluviométrica	Pluviométrica
Tecnología	Convencional	Convencional	Convencional
Estado	Activa	Activa	Activa
Latitud	3,45	3,39	3,38
Longitud	-75,53	-75,60	-75,51
Altitud	699	732	1800
Departamento	Tolima	Tolima	Tolima
Municipio	Ataco	Ataco	Ataco

Ilustración 2 Polígonos de Thiessen.



4. CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA.

Como se mencionó en el numeral anterior, se identificaron 3 estaciones cercanas a la zona de estudio, la caracterización climática de la zona se realizará con base en la información tomada de la estación Mesa de Pole [22055020]. Lo anterior, debido a que los polígonos de Thiessen representan el área de cobertura de la estación aferente al proyecto. En este caso, la estación MESA DE POLE incorporaría las características climatológicas de la zona de estudio, cuyas características se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Caracterización de la Estación Climatológica Incidentes en el Área de Estudio.

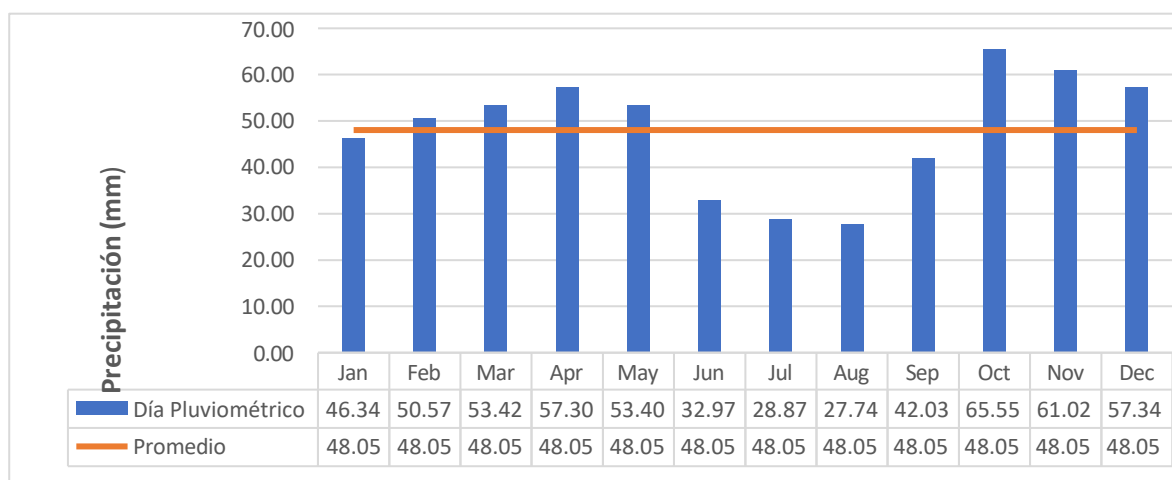
CÓDIGO ESTACIÓN	NOMBRE	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD	CATEGORIA		FECHA DE INSTALACIÓN
22055020	Mesa de Pole	3,455	-75,54	699	Pluviométrica	IDEAM	15/03/1968

Elaboración: Fuente Propia

4.1. Precipitación

La Ilustración 3, representa la media de los valores máximos mensuales de precipitación, lo que lleva a concluir que el régimen de lluvias en el municipio es bimodal, con dos picos de precipitación marcados en los meses de abril y octubre.

Ilustración 3. Histograma de Precipitación

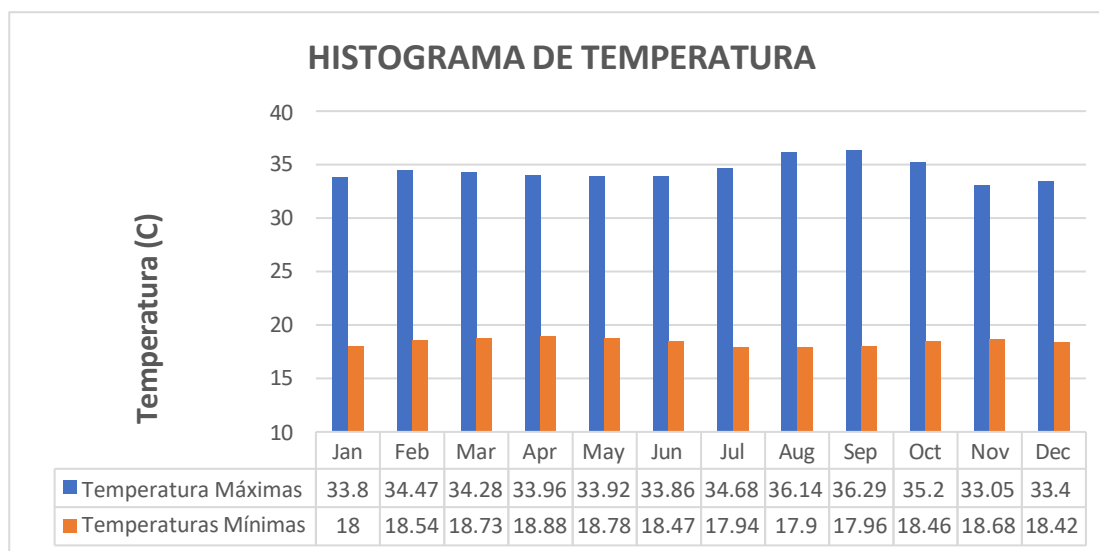


La Ilustración 3 indica que, los meses de mayor precipitación, son octubre y noviembre con los valores de 65.55mm y 61.02 mm respectivamente. Mientras que el mes de menor precipitación es agosto, con un valor de 27.74 mm, demostrando que la temporada más seca refiere a los meses entre junio y septiembre. También, se obtiene un valor promedio mensual de precipitación de 48.05 mm, en función de las precipitaciones mensuales de los años 1980 - 2021.

4.2. Temperatura

Ilustración 4, se presenta el histograma de temperatura, a partir de los datos procesados, se evidencia que el régimen de temperatura, al igual que el anterior, es bimodal tanto para las temperaturas máximas, como para las mínimas, se muestran dos picos de temperaturas altas en los meses de agosto con 36.14 °C y septiembre con 36.29 °C. Igualmente, los menores valores de temperatura se registran en julio con 17.94 °C y en agosto con valores de 17.90°C.

Ilustración 4 Histograma de temperatura.

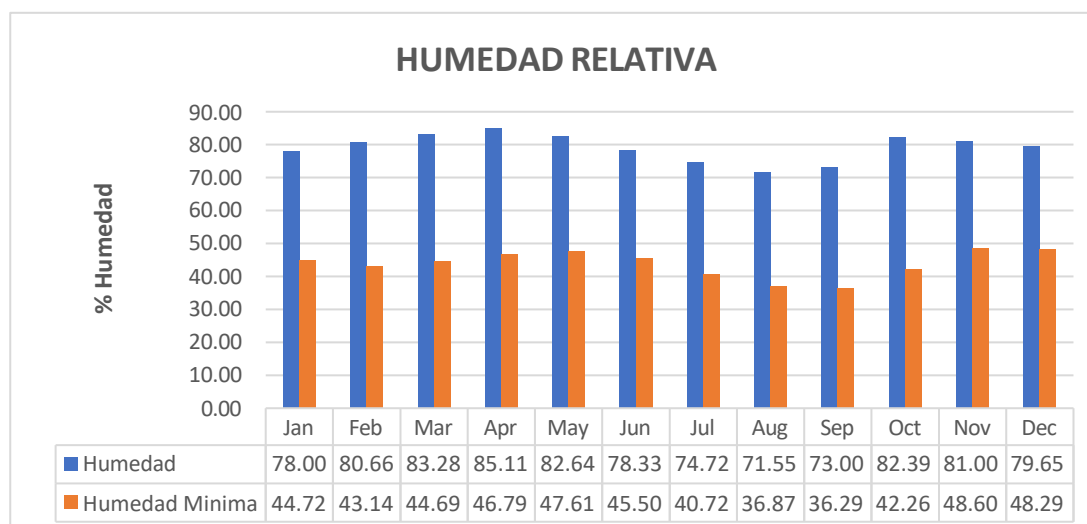


Fuente: Elaboración Propia

4.3. Humedad relativa

Los datos presentados en la Ilustración 5, indican que el porcentaje máximo de humedad se presenta en los meses de abril y octubre con un porcentaje de 85.11% y 82.39%. De igual forma, cabe resaltar que estos dos valores corresponden a los picos máximos de la función bimodal. Lo anterior, se debe a la relación con los niveles altos de temperatura. Esto, ya que, a mayor temperatura en el ambiente, el aire puede retener mayor porcentaje de humedad.

Ilustración 5. Histograma de Humedad Relativa.



5. SOLUCIÓN DE INGENIERÍA.

En el lugar ubicado en la vía Ataco- Planadas PR 38+800 se encuentra un puente en estado de deterioro. Lo anterior, puesto que el refuerzo de la estructura se encuentra oxidado y están expuestos a la vista.

El puente evaluado evidencia niveles de socavación en el estribo izquierdo, convirtiéndolo en el soporte más vulnerable del puente. Esto, como consecuencia de avenidas máximas de la cuenca que han dejado parte del cimiento a la vista. Por otro lado, la incidencia del efecto de la contracción y la interacción del flujo con la estructura, induce la formación de vórtices en las esquinas de estos, lo que conlleva a una mayor socavación en la zona de los estribos ((Schreider et al., 1998)).

En este orden de ideas, se plantea la reubicación del puente. Este, se diseña de acuerdo con los periodos de retorno estipulados en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS, el cual corresponde a un periodo de retorno de 50 años. En este sentido, calculando los caudales de la cuenca hidrográfica aferente a la obra, se desarrolla una modelación del cauce en el software HEC-RAS con el fin de determinar los niveles máximos de lámina de agua. Esto, con el propósito de establecer una posible ubicación de los estribos y la luz del puente. Estos, se plantean con base en que la lámina de agua concerniente al periodo de retorno, no interactúe con los estribos.

De igual manera, se calculan los niveles de socavación que puede presentar el puente en un periodo de retorno de 100 años. De este modo, se realiza una simulación hidráulica del cauce para determinar el nivel máximo de lámina de agua, con el fin de determinar la socavación y asegurar, en lo posible, que el tirante desarrollado no tenga interacción con la superestructura del puente.

6. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.

En el presente capítulo se determinan los caudales de diseño aferentes al puente propuesto.

6.1. Recopilación y análisis de la información existente.

La información primaria del estudio fue recopilada en la visita realizada a campo y en la topografía ejecutada. Así mismo, para obtener información se consultaron datos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi - IGAC y el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM, obteniendo datos de precipitación a nivel mensual de las estaciones aferentes al sitio de estudio.

6.2. Cartografía.

Está compuesta por la plancha 301IIC a escala 1:25.000 del municipio de Ataco y Planadas, en el departamento de Tolima, además se apoyó en la topografía realizada en el sitio de intervención.

6.3. Zona de intervención.

Con el objetivo de reconocer de las condiciones locales relacionadas con cobertura vegetal y tipo del suelo existente, se realizó visita a campo, evidenciando las diferentes características de la zona.

Tabla 3. Registro Fotográfico

REGISTRO FOTOGRÁFICO			
			
Desgaste del Concreto			
			
Refuerzo expuesto			

	
Estribos del puente invadiendo el cauce	

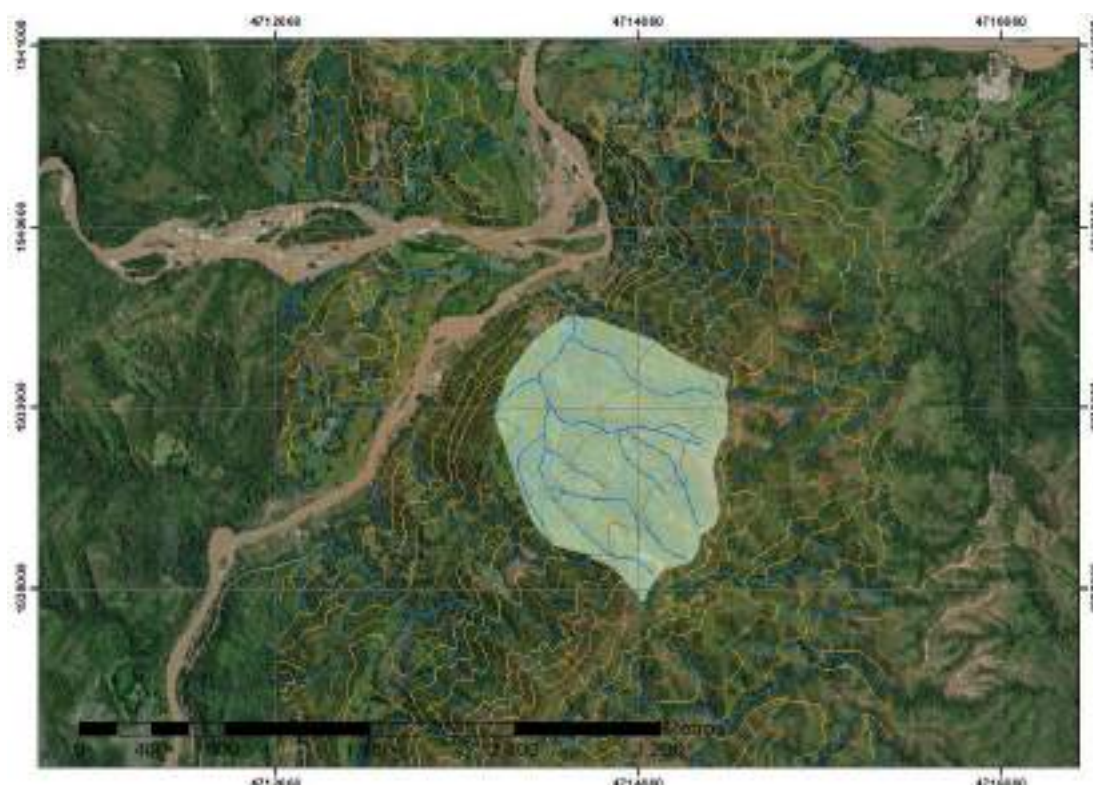
Elaboración: Fuente Propia

7. DETERMINACIÓN CAUDALES DE DISEÑO

7.1. Área de drenaje.

Las áreas de drenaje se trazan de acuerdo con las curvas de nivel, y las divisorias de agua que presenta la topografía obtenida del IGAC. Este trazado, se realiza tomando la cota de elevación más alta y siguiendo la dirección de escorrentía que desarrolla la cuenca. En ese sentido, el área de drenaje de la obra, se propone con el propósito de establecer el punto de cierre en la ubicación de la obra de drenaje transversal (puente). Al realizar la evaluación de planos correspondientes, y adjuntar la cartografía existente, se determina el trazado de la cuenca. El área aferente se muestra en la Tabla 4 y en la Ilustración 6.

Ilustración 6. Área de Drenaje de la Estructura a Intervenir



Elaboración: Fuente Propia.

Tabla 4. Características Geométricas del Área

Área	Área		
	(km²)	Ha	(m²)
1	1.440	140.48	1404827.493

Elaboración: Fuente Propia

7.2. Tiempo de concentración.

El cálculo del tiempo de concentración es determinante para establecer la intensidad de la tormenta, parámetro base para el cálculo del caudal. Las expresiones utilizadas para el presente informe son las siguientes:

Ecuación de Kirpich

$$T_c = 0.06628 * (L/S^{0.5})^{0.77}$$

Donde:

T_c, tiempo de concentración, en horas

L, Longitud del cauce principal, en km

S, pendiente de la cuenca, en m/m.

Ecuación de California

$$T_c = \left(\frac{0.871 * (L)^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

T_c, tiempo de concentración, en horas

L, Longitud del cauce principal, en km.

H, desnivel de la cuenca, en m.

Ecuación de SCS-Ranser

$$T_c = 0.947 \left(\frac{(L)^3}{H} \right)^{0.385}$$

Para el cálculo del tiempo de concentración, se tiene en cuenta el tipo de cobertura que estipula cada ecuación. De este modo, el valor escogido es el promedio de las metodologías anteriormente expuestas. No obstante, se asume un tiempo de concentración fundamentado en las pendientes presentadas según el levantamiento topográfico del terreno. Ahora bien, la escogencia de que este tiempo de concentración sea menor al estipulado en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS, es debido a que, en zonas de alta montaña, la lluvia induce rápidamente la formación de escorrentía (Yeison Ordoñez, 2017). Lo anterior, se evidencia en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Tiempo de concentración

Longitud del Cauce (km)	Cota Superior	Cota Inferior	Pendiente (%)	California (h)	SCS-Ranser (h)	Kirpich (h)	Promedio (h)	Asumido (min)
1.851	1100	600	27.01	0.1765	0.1762	0.1763	0.1763	10.58

Elaboración: Fuente Propia

7.3. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía se asume teniendo en cuenta el tipo de cobertura de la zona de intervención. Las imágenes satelitales y fotografías indican que la cobertura predominante son áreas no desarrolladas con pendiente superior a 7%, y zonas boscosas, tal como se muestra en la Ilustración 7. De esta manera, se asume un coeficiente de escorrentía considerando periodos de retorno de 50 años para el modelo hidráulico del puente, y 100 años para el cálculo de socavación.

Ilustración 7. Cobertura del Suelo



Ilustración 8 Coeficiente de escorrentía.

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pantanos							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.51
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.33	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada

Fuente: Hidrología aplicada, Ven Te Chow

7.4. Curvas IDF

Para determinar los caudales de diseño del puente, se requiere calcular la intensidad de la precipitación. Para la utilización del método racional se requieren las curvas IDF. Dichas curvas se calculan mediante el método simplificado, especificado en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS.

Para Colombia se propone el método que se presenta en el Estudio "Curvas Sintéticas Regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia"(Vargas & Díaz-Granados, 1998). En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración-frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, la precipitación total media anual y la elevación de la estación.

La mejor correlación obtenida, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación. Teniendo en cuenta que el sector de intervención K38+800 pertenece a la región Andina, se aplican los valores de parámetros de a, b, c y d para tal región, los cuales se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6. Parámetros de Curvas Sintéticas

Región	A	B	C	D
ANDINA	0.94	0.18	0.66	0.83

Fuente: Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS

Con los datos históricos a nivel multianual de la precipitación cada 24 horas, se escoge de la estación MESA DE POLE [22055020], puesto que es la estación con registros relevantes para determinar las características hidráulicas y climatológicas del área de estudio. Además, según la Ilustración 2, los polígonos identifican el área de influencia directa sobre la zona objeto de estudio (SANDRA PATRICIA GRACIANO & Trabajo, 2015). También, para diseñar las curvas IDF, se calcula un valor promedio de la precipitación máxima anual (M) en 24 horas, cuyo valor es 92.00 mm. En la **Tabla 7** se presentan los valores máximos mensuales multianuales de precipitación, información descargada de la página del IDEAM.

Tabla 7. Valores de intensidades cal culadas para la estación Mesa De Pole [22055020]

Año	Precipitación Máxima (mm)	Año	Precipitación Máxima (mm)	Año	Precipitación Máxima (mm)	Año	Precipitación Máxima (mm)	Año	Precipitación Máxima (mm)
1980	71.10	1988	81.60	1996	69.60	2004	80.00	2012	101.60
1981	85.00	1989	134.20	1997	82.70	2005	100.00	2013	74.50
1982	96.50	1990	72.00	1998	100.50	2006	116.80	2014	67.80
1983	96.00	1991	97.00	1999	85.50	2007	85.00	2015	80.10
1984	105.50	1992	92.00	2000	105.80	2008	95.00	2016	84.60
1985	70.00	1993	112.50	2001	78.70	2009	108.70	2017	86.80
1986	113.70	1994	84.70	2002	70.00	2010	70.20	2018	134.60
1987	98.00	1995	80.50	2003	123.50	2011	77.40	2019	100.00
								2020	81.20
								2021	113.20

A partir de los datos obtenidos, y los coeficientes propios para la región Andina, se aplica la ecuación descrita, estableciendo así los valores de intensidad con intervalos de 5 minutos posteriormente se presenta la gráfica correspondiente (ver Ilustración 9 y **Tabla 8**).

Tabla 8. Valores de construcción Curva IDF

CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA, (valores en mm/h)						
Duración (min)	Periodo de Retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
10	148.20	174.77	198.00	233.50	264.53	299.68
15	113.40	133.74	151.51	178.68	202.42	229.32
25	80.95	95.46	108.15	127.54	144.49	163.69
40	59.36	70.00	79.31	93.53	105.95	120.03
50	51.23	60.42	68.44	80.72	91.44	103.60
60	45.42	53.57	60.68	71.57	81.08	91.85
70	41.03	48.39	54.81	64.64	73.23	82.97
80	37.57	44.30	50.19	59.19	67.06	75.97
90	34.76	40.99	46.44	54.76	62.04	70.28

CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA, (valores en mm/h)						
Duración (min)	Periodo de Retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
100	32.42	38.24	43.32	51.08	57.87	65.56
110	30.45	35.91	40.68	47.97	54.34	61.57
120	28.75	33.90	38.41	45.29	51.31	58.13
130	27.27	32.16	36.43	42.96	48.67	55.14
140	25.97	30.62	34.69	40.91	46.35	52.51
150	24.81	29.26	33.15	39.09	44.28	50.17
160	23.78	28.04	31.76	37.46	42.44	48.08
170	22.84	26.94	30.52	35.99	40.77	46.19
180	22.00	25.94	29.39	34.66	39.26	44.48

Ilustración 9. Curva IDF



7.5. Intensidad

Respecto a los datos calculados de tiempo de concentración y altura de precipitación se calcula la intensidad de las cuencas. En la Tabla 9 se presentan los resultados calculados para cada periodo de retorno. Lo anterior, teniendo en cuenta el diseño del puente, y la estimación de la socavación de este (50 y 100 años respectivamente).

Tabla 9. Intensidad calculada

Área	Área			Tiempo de Concentración (min)	TR	Intensidad
	(km²)	ha	(m²)			
1	1.4048	1.8510	1851.0	10.58	50	257.08
1	1.4048	1.8510	1851.0	10.58	100	291.24

Fuente: Elaboración Propia.

7.6. Cálculo de caudal

En el presente capítulo se presentan los cálculos requeridos para determinar los caudales de diseño, los cuales se determinaron teniendo en cuenta el área de drenaje aferente a la obra a intervenir.

Este método es ideal para cuencas de pequeño tamaño, en este caso la extensión cuenta con un área de 1.4048 km², de acuerdo con las recomendaciones de la literatura técnica, para la cuenca estudiada, dicha ecuación es aplicable, tal como se presenta a continuación:

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

Dónde:

Q = Caudal de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de la Lluvia (mm/h)

A = Área de drenaje (km²)

Aplicando la formula anterior, se obtienen los caudales de diseño mostrados en la

Tabla 10. No obstante, los caudales calculados se determinan con base a los periodos de retorno (PR) calculados en la Tabla 9.

Tabla 10. Caudal calculado

Periodo de Retorno (años)	Caudal	
	(m ³ /s)	(l/s)
50	54.22	54216
100	64.42	61420

8. MODELO HIDRÁULICO

A continuación, se presenta la descripción de los parámetros, y la modelación hidráulica de la obra propuesta en el PR 38+ 800.

8.1. Diseño hidráulico de la obra de drenaje transversal

A partir del estudio de 7.6 se determinaron los caudales hidrológicos, los cuales son necesarios para realizar el modelo hidráulico del cauce. Con la información anterior, y tomando como referencia el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS, se realiza la evaluación de la obra.

Cabe resaltar, que la implantación de la estructura se diseña considerando que el río no genere desbordamientos y la interacción cauce-estructura no tenga influencia alguna sobre los parámetros hidráulicos sobre los estribos del puente. Esto con el fin de que el impacto del flujo no produzca remansos aguas arriba, y por ende aumentos de velocidad, y socavación en la sección transversal de los estribos.

Por otro lado, para acoger el comportamiento hidráulico del cauce, se toman las curvas de nivel generadas por el equipo de topografía y se exportan al software de modelación Hec-Ras para evidenciar el comportamiento del flujo con la batimetría del río. De este modo, se obtiene la modelación hidráulica en flujo permanente para los diferentes periodos de retorno. En este caso, por ser un puente con luz de 15 metros (medidos de estribo a estribo), la simulación se desarrolla para un periodo de retorno de 50 años. De este modo, la Ilustración 10 y en la **Tabla 11** representan el modelamiento para las condiciones anteriores.

Ilustración 10. Isométrico Lámina de Agua

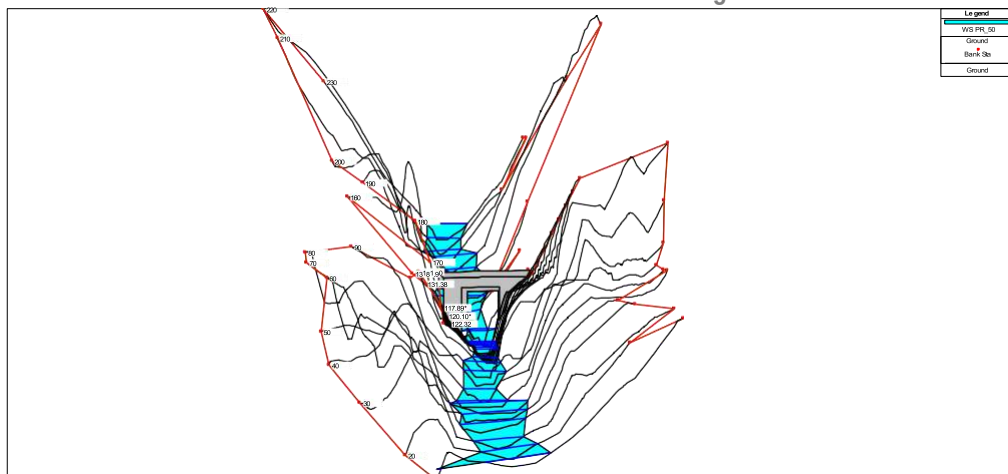
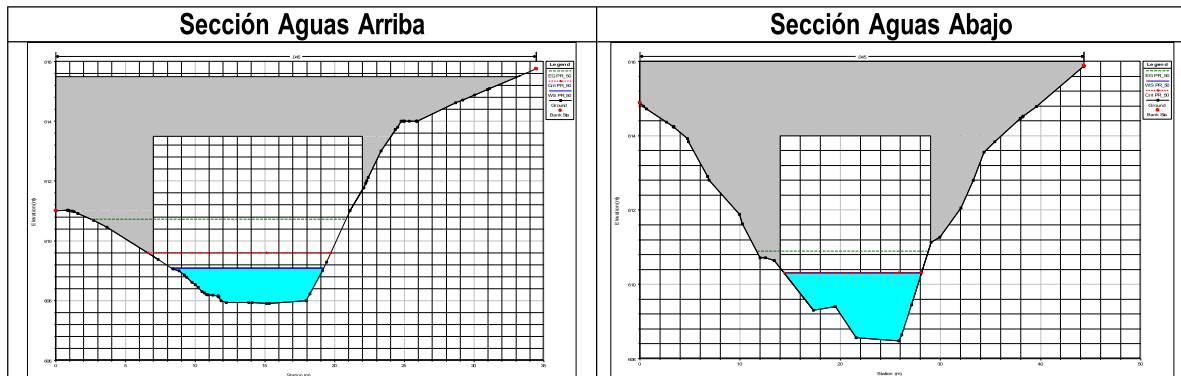


Tabla 11. Vista en Corte-Sección Transversal del Puente PR 50

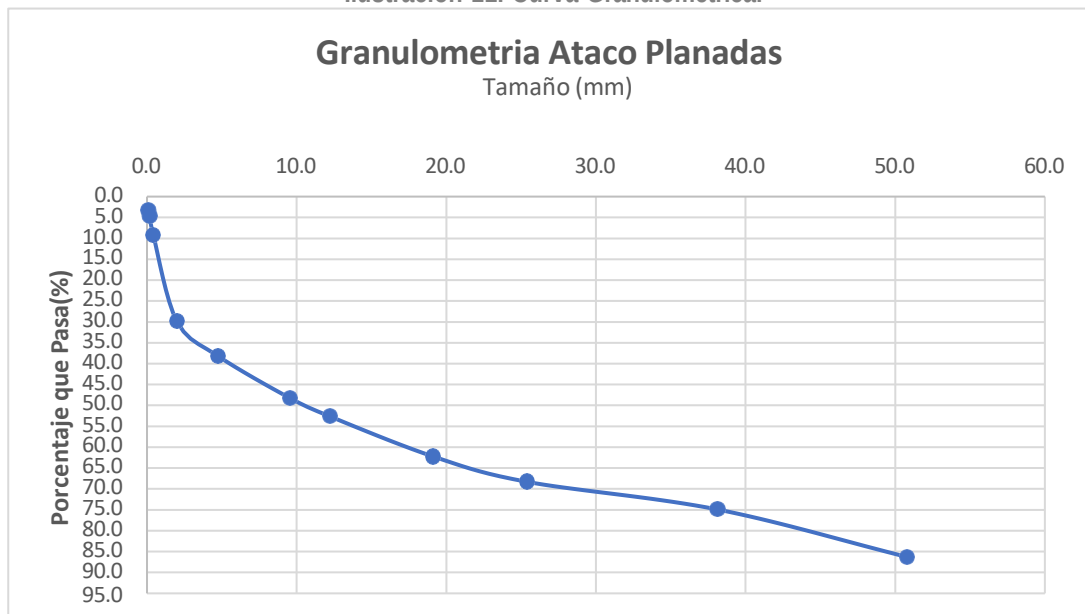


Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo con la Ilustración 10 y la **Tabla 11**, se evidencia que el periodo de retorno proyectado a 50 años no sobrepasará los niveles de lámina de agua para que haya interacción con la estructura del puente. De ahí que, el galibo esperado para el periodo de retorno estipulado sea de 3.9 m. Así, se cumple con el galibo mínimo requerido por el manual del INVIAS para corrientes de agua que en algunos periodos transportan desechos (2.5 metros). De esta manera, tanto para las secciones, como la vista isométrica, el flujo no tendría ningún efecto con la implantación del nuevo puente en el cauce.

De igual forma, según los parámetros del Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS, se hace una modelación con un periodo de retorno de 100 años, para simular el nivel de agua que se puede presentar y determinar la socavación general que puede presentar el puente. Para ello, mediante las pruebas de granulometría realizadas, se determina el producto de la sumatoria de los diámetros presentes en el puente. De este modo, se desarrolla la curva de granulometría (Ilustración 11), a partir de las pruebas granulométricas realizadas en laboratorio (ver **Tabla 12**).

Ilustración 11. Curva Granulométrica.



Elaboración: Fuente Propia

Tabla 12. Curva Granulométrica

Tamiz	Equivale (mm)	Peso retenido	% Retenido	DiPi	% pasa
2"	50.800	970.600	13.700	695.960	86.300
1 1/2"	38.100	809.200	11.400	434.340	74.900
1"	25.400	464.800	6.600	167.640	68.300
3/4"	19.100	429.300	6.100	116.510	62.200
1/2"	12.200	678.000	9.600	117.120	52.600
3/8"	9.530	312.300	4.400	41.932	48.200
No4	4.750	706.700	10.000	47.500	38.200
No. 10	2.000	588.300	8.300	16.600	29.900
No. 40	0.420	1466.600	20.700	8.694	9.200
No. 100	0.150	331.800	4.700	0.705	4.500
Pasa 200	0.074	94.100	1.300	0.096	3.200

Con base en la Ilustración 11, se determinan los diámetros característicos del río junto a la granulometría, la cual está relacionada directamente con las características geomorfológicas del cauce. De esta manera, los materiales del cauce se describen en la curva de granulometría. La anterior, clasifica los suelos y los materiales mediante la curva descrita (David et al., 2016).

8.2. Socavación

De acuerdo al Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS, el análisis hidráulico finaliza con el cálculo de la socavación general, y de los estribos, si tuviera interacción con estos. De esta manera, con base en la modelación hidráulica para el periodo de retorno de 100 años, y la curva granulométrica realizada, se determinan los niveles de socavación que podría tener el cauce a partir de la ecuación para suelos granulares, teniendo en cuenta la granulometría de la zona.

Con base en lo anterior, se utiliza el método de Lischtván-Lebediev, ya que es el método de mayor aplicación para determinar la socavación general en el lecho de un cauce. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo del parámetro son las siguientes:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi d_m} \right)$$

Donde:

Y_s: Profundidad del flujo después de ocurrida la socavación. Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del fondo del cauce erosionado, en metros (m).

Y₀: Profundidad inicial existente en una línea vertical predeterminada de la sección medida desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del cauce antes del proceso de socavación, en metros (m).

α: Coeficiente de sección, definido como:

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e}$$

Q_d : Caudal de diseño asociado al periodo de retorno, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

Y_m : Profundidad media, en metros (m), definida como:

$$Y_m = \frac{A}{B_e}$$

A: Área hidráulica, en metros cuadrados (m^2).

B_e : Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal, en metros (m).

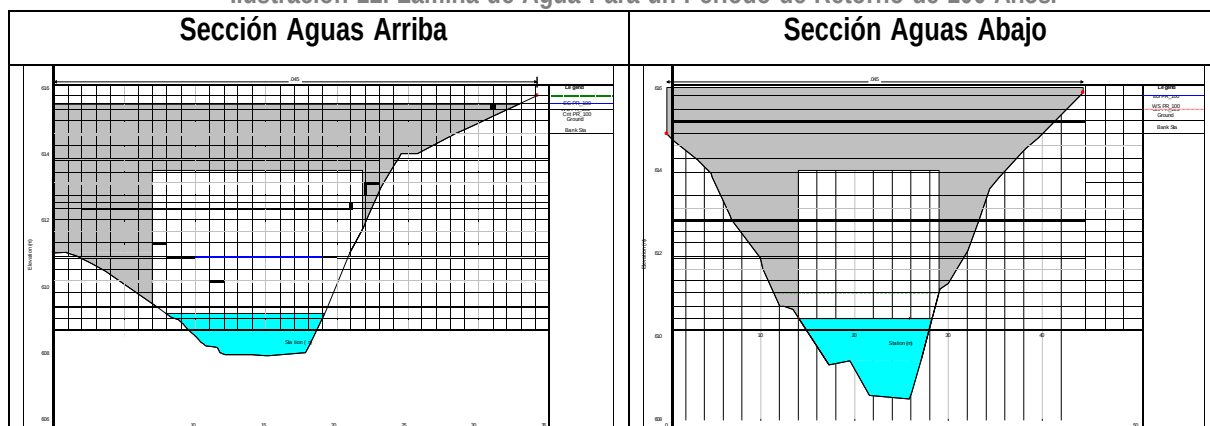
β : Coeficiente de frecuencia (1).

μ : Coeficiente de contracción (1)

ϕ : Coeficiente de corrección por el efecto de la densidad del agua durante la creciente. Para agua clara (clear water) este valor es igual a 1.0.

Así mismo, se cuantifica la socavación a partir de los tirantes máximos que arroja el software de modelación, y la velocidad promedio del flujo resultante del modelamiento bidimensional del río formulado a partir de las ecuaciones de Saint-Venant (Gil, 2013). De este modo, se evidencia el nivel de lámina que puede tener el flujo para el Periodo de retorno mencionado (ver Ilustración 12)

Ilustración 12. Lámina de Agua Para un Periodo de Retorno de 100 Años.



Fuente: Elaboración Propia

Con base en la Ilustración 12, se evidencia que la eventualidad para este periodo de retorno no tiene influencia sobre los estribos del puente, lo que acrecienta la posible ubicación de la estructura. De este modo, se determina que el flujo, al no tener incidencia sobre los estribos del puente, presenta únicamente socavación general en el cauce. Por consiguiente, se procede a determinar el abscisado de los niveles máximos de agua, junto a la cota del fondo. Lo anterior, de acuerdo con el modelo generado en HecRas, como se evidencia en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Niveles de Socavación.

Abscisa	Cota de Fondo	Nivel agua Máximo para Tr=100 años	Yo	dm (mm)	Ys (m)	Ys-Yo (m)	Cota Socavación General
13.86	611.84	611.19	0.00	16.47	0.00	0.00	611.84
14.29	611.57	611.19	0.00	16.47	0.00	0.00	611.57
14.86	610.70	611.19	0.49	16.47	0.77	0.28	610.42
16.01	610.69	611.19	0.50	16.47	0.79	0.29	610.40
20.61	610.10	611.19	1.09	16.47	2.11	1.02	609.08
20.67	609.84	611.19	1.35	16.47	2.76	1.41	608.43
20.86	609.82	611.19	1.37	16.47	2.81	1.44	608.38
27.80	609.83	611.19	1.36	16.47	2.79	1.43	608.40
28.98	610.27	611.19	0.92	16.47	1.70	0.78	609.49
30.88	609.98	611.19	1.21	16.47	2.40	1.19	608.79
32.15	610.09	611.19	1.10	16.47	1.26	0.16	609.93
32.51	610.90	611.19	0.29	16.47	0.17	-0.12	611.02
33.00	611.19	611.19	0.00	16.47	0.00	0.00	611.19

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo con la **Tabla 13**, se presentan los niveles de socavación y agradación fluvial presentados en el cauce. Cuando $Y_s - Y_0$ es menor a cero, se presenta el fenómeno de agradación, en el cual se produce la acumulación de sedimentos en el cauce, lo anterior, sucede cuando los sedimentos del río superan la cantidad de material que el cauce puede arrastrar por las condiciones hidráulicas de este. Lo anterior, puede tener consecuencias de bloqueo en las estructuras hidráulicas por la carga de sedimento, que pueden conllevar a la colmatación de la zona en periodos mencionados (Bohorquez et al., 2015).

Sin embargo, según los resultados obtenidos, para un Periodo de retorno de 100 años, la probabilidad (1%) de que se presente este caudal y estas condiciones para este evento son muy bajas. No obstante, se obtiene un nivel máximo de agradación de 0.12m cerca al estribo derecho.

Respecto a los niveles de socavación, se tiene un nivel máximo de 1.44m, este nivel máximo se presenta en el eje del río. Esto debido a que la distribución de velocidades es mayor en el eje central en los canales abiertos, sin olvidar que esta no está uniformemente distribuida. De ahí que, los esfuerzos cortantes sean mayores en esta zona, lo que levanta y arrastra el material del río (Moreno et al., 2008). Dicho lo anterior, se presentan los parámetros hidráulicos transversales a la estructura propuesta (aguas arriba y aguas debajo de este), tal como se muestra en la Tabla 14.

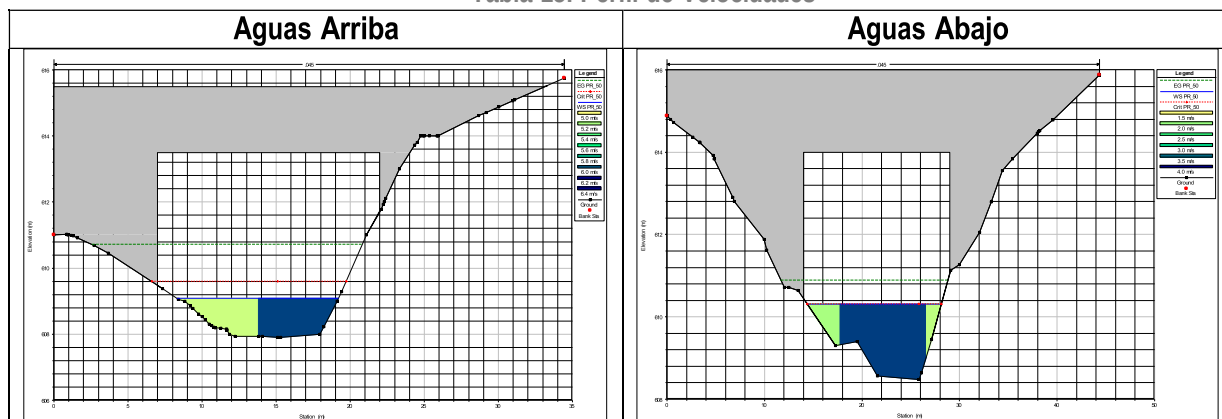
Tabla 14. Parámetros Hidráulicos Aguas Arriba y Aguas Abajo del Puente.

	Numero de Froude	Profundidad Hidráulica (m)	Radio Hidráulico	Perímetro Mojado (m)	Velocidad Media (m/s)
Aguas Arriba	0.74	1.26	1.2	19.67	2.61
Aguas Abajo	1	1.24	1.16	15.19	3.5

Fuente: Elaboración Propia.

Por último, se evidencia la distribución de los perfiles de velocidad en la sección transversal al cauce, la velocidad del flujo es no-uniforme en todo su dominio. Lo anterior, se debe a la relación directa de la capa límite con la sección del lecho del canal. De este modo, la resistencia del flujo en las orillas y en el fondo es mayor que la resistencia superficial. Lo anterior, se puede evidenciar en la Tabla 15.

Tabla 15. Perfil de Velocidades



Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Max Chl Depth
607.48	609.03	609.39	610.2	0.052	4.79	11.31	11.44	1.54	1.55
607.39	608.89	609.3	610.15	0.049	4.98	10.9	9.87	1.51	1.49
607.31	608.74	609.22	610.1	0.056	5.16	10.5	9.9	1.6	1.43
607	608.32	608.76	609.68	0.062	5.16	10.5	10.9	1.68	1.32
606.99	608.56	608.58	609.11	0.022	3.27	16.58	16.09	1.03	1.57
606.76	608.28	608.37	608.86	0.028	3.37	16.1	17.97	1.14	1.52
606	607.18	607.56	608.39	0.066	4.88	11.12	13.66	1.73	1.18
606	606.66	606.95	607.6	0.076	4.29	12.65	21.44	1.78	0.66
605.99	607.16	606.93	607.35	0.009	1.93	28.1	32.81	0.67	1.17
605.99	606.84	606.84	607.2	0.023	2.66	20.42	28.72	1.01	0.85
605.51	606.52	606.57	606.94	0.029	2.86	18.98	29.06	1.13	1.01
604.47	605.44	605.75	606.41	0.085	4.37	12.4	22.26	1.87	0.97
604	605.15	605.31	605.7	0.043	3.29	16.5	27.2	1.35	1.15
603.75	604.8	604.91	605.25	0.041	2.95	18.35	33.41	1.27	1.06

Fuente: Elaboración Propia.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se calcula un galibo de 3.9 metros, el cual corresponde a la cota inferior del puente en 614.0 m, según la batimetría.
- Para el puente se requiere que se tenga una luz mínima de 15 m, en el cálculo de la geometría del mismo.
- Se obtuvo una socavación máxima de 1.44 m en el eje del río, por lo tanto, se sugiere que la cota mínima de desplante sea de 608.38 m para el nivel de cimentación.
- En el Anexo 1 se presentan los datos de las estaciones hidrometeorológicas utilizadas, junto al cálculo de caudales de diseño y socavación. Por otro lado, en el Anexo 2 se presenta el modelo hidráulico del cauce en Hec-Ras.
- Se debe conservar la integridad del diseño para garantizar la validez de los mismos.

10. BIBLIOGRAFÍA:

- Bohorquez, P., Garcia-Garcia, F., & Atos, F.-J. M.-M. (2015). *Simulación numérica de la dinámica fluvial del río Guadalquivir y de su interacción con presas: efecto sobre la colmatación de embalses y agradación del cauce Stochastic modelling of sediment transport for paleohydraulic reconstruction of floods (SEDRETO CGL2015-70736-R) View project ONOFRE-2: Optical Networks Convergence in the Future Internet-2 View project*.
<https://www.researchgate.net/publication/280084847>
- David, M., Aguirre, G., Andrés, R., & Tapia, B. (2016). *UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL PROTECCIONES NATURALES CONTRA LA SOCAVACIÓN EN RÍOS: ESTUDIO DE CASO DEL RÍO TOMBAMBA. Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. Autores: Octubre-2016.*
- Gil, S. B. (2013). *Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas).*
- Moreno Diego Alejandro, Caicedo Gabriel, Álvarez Moreno, Ayala Luis, & Tovar Martha. (2008). *Modelación hidráulica del río Negro en el Km 20+100 Vía Pacho _*.
- SANDRA PATRICIA GRACIANO, & Trabajo. (2015). ESTIMACIÓN DE UMBRALES DE LLUVIA DETONANTE DE DESLIZAMIENTOS EN LAS MICROCUENCAS DE LOS CORREGIMIENTOS DE VILLA RESTREPO Y JUNTAS DE LA CUENCA COMBEIMA IBAGUÉ – TOLIMA. *Ekp*, 13(3), 1576–1580.
- Schreider, M., Zanardi, L., Scacchi, G., & Franco, F. (1998). EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y POR ESTRIBO EN PUENTES ALIVIADORES EN VALLE DE INUNDACIÓN. In *Ingeniería del Agua* (Vol. 5, Issue 2). <http://iwaponline.com/IA/article-pdf/5/2/23/576509/ia19982747.pdf>
- Vargas, R., & Díaz-Granados, M. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia. *XIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología*, 12.
- Yeison Ordoñez, C. G. (2017). Determinación del tiempo de concentración real en cuencas hidrográficas pequeñas para cauces de montaña, en la meseta de Popayán. *Academia*.

11. ANEXOS

ANEXO 1. Archivos Shape.

ANEXO 2. Plano de Implantación del Puente.

ANEXO 3. Modelos en HEC-RAS.

ANEXO 4. Memorias de Cálculo.