CONTRATO NO. S-CON-16-2024-X-0

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”

INFORME

ESTUDIO HIDROLÓGICO - HIDRÁULICO



Kawsus

CONSULTORÍA Y ASESORÍA

PROYECTO:

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO-LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”

INFORME DE ESTUDIO HIDROLÓGICO

MAYO-2025

Cliente:	**PREFECTURA DEL GUAYAS**
Proyecto:	“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO-LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”
Documento:	KAW-PG-INF-HID-001
Título:	INFORME ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO

Preparó:	KAWSUS CIA LTDA.	
Preparó:	Ing. Aurelio Ochoa ESPECIALISTA HIDROLÓGICO	Firmado electrónicamente por: SANTIAGO AURELIO OCHOA GARCIA Validar únicamente con FirmaEC
Revisó:	Ing. Danilo Bustos DIRECTOR PROYECTO	Firmado electrónicamente por: CRISTIAN DANILO BUSTOS CABRERA Validar únicamente con FirmaEC
Aprobó:	Ing. Byron Chacha ADMINISTRADORA DE CONTRATO	Firmado electrónicamente por: BYRON RODRIGO CHACHA CABRERA Validar únicamente con FirmaEC

CONTROL DE CAMBIOS	
Rev. 00	
Rev. 00	

Índice de contenido

ESTUDIO HIDROLÓGICO 9

1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO 9

2. UBICACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO 9

3. CARACTERIZACIÓN HIDROGRÁFICA DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO 10

4. DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA 12

5. CLIMATOLOGÍA GENERAL 14

6. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES 14

6.1. Disponibilidad de información 14

6.2. Precipitación mensual y distribución temporal de lluvias 15

6.3. Generación de Isoyetas en la cuenca del río Villao y distribución espacial de las lluvias 16

6.4. Análisis de intensidades máximas en 24 horas 18

7. ANÁLISIS DE CAUDALES 23

7.1. Método Racional para Obtención de Caudales 23

7.2. Determinación de Intensidades de Lluvia 23

7.3. Determinación del Área de Aporte de las Subcuencas consideradas 25

7.4. Determinación del Factor de Escorrentía 25

7.5. Caudales Máximos 27

7.6. ANALISIS DE CAUDALES MEDIANTE EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO 28

7.7. transformación exceso de precipitación – escorrentía, hidrograma adimensional scs ... 28

7.8. abstracciones iniciales 29

7.9. Condiciones antecedentes de humedad 30

7.10. GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO y número de curva 31

7.11. tormenta de diseño 31

7.12. MODELACIÓN Y RESULTADOS 32

8. CONCLUSIONES ESTUDIO HIDROLÓGICO 35

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE INUNDACIONES Y SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES 37

9. OBJETIVOS 37

9.1. Objetivo General 37

9.2. Objetivos Específico 37

10. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO 37

11. INFORMACIÓN INICIAL 39

11.1. Condiciones Hidrológicas 39

11.2. Topografía y batimetrías 40

11.3. Características geofísicas en los tramos analizados 41

12. MODELOS HIDRODINÁMICOS 44

12.1. Tramo del río Puente 1 45

12.2. Tramo del río Puente 2 50
12.3. Tramo del SUPER SPAN 54
13. ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN Y MEDIDAS DE SEGURIDAD EN LOS TRAMOS ANALIZADOS 57
13.1. Cálculo de la socavación 57
13.1.1. 15.1.1 Método de Lischtvan-Levediev 57
13.1.2. Método de Maza & Echavarría 59
13.2. Medidas de Seguridad 59
13.2.1. Resultados Tramo Puente 1 62
13.2.2. Resultados Tramo Puente 2 64
14. CONCLUSIONES INUDACIÓN SOCAVACIÓN 67
HIDRÁULICA OBRAS DE DRENAJE MENOR 68
15. OBJETIVOS 68
15.1. OBJETIVO GENERAL 68
15.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 68
16. UBICACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO 68
17. METODOLOGÍA 69
17.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR 69
17.2. DELIMITACIÓN DE LAS MICROCUENCAS 72
17.3. MÉTODO RACIONAL PARA EL CÁLCULO DE CAUDAL 74
17.4. Hidrograma unitario para cálculo de caudal 78
17.5. CRITERIOS DE DISEÑO 79
17.6. EVALUACIÓN HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS EXISTENTES 80
17.7. DETERMINACIÓN DÍAMETRO DE ALCANTARILLA 80
17.8. DISEÑO DE CUNETAS 84
17.9. SUBDRENES 89
18. CUNETAS DE CORONACIÓN 92
19. ESTRUCTURA SUPER SPAN 96
19.1. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA DE APORTE 96
19.2. MÉTODO RACIONAL PARA EL CALCULO DE CAUDAL 96
19.3. MODELACIÓN HIDRÁULICA DE ESTRUCTURA SUPER SPAN 97
20. RUBROS Y ESTIMACIÓN DE CANTIDADES 99
21. CONCLUSIONES 105
22. BIBLIOGRAFIA 106
23. ANEXOS 106

Índice de Figuras

Figura 2-1 Mapa de Ubicación del proyecto 9
Figura 3-1 Delimitación de la cuenca hidrográfica en estudio 10
Figura 3-2 Delimitación de las subcuencas hidrográficas en el río Villao 11
Figura 4-1 Mapa de ubicación de estaciones 13
Figura 6-1 Régimen de precipitaciones de estaciones en la zona de influencia 16
Figura 6-2 Mapa de Precipitación Media Anual 17
Figura 6-3 Mapa de zonificación de intensidades de precipitación 18
Figura 6-4 Ecuación IDF para la ZONA 53, estación M0169-Julcuy 19
Figura 6-5 Curvas IDF cuenca Río Villao 22
Figura 7-1 Cobertura vegetal de la cuenca hidrográfica en estudio 27
Figura 7-2 Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. a) Hidrograma adimensional, b) Hidrograma unitario triangular. *Fuente: Chow 1988* 28
Figura 7-3 Método SCS: P: precipitación total, Ia: abstracciones iniciales, Fa: abstracción continuada, Pe: exceso de precipitación. *Fuente: Chow 1988* 29
Figura 7-4 Tormenta de diseño e hidrograma (puente 1) 33
Figura 7-5 Tormenta de diseño e hidrograma (puente 2) 33
Figura 7-6 Tormenta de diseño e hidrograma (Tributario 1) 34
Figura 7-7 Tormenta de diseño e hidrograma (Tributario 2) 34
Figura 10-1 Ubicación del proyecto 38
Figura 10-2. Ubicación de los puentes y eje vial. 38
Figura 11-1. Puntos Levantados para la Modelación Hidráulica de los Ríos. 40
Figura 12-1. Condiciones de Contorno del Tramo Puente 1 (TP1). 46
Figura 12-2. Profundidad de Flujo Tramo Puente 1 (TP1). 47
Figura 12-3. Nivel del Pelo de Agua Tramo Puente 1 (TP1) 48
Figura 12-4. Sección transversal del Puente 1 (TP1). 49
Figura 12-5. Velocidad Media de Flujo Tramo Puente 1 (TP1). 50
Figura 12-6.. Condiciones de Contorno del Tramo Puente 2 (TP2). 51
Figura 12-7. Profundidad de Flujo Tramo Puente 2 (TP2). 52
Figura 12-8. Nivel del Pelo de Agua Tramo Puente 2 (TP2) 53
Figura 12-9. Sección transversal del Puente 2 (TP2). 53
Figura 12-10. Velocidad Media de Flujo Tramo Puente 2 (TP2). 54
Figura 12-11. Sección transversal en la estructura Super Span (T4) 55
Figura 12-12. Velocidad Media de Flujo Tramo Puente 3 (TP3). 55
Figura 13-1. Sección de un Enrocado Tipo. 60
Figura 13-2. Distribución de Velocidades Sección del Puente 1. 63

Figura 13-3. Perfil de Socavación Sección del Puente 1. 63
Figura 13-4. Disposición de las Protecciones con Enrocado Tramo Puente 1 (TP1). ..64
Figura 13-5. Distribución de Velocidades Sección del Puente 2. 65
Figura 13-6. Perfil de Socavación Sección del Puente 2. 65
Figura 13-7. Disposición de las Protecciones con Enrocado Tramo Puente 2 (TP2). ..66
Figura 16-1 Mapa de Ubicación del proyecto 69
Figura 17-1 Ubicación y características de alcantarillas observadas en campo 71
Figura 17-2 Ubicación y características de alcantarillas observadas en campo 72
Figura 17-3 Microcuencas hidrográficas 73
Figura 17-4 Cobertura vegetal de las microcuencas 75
Figura 17-5 Mapa de zonificación de intensidades de precipitación 76
Figura 17-6 Ecuación IDF para la ZONA 53, estación M0169-Julcuy 77
Figura 17-7 Tormenta de Diseño / Hidrograma (Alcantarilla 5 y 6) 79
Figura 17-8 Esquema de estructura de entrada y salida de alcantarillas. 84
Figura 17-9 Detalle de escurrimiento en calzada de la vía 85
Figura 17-10 Esquema de sección de cuneta 85
Figura 17-11 Dimensiones típicas de cunetas triangulares 86
Figura 17-12 Sección tipo para cunetas 88
Figura 17-13 Esquema de Subdrenes 92
Figura 18-1 Esquema de Cuneta de Coronación 94
Figura 18-2 Cuneta de Coronación 94
Figura 19-1 Delimitación de cuenca de aporte 96
Figura 19-2 Sección transversal estructura super span aguas arriba 98
Figura 19-3 Sección transversal estructura super span aguas abajo 98
Figura 19-4 Modelación hidráulica estructura super span 99

Índice de Tablas

Tabla 3-1 Características de la cuenca del Río Villao.....11
Tabla 3-2 Características de las subcuencas del Río Villao.....12
Tabla 4-1 Estaciones en el área de influencia de la cuenca del río Villao.....12
Tabla 5-1 Estación con información climatológica.....14
Tabla 5-2 Valores climáticos medios para la zona de influencia del proyecto.....14
Tabla 6-1 Series históricas de lluvias disponibles para el estudio.....15
Tabla 6-2 Precipitación media mensual en estaciones (mm).....15
Tabla 6-3 Precipitación media anual en estaciones (mm).....16
Tabla 6-4 Intensidades máximas de estaciones cercanas.....19
Tabla 6-5 Intensidades máximas en 24 h de estaciones cercanas.....20
Tabla 6-6 Intensidades máximas en 24 h en la cuenca del Río Villao.....21
Tabla 6-7 Precipitaciones máximas en 24 horas proyectadas para distintos TR.....22
Tabla 7-1: Cálculos del tiempo de concentración.....24
Tabla 7-2 Intensidad en las cuencas de aporte para diferentes periodos de retorno...24
Tabla 7-3 Determinación del factor C.....25
Tabla 7-4 Valor del factor C para cada cuenca de aporte.....25
Tabla 7-5 Caudales para distintos períodos de retorno (m^3/s).....27
Tabla 7-6 Parámetros Método Hidrograma Unitario.....32
Tabla 7-7 Caudales obtenidos mediate Hidrograma Unitario.....32
Tabla 11-1. Caudales para distintos períodos de retorno (m^3/s).....39
Tabla 11-2. Detalle de las perforaciones para le geofísica de los puentes.....41
Tabla 13-1. Coeficiente de contracción $\boldsymbol{\mu}$.....58
Tabla 13-2. Coeficiente de flujo $\boldsymbol{\beta}$.....58
Tabla 13-3. Exponente $\boldsymbol{x}$.....59
Tabla 13-4. Coeficiente ∅.....61
Tabla 13-5.. Ancho de Corona.....61
Tabla 13-6. Diámetro mínimo (centím) en base al peso específico del enrocado. 62
Tabla 17-1 Características de las microcuencas.....74
Tabla 17-2 Coeficientes de escorrentía.....76
Tabla 17-3 Caudales calculados para microcuencas.....78
Tabla 17-4 Parámetros método hidrograma unitario.....79
Tabla 17-5 Caudales obtenido método hidrograma unitario.....79
Tabla 17-6 Evaluación de tuberías existentes.....81
Tabla 17-7 Diámetros comerciales calculados.....82
Tabla 17-8 Estructuras Alcantarillado.....83

Tabla 17-9 Intensidad utilizada para cálculo 86
Tabla 17-10 Caudal de aporte de taludes 87
Tabla 17-11 Longitud y pendiente máxima y mínima.....87
Tabla 17-12 Caudal calculado para los 3 casos método MOP (Henderson) 87
Tabla 17-13 Cálculo de cuneta triangular.....87
Tabla 17-14 Tramos de construcción de cunetas a lo largo de la vía y descarga 88
Tabla 17-15 Abscisado de subdrenes 89
Tabla 17-16 Parámetros para cálculo de caudal de diseño.....90
Tabla 17-17 Diseño de tuberías para subdrenes 91
Tabla 18-1 Sección trapezoidal 93
Tabla 18-2 Intensidad utilizada para cálculo 94
Tabla 18-3 Caudal de aporte de taludes 94
Tabla 18-4 Cálculo cuneta de coronación pendiente 2% y 10% 95
Tabla 18-5 Cálculo bajante con rugosidad artificial.....95
Tabla 18-6 Abscisas cunetas de coronación.....95
Tabla 19-1 Características de la cuenca de aporte.....96
Tabla 19-2 Características de la cuenca de aporte.....97
Tabla 20-1 Resumen de cantidades de alcantarillado 101
Tabla 20-2 Cantidades de subdrenes.....102
Tabla 20-3 Cantidades de cunetas.....103
Tabla 20-4 Resumen de cantidades muros de ala.....103
Tabla 20-5 Resumen de cantidades muros tipo cajón.....103
Tabla 20-6 Resumen de cantidades cunetas de coronación 104
Tabla 20-7 Resumen de cantidades cunetas de coronación 104
Tabla 20-8 Resumen de cantidades.....105

ESTUDIO HIDROLÓGICO

1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

El Estudio Hidrológico está encaminado a proporcionar las características climáticas e hidrológicas requeridas para el proyecto.

Los objetivos específicos son:

- Establecer las condiciones hidro-climáticas que caracterizan la zona de estudio.
- Calcular las precipitaciones máximas en 24 horas para el diseño de las obras de drenaje
- Estimar los caudales máximos en los tributarios del río Villao para diferentes periodos de retorno.

2. UBICACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra en la provincia del Guayas, cantón Pedro Carbo, parroquia Pedro Carbo y tiene una longitud aproximada de 22 km iniciando desde el poblado cercano a Fátima hasta el poblado de Las Vegas.

En la Figura 2-1 se indica la ubicación del proyecto, en el ámbito provincial, cantonal y parroquial.

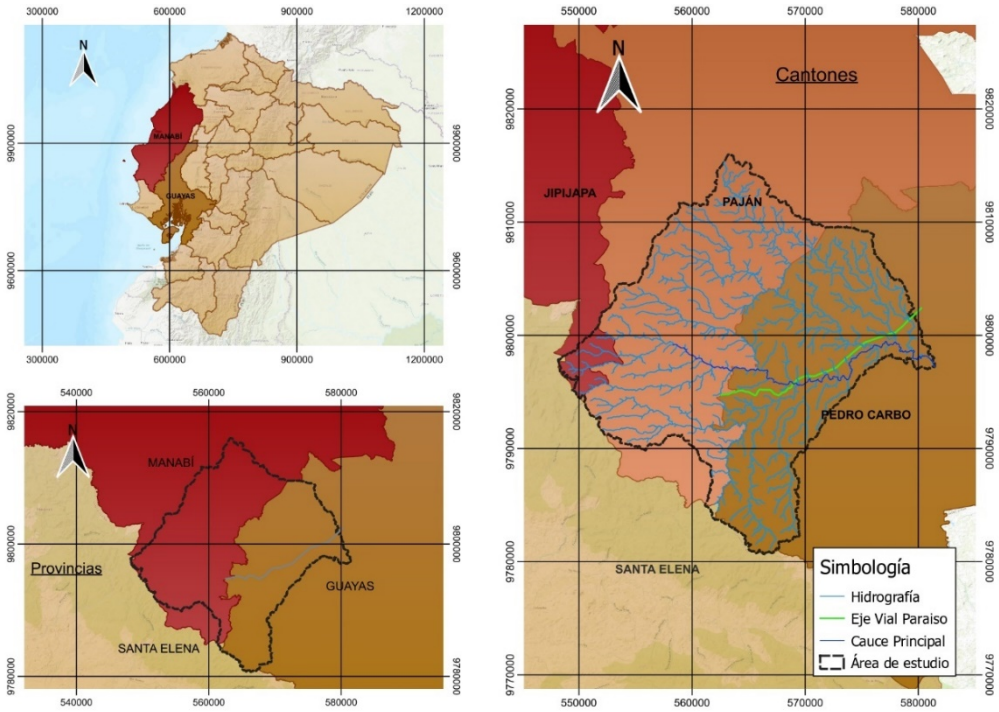


Figura 2-1 Mapa de Ubicación del proyecto
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Como puede observarse en la Figura 2-1, la cuenca del río Villao abarca aguas de las provincias Guayas y Manabí. Sin embargo, el proyecto vial motivo del estudio se encuentra en su totalidad en la provincia del Guayas en el cantón Pedro Carbo.

3. CARACTERIZACIÓN HIDROGRÁFICA DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

Todo proyecto de ingeniería requiere de una caracterización de los flujos aportantes para en base a esto tener parámetros de entrada para los diseños de obras de drenaje y protección contra inundaciones. La cuenca hidrográfica del río Villao se considera la principal para el análisis de este proyecto. Las características morfológicas más relevantes de la cuenca hidrográfica del río Villao se presentan en la Tabla 3-1

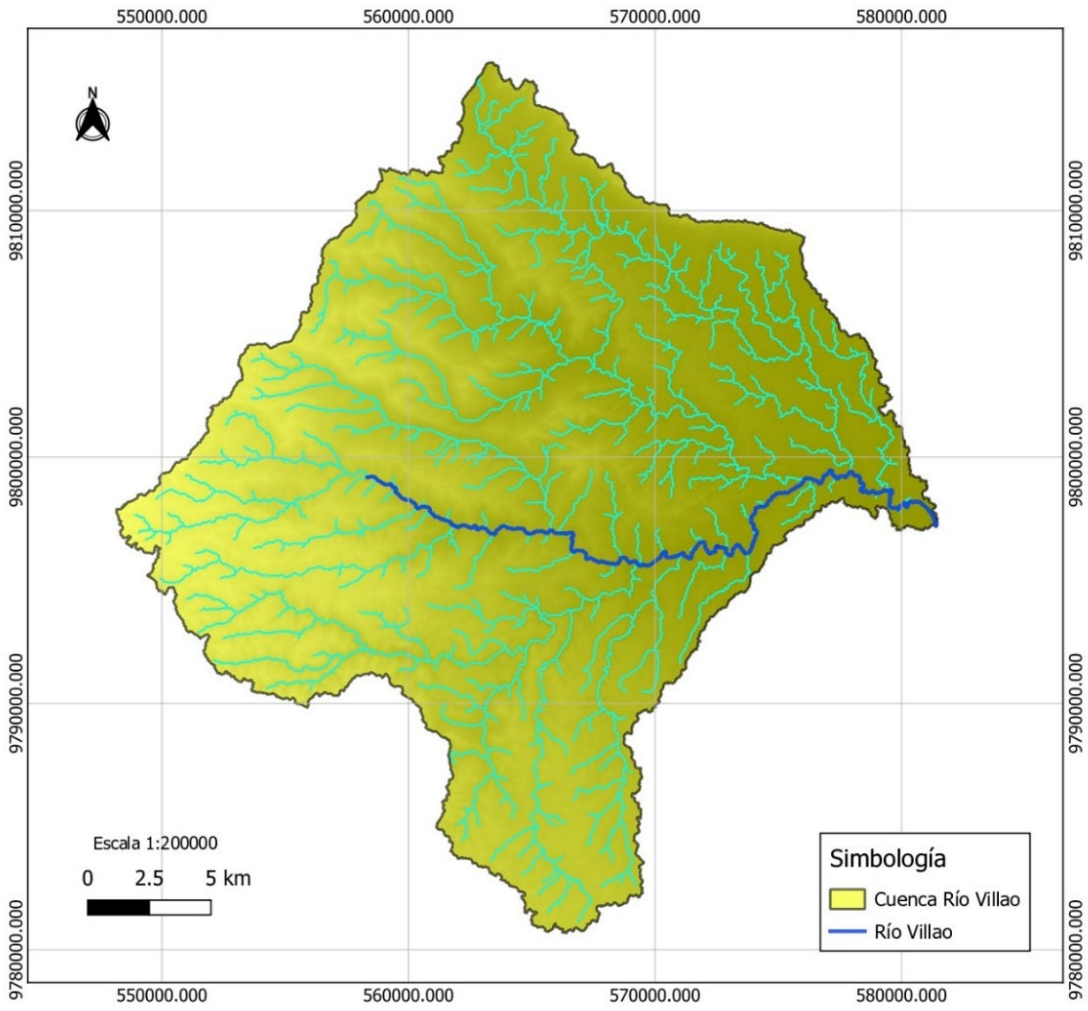


Figura 3-1 Delimitación de la cuenca hidrográfica en estudio
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-1 Características de la cuenca del Río Villao

Cuenca	Área (km²)	Perímetro (km)	Cota (m.s.n.m.)		Altitud Media (m.s.n.m.)	Desnivel (m)	Índice de Compacidad
			Mínima	Máxima			
Río Villao	566.18	192.72	67	843	343.23	776	2.28

Fuente: Cartografía básica, IGM escala 1:25.000
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

La cuenca presenta una cota máxima de 843 m.s.n.m. con un desnivel de 776 m hasta una cota mínima de 67 m.s.n.m. Su geometría se puede describir por el índice de compacidad, el cual está estrechamente ligado con el tiempo de concentración de la cuenca. La cuenca de estudio presenta una forma rectangular (K_c>1.75). Valores del índice de compacidad superiores a 1.75 indican cuencas irregulares y con menor peligrosidad a las crecidas, sin embargo, en este caso por el régimen de lluvia y la baja pendiente en la cuenca de estudio la misma podrá ser vulnerable a inundaciones en épocas de invierno. A medida que el tiempo de concentración es mayor, la respuesta de la cuenca a determinada precipitación tenderá a ser menor y viceversa.

De igual forma es relevante para los objetivos del proyecto la delimitación y caracterización de las subcuencas que integran la cuenca del río Villao. Esto con la finalidad de estimar los caudales máximos en los tributarios de la cuenca, con énfasis en los puntos en donde es necesario la ubicación de puentes o estructuras y evaluar áreas inundables. La delimitación y red hídrica de las subcuencas se presenta en la Figura 3-2. Las características morfológicas más relevantes de dichas subcuencas se muestran en la Tabla 3-2.

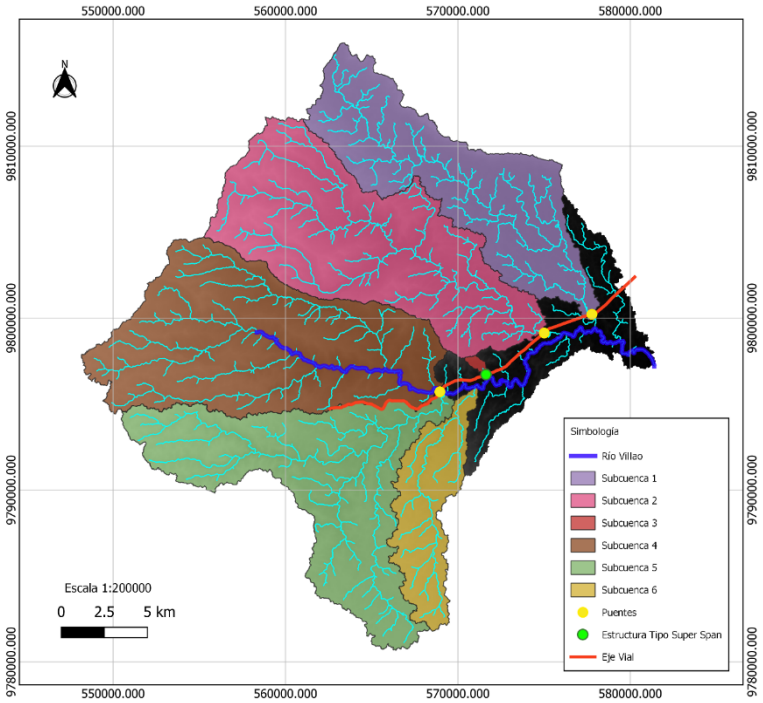


Figura 3-2 Delimitación de las subcuencas hidrográficas en el río Villao
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-2 Características de las subcuencas del Río Villao

Cuenca	Área (km²)	Perímetro (km)	Cota (m.s.n.m.)		Altitud Media (m.s.n.m.)	Desnivel (m)	Índice de Compacidad
			Mínima	Máxima			
Subcuenca 1	95.26	89.93	78	694	199.26	396	2.60
Subcuenca 2	128.61	87.81	89	694	298.78	605	2.18
Subcuenca 3	0.87	5.55	100	250	163.97	150	1.75
Subcuenca 4	140.15	88.53	126	843	485.07	717	2.11
Subcuenca 5	113.01	115.39	126	748	448.89	622	3.06
Subcuenca 6	36.48	60.02	103	464	327.14	361	2.80

Fuente: Cartografía básica, IGM escala 1:25.000
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

4. DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

En zonas aledañas a la cuenca del río Villao se ubican estaciones que pueden tener influencia para el análisis climático del proyecto. Por un lado, registros de precipitaciones con información histórica de la estación Villao – Pedro Carbo M555 y, por otro lado, información de caudales de la estación Daule en la Capilla H365, cuya fuente es el INAMHI.

Estas estaciones permitirán analizar las condiciones hidrológicas del río Villao. También, es importante realizar un análisis de precipitaciones a escala regional para determinar la distribución temporal y espacial de las lluvias en el área de estudio. Por ello, se recopiló información existente en los Anuarios Meteorológicos e Hidrológicos del INAMHI y se solicitó información adicional a esta institución de las variables de precipitación diaria, precipitación mensual y caudal medio diario. La lista de estaciones consideradas se indica en la Tabla 4-1, sus coordenadas de ubicación se encuentran en el Datum WGS84, Z17S.

Tabla 4-1 Estaciones en el área de influencia de la cuenca del río Villao

Información pluviométrica y climatológica					
Código	**Estación**	**Tipo**	**UTMx (m)**	**UTMy (m)**	**Cota m.s.n.m.**
M249	VALLE DE LA VIRGEN	CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	589664	9808027	-
M555	VILLAO-PEDRO CARBO	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	574334	9796058	90
M589	GUALE	PLUVIOMETRICA	584756	9819943	40
M779	LOS CEIBITOS	PLUVIOMETRICA	560702	9776719	-
M781	EL AJI	PLUVIOMETRICA	544426	9791462	-
M783	SALANGUILLO	PLUVIOMETRICA	548872	9784091	-
M1085	PLAN AMERICA - DAULE	PLUVIOMETRICA	607738	9802491	0
M1207	NOBOL	AUTOMATICA, CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	608748	9789961	7
M0459	SAN PABLO-MANABI	PLUVIOMETRICA	545420	9825480	459
M0458	COLIMES DE PAJAN	PLUVIOMETRICA	554968	9825539	200
M0171	CAMPOSANO #2	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	566616	9823940	156
M0475	COLIMES DE BALZAR INAMHI	PLUVIOMETRICA	610344	9829450	28
M0476	DAULE EN LA CAPILLA	PLUVIOMETRICA	611695	9812499	7

Información hidrológica					
Código	**Estación**	**Tipo**	**UTMx (m)**	**UTMy (m)**	**Cota m.s.n.m.**
H348	VINCES EN VINCES	LM	639827	9829557	41
H359	PAJAN EN AGUA FRIA	LG	569861	9822403	323
H363	DAULE EN BALZAR	LM	621541	9850419	30
H365	DAULE EN LA CAPILLA	LG	611757	9812499	13

Fuente: INAMHI
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

En la Figura 4-1 se presenta la ubicación geográfica de las estaciones con influencia en la cuenca del río Villao.

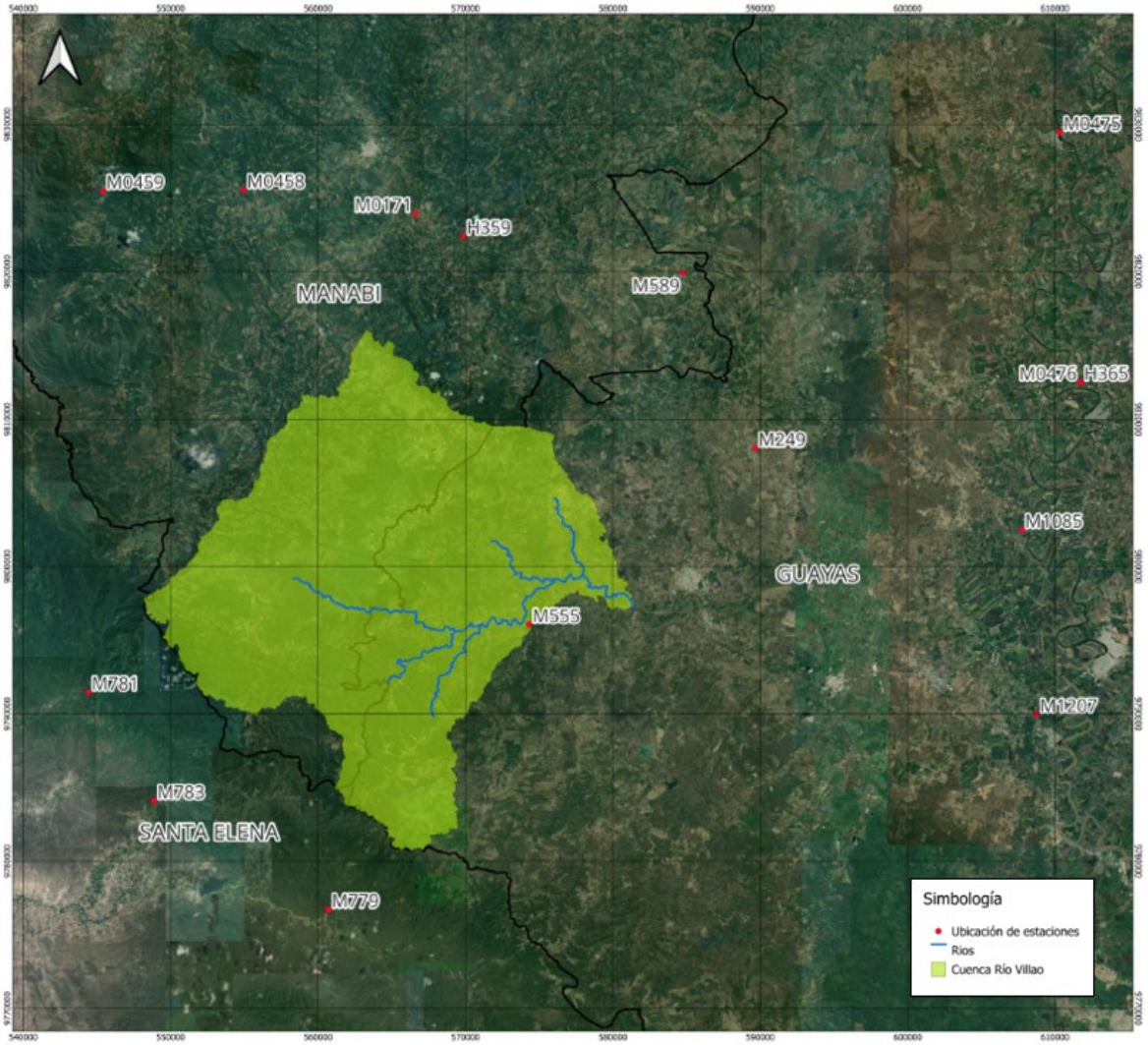


Figura 4-1 Mapa de ubicación de estaciones
Datum: WGS84, Z17S
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Inicialmente, se han considerado 13 estaciones meteorológicas y 4 estaciones hidrológicas para el análisis hidrológico en la zona del proyecto.

5. CLIMATOLOGÍA GENERAL

Para una descripción general del clima de la región de estudio se ha considerado una estación meteorológica base en la zona de influencia del proyecto, esta estación es propiedad del INAMHI y se ubica en el poblado de Nobol. Los datos se presentan desde el año 2002 hasta el año 2013 y permiten establecer valores promedio de los diferentes parámetros climáticos en la zona de proyecto (Tabla 5-1).

Tabla 5-1 Estación con información climatológica

Código - Fuente	Nombre de la Estación	Provincia	Serie
M1207 - INAMHI	NOBOL	GUAYAS	2002-2013

Fuente: INAMHI
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Del procesamiento de información de los parámetros climáticos de todos los registros disponibles para la estación considerada se obtienen los valores medios mensuales. En la Tabla 5-2 se resume los valores climáticos medios en la zona del proyecto.

Tabla 5-2 Valores climáticos medios para la zona de influencia del proyecto

Nobol - M1207													
Parámetro	**Mes**												**Prom.**
	Ene	**Feb**	**Mar**	**Abr**	**May**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dic**	
Temp. Media (°C)	26.28	26.58	26.95	27.06	26.72	25.55	25.12	25.06	25.80	25.90	26.28	27.03	26.19
Hum. Relativa (%)	85.00	87.20	87.00	84.00	83.67	85.40	83.40	82.17	79.50	78.60	77.40	75.00	82.36
Nubosidad (Octas)	7	6.4	6	5.25	5.4	6.4	6.2	6	5.8	6.4	6.2	6.4	6.12
Vv (km/h)	1.63	1.43	1.70	1.43	1.63	1.20	2.00	2.50	2.78	2.90	3.05	2.80	2.09

Fuente: Anuarios meteorológicos de INAMHI
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Los resultados indican que la temperatura promedio en la zona de estudio es de 26°C, siendo el periodo más caliente entre noviembre a mayo, con temperaturas de alrededor de 27°C, y la época fría para los meses de junio a septiembre con un promedio alrededor de los 25.5 °C. La humedad relativa promedio es ligeramente superior a 80%, con velocidades de viento moderadas de alrededor de 2.1 m/s.

6. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES

6.1. DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN

De las estaciones indicadas en la Tabla 4-1 se recopiló y completó información histórica y disponible en anuarios digitales proporcionados por el INAMHI. De igual forma se complementó la información disponible con datos proporcionados por el INAMHI y la Prefectura del Guayas. Para los fines del proyecto, los registros disponibles permitirán llevar a cabo una caracterización hidrológica con resultados que se aproximen a la realidad. La serie de datos disponibles de las estaciones se muestran en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1 Series históricas de lluvias disponibles para el estudio

Estación	Código	Registros		Institución
		Inicio	Fin	
Valle de la Virgen	M249	1990	2008	CEDEGE
Villao-Pedro Carbo	M555	1987	2008	CEDEGE
Guale	M589	1990	2016	INAMHI
Los Ceibitos	M779	1990	1995	CEDEGE
El Aji	M781	1990	1995	CEDEGE
Salanguillo	M783	1989	2015	CEDEGE
Plan America - Daule	M1085	1990	2008	CEDEGE
Nobol	M1207	2002	2013	INAMHI
San Pablo-Manabi	M0459	1981	2015	INAMHI
Colimes De Pajan	M0458	1981	2018	INAMHI
Camposano #2	M0171	1981	2017	INAMHI
Colimes De Balzar Inamhi	M0475	2000	2013	INAMHI
Daule En La Capilla	M0476	2000	2013	INAMHI

Fuente: Anuarios meteorológicos de INAMHI
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

6.2. PRECIPITACIÓN MENSUAL Y DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LLUVIAS

Se proceso la variable de precipitación media mensual de las estaciones meteorológicas que tienen influencia sobre el proyecto. Para la determinación de la distribución temporal de lluvias para la cuenca del río Villao, se utilizó toda la información disponible en las diferentes estaciones pluviométricas existentes en la región. Esta información ha sido procesada y sometida a un control de calidad para su validación.

Los valores medios de precipitación mensuales disponibles en cada una de las estaciones que serán utilizados en el análisis se presentan en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2 Precipitación media mensual en estaciones (mm)

Estación	Código	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Valle de la Virgen	M249	191.9	155.9	262.0	190.2	38.7	8.4	0.2	0.0	9.6	0.0	0.6	53.5	911.4
Villao-Pedro Carbo	M555	139.12	247.05	177.48	154.96	75.72	4.88	6.81	0.13	8.38	8.04	17.81	54.36	894.72
Guale	M589	161.38	280.59	244.92	206.85	80.82	10.15	13.75	5.28	15.15	6.51	13.32	80.29	1119.00
Los Ceibitos	M779	103.55	242.73	221.80	119.95	12.93	23.83	17.67	30.38	11.00	16.53	8.25	15.15	823.76
El Aji	M781	44.00	147.40	98.75	113.00	40.33	46.75	62.75	50.00	54.25	64.75	31.75	13.50	767.23
Salanguillo	M783	83.29	139.71	115.47	60.22	16.97	7.03	7.03	10.07	5.08	7.94	16.42	14.47	483.71
Plan America - Daule	M1085	146.55	276.26	268.15	143.38	29.78	2.50	0.00	0.00	5.40	0.13	0.20	16.75	889.11
Nobol	M1207	211.17	268.39	278.34	167.26	15.54	4.32	5.20	0.39	0.48	0.94	0.27	38.47	990.75
San Pablo-Manabi	M0459	233.51	385.56	308.45	230.85	124.14	27.82	11.10	6.09	3.59	5.74	11.58	32.39	1380.82
Colimes De Pajan	M0458	174.57	252.83	260.73	230.62	116.95	25.47	9.98	3.72	4.53	3.24	13.50	50.59	1146.75
Camposano #2	M0171	204.99	305.71	347.67	273.12	147.65	29.01	13.75	3.15	9.53	5.45	17.44	53.85	1411.33

Estación	Código	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Colimes De Balzar Inamhi	M0475	229.94	334.81	292.75	218.85	57.54	13.24	3.32	6.54	0.29	0.96	9.65	57.70	1225.58
Daule En La Capilla	M0476	247.63	299.44	280.05	226.66	61.09	4.09	4.09	0.46	1.20	1.21	1.09	58.43	1185.44

Fuente: Anuarios meteorológicos de INAMHI
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

El régimen de precipitación para todas las estaciones presenta un régimen tipo costa con lluvias marcadas en la parte inicial del año entre los meses de enero y mayo; se presenta también un periodo seco entre los meses de junio y diciembre.

La Figura 6-1 muestra información de precipitaciones de las estaciones más cercanas a la zona del proyecto y se puede observar la tendencia explicada previamente; siendo los meses de febrero y marzo los de mayor precipitación de todo el año de acuerdo con las series históricas.

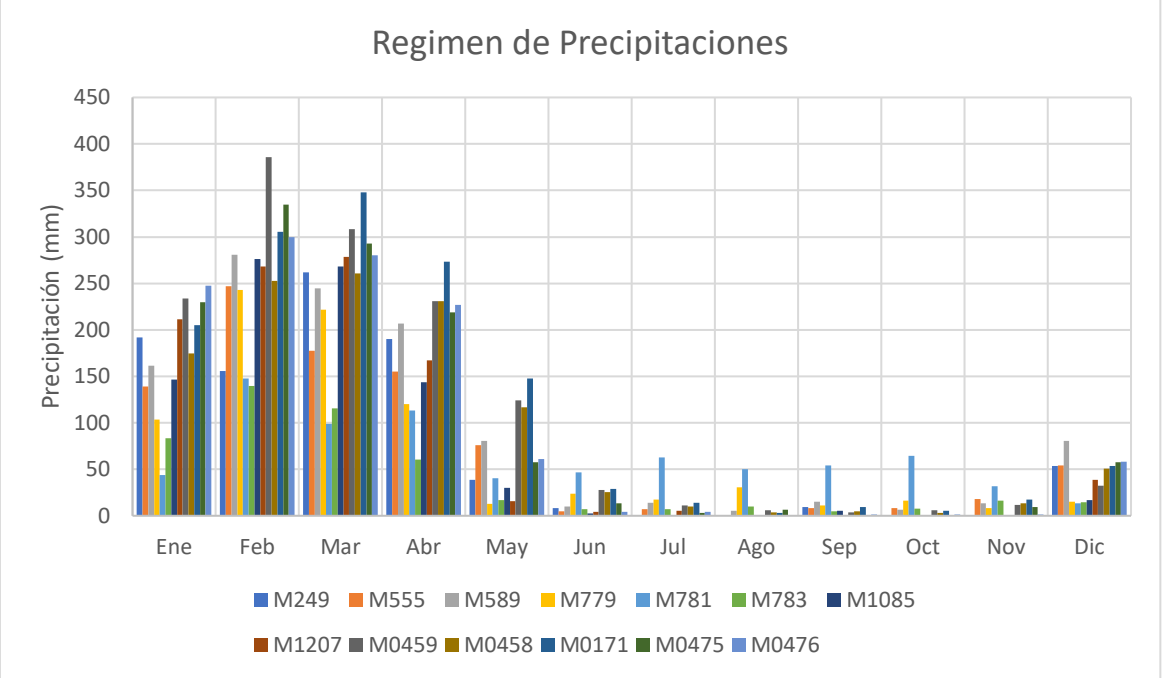


Figura 6-1 Régimen de precipitaciones de estaciones en la zona de influencia
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

6.3. GENERACIÓN DE ISOYETAS EN LA CUENCA DEL RÍO VILLAO Y DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LAS LLUVIAS

Con la ayuda de los Sistemas de Información Geográfica, y utilizando la información de la ubicación y lluvias medias determinadas en las estaciones, se procedió a un análisis espacial de lluvias con la finalidad de obtener los valores promedios de lluvia anual que se esperarían en las cuencas de estudio para así evaluar el volumen de precipitación medio esperado. Las precipitaciones anuales se indican en la Tabla 6-3.

Tabla 6-3 Precipitación media anual en estaciones (mm)

Estación	Código	Precipitación Media Anual (mm)
Valle de la Virgen	M249	911.42
Villao-Pedro Carbo	M555	894.72
Guale	M589	1119.00
Los Ceibitos	M779	823.76
El Aji	M781	767.23
Salanguillo	M783	483.71
Plan America - Daule	M1085	889.11
Nobol	M1207	990.75
San Pablo-Manabi	M0459	1380.82
Colimes De Pajan	M0458	1146.75
Camposano #2	M0171	1411.33
Colimes De Balzar Inamhi	M0475	1225.58
Daule En La Capilla	M0476	1185.44

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

A fin de realizar la caracterización espacial de la precipitación se generaron isoyetas, que representan puntos con igual precipitación en una determinada área. Con la ayuda del software QGIS 3.22 se elaboraron estas curvas mediante la metodología de interpolación IDW.

En la Figura 6-2 se presentan las Isoyetas basadas en precipitación media anual de las estaciones de acuerdo con la información presentada en la Tabla 6-3.

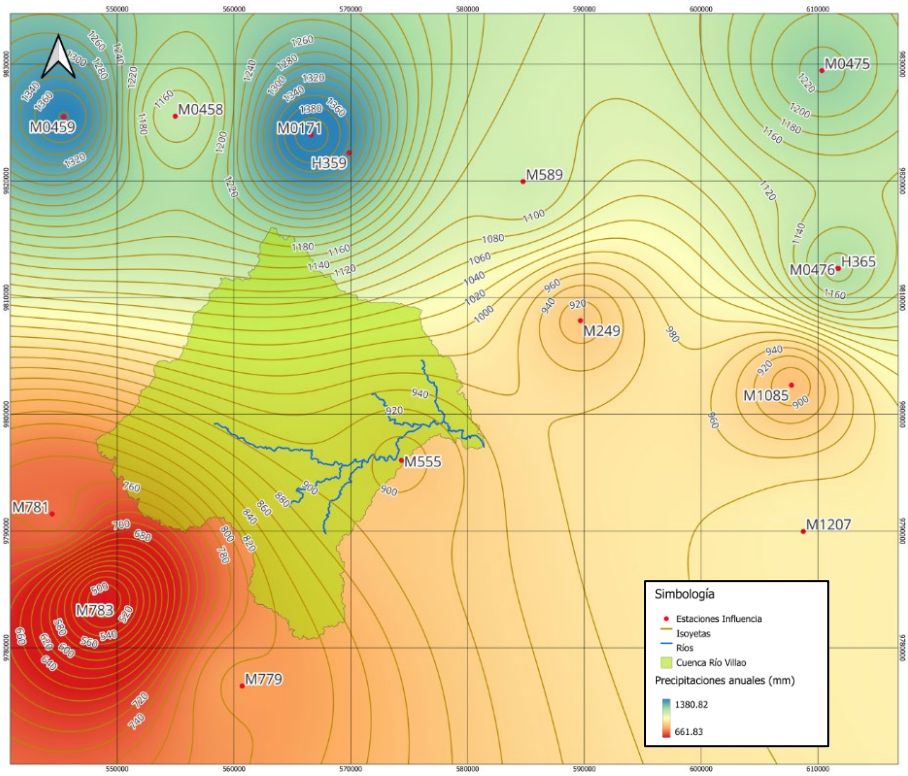


Figura 6-2 Mapa de Precipitación Media Anual
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Del análisis espacial se destacan los resultados de lluvia media anual en la cuenca del río Villao, con un valor entre los 740 mm y 1200 mm; teniendo las mayores intensidades en las inmediaciones del proyecto.

6.4. ANÁLISIS DE INTENSIDADES MÁXIMAS EN 24 HORAS

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se hace uso de las ecuaciones IDF en función de la precipitación máxima en 24 horas (curvas I_{TR}) proporcionadas por el INAMHI (2019). De acuerdo con la zonificación de intensidades de precipitación (Figura 6-3), el proyecto se encuentra en la Zona 53, por lo que la ecuación I_{TR} utilizada para el cálculo (Figura 6-4), corresponde a la estación M0169 de Julcuy, la cual ha sido establecida por el INAMHI como representativa para la Zona 53.

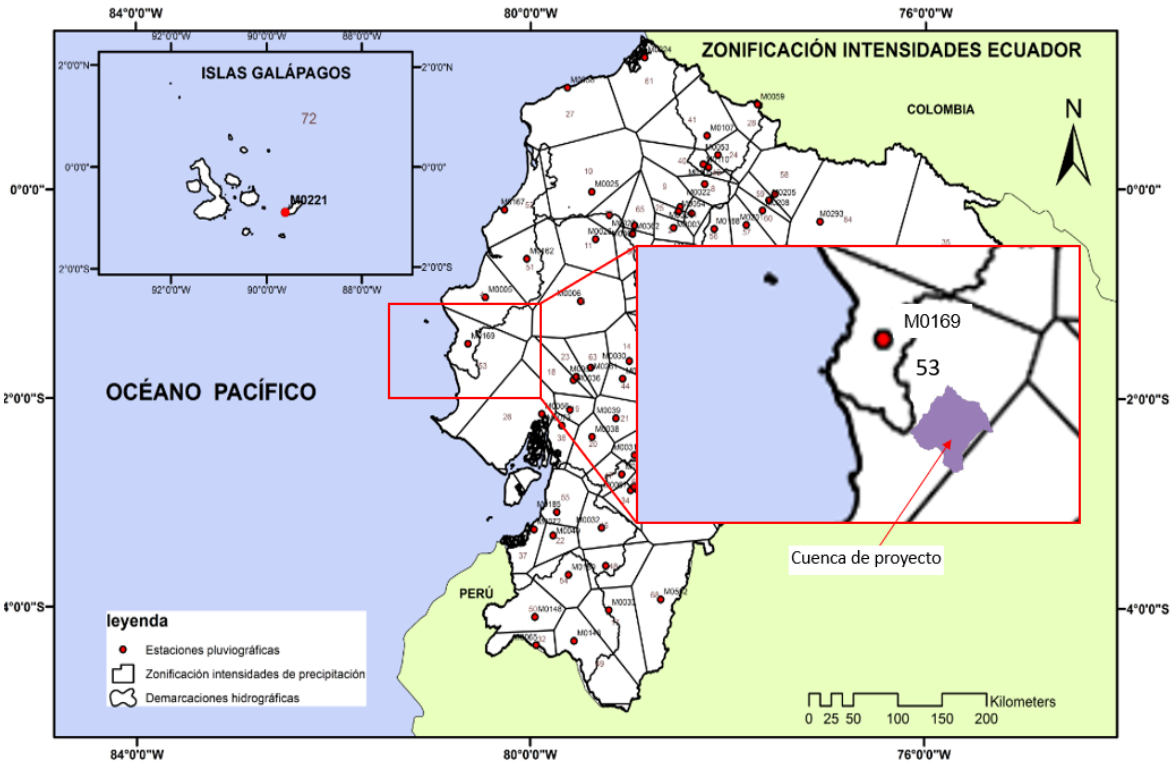


Figura 6-3 Mapa de zonificación de intensidades de precipitación
Fuente: INAMHI

Se tomó la intensidad máxima en 24 horas (Id_{TR}) de las estaciones cercanas al proyecto de las cuales se tienen dichos valores tabulados en el documento del INAMHI Capítulo 4, Tabla N°3 (2019), para posteriormente correlacionar dichas intensidades máximas en 24 horas con la cuenca en estudio y así obtener las intensidades en la Cuenca del Río Villao. Dichas estaciones se presentan en la Tabla 6-4.

Tabla 6-4 Intensidades máximas de estaciones cercanas

COD.	ESTACION	Latitud	Longitud	Altitud	Intensidad máxima 24h Id_{TR} (mm/h)						Isoyeta (mm)	Distancia a centro (km)
					TR2	TR5	TR10	TR25	TR50	TR100		
M0459	SAN PABLO MANABI	545420.5275	9825480.435	459	3.11	4.17	4.87	5.75	6.41	7.06	1380.82	34.49
M0458	COLIMES DE PAJAN	554968.3397	9825539.772	200	2.79	3.54	4.01	4.58	4.99	5.39	1146.75	29.99
M0171	CAMPOSANO #2	566616.9821	9823940.066	156	3.36	4.24	4.78	5.44	5.91	6.37	1411.33	26.86
M0475	COLIMES DE BALZAR INAMHI	610344.3786	9829450.569	28	3.9	5.35	6.3	7.51	8.41	9.29	1225.57	54.97
M0476	DAULE EN LA CAPILLA	611695.727	9812499.238	7	3.7	4.67	5.27	6.01	6.57	7.04	1185.44	47.97

Fuente: INAMHI

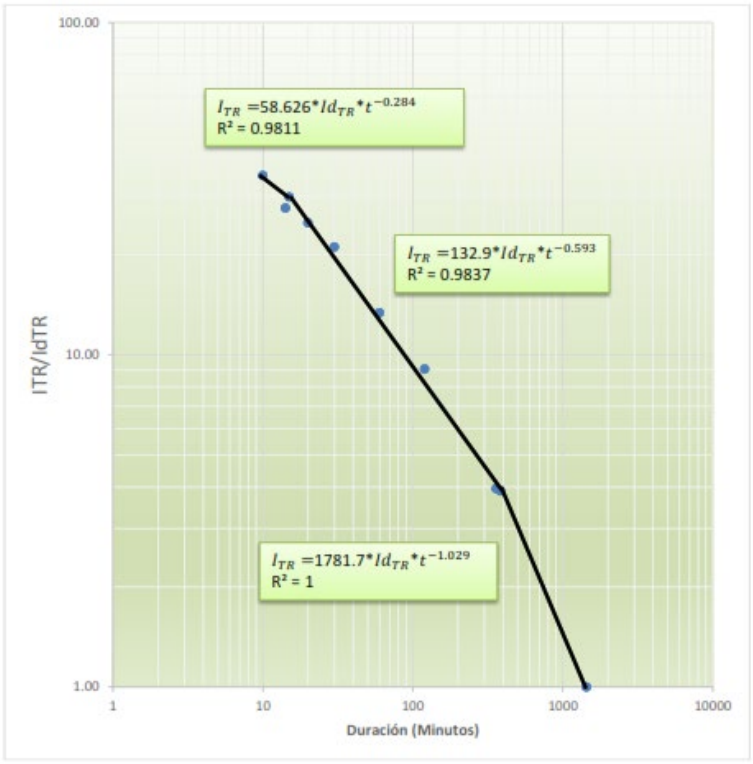


Figura 6-4 Ecuación IDF para la ZONA 53, estación M0169-Julcuy
Fuente: INAMHI

A partir de las precipitaciones estimadas para la zona de estudio mediante las isoyetas presentadas (Figura 6-2), se puede obtener la precipitación en cada una de las estaciones utilizadas para el ajuste de intensidades como se muestra en la Tabla 6-4, y considerando una precipitación media anual de 970 mm para la cuenca del río Villao se ha ajustado las intensidades de las estaciones de correlación (M0459, M0458, M0171, M0475 y M0476) mediante el método de interpolación IDW, en la Tabla 6-5 se presentan las intensidades máximas para cada una de las estaciones mencionadas.

Tabla 6-5 Intensidades máximas en 24 h de estaciones cercanas

M0459									
Duración (min) / TR (años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	115.44	94.81	82.96	69.95	55.00	36.46	24.17	12.60	3.12
5	154.78	127.12	111.23	93.79	73.74	48.89	32.41	16.90	4.18
10	180.76	148.46	129.91	109.53	86.12	57.10	37.85	19.73	4.88
25	213.43	175.29	153.38	129.32	101.69	67.41	44.69	23.30	5.76
50	237.93	195.41	170.99	144.17	113.36	75.15	49.82	25.97	6.42
100	262.05	215.23	188.32	158.79	124.85	82.77	54.88	28.61	7.07
M0458									
Duración (min) / TR (años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	103.56	85.05	74.42	62.75	49.34	32.71	21.69	11.30	2.80
5	131.40	107.92	94.43	79.62	62.60	41.50	27.52	14.34	3.55
10	148.84	122.25	106.97	90.19	70.91	47.01	31.17	16.25	4.02
25	170.00	139.62	122.17	103.01	80.99	53.70	35.60	18.56	4.59
50	185.22	152.12	133.11	112.23	88.25	58.50	38.79	20.22	5.00
100	200.07	164.32	143.78	121.23	95.32	63.19	41.89	21.84	5.40
M0171									
Duración (min) / TR (años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	124.72	102.43	89.63	75.57	59.42	39.39	26.12	13.61	3.37
5	157.38	129.26	113.10	95.36	74.98	49.71	32.96	17.18	4.25
10	177.42	145.72	127.51	107.51	84.53	56.04	37.15	19.37	4.79
25	201.92	165.84	145.11	122.35	96.20	63.78	42.28	22.04	5.45
50	219.37	180.17	157.65	132.92	104.52	69.29	45.94	23.95	5.92
100	236.44	194.19	169.92	143.27	112.65	74.68	49.51	25.81	6.38
M0475									
Duración (min) / TR (años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	144.76	118.89	104.03	87.72	68.97	45.72	30.31	15.80	3.91
5	198.58	163.10	142.71	120.33	94.61	62.72	41.58	21.68	5.36
10	233.84	192.06	168.05	141.70	111.41	73.86	48.97	25.53	6.31
25	278.76	228.94	200.33	168.91	132.81	88.05	58.37	30.43	7.53
50	312.16	256.38	224.34	189.15	148.73	98.60	65.37	34.07	8.43
100	344.82	283.21	247.81	208.94	164.29	108.92	72.21	37.64	9.31
M0476									
Duración (min) / TR (años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	137.34	112.80	98.70	83.22	65.43	43.38	28.76	14.99	3.71
5	173.34	142.37	124.57	105.03	82.59	54.75	36.30	18.92	4.68
10	195.61	160.66	140.58	118.53	93.20	61.79	40.96	21.35	5.28
25	223.08	183.22	160.32	135.17	106.28	70.46	46.71	24.35	6.02
50	243.86	200.29	175.25	147.77	116.19	77.03	51.07	26.62	6.58
100	261.31	214.62	187.79	158.34	124.50	82.54	54.72	28.52	7.05

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

La interpolación IDW se basa en asignar mayor peso a las estaciones cercanas. Sin embargo, para el presente análisis, se ha modificado este método al ponderar según el valor de la isoyeta en la que se encuentra cada estación. Esto significa que, mientras más se acerque la precipitación en la estación *i* a los 970 mm de precipitación media en la cuenca del Río Villao, mayor peso tendrá en las intensidades a calcular. La siguiente ecuación representa la interpolación IDW basada en las distancias de cada estación al centro de la cuenca del río Villao.

$$\bar{I} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{I_i}{d_i^2}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{d_i^2}\right)}$$

Donde

$\bar{I}$: Intensidad media objetivo
I_i: Intensidad en la estación i
d_i: Distancia desde la estación *i* hasta el punto objetivo

Y la ecuación modificada para interpolar en base a las precipitaciones es la que sigue:

$$\bar{I} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{I_i}{(P_{med} - P_i)^2}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{(P_{med} - P_i)^2}\right)}$$

Donde

$\bar{I}$: Intensidad media objetivo
I_i: Intensidad en la estación i
P_i: Precipitación en la estación *i*
P_{med}: Precipitación media en la cuenca objetivo (970 mm)

De esta manera se obtuvieron en la Tabla 6-6 las intensidades máximas en 24 horas para la cuenca del Río Villao y en la Figura 6-5 sus respectivas curvas IDF.

Tabla 6-6 Intensidades máximas en 24 h en la cuenca del Río Villao

I_{max} 24 h Cuenca Río Villao									
Duración (min) / TR (años)	**5**	**10**	**15**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**	**1440**
2	122.80	100.85	88.25	74.41	58.51	38.79	25.71	13.40	3.31
5	158.98	130.57	114.25	96.33	75.74	50.21	33.29	17.35	4.29
10	181.93	149.42	130.75	110.24	86.68	57.47	38.10	19.86	4.91
25	210.41	172.81	151.21	127.50	100.25	66.46	44.06	22.97	5.68
50	231.45	190.09	166.33	140.24	110.27	73.10	48.47	25.26	6.25
100	251.24	206.34	180.55	152.23	119.70	79.36	52.61	27.42	6.78

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

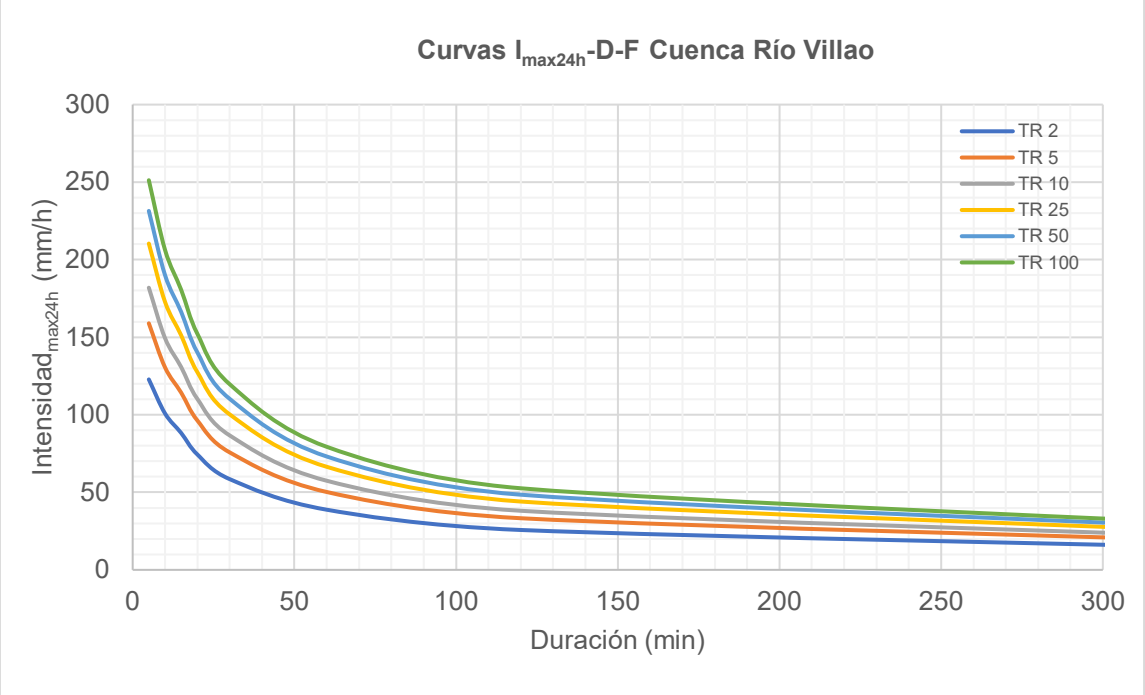


Figura 6-5 Curvas IDF cuenca Río Villao
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Por otro lado, se han analizado las precipitaciones máximas en 24 horas (mm) registradas en la estación M0555 Villao-Pedro Carbo y las estaciones cercanas a la cuenca hidrográfica del río Villao, cuyos datos fueron proporcionados por el INAMHI. El análisis se basó en un registro histórico de precipitaciones máximas diarias, el cual abarca un periodo de 11 años y ofrece una visión de los patrones de lluvia extrema en la región. Estos datos fueron sometidos a un análisis estadístico utilizando la distribución de probabilidad de Gumbel, una metodología reconocida por su eficacia en la modelación de eventos extremos. Como resultado, se lograron determinar las precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno, proporcionando una herramienta crucial para el diseño de obras hidráulicas y la gestión del riesgo de inundaciones en la cuenca del río Villao. En la Tabla 6-7 se presentan las precipitaciones máximas en 24 horas obtenidas para diferentes periodos de retorno.

Tabla 6-7 Precipitaciones máximas en 24 horas proyectadas para distintos TR

TR Años	TR Meses	Probabilidad de no exceso (F(x))	PP máx. 24 h Gumbel (mm)	PP máx. 24 h Interpolado (mm)
2	24	0.95833	63.93	79.56
5	60	0.98333	77.18	103.00
10	120	0.99167	85.96	117.88
25	300	0.99667	97.05	136.33
50	600	0.99833	105.27	149.95
100	1200	0.99917	113.44	162.78

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

La intensidad (mm/h) se refiere a la cantidad de lluvia que cae por hora, mientras que la precipitación máxima (acumulada) (mm) en un período específico, como 24 horas, es la suma de todas las intensidades a lo largo de ese período.

Para el cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas a través de la distribución de probabilidad de Gumbel, ante la baja calidad y poca disponibilidad de datos existe una pequeña subestimación de las intensidades en 24 horas en la zona del proyecto, sin embargo, se pueden observar resultados en el mismo orden de aproximación. Por lo tanto, en este sentido se recomienda utilizar los valores obtenidos por medio de la interpolación realizada con otras estaciones cercanas al proyecto, es decir la intensidad de 24 horas para un periodo de retorno de 100 años de 6.78 mm/h.

7. ANÁLISIS DE CAUDALES

7.1. MÉTODO RACIONAL PARA OBTENCIÓN DE CAUDALES

El método Racional describe de manera lineal el proceso de lluvia – escorrentía. Se toma en cuenta de manera explícita los efectos de la lluvia y el área de la cuenca mientras que los efectos de las condiciones físicas de la cuenca se consideran indirectamente mediante variables como el tiempo de concentración (Tc) y del coeficiente de escorrentía (C). El coeficiente de escurrimiento considera de manera indirecta global las infiltraciones y otras perdidas de lluvia.

El método Racional ha sido aceptado por la comunidad profesional, y sirve hasta nuestros días como uno de los métodos para la predicción del caudal máximo en cuencas, debido a su adaptación a la información disponible para su aplicación. La base técnica de la ecuación es:

$$Q = 0.278\ C\ i\ A$$

Donde:

- Q Caudal de diseño en (m³/s)
- C Coeficiente de escurrimiento adimensional
- i Intensidad de la lluvia en (mm/h)
- A Área de la cuenca en (km²)
- 0.278 Factor de conversión para unidades internacionales

7.2. DETERMINACIÓN DE INTENSIDADES DE LLUVIA

Las intensidades de lluvia a ser utilizadas en la fórmula racional para cada cuenca de aporte se determinaron a partir de las ecuaciones I_{TR} propuestas por el INAMHI en la publicación ¨Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación¨ en su versión de 2019. La metodología para la determinación de dichas intensidades se muestra la sección 6.4. Por otro lado, en lo que respecta al cálculo del tiempo de concentración (t_c) se lo calcula con una expresión propuesta por Bransby Williams:

$$t_c = 14.6 \cdot L \cdot A^{-0.1} \cdot S^{-0.2}$$

Donde:

t_c: Tiempo de concentración (min)

L: Longitud del cauce (km)

A: Área de la cuenca (km^2)

S: Pendiente media (m/m)

En la *Tabla 7-1* se presenta los parámetros para el cálculo y los resultados obtenidos para el tiempo de concentración en función de las características de cada cuenca a partir del método de Bransby Williams.

Tabla 7-1: Cálculos del tiempo de concentración

Cuenca	Tiempo de Concentración (min)	Longitud del Cauce (km)	Pendiente (%)	Área (km²)
Puente 1 (Río Bijamas)	540.38	20.98	0.60%	95.26
Puente 2 (Río Prócel)	402.78	19.17	1.43%	128.61
SuperSpan	47.73	1.73	4.45%	0.87
Puente 3 (Río Grande)	379.40	20.38	2.51%	140.15
Tributario 1	413.74	20.80	2.00%	113.01
Tributario 2	339.48	14.60	1.62%	36.48

Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS.

Con base en las intensidades máximas en 24 horas determinadas en la *Tabla 6-6* y el cálculo del tiempo de concentración se puede obtener mediante interpolación la intensidad para diferentes periodos de retornos. Los valores de intensidad obtenidos se muestran en la *Tabla 7-2* y corresponden al tiempo de concentración calculado para cada una de las cuencas de aporte.

Tabla 7-2 Intensidad en las cuencas de aporte para diferentes periodos de retorno

TR (años)	Intensidad Cuenca Puente 1 (Río Bijamas) (mm/h)	Intensidad Cuenca Puente 2 (Río Prócel) (mm/h)	Intensidad Cuenca Tributario 1 (mm/h)	Intensidad Cuenca Tributario 2 (mm/h)
2	11.72	11.21	12.90	14.46
5	15.17	14.51	16.70	18.72
10	17.36	16.61	19.12	21.42
25	20.08	19.21	22.11	24.77
50	22.09	21.13	24.32	27.25
100	23.98	22.93	26.40	29.58

Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS.

7.3. DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE APORTE DE LAS SUBCUENCAS CONSIDERADAS

Cada cuenca de aporte corresponde se relaciona con los puentes o estructura super span proyectada a lo largo de la vía. El área de cada una de estas fue determinada mediante Modelos Digitales de Terreno que permitieron determinar el drenaje de las cuencas y el valor del área que será empleada en la formula racional. Para la determinación de estos valores se empleó el software QGis. Los resultados obtenidos para cada cuenca de drenaje, así como sus características se puede observar en la sección 3. Cabe recalcar que (Campos, 2008) indica que el la formula racional cumple su hipótesis para cuenca menores a 1300km² siendo aplicable para el caso de estudio.

7.4. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE ESCORRENTÍA

Para la determinación del factor de escorrentía (C) se evalúa las condiciones del suelo, entre la que se toma en cuenta la cobertura vegetal y la pendiente promedio del terreno. Para la elección del factor se utilizó la *Tabla 7-3*.

Tabla 7-3 Determinación del factor C

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS.
Fuente: Calculo y Diseño de alcantarillas en Carreteras

El factor elegido para cada cuenca de aporte se muestra en la *Tabla 7-4* y corresponde al valor ponderado para las diferentes condiciones de cobertura vegetal y valores de pendiente de entre 0-5%. La Figura 7-1 presenta la cobertura vegetal de la cuenca hidrográfica en estudio.

Tabla 7-4 Valor del factor C para cada cuenca de aporte

CUENCA PUENTE 1 (Río Bijamas)			
LEYENDA	**AREA**	**%**	**C**
PASTO CULTIVO	0.15	0.16%	0.20
PASTO CULTIVADO	57.90	60.78%	0.20
CAFE CACAO	0.10	0.10%	0.25
ALGODON	35.35	37.11%	0.25
PASTO BOSQUE	1.77	1.86%	0.10
Coeficiente (C) Ponderado			**0.22**

CUENCA PUENTE 2 (Río Prócel)			
LEYENDA	**AREA**	**%**	**C**
PASTO CULTIVADO	65.32	50.79%	0.20
CAFE CACAO	15.62	12.15%	0.25
ALGODON	22.64	17.60%	0.25
CAFE	14.34	11.15%	0.25
PASTO BOSQUE	10.69	8.31%	0.10
Coeficiente (C) Ponderado			**0.15**

CUENCA TRIBUTARIO 1			
LEYENDA	**AREA**	**%**	**C**
PASTO CULTIVADO	26.73	23.66%	0.20
CULTIVOS PASTO BOSQUE	2.53	2.24%	0.20
CULTIVOS PASTO BOSQUE	1.29	1.15%	0.20
CULTIVOS PASTO BOSQUE	0.13	0.11%	0.20
CULTIVOS PASTO BOSQUE	30.30	26.81%	0.20
PASTO CULTIVADO	5.00	4.42%	0.20
BOSQUE HUMEDO	47.03	41.62%	0.10
Coeficiente (C) Ponderado			**0.16**

CUENCA TRIBUTARIO 2			
LEYENDA	**AREA**	**%**	**C**
PASTO CULTIVADO	26.16	71.72%	0.20
CULTIVOS PASTO BOSQUE	5.60	15.36%	0.20
PASTO CULTIVADO	4.71	12.92%	0.20
Coeficiente (C) Ponderado			**0.20**

Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

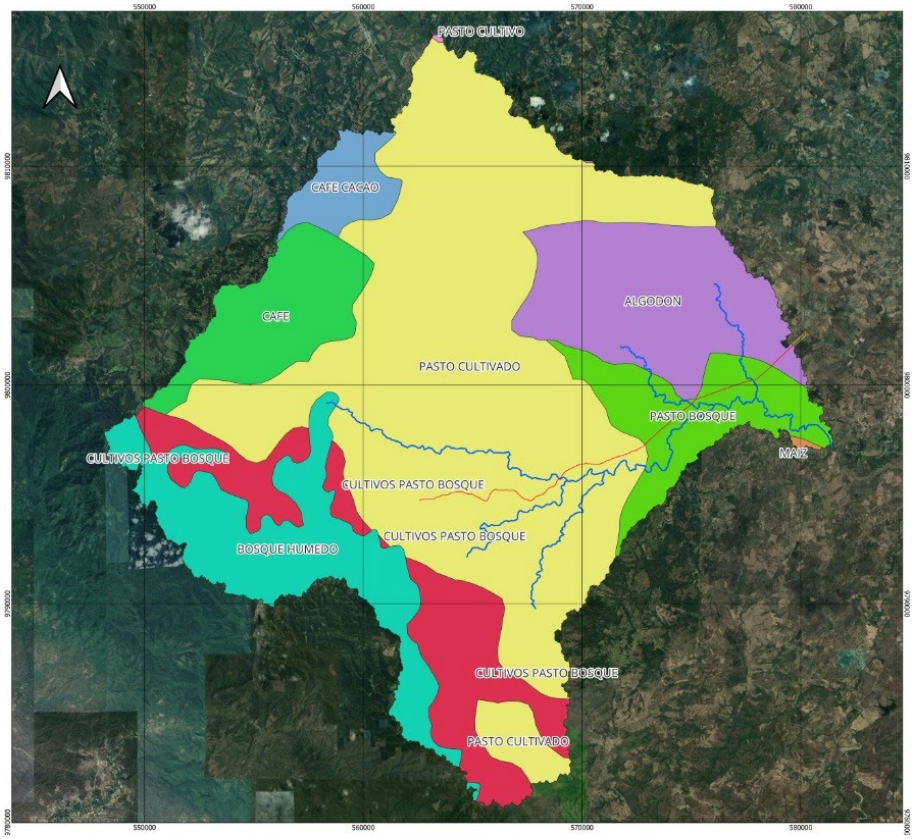


Figura 7-1 Cobertura vegetal de la cuenca hidrográfica en estudio
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: SIGTIERRAS

El mayor porcentaje de uso de suelo en la cuenca del río Villao corresponde a cultivos para el pastoreo de animales.

7.5. CAUDALES MÁXIMOS

Con base en la información presentada se ha aplicado la formula racional para el cálculo de caudales para diferentes periodos de retorno. Esto caudales corresponden a cada una de las estructuras como son los puentes o la super span y a los tributarios del río Villao. El resultado de este análisis se presenta en la Tabla 7-5.

Tabla 7-5 Caudales para distintos períodos de retorno (m^3/s)

TR (años)	Puente 1 (Río Bijamas)	Puente 2 (Río Prócel)	Tributario 1	Tributario 2
2	67.22	84.95	64.15	29.30
5	87.02	109.99	83.05	37.93
10	99.59	125.87	95.04	43.41
25	115.17	145.57	109.92	50.20
50	126.69	160.12	120.91	55.22
100	137.52	173.81	131.25	59.94

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Los caudales presentados en la Tabla 7-5 será información utilizada para la modelación hidrodinámica que permitirá evaluar los niveles de inundación y la socavación general en las secciones cercanas a los puentes proyectados a lo largo del eje vial.

7.6. ANALISIS DE CAUDALES MEDIANTE EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El exceso de precipitación, también conocido como precipitación efectiva, se refiere a la cantidad de lluvia que no se retiene en la superficie ni se infiltra en el suelo. En su lugar, fluye directamente sobre la superficie de la cuenca y se convierte en escorrentía en la salida de la cuenca (Chow 1988). Para representar este flujo de escorrentía, se utiliza un hidrograma de caudal, el cual es una representación gráfica que muestra la tasa de flujo de agua en función del tiempo. El hidrograma de caudal proporciona información sobre las características fisiográficas y climáticas que influyen en las relaciones entre la lluvia y la escorrentía en una cuenca de drenaje específica (Chow 1988).

Obtener el hidrograma de escorrentía por medio de la modelación lluvia-escorrentía es una herramienta valiosa. Los modelos de lluvia escorrentía permiten simular la interacción entre la lluvia, la topografía y las características del suelo, lo que facilita la predicción de flujos y la generación y transporte de sedimentos.

7.7. TRANSFORMACIÓN EXCESO DE PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA, HIDROGRAMA ADIMENSIONAL SCS

El hidrograma adimensional del SCS es una representación gráfica en forma de hidrograma unitario sintético, en el cual el caudal q se expresa en relación al caudal pico qp y el tiempo t se expresa en relación al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario Tp según se observa en la Figura 7-2 (Chow 1988). Este enfoque permite estandarizar y comparar la respuesta hidrológica de diferentes cuencas al normalizar los valores de caudal y tiempo en función de sus respectivos picos.

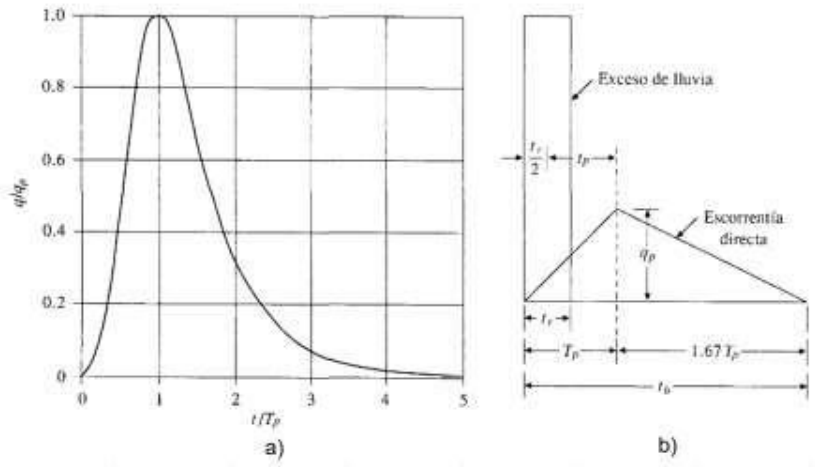


Figura 7-2 Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. a) Hidrograma adimensional, b) Hidrograma unitario triangular. *Fuente: Chow 1988*

Los valores de qp y Tp pueden estimarse empleando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular, donde el tiempo esta dado en horas y el caudal en m³/s. Con

base a investigaciones el SCS sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67Tp$ (Chow 1988). Como el área bajo el hidrograma unitario debe ser igual a una escorrentía directa de 1 cm, esta consideración hace válida la ecuación:

$$q_p = \frac{2.08\ A}{T_p}$$

Donde:

A: área de drenaje de la unidad hidrográfica en km².

Adicionalmente, estudios de hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo (Lag-time) $tp \approx 0.6Tc$ (Chow 1988). El tiempo de ocurrencia del pico Tp puede expresarse en términos del tiempo de retardo tp y de la duración de la lluvia efectiva tr cómo se establece en la siguiente ecuación:

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

7.8. ABSTRACCIONES INICIALES

El método desarrollado por el SCS calcula las abstracciones de precipitación durante una tormenta. Se basa en la hipótesis que la cantidad de escorrentía directa Pe es menor o igual a la cantidad de precipitación total P. De igual manera, después que la escorrentía inicia, la cantidad adicional de agua retenida en la cuenca es Fa la cual es menor o igual a la retención potencial S. Ia representa las abstracciones iniciales antes del encharcamiento correspondientes a las pérdidas por las cuales no ocurrirá escorrentía. Luego que se haya superado este umbral la escorrentía potencial corresponde a $P - Ia$ (Chow 1988).

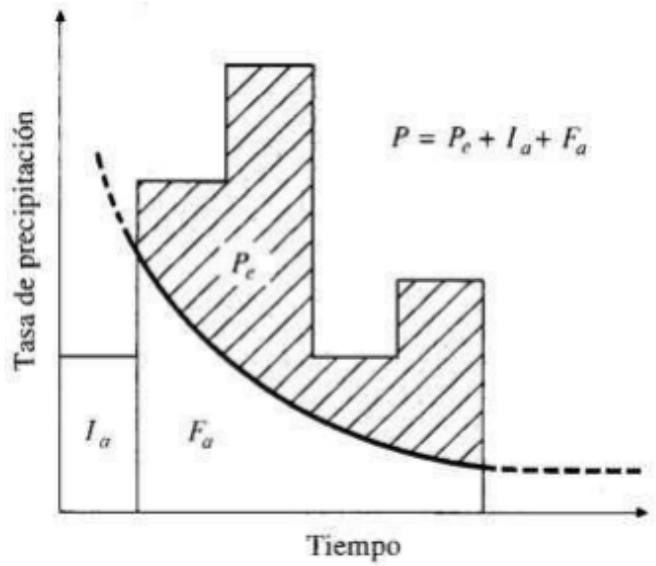


Figura 7-3 Método SCS: P: precipitación total, Ia: abstracciones iniciales, Fa: abstracción continuada, Pe: exceso de precipitación. *Fuente: Chow 1988*

El método se basa en relacionar cantidades potenciales similares según lo establece la siguiente ecuación:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Con el cual aplicando el principio de continuidad la precipitación total es equivalente a:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Si se combinan las ecuaciones se obtiene la siguiente expresión:

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

A su vez, base a estudios empíricos para muchas cuencas se desarrolló la ecuación empírica

$$I_a = 0.2S$$

Finalmente se obtiene:

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

Para calcular el potencial de retención S se emplea la siguiente ecuación:

$$S = \frac{24500}{CN} - 254$$

Donde:

CN: Número de curva (Adimensional)

El valor del número de curva se encuentra en el rango de [0 − 100] permitiendo representar superficies impermeables o superficies de agua con CN = 100 y superficies naturales con un CN < 100 (Chow 1988). La elección del valor del CN depende de varios factores los mismos se explican a detalle en las siguientes secciones.

7.9. CONDICIONES ANTECEDENTES DE HUMEDAD

La implementación del método SCS requiere una estimación de las condiciones antecedentes de humedad (AMC) tanto para la cubierta superficial de la cuenca como para los suelos. Sin embargo, establecer las AMC no es un proceso simple y la elección de los métodos a utilizar depende del propósito de la aplicación. Los enfoques pueden variar según si se están simulando eventos individuales o de diseño, y si se realiza un análisis con o sin datos de aforo.

Históricamente, se asumía que las curvas de número de curva (CN) superior e inferior estaban relacionadas con las condiciones húmedas (AMC III) y secas (AMC I) del suelo de la cuenca, mientras que la curva media se asociaba a condiciones de humedad del suelo

promedio (AMC II). Por lo tanto, para los fines de este estudio se han considerado condiciones de humedad promedio en las cuencas de estudio obteniendo número de curvas para condiciones antecedentes de humedad II.

7.10. GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO Y NÚMERO DE CURVA

La clasificación de suelos por grupo hidrológico cataloga los suelos según sus características relacionadas con el agua, como su capacidad de retención, drenaje y transporte. Se consideran factores como la textura, estructura, porosidad y permeabilidad del suelo (NRCS 2007). El sistema más común utilizado es el establecido por el Natural Resources Conservation Service del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (NRCS) anteriormente denominado SCS, que clasifica los suelos en cuatro grupos hidrológicos principales.

Los suelos se clasifican en cuatro grupos hidrológicos según su capacidad de infiltración y retención de agua (NRCS, 2007). El Grupo A incluye suelos bien drenados, arenosos o francos, con alta infiltración y baja retención. El Grupo B abarca suelos moderadamente drenados, con textura franca o arcillosa y capacidad media de infiltración y retención. El Grupo C corresponde a suelos mal drenados, arcillosos o limosos, con baja infiltración y alta retención. Finalmente, el Grupo D agrupa suelos muy mal drenados, con alta arcilla o materia orgánica, que presentan mínima infiltración y saturación prolongada. Esta clasificación fue usada para caracterizar los suelos de las cuencas en estudio.

El número de curva (CN) de una cuenca puede estimarse en función del uso de suelo y la humedad previa de la cuenca, utilizando las tablas indicadas por el manual de referencia técnica de HEC - HMS. Para una cuenca que consiste en varios tipos de suelo y usos de tierra. Un CN compuesto se calcula en base a la expresión de la siguiente ecuación:

$$CN_{compuesta} = \frac{\sum A_i CN_i}{\sum A_i}$$

Donde:

$CN_{compuesta}$= Número de curva compuesta empleada para el cálculo del volumen de escorrentía.

i = índice de subdivisiones de cuencas hidrográficas de uso de suelo.

CN_i= Número de curva para una división i de una cuenca hidrográfica.

A_i= Área de drenaje para una subdivisión i de una cuenca hidrográfica.

Los números de curva considerados corresponden condiciones antecedentes de humedad (AMC II) normales.

7.11. TORMENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño corresponde a un patrón de precipitación definido a utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico y está definida mediante un valor de profundidad de precipitación puntual. La distribución temporal de la precipitación durante una tormenta se indica mediante el uso de un hietograma de diseño obtenido a partir de los registros disponibles. La tormenta de diseño puede determinarse con base en el registro histórico de precipitaciones en una zona o su vez construirse a partir de características generales

de precipitación en regiones adyacentes (Chow 1988). Se ha elaborado una tormenta de diseño para cada una de las cuencas de análisis para un periodo de retorno de 100 años, se ha empleado el método de bloque alterno en intervalos de 5 minutos para una duración igual o superior al tiempo de concentración.

7.12. MODELACIÓN Y RESULTADOS

El Sistema de Modelación Hidrológico (HMS), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., permite simular procesos lluvia–escorrentía en cuencas naturales y urbanas, tanto para eventos puntuales como continuos. Es aplicable a diversas regiones geográficas y tipos de cuencas, desde grandes sistemas fluviales hasta microcuencas. Su componente principal es el modelo de cuenca hidrográfica, que transforma las condiciones atmosféricas en caudales específicos y describe las características físicas y la red de drenaje de la cuenca.

Se ha empleado el software HEC – HMS para la modelación de las diferentes cuencas tributarias del río Villao considerando los diferentes parámetros necesarios para la aplicación del método del hidrograma unitario, los cuales se muestran a continuación:

Tabla 7-6 Parámetros Método Hidrograma Unitario

	Puente 1 (Río Bijamas)	Puente 2 (Río Prócel)	Tributario 1	Tributario 2
Tiempo de Retardo (min)	324.18	241.67	248.34	203.59
Número de Curva Ponderado	49.50	45.47	43.40	48.39

Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

Con base en los parámetros necesarios para la aplicación del método del hidrograma unitario se han obtenido los hidrogramas y caudales pico para cada una de las cuencas hidrográficas tributarias del río Villao. A continuación, se muestras los valores resultantes, así como los graficos donde se observa la tormenta de diseño empleada en cada caso y el hidrograma generado.

Tabla 7-7 Caudales obtenidos mediate Hidrograma Unitario

TR = 100 años	Puente 1 (Río Bijamas)	Puente 2 (Río Prócel)	Tributario 1	Tributario 2
Caudal Hidrograma Unitario (m^3/s)	127.48	167.18	124.10	58.59
Caudal Método Racional (m^3/s)	137.52	173.81	131.25	59.94
Porcentaje de Variación	7%	4%	5%	2%

Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

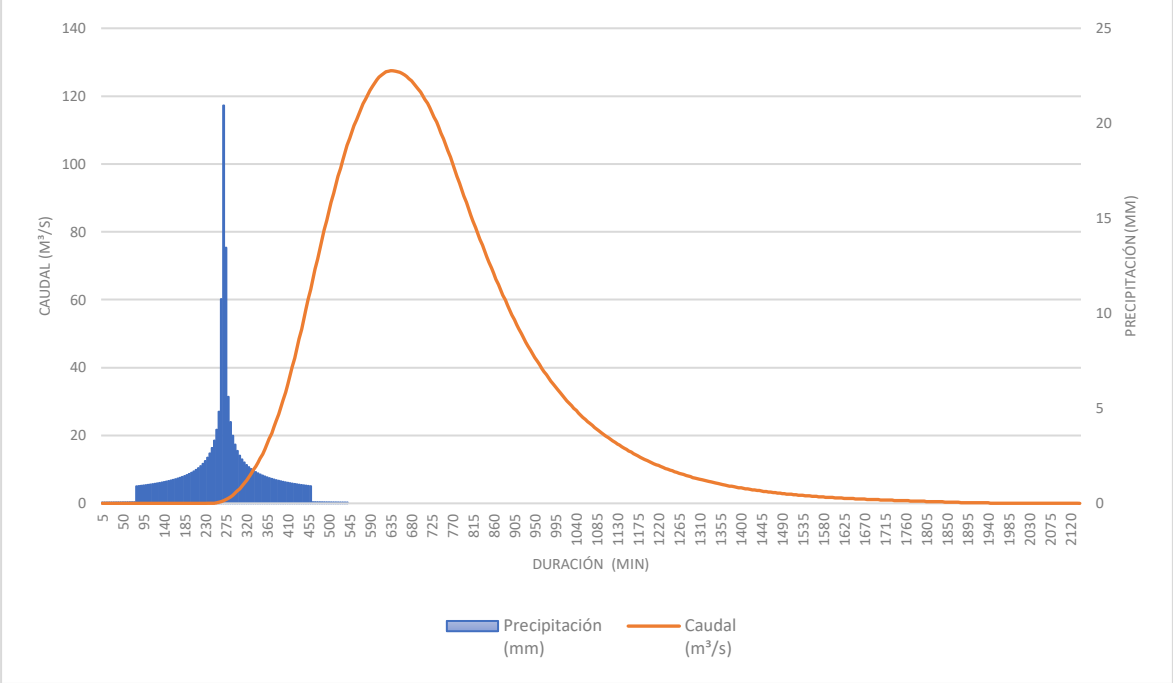


Figura 7-4 Tormenta de diseño e hidrograma (puente 1)
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

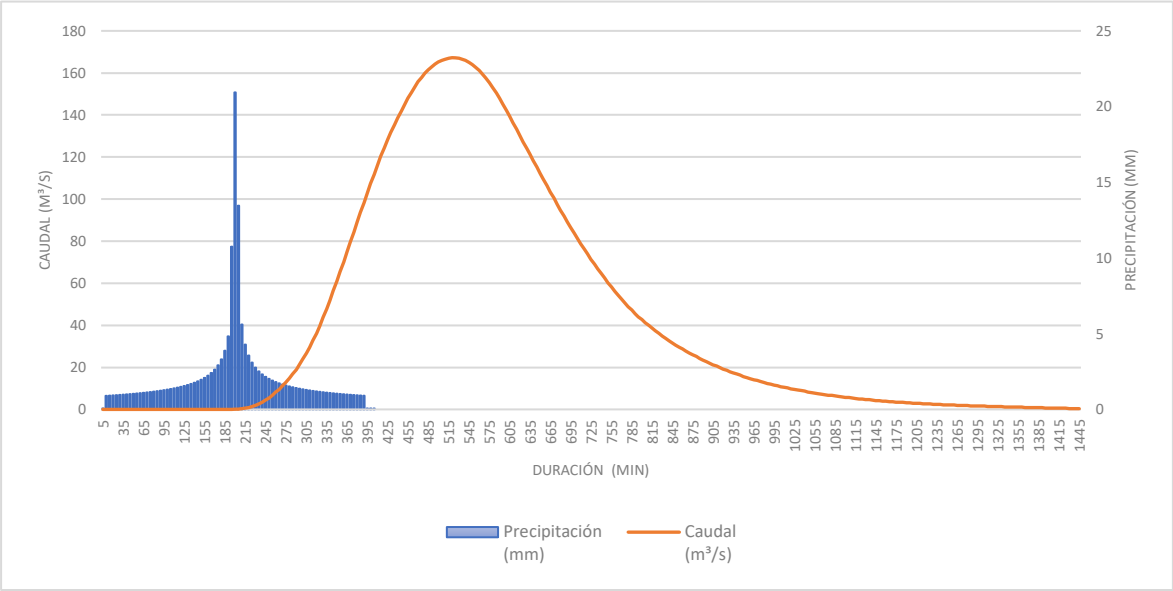


Figura 7-5 Tormenta de diseño e hidrograma (puente 2)
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

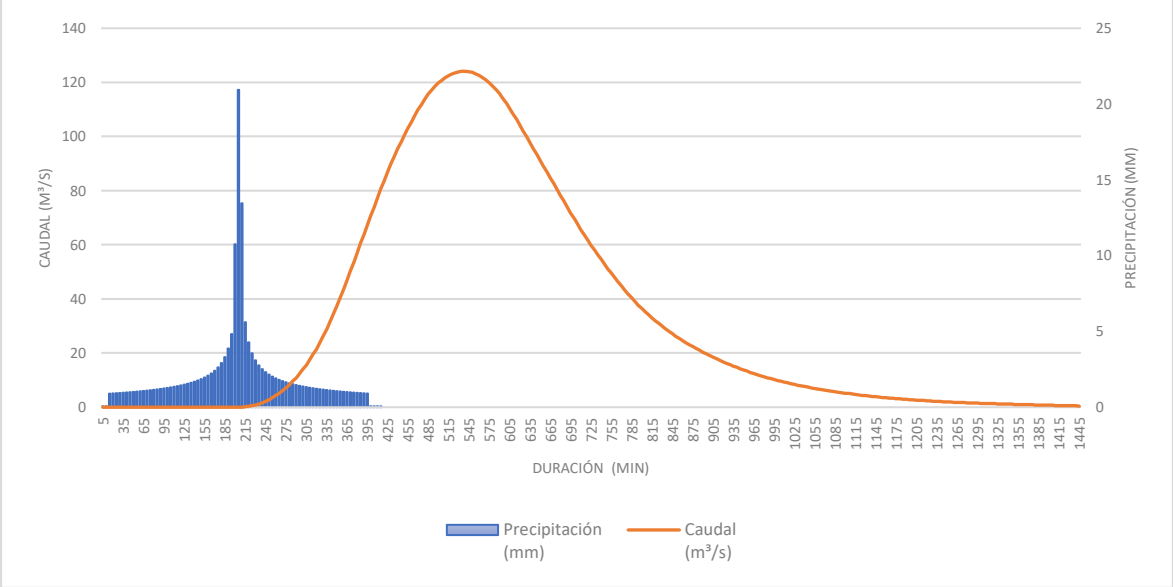


Figura 7-6 Tormenta de diseño e hidrograma (Tributario 1)
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

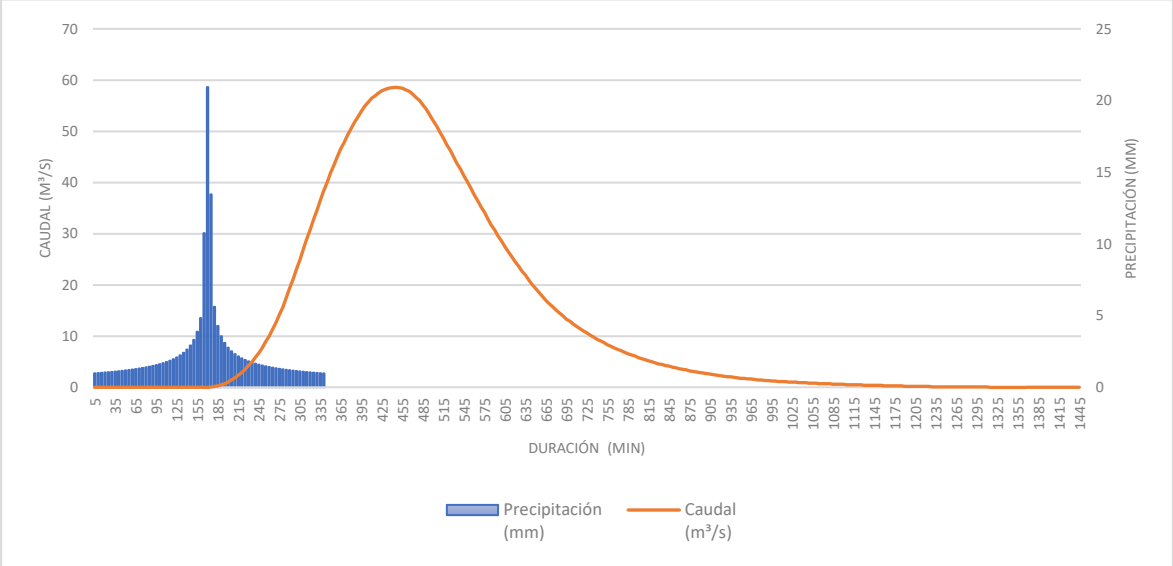


Figura 7-7 Tormenta de diseño e hidrograma (Tributario 2)
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS

Finalmente, en las figuras se presenta el comportamiento combinado de precipitación y el caudal generado en las diferentes cuencas hidrográficas tributarios del río Villao durante un evento de tormenta de diseño. En el eje horizontal se representa la duración del evento en minutos, mientras que los ejes verticales muestran, por un lado, la intensidad de precipitación (mm) y, por otro, el caudal resultante (m³/s).

El hietograma evidencia una precipitación altamente concentrada en un corto intervalo de tiempo, que presenta un pico de intensidad. Este comportamiento corresponde a una tormenta intensa de corta duración características de eventos extremos para un periodo de retorno de 100 años. Posteriormente, la intensidad disminuye de forma rápida hasta cesar la lluvia. En respuesta a esto, el hidrograma muestra un incremento gradual del caudal, que alcanza un valor máximo correspondiente al caudal pico indicado en la tabla 7-7. Esta

diferencia temporal entre el pico de la lluvia y el pico del caudal es un reflejo del tiempo de concentración de la cuenca, es decir, el tiempo que tarda el agua en escurrir y acumularse en el punto de control luego del inicio de la precipitación.

Tras el caudal pico, se observa una fase de recesión prolongada, que representa el vaciado progresivo de la cuenca hidrográfica. Este comportamiento hidrológico es característico de eventos intensos sobre superficies con cierta capacidad de almacenamiento o infiltración. La información obtenida de este análisis es fundamental para dimensionar adecuadamente diferentes infraestructuras al permitir estimar el caudal pico de diseño y su momento de ocurrencia, clave para el diseño de puentes y análisis de socavación.

8. CONCLUSIONES ESTUDIO HIDROLÓGICO

- Se ha delimitado la cuenca de río Villao, siendo esta la principal cuenca de análisis. La cuenca presenta 566.18 km² con un desnivel de 776 m. La temperatura media de la cuenca es de 26 °C, con una humedad relativa superior al 80% y velocidades de viento moderadas.
- Se recopilo la información disponible de estaciones meteorológicas e hidrológicas en las zonas aledañas a la cuenca de análisis. Con base en la información recopilada de precipitación se ha determinado su distribución temporal y espacial. La temporalidad corresponde a los meses más lluviosos de enero a mayo, siendo el periodo seco el correspondiente a los meses de junio a diciembre. Se puede evidenciar que dentro de la cuenca de análisis se presenta mayor precipitación en la zona este de la misma según lo indicado por las curvas isoyetas.
- Los valores de precipitaciones máximas para distintos periodos de retorno son esenciales para diseñar las obras de drenaje del proyecto vial, ya que la precipitación máxima acumulada en 24 horas se utiliza para calcular el volumen total de agua que debe ser manejado y las intensidades máximas ayudan a entender cómo se distribuye esa precipitación en el tiempo, afectando el diseño de sistemas de drenaje y la capacidad de las estructuras para manejar picos de lluvia. La intensidad de 24 horas para un periodo de retorno de 100 años en el área del proyecto se ha calculado en 6.78 mm/h y es el punto de partida para la determinación de caudales de diseño.
- Con respecto al análisis de caudales, se empleó dos metodologías para su cálculo. El método del hidrograma unitario y el método racional a partir de la caracterización de las cuencas hidrográficas, las curvas de intensidad – duración y frecuencia, la cobertura vegetal, el uso de suelo y la pendiente. Finalmente se obtuvo los datos de caudal para distintos periodos de retorno en los puntos de interés que corresponden a los tributarios del río Villao. Los caudales para cuencas superiores a 400 ha fueron obtenidos mediante el método del hidrograma unitario para un periodo de retorno de 100 años. Estos valores fueron contrastados con los obtenidos por el método racional evidenciando ser ligeramente menores, sin embargo, se han considerado para la modelación hidrodinámica los caudales obtenidos mediante el método racional ya que presentan un valor pico superior lo cual permite ser más conservadores al definir áreas de inundación y socavación en las pilas de puentes.

- En la subcuenca 3 no se considera necesaria la instalación de un puente, dado que los caudales de diseño y el área de la subcuenca son mínimos. En este punto, se ha optado por una estructura tipo super span, la cual es adecuada para la conducción de los caudales determinados en el estudio hidrológico y las condiciones topográficas del terreno.

9. OBJETIVOS

9.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal de este documento aplicar modelos hidráulicos fluviales con las condiciones topográficas, hidrológicas y de diseño de la vía en el sector Fátima-Villao para evaluar zonas vulnerables a inundación y socavación en los elementos estructurales de los puentes proyectados.

9.2. OBJETIVOS ESPECÍFICO

- Definir las condiciones iniciales y de contorno (caudales, batimetrías, estudio de suelos, predimensionamiento estructural de las estructuras) para la implementación de modelos hidrodinámicos que permitirán evaluar las condiciones hidráulicas de los ríos en la zona del proyecto.

- Generar modelos de inundación en la zona del proyecto para eventos con periodos de retorno de hasta 100 años, para definir posibles zonas de desbordamiento del río a fin de proteger la vía y que el diseño, longitud y ubicación de los puentes sea el adecuado.

- Aplicar modelos de socavación que permitan estimar la socavación que se podría ocasionar en los elementos estructurales de los puentes planteados en el trazado vial y teniendo en cuenta eventos asociados a crecidas de hasta 100 años.

10. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El proyecto se encuentra ubicado en el cantón Pedro Carbo, que se localiza al noroeste de la provincia del Guayas, en el límite entre las Provincias de Guayas y Manabí, y cuenta con una parroquia urbana y dos rurales: Pedro Carbo, Sabanilla, y Valle de la Virgen, respectivamente. Sus limitaciones geográficas son: al Norte el cantón Paján, en Manabí, al Sur Santa Elena (Provincia de Santa Elena), en el lado Este limita con los cantones Colimes, Santa Lucía e Isidro Ayora, y al Oeste nuevamente con los cantones de Paján y Santa Elena en Manabí y Provincia de Santa Elena, como puede observarse en la Figura 10-1.

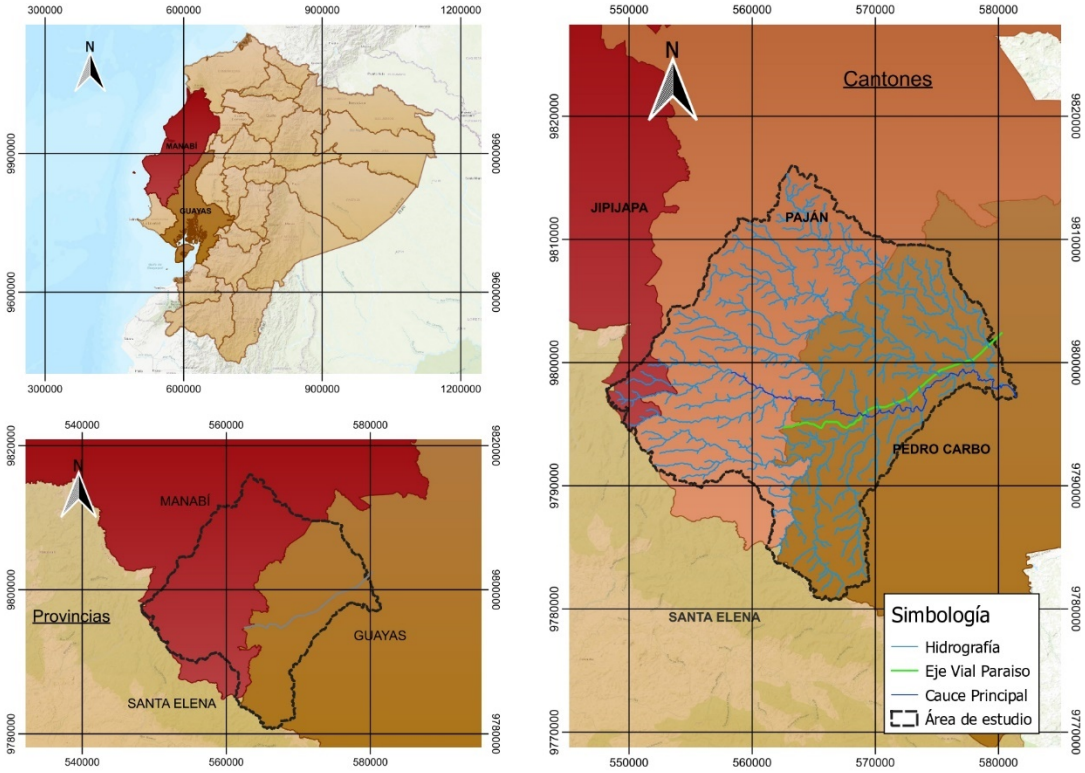


Figura 10-1 Ubicación del proyecto

El estudio plantea en sus TDR los estudios hidráulicos necesarios en el emplazamiento de una vía de aproximadamente 22 km que cuenta con 3 puentes y una estructura super spam, ubicados a lo largo del eje vial Paraíso que se presenta en la Figura 10-2 :

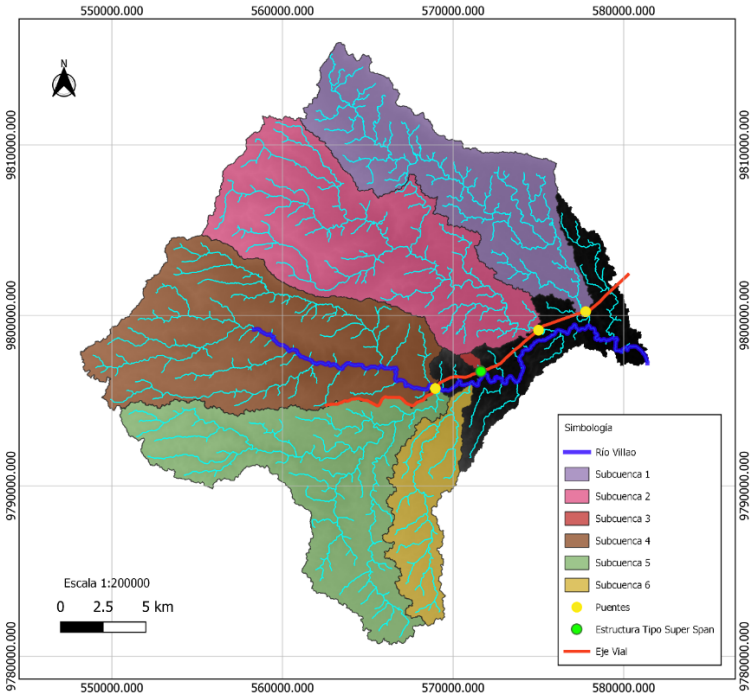


Figura 10-2. Ubicación de los puentes y eje vial.

Tomando en cuenta el eje vial del estudio, el primer puente se encuentra en la abscisa 3+140 m, el segundo se encuentra en la abscisa 6+300 m y el tercer puente en la abscisa 13+280 m. A continuación, se realizará un análisis de la información inicial necesaria para las modelaciones hidrodinámicas, de inundación y socavación sobre las estructuras existentes.

11. INFORMACIÓN INICIAL

11.1. CONDICIONES HIDROLÓGICAS

De acuerdo con el estudio hidrológico, donde se analizó la información hidro-meteorológica de la zona de estudio, se obtuvieron los siguientes caudales que se presentan en la Tabla 11-1 para distintos periodos de retorno en las cuencas de aporte de acuerdo a lo presentado en la Figura.

Tabla 11-1. Caudales para distintos períodos de retorno (m^3/s)

TR (años)	Puente 1 (Río Bijamas)	Puente 2 (Río Prócel)	Tributario 1	Tributario 2
2	67.22	84.95	64.15	29.30
5	87.02	109.99	83.05	37.93
10	99.59	125.87	95.04	43.41
25	115.17	145.57	109.92	50.20
50	126.69	160.12	120.91	55.22
100	137.52	173.81	131.25	59.94

Para el cálculo de los caudales presentados en la Tabla 11-1 se utilizó el método Racional, el cuál describe de manera lineal el proceso de lluvia – escorrentía. Se toma en cuenta de manera explícita los efectos de la lluvia y el área de la cuenca mientras que los efectos de las condiciones físicas de la cuenca se consideran indirectamente mediante variables como el tiempo de concentración (Tc) y del coeficiente de escorrentía (C). El coeficiente de escurrimiento considera de manera indirecta global las infiltraciones y otras perdidas de lluvia.

Las intensidades de lluvia a ser utilizadas en la fórmula racional para cada cuenca de aporte se determinaron a partir de las ecuaciones I_{TR} propuestas por el INAMHI en la publicación ¨Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación¨ en su versión de 2019.

Cada cuenca de aporte correspondiente se relaciona con las estructuras de interés a lo largo de la vía. El área de cada una de estas fue determinada mediante Modelos Digitales de Terreno que permitieron determinar el drenaje de las cuencas y el valor del área que será empleada en la formula racional. Es importante mencionar que, Campos (2008) indica que el la formula racional cumple su hipótesis para cuenca menores a 1300 km² siendo aplicable para el caso de estudio.

Finalmente, para la determinación del factor de escorrentía (C) se evalúa las condiciones del suelo, entre la que se toma en cuenta la cobertura vegetal y la pendiente promedio del terreno. El estudio de modelación de ríos permitirá determinar la altura que alcanza el agua en las zonas inundables con una frecuencia de 100 años.

11.2. TOPOGRAFÍA Y BATIMETRÍAS

El levantamiento de franjas para batimetrías en ríos y alcantarillas se llevó a cabo con el objetivo de obtener datos sobre la profundidad y el perfil del lecho de los cuerpos de agua dentro del área del proyecto. Esta información es importante para el diseño de estructuras de drenaje y la planificación de obras hidráulicas.

Al igual que para las franjas topografías del eje de la vía se utilizó RTK para la georreferenciación en tiempo real, basada en los BMs nivelados previamente. Se planificaron las franjas de levantamiento batimétrico en los cuerpos de agua identificados dentro del área del proyecto. En los sitios con estructuras de drenaje menor y en aquellos con cuencas definidas y cruce de corrientes de agua, se realizó un levantamiento batimétrico de 400 m, distribuidos en 200 m aguas arriba y 200 m aguas abajo. Se tomaron secciones transversales cada 20 m, extendiéndose hasta 10 m más allá del borde del cauce y a un nivel superior al de aguas máximas.

Específicamente, para los puentes, el levantamiento batimétrico detallado abarca una longitud mínima de 1200 m aguas arriba y 1200 m aguas abajo de la ubicación del puente. Desde el borde visible de las riberas hacia tierra firme, se levantó una franja de mínimo 300 m a cada lado de las orillas del río en la misma longitud que la batimetría, de acuerdo a los TDR del estudio. El estudio hidráulico de ríos se dividirá en 3 tramos de interés que se presentan en la Figura 11-1.

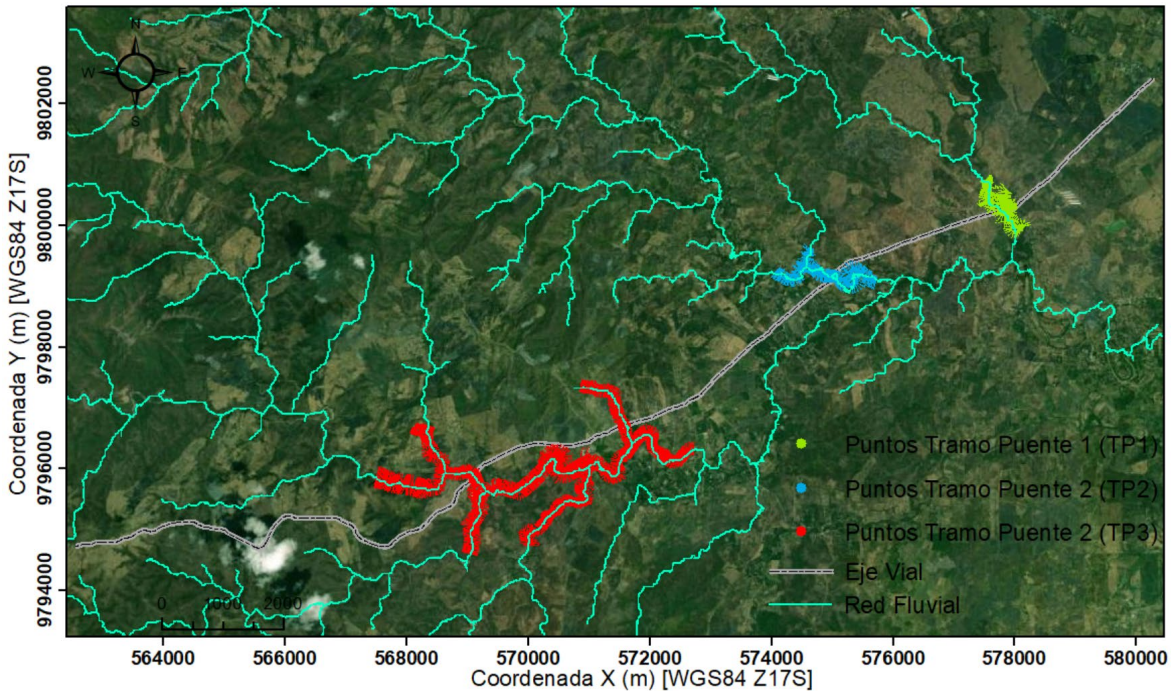


Figura 11-1. Puntos Levantados para la Modelación Hidráulica de los Ríos.

Como se puede observar en la Figura 3.1, el dominio de estudio para la modelación hidrodinámica se ha dividido en tres tramos de interés: el primer tramo donde se ha proyectado el Puente 1 (TP1) en el cual se levantaron 5603 puntos en un área aproximada de 46 hectáreas, el segundo tramo donde se ha proyectado el Puente 2 (TP2) en el cual se levantaron 7784 puntos en un área aproximada de 76 hectáreas y finalmente el tramos 3, que incluye el área de inundación, el Puente 3 y una estructura Super Spam en uno de sus tributarios; en este último tramo (TP3) se levantaron 47475 puntos en un área

aproximada de 347 hectáreas. La información topo-batimétrica descrita en este apartado es de gran importancia para la construcción de los Modelos Digitales de Terreno (MDT) para las modelaciones hidrodinámicas de los ríos en los tramos de interés.

11.3. CARACTERÍSTICAS GEOFÍSICAS EN LOS TRAMOS ANALIZADOS

Para el análisis de las características geofísicas de los materiales se realizaron análisis exploratorios con perforaciones realizadas en las márgenes de la ubicación de los puentes proyectados de acuerdo con la Tabla 11-2:

Tabla 11-2. Detalle de las perforaciones para le geofísica de los puentes

CODIGO	UBICACIÓN / ABSCISA	X	Y	PROFUNDIDAD (m)	JUSTIFICACION
P1-1	3+130	577973.0	9800262.7	30.00	Caracterizacion del subsuelo en apoyos de Puente 1
P1-2	3+190	577914.5	9800249.7	30.00	
P2-1	6+290	575047.2	9799177.6	30.00	Caracterizacion del subsuelo en apoyos de Puente 2
P2-2	6+370	574987.3	9799112.1	30.00	

A continuación, se resumen las características de los estratos detallados en la Tabla 11-2.

PERFORACIÓN PUENTE P1-2 (MARGEN DERECHO)

Desde la cota de exploración hasta aproximadamente 5.80m, Arena fina de tonalidad café claro, baja consistencia, no plástico, suelo trasportado del depósito aluvial, con contenido de grava 2.22%, arena 54.97% y finos 42.81%, humedad 4.35%, limite liquido 23.26%, limite plástico 20.77% y clasificación SUCS SM, húmedos. Vp = 240.83 m/s y Vs = 147.48 m/s. A partir de la cota 5.80 m hasta la 13.85m se presenta un suelo arcilloso color negruzco a café oscuro, plástico, de moderada consistencia, ligeramente húmedo, cabe recalcar que en estado seco el suelo presenta mayor consistencia, en la cota 6.38 m se halla el nivel freático con contenido de grava 0.00%, arena 19.13% y finos 80.87%, humedad 29.38%, limite liquido 55.43%, limite plástico 20.75% y clasificación SUCS CH.

Desde los 13.85 m hasta los 15.50 m hay presencia de un suelo arcillo limoso, de tonalidad negruzca, húmedo, con una consistencia de baja a moderada, además es moderadamente plástico. Entre la cota 15.50 m a 19.00 m existe un suelo limo arcilloso, tonalidad marrón verdoso, húmedo (debido a agua de perforación), con una consistencia de baja a moderada, ligeramente plástico con contenido de grava 0.00%, arena 54.41% y finos 45.59%, humedad 19.78%, limite liquido 33.78%, limite plástico 17.76% y clasificación SUCS SC.

De los 19.00 m a los 21.00 m está presente un suelo arcilloso tonalidad verdoso-rojizo, consolidado, casi seco. En condiciones húmedas se hace plástico con contenido de grava 0.72%, arena 38.26% y finos 61.02%, humedad 35.48%, limite liquido 39.48%, limite plástico 22.77% y clasificación SUCS CL.

Se presenta desde este punto un suelo arcillo limoso, de tonalidad verdoso-rojizo, con una ligera a moderada plasticidad, consistente, hasta los 22.50 m, desde ahí hasta los 23.70 es un suelo arcilloso, tonalidad gris verdoso, moderadamente consolidado, ligeramente húmedo, plástico.

A los 23.70 m hasta los 25 m se presenta un suelo arcillo limoso, tonalidad verdoso rojizo, muy consistente, ligeramente húmedo, al tener contacto con el agua el suelo presenta plasticidad con contenido de grava 0.00%, arena 14.13% y finos 85.87%, humedad 16.81%, limite liquido 61.36%, limite plástico 25.94% y clasificación SUCS CH. De los 25.85 m a los 26.30 m el suelo es arcillo limoso, tonalidad verdoso rojizo, es moderadamente consistente, ligeramente húmedo, desde los 26.85 m hasta los 27.00 m es un suelo arcillo limoso, tonalidad oscuro-verdosa, plástico ligeramente húmedo, consistente.

Los tramos 25.00 m a 25.85 m, 26.30 m a 26.85 m, 27.00 m a 28.50 m no presentan recuperación. En la cota 28.50 m hasta los 30.00 m se presenta un suelo arcilloso de tonalidad verdoso-negruzco, consistente, ligeramente húmedo, plástico con contenido de grava 0.00%, arena 6.16% y finos 93.84%, humedad 15.12%, limite liquido 81.39%, limite plástico 34.09% y clasificación SUCS CH.

El diámetro predominante del agregado fino es 0.075mm, de las arenas 0.425mm, y de las gravas de 9.53mm

PERFORACIÓN PUENTE P1-1 (MARGEN IZQUIERDO)

Se presenta un suelo orgánico de tonalidad café, mayormente limoso, ligeramente plástico hasta los 2.25 m, desde los 2.25 m hasta los 4.00 m el suelo arenoso tonalidad café claro, poco consolidado, no plástico, suelo trasportado del depósito aluvial.

A partir de los 4.00 m hasta los 6.00 m se presenta un suelo arenoso de tonalidad café, húmedo (agua de perforación), baja consolidación, no plástico, suelo del depósito aluvial. Desde los 6.00 m hasta los 7.10 m se halla un suelo areno limoso, tonalidad café claro-marrón, medianamente consolidado, seco, no plástico, además presenta un nivel freático a los 7.2m.

Entre los 7.10 m y los 8.42 m se encuentra suelo arcilloso, tonalidad marrón, consistente, plástico, ligeramente húmedo. De los 8.42 m a los 9.70 m esta un suelo arenoso tonalidad café claro, poco consolidado, no plástico, suelo trasportado del depósito aluvial.

Entre los 9.70 m a los 10.50 m se presenta un suelo arenoso tonalidad café claro con contenido de grava en la base <Ø 10 cm, poco consolidado, no plástico, suelo trasportado del depósito aluvial. A partir de los 10.50 m hasta los 12.00 m se encuentra suelo arcilloso, tonalidad marrón verdoso, de baja consolidación, plástico, húmedo (debido a agua de perforación).

De los 12.00 m hasta los 13.75 m esta un suelo arenoso tonalidad café claro, poco consolidado, no plástico, suelo trasportado del depósito aluvial. Se presenta entre los 13.75 m a 14.38 m un suelo arcilloso, tonalidad gris verdoso, consistente, ligeramente húmedo.

Desde los 14.38 m hasta los 15.65 m existe Suelo arenoso tonalidad café claro con contenido de grava en la base <Ø 5 cm, poco consolidado, no plástico, suelo trasportado del depósito aluvial.

Entre los 15.65 m hasta los 19.00 m se presenta un suelo limo arcilloso tonalidad negruzco, consistente, ligeramente húmedo, ligeramente a moderada plasticidad (La plasticidad disminuye a la base) con contenido de grava 0.00%, arena 7.59% y finos 92.41%, humedad 19.06%, limite liquido 51.80%, limite plástico 31.08% y clasificación SUCS MH. Desde los 19.00 m hasta los 23.00 m existe suelo arcillosos tonalidad verdoso oscuro, consistente, plástico, mojado (agua de perforación).

El diámetro predominante del agregado fino es 0.075mm, de las arenas 0.425mm, y de las gravas de 12.7mm.

PERFORACIÓN PUENTE P2-2 (MARGEN DERECHO)

Desde 0.00 hasta 2.30 m existe la presencia de arena fina color marrón, sin consolidación, sin plasticidad, ligeramente húmedo con esporádico contenido de cantos de composición volcánico y el nivel freático se halla a 1.6 m.

A partir de los 2.30 m hasta los 17.20 m se encuentra un suelo arcilloso de tonalidad negruzca a café oscuro, plástico, consistente, ligeramente húmedo con contenido de grava 1.00%, arena 1.04% y finos 97.96%, humedad 20.85%, limite liquido 92.40%, limite plástico 39.02% y clasificación SUCS CH.

Desde los 17.20 m hasta los 18.00 m se presenta un suelo arcilloso de tonalidad negruzca, plástico, moderadamente consistente, presencia de grumos de la misma arcilla. Entre los 18.00 m y los 19.00 m se presenta un suelo arcilloso de tonalidad negruzca, plástico, consistente con contenido de grava 1.00%, arena 1.04% y finos 97.96%, humedad 20.85%, limite liquido 92.40%, limite plástico 39.02% y clasificación SUCS CH.

El diámetro predominante del agregado fino es 0.075mm, de las arenas 0.425mm, y de las gravas de 4.75mm.

PERFORACIÓN PUENTE 2-1 (MARGEN IZQUIERDO)

Desde 0.00 m hasta el 1.00 m se presenta material de relleno, con un nivel freático a 1.4 m. A partir del 1.00 m hasta los 3.90 m se presenta un suelo arcilloso de tonalidad negruzco, ligeramente húmedo, plástico, moderadamente consistente con contenido de grava 0.80%, arena 2.59% y finos 96.61%, humedad 28.78%, limite liquido 66.06%, limite plástico 38.82% y clasificación SUCS MH.

Entre los 3.90 m hasta 4.35 m es una arena fina, sin consolidación, sin plasticidad, ligeramente húmedo, considerada como lente de arena del depósito aluvial y de clasificación SUCS SC. De los 4.35 m a los 5.80 m se presenta un suelo arcilloso tonalidad café oscuro, plástico, moderadamente consistente, ligeramente húmedo con contenido de grava 0.08%, arena 15.21% y finos 84.71%, humedad 12.28%, limite liquido 50.77%, limite plástico 24.73% y clasificación SUCS CH.

Desde los 5.80 m hasta los 27.00 m existe arena de grano fino de tonalidad café oscuro a negruzco, sin consolidación. La humedad se debe a la recuperación. Conformado por depósito Aluvial con contenido de grava 0.00%, arena 79.41% y finos 20.59%, humedad 17.46%, no presenta limite líquido, no presenta limite plástico y clasificación SUCS SM.

El diámetro predominante del agregado fino es 0.075mm, de las arenas 0.425mm, y de las gravas de 9.53mm.

12. MODELOS HIDRODINÁMICOS

Para la modelación hidrodinámica del área de inundación y de los tramos correspondientes a los tres puentes proyectados a lo largo de la vía se utilizará la herramienta computacional HEC-RAS (River Analysis System). HEC-RAS es un programa cuya principal función es la delineación de planicies de inundación, es decir de calcular el nivel del agua en cada sección transversal en el tramo de un río o canal artificial. En la actual versión el flujo puede ser permanente o no permanente. Además de calcular los niveles de agua en cada sección, HEC–RAS tiene la capacidad de calcular otras variables hidráulicas como la socavación en los elementos de apoyo de un puente para el diseño de la cimentación de los mismos, así como el transporte de sedimentos y contaminantes.

El HEC–RAS utiliza el método del paso estándar para el cálculo de los niveles de agua en cada sección transversal en el flujo estacionario. Para esto es necesario conocer las secciones transversales, la distancia entre las secciones transversales, el coeficiente de Manning en cada porción de cada sección transversal, el o los caudales de diseño y la condición de borde. Si el flujo es subcrítico, la condición de borde a usar es aguas abajo; si el flujo es supercrítico, la condición de borde a usar es aguas arriba. En un tramo sólo es necesario conocer una condición de borde, a menos que el flujo sea mixto. En este caso, se debe contar con una condición de borde aguas arriba y otras aguas abajo. El método del paso estándar se basa en la resolución de la ecuación de energía:

$$z_2 + H_2 + \frac{\alpha_2 {V_2}^2}{2g} = z_1 + H_1 + \frac{\alpha_1 {V_1}^2}{2g} + h_e$$

Dónde: z_1 yz_2 es la elevación del fondo del canal; H_1 y H_2 es la profundidad del flujo; α_1 y α_2 el coeficiente de carga de la velocidad; V_1 y V_2 es la velocidad media de la sección; g la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2) y h_e la perdida de carga. La pérdida de carga de energía es la suma de pérdida de carga por fricción y pérdidas por expansión-contracción (pérdidas locales):

$$h_e = h_{fe} + h_{C_o e}$$

Que se expresa como:

$$h_e = L\bar{S}_f + C_o \left| \frac{\alpha_2 {V_2}^2}{2g} - \frac{\alpha_1 {V_1}^2}{2g} \right|$$

En la ecuación, L es la longitud ponderada, $\bar{S}_f$ la pendiente representativa de la línea de energía entre dos secciones y C_o el coeficiente de pérdidas por expansión-contracción. La distancia ponderada se calcula con el uso de la siguiente ecuación:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

Dónde: L_{lob}, L_{ch} y L_{rob} son las longitudes entre dos secciones para el flujo en la planicie de inundación izquierda, canal principal, y planicie de inundación derecha; $\bar{Q}_{lob}$, $\bar{Q}_{ch}$ y $\bar{Q}_{rob}$ el promedio aritmético de los caudales entre secciones para la planicie de inundación izquierda, canal principal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

Por lo tanto, las pérdidas por fricción son calculadas como el producto de $\bar{S}_f$ y L, donde $\bar{S}_f$ es la pendiente representativa de la línea de energía para un tramo de longitud L definida en la ecuación. La pendiente de la línea de energía para cada sección transversal puede ser calculada por la fórmula de Manning de la siguiente manera:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{n\,Q}{A\,{R_h}^{2/3}} \right)^2$$

Las pérdidas por contracción y expansión son calculadas a partir de un coeficiente que depende de la contracción o expansión local (se obtiene de valores experimentales tabulados) y considerando la variación de las velocidades en dos secciones del flujo:

$$h_{C_o e} = C_o \left| \frac{\alpha_2 {V_2}^2}{2g} - \frac{\alpha_1 {V_1}^2}{2g} \right|$$

HEC-RAS asume que una contracción está ocurriendo cuando la altura de velocidad aguas abajo es mayor que su correspondiente agua arriba; y viceversa, cuando la altura de velocidad aguas arriba es mayor que aguas abajo, el programa asume que está ocurriendo una expansión.

12.1. TRAMO DEL RÍO PUENTE 1

En base a la información topo-batimétrica descrita en la sección 3.2 de este documento y con la ayuda de herramientas de Sistemas de Información Geográfica se procesaron los insumos para la modelación: el MDT, el eje del río, los bordes de inundación y las secciones transversales correspondientes al Tramo del río Puente 1 que se presentan en la Figura 12-1.

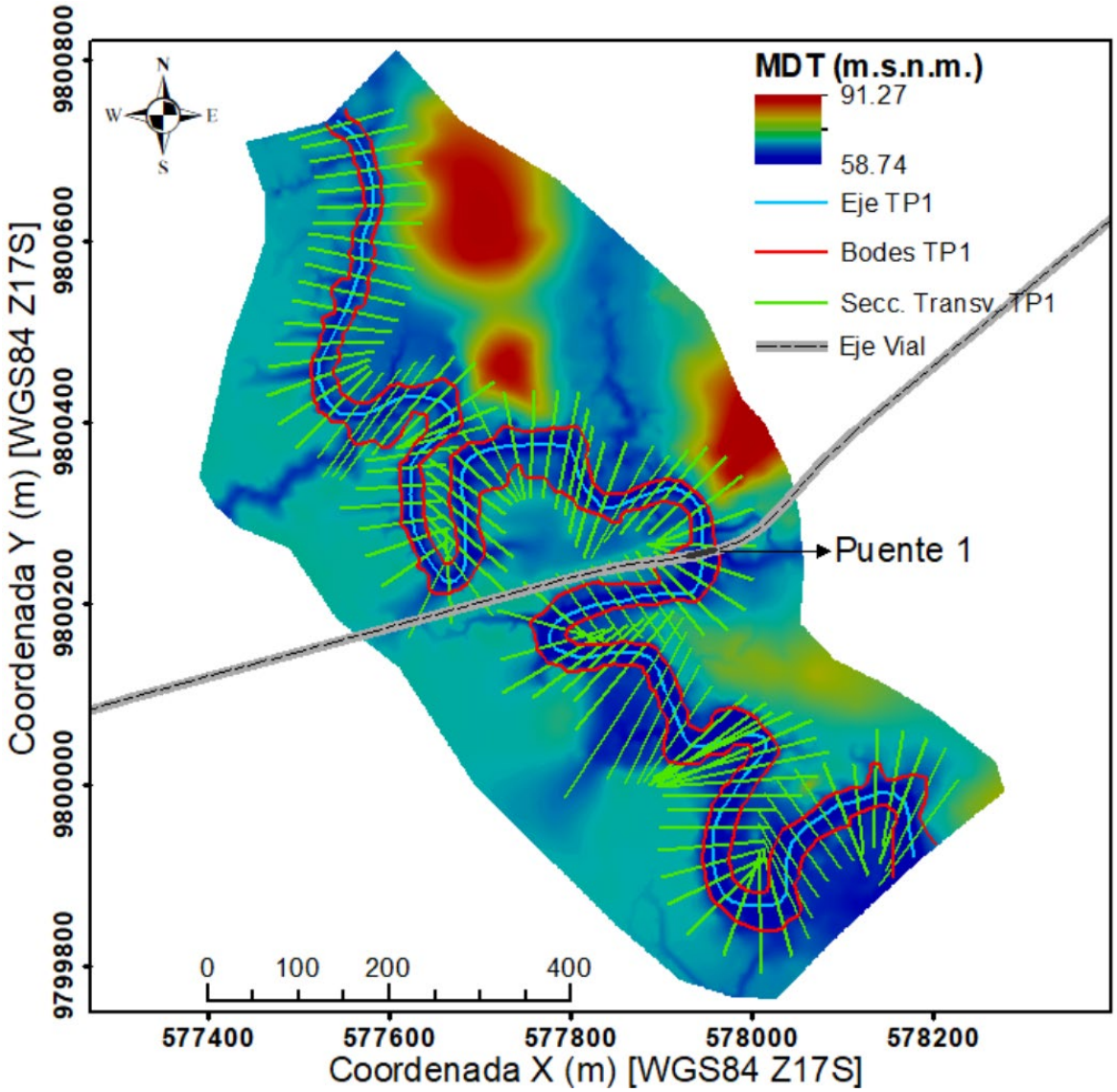


Figura 12-1. Condiciones de Contorno del Tramo Puente 1 (TP1).

Con la información presentada en la Figura 14.1, teniendo en cuenta las perdidas por rugosidad dadas por el coeficiente de Manning de $n = 0.022$ en el cauce y $n = 0.04$ en las riberas de inundación, se realizó la modelación hidrodinámica utilizando la herramienta HEC-RAS. Se realizaron las modelaciones hidrodinámicas teniendo en cuenta que de acuerdo a la normativa se evaluaran las condiciones hidráulicas para periodos de retorno de 100 años de acuerdo a los caudales calculados en el estudio hidrológico que se resumen en la Tabla 11-1, en este tramo el caudal para la frecuencia referida corresponde a 137.52 m^3/s. En la Figura 12-1 se presentan las profundidades de flujo para el T_R=100 años en el tramo del puente 1:

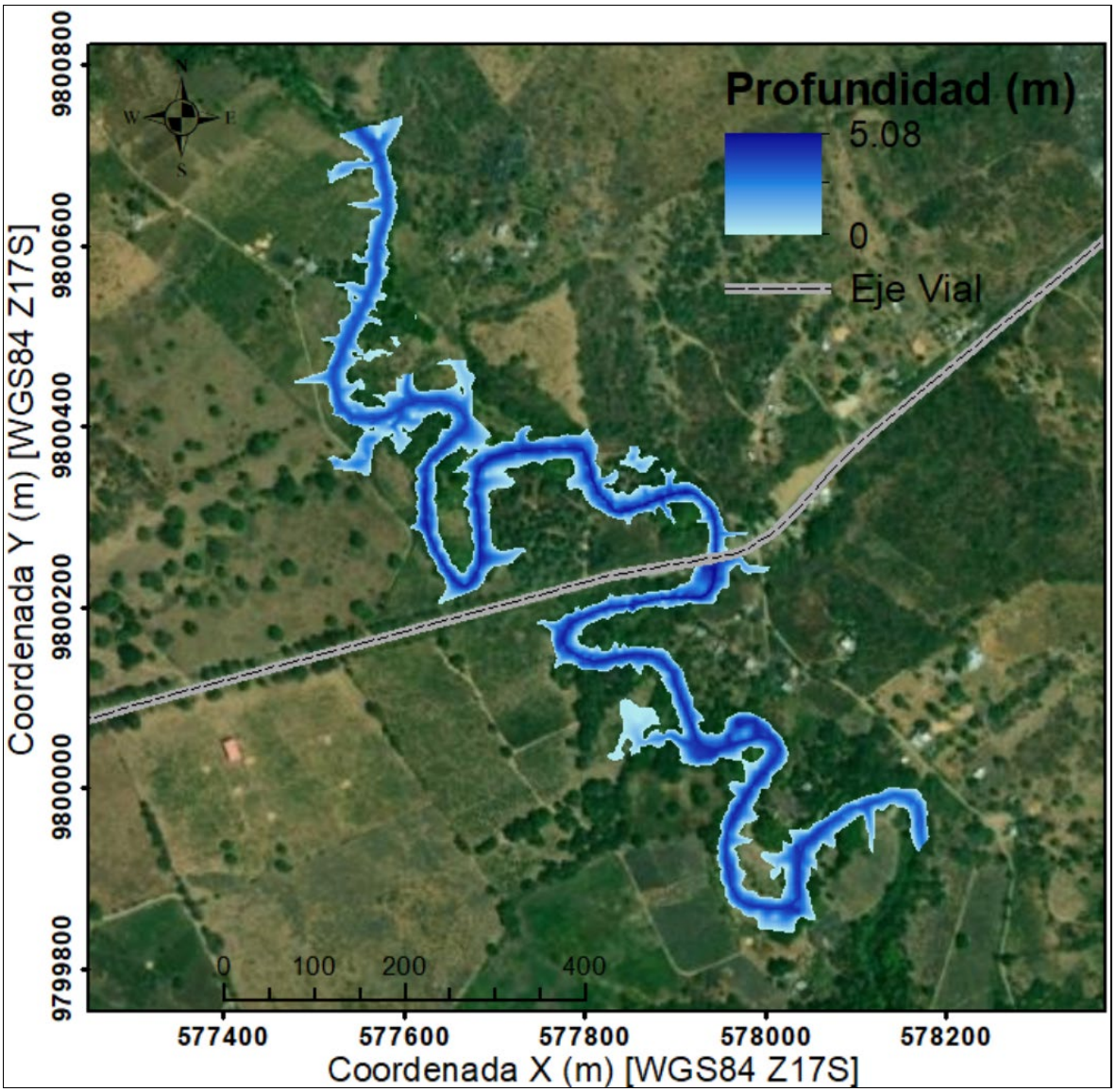


Figura 12-2. Profundidad de Flujo Tramo Puente 1 (TP1).

Los resultados presentados en la Figura 12-2 de la profundidad de flujo para el T_R= 100 años muestran que la altura de agua respecto al fondo alcanza hasta 5.08 m en este tramo. Las zonas de inundación no afectan en mayor medida a las estructuras viales, pero se debe tener en cuenta que en las secciones aguas abajo del puente proyectado se observan profundidades que rondan los 5 m. En la Figura 14.3 se presentan los niveles del pelo de agua alcanzados en el tramo analizado para el evento de 100 años considerado.

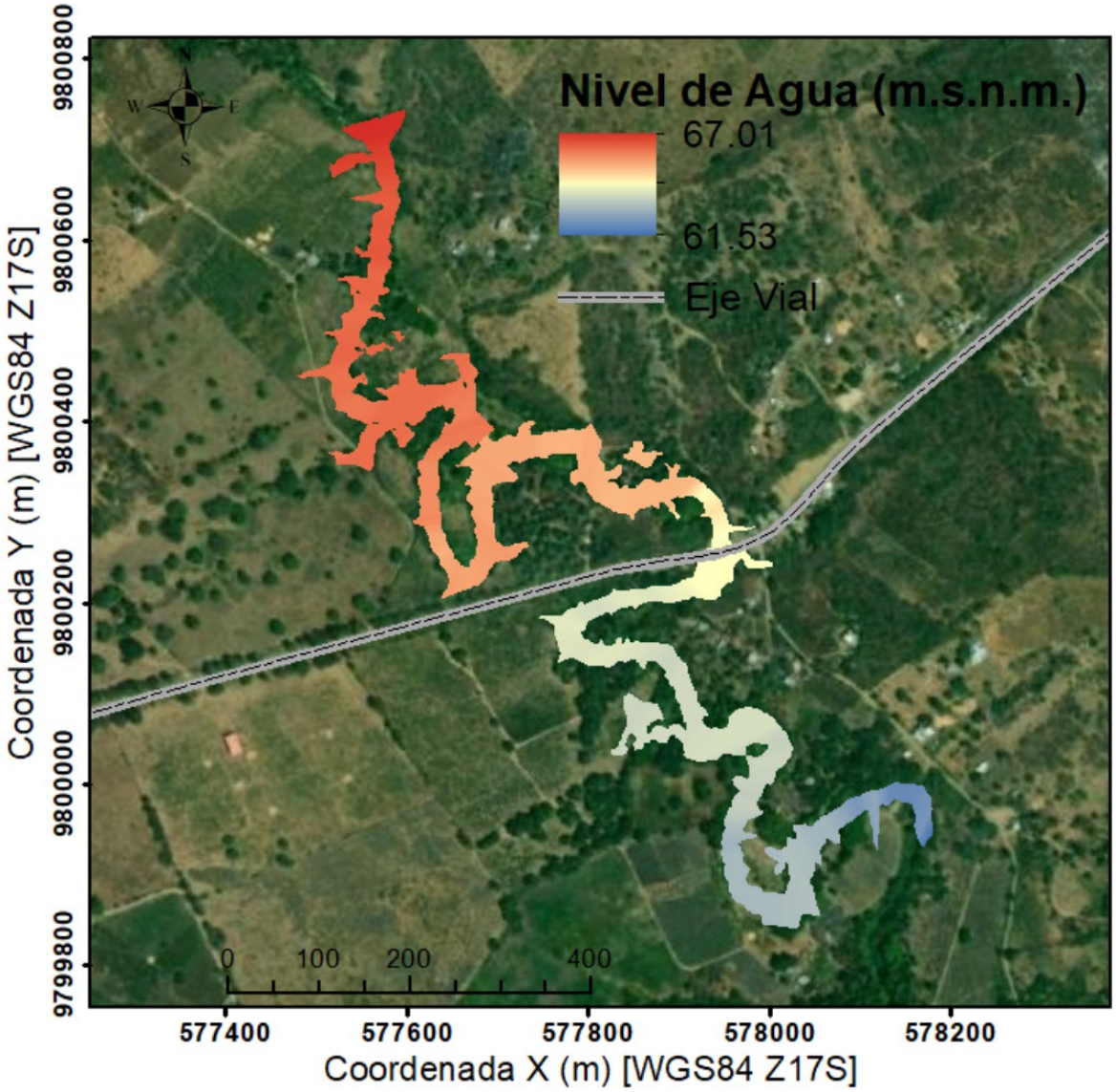


Figura 12-3. Nivel del Pelo de Agua Tramo Puente 1 (TP1).

La información presentada en la Figura 12-3 representa el nivel de agua en cota de nivel absoluta (msnm). Esta información es de importancia para evaluar la implantación de estructuras viales como puentes. En la Figura 12-4 se presenta la información de los niveles de agua en la sección transversal de la ubicación del puente 1 proyectado:

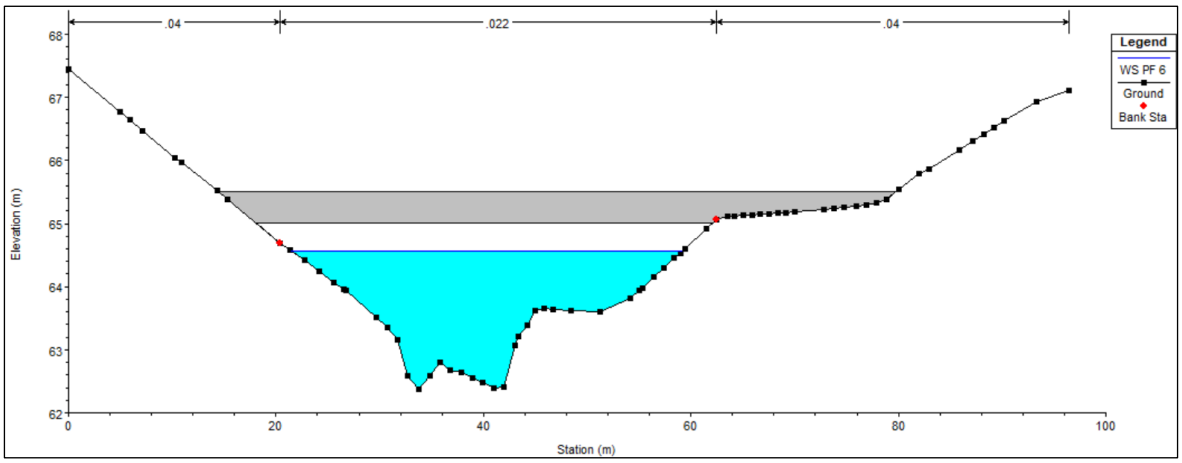


Figura 12-4. Sección transversal del Puente 1 (TP1).

De acuerdo con los resultados presentados en la Figura 12-4, el nivel de crecida máximo para T_R= 100 años es 64.5 m.s.n.m. Estos resultados deberán ser tomados en cuenta para el diseño del puente 1.

Una variable de importancia para evaluar la erosión y las obras de seguridad contra desborde del río es la velocidad del flujo. En la Figura 12-5 se presenta la velocidad del flujo del tramo del puente 1 para el periodo de diseño de T_R= 100 años:

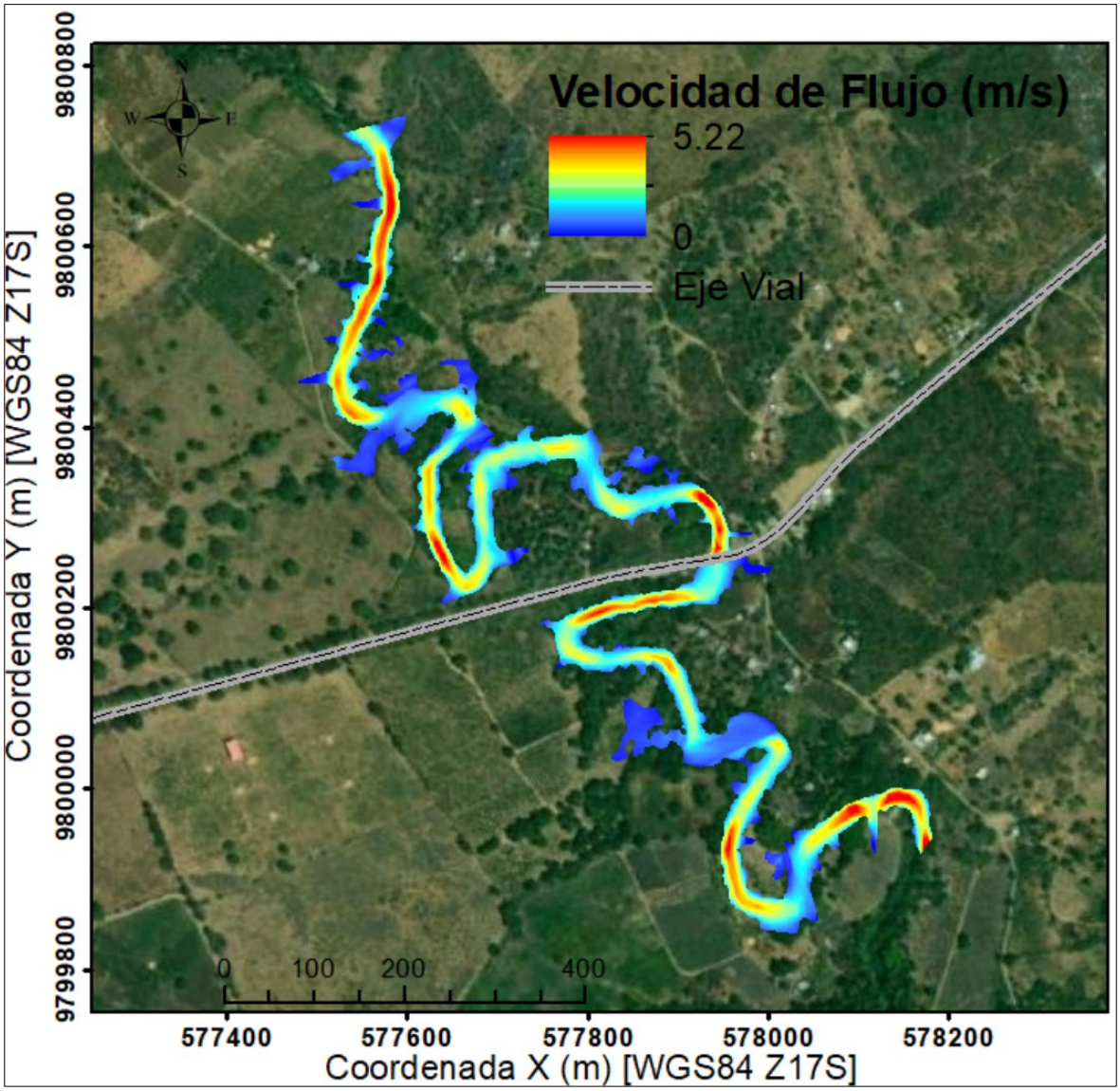


Figura 12-5. Velocidad Media de Flujo Tramo Puente 1 (TP1).

Como se puede observar en la Figura 12-5, a lo largo del tramo analizado el flujo de 137.52 m^3/s produce velocidades de hasta 5.22 m/s que deberán ser consideradas para la evaluación de la socavación general y las medidas de seguridad contra inundación analizadas en la sección 5 de este documento.

12.2. TRAMO DEL RÍO PUENTE 2

En base a la información topo-batimétrica descrita en la sección 11.2 de este documento y con la ayuda de herramientas de Sistemas de Información Geográfica se procesaron los insumos para la modelación: el MDT, el eje del río, los bordes de inundación y las secciones transversales correspondientes al Tramo del río Puente 2 que se presentan en la Figura 12-6.

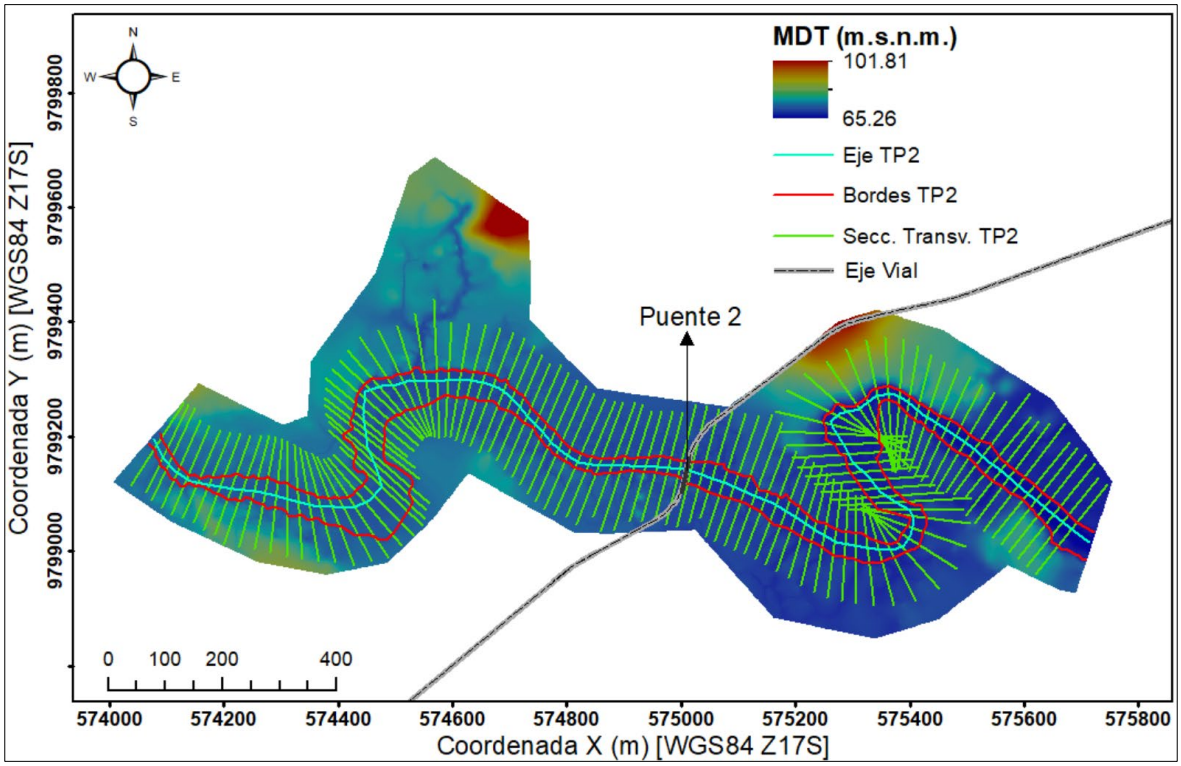


Figura 12-6.. Condiciones de Contorno del Tramo Puente 2 (TP2).

Con la información presentada en la Figura 12-6, teniendo en cuenta las perdidas por rugosidad dadas por el coeficiente de Manning de $n = 0.022$en el cauce y $n = 0.04$ en las riberas de inundación, se realizó la modelación hidrodinámica utilizando la herramienta HEC-RAS. Se realizaron las modelaciones hidrodinámicas teniendo en cuenta que de acuerdo a la normativa se evaluaran las condiciones hidráulicas para periodos de retorno de 100 años de acuerdo a los caudales calculados en el estudio hidrológico que se resumen en la Tabla 3.1, en este tramo el caudal para la frecuencia referida corresponde a 173.81 m^3/s. En la Figura 12-7 se presentan las profundidades de flujo para el T_R= 100 años en el tramo del puente 2:

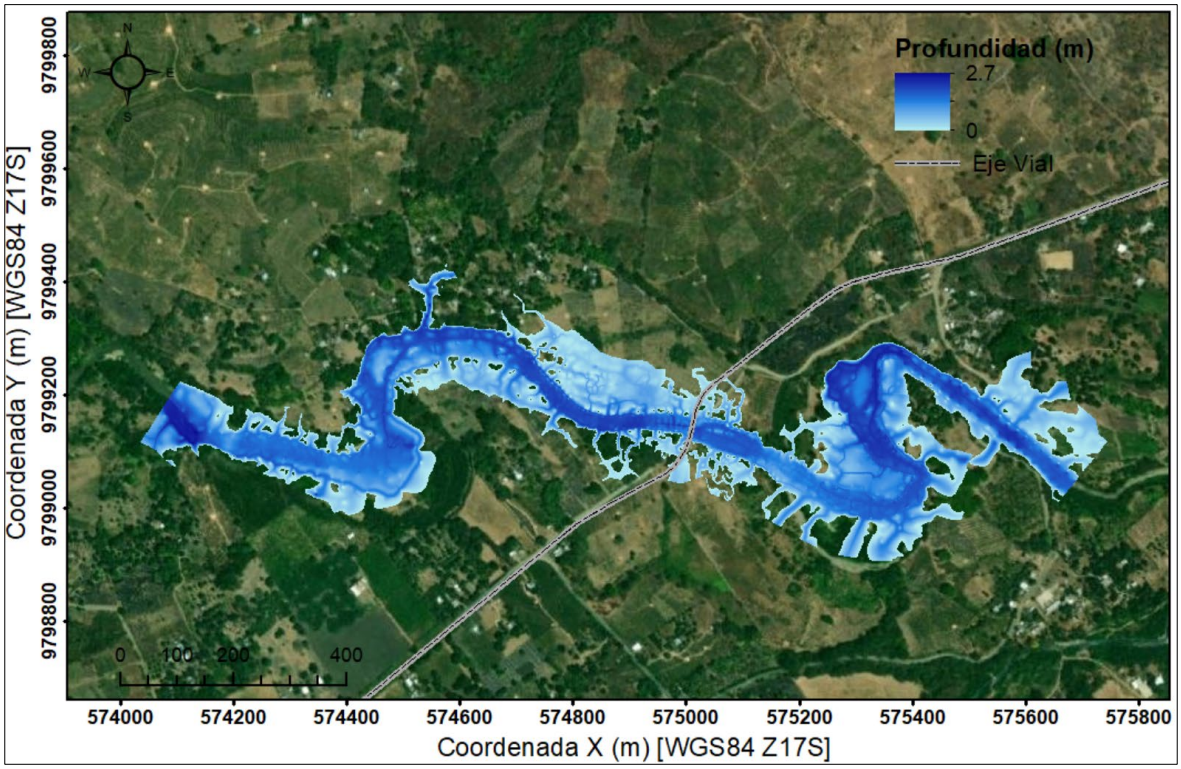


Figura 12-7. Profundidad de Flujo Tramo Puente 2 (TP2).

Los resultados presentados en la Figura 12-7 de la profundidad de flujo para el T_R= 100 años muestran que la altura de agua respecto al fondo alcanza hasta 2.7 m en este tramo. Existen zonas de desborde sobre las estructuras viales proyectadas, por lo que se deberán evaluar obras de seguridad y encausamiento en este tramo. También es importante notar que en este tramo la sección longitudinal ha cambiado su cauce en la curvatura aguas abajo del puente 2, estos procesos son típicos en los ríos de baja pendiente con características de meandros. Si bien las profundidades de flujo en este tramo son de menor magnitud con respecto a las del tramo del puente 1, se hace notar que en este tramo los anchos del cauce alcanzan mayor área en sus riberas de inundación por las características morfológicas levantadas. En la Figura 12-8 se presentan los niveles del pelo de agua alcanzados en el tramo analizado para el evento de 100 años considerado.

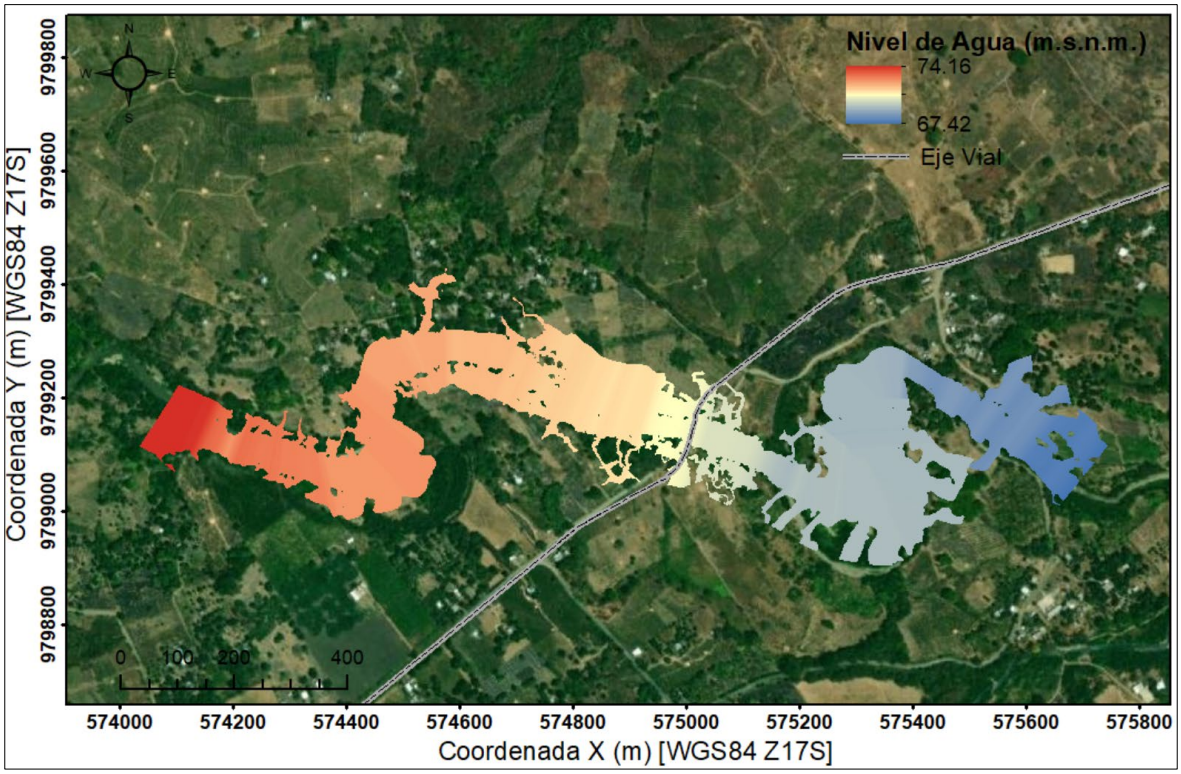


Figura 12-8. Nivel del Pelo de Agua Tramo Puente 2 (TP2).

La información presentada en la Figura 12-9 representa el nivel de agua en cota de nivel absoluta (msnm). Esta información es de importancia para evaluar la implantación de estructuras viales como puentes. En la Figura 12-9 se presenta la información de los niveles de agua en la sección transversal de la ubicación del puente 2 proyectado:

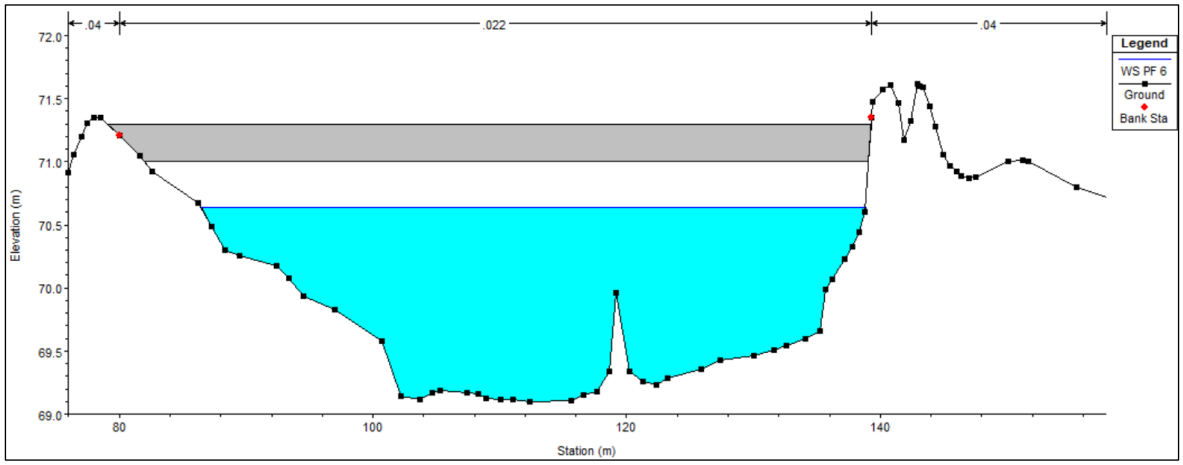


Figura 12-9. Sección transversal del Puente 2 (TP2).

De acuerdo a los resultados presentados en la Figura 12-9, el nivel de crecida máximo para T_R= 100 años es 70.6 m.s.n.m. Estos resultados deberán ser tomados en cuenta para el diseño del puente 2.

Una variable de importancia para evaluar la erosión y las obras de seguridad contra desborde del río es la velocidad del flujo. En la Figura 12-10 se presenta la velocidad del flujo del tramo del puente 2 para el periodo de diseño de T_R= 100 años:

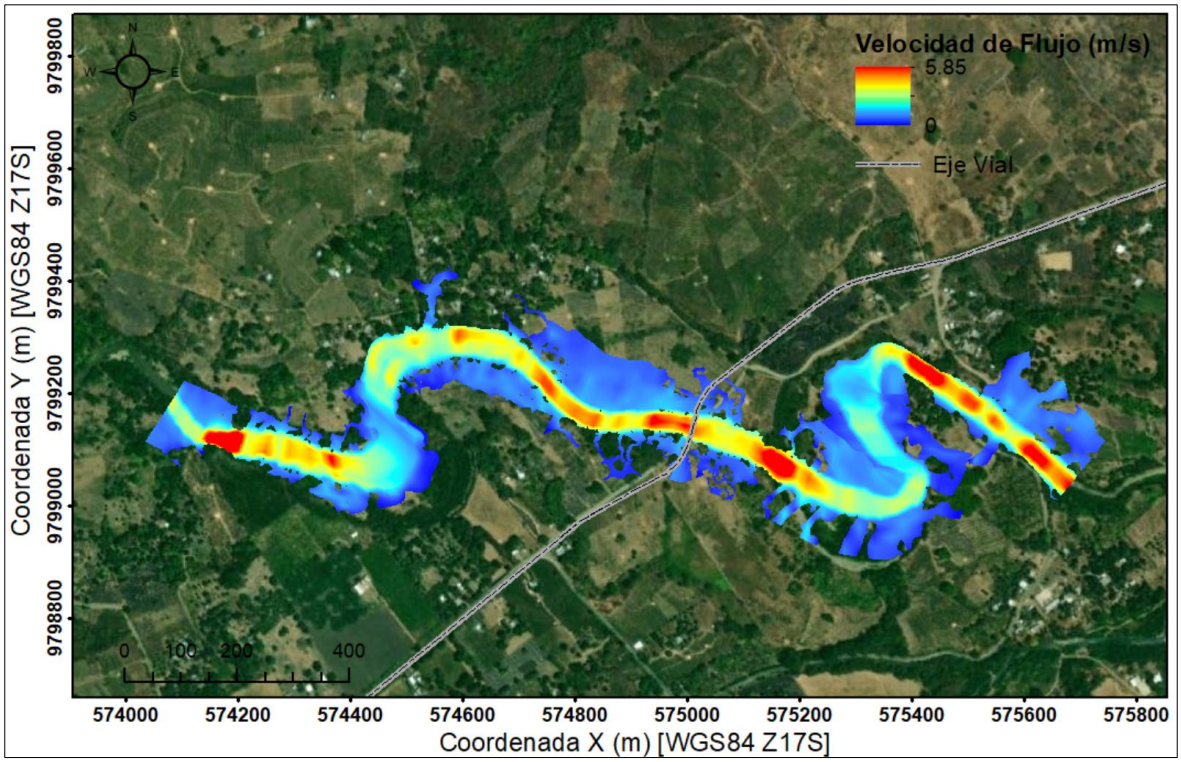


Figura 12-10. Velocidad Media de Flujo Tramo Puente 2 (TP2).

Como se puede observar en la Figura 12-10, a lo largo del tramo analizado el flujo de 173.81 m^3/s produce velocidades de hasta 5.85 m/s que deberán ser consideradas para la evaluación de la socavación general y las medidas de seguridad contra inundación analizadas en la sección 5 de este documento.

12.3. TRAMO DEL SUPER SPAN

En la Figura 12-11 se presenta la sección de la estructura Super Span que se ha proyectado en el tributario 4:

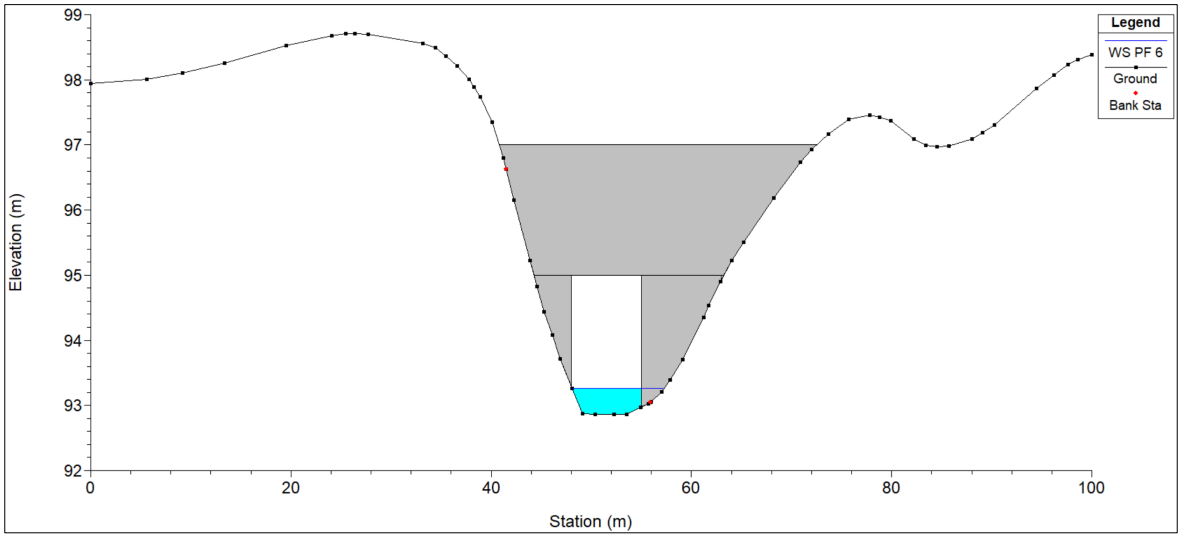


Figura 12-11. Sección transversal en la estructura Super Span (T4).

Como se puede observar, el caudal de 4.62 m^3/s que corresponde al periodo de diseño de T_R= 100 años para el tributario 4 genera una altura de flujo de 93.25 m.s.n.m. y se observa que para este flujo la capacidad de la estructura Super Spam es menor a la mitad y por lo tanto se justifica la elección de este tipo de estructura. La sección de la estructura presentada en la Figura 12-11 será diseñada con mayor detalle en el análisis de las obras de drenaje.

Otra variable de importancia para evaluar la erosión y las obras de seguridad contra desborde del río es la velocidad del flujo. En la Figura 12-12 se presenta la velocidad del flujo del tramo del puente 3 para el periodo de diseño de T_R= 100 años:

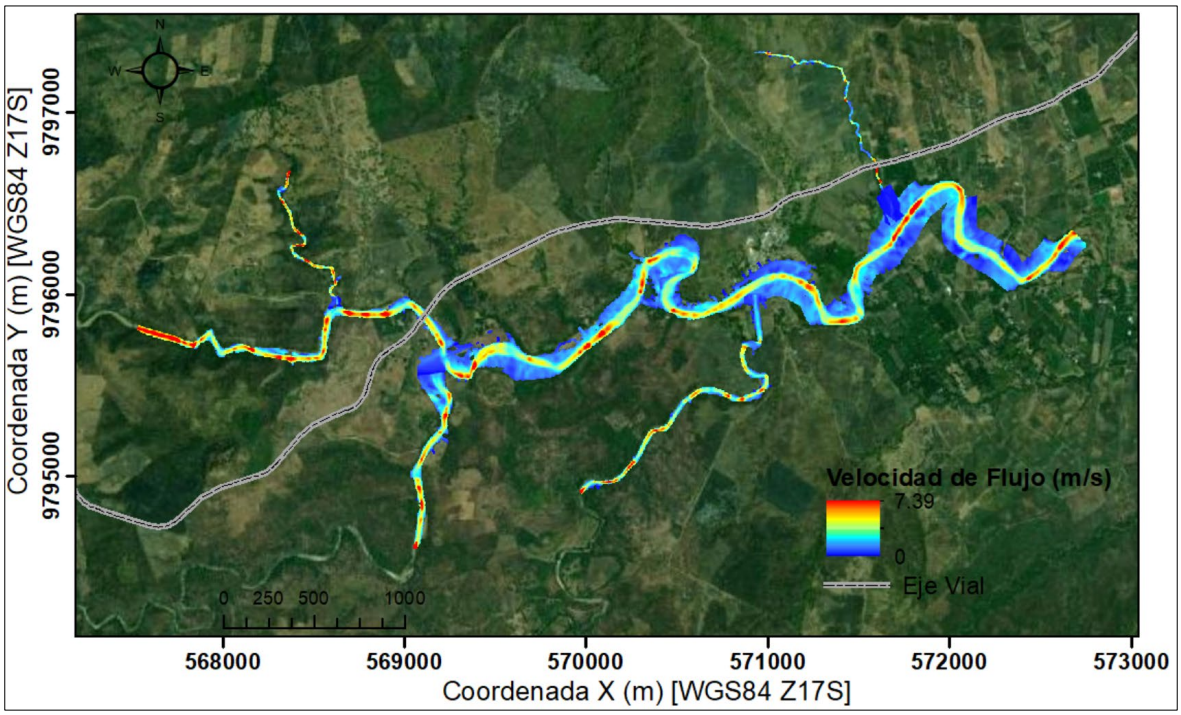


Figura 12-12. Velocidad Media de Flujo Tramo Puente 3 (TP3).

Como se puede observar en la Figura 12-12, a lo largo del tramo analizado los flujos del río Villao y de los tributarios analizados producen velocidades de hasta 7.39 m/s que deberán ser consideradas para la evaluación de la socavación general y las medidas de seguridad contra inundación analizadas en la sección 13 de este documento. La mayor magnitud de velocidades observadas en este tramo con respecto a las del puente 1 y puente 2, está relacionada por la mayor pendiente en de los tributarios y mayor magnitud del caudal sobre el río principal de la cuenca del río Villao. A continuación, en la sección 13 de este documento se analizará la socavación general producida por los flujos modelados y se recomendará medidas de seguridad de acuerdo a la normativa vigente.

13. ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN Y MEDIDAS DE SEGURIDAD EN LOS TRAMOS ANALIZADOS

13.1. Cálculo de la socavación

De acuerdo con las normas de Diseño Geométrico de Carreteras y de caminos vecinales (MTOP, 2003), para el cálculo de la socavación general se presentarán dos de los métodos más utilizados, debiendo ser uno de ellos método de Lischtvan-Levediev. También se evaluará la metodología de Maza-Echavarría para verificar los resultados obtenidos con el método recomendado por la normativa vigente.

13.1.1. 15.1.1 Método de Lischtvan-Levediev

El cálculo de socavación general, también, se puede determinar con el criterio propuesto por Lischtvan-Levediev. Este método, que incluye la socavación por reducción del ancho del río por efecto de las pilas, se fundamenta en la condición de equilibrio entre la velocidad real media del flujo (V_r) y la velocidad media del flujo (V_e) que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce. Para su aplicación se debe considerar: (1) el tipo de río con cauce definido o nó, (2) el tipo de material del fondo, cohesivo o friccionante y (3) la estratigrafía del subsuelo, bajo, la sección en estudio, homogénea o heterogénea.

La hipótesis fundamental es que el flujo por unidad de ancho permanece constante durante todo el proceso de socavación, hipótesis que se cumple, en realidad en la mayoría de los casos excepto en el lado exterior de las curvas, o cuando en el fondo del cauce existe un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección, en este caso el caudal unitario después de un cierto tiempo será mayor en el sector más débil y menor en el sector más resistentes, y en consecuencia las profundidades de socavación en la zonas menos resistente serán mayores que las calculadas, mientras que en el material más resistente serán de menor magnitud que los teóricamente determinados. Al analizar la resistencia de los materiales a los procesos erosivos, generalmente no se ha tomado en cuenta el tiempo necesario para que la erosión se produzca. En el caso de suelos friccionantes, la socavación calculada se puede aproximar a la producida; en cambio, en materiales cohesivos se requieren de un determinado tiempo para que se produzca el proceso de socavación, y este tiempo puede ser mayor que el de la creciente por lo que se producirán profundidades de socavación menores que las calculadas.

Por lo expuesto en el párrafo previo, a pesar de que se tiene una distribución del suelo heterogénea de acuerdo a los resultados de las características geofísicas presentadas en la sección 3.3, por seguridad se considerará la arena fina (el estrato más erosionable) para el cálculo de los niveles de socavación correspondientes. Es decir, se aplicará la metodología para cauces definidos con suelos friccionantes.

Para este caso la condición de equilibrio se plantea como:

$$V_e = V_r$$

Donde V_r es la velocidad real media del flujo (m/s) y V_e la velocidad media del flujo que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce del río (m/s). La profundidad del agua después de la socavación se estima de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{\frac{5}{3}} * B_e * \mu}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha * (H_0)^{\frac{5}{3}}}{0.68 * (D_m)^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

Q_d es el caudal de diseño (m^3/s);

H_0 tirante de la sección (m);

H_m es el tirante medio (m);

B_e es el ancho de superficie libre (m);

H_s tirante de la sección después de la socavación (m);

μ coeficiente de contracción (Tabla 13-1);

Tabla 13-1. Coeficiente de contracción $\boldsymbol{\mu}$

VELOCIDAD MEDIA EN SECCION CRUCE	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO, EN m												
m/seg	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	1.00	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	0.99	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

β coeficiente de flujo que depende del período de retorno de la avenida (Tabla 13-2);

Tabla 13-2. Coeficiente de flujo $\boldsymbol{\beta}$

PERIODO RETORNO EN AÑOS	COEFICIENTE β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.9
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

D_m el diámetro medio de los granos del fondo (mm);

x exponente que depende de las características del suelo (Tabla 13-3).

Tabla 13-3. Exponente x

SUELOS COHESIVOS						SUELOS FRICCIONANTES					
γ_s	x	1/(1+x)	γ_s	x	1/(1+x)	D_m(mm)	x	1/(1+x)	D_m(mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.68	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Con las variables descritas se calcula tirante de la sección después de la socavación H_s; y la profundidad de la socavación será $h_s = H_s - H_0$.

13.1.2. Método de Maza & Echavarría

La metodología de Maza & Echavarría (1976) está basado en alcances de varios autores, que incluyen experiencias en Sudamérica.

$$h_s = 0.365 * \left(\frac{Q_d^{0.784}}{B_e^{0.784} * d_{50}^{0.157}} \right)$$

Donde:

h_s es la profundidad de la socavación (m);

Q_d es el caudal de diseño (m^3/s);

d_{50} el diámetro medio de los granos del fondo (m);

B_e ancho de la superficie del agua (m).

La fórmula de Maza para el cálculo de la socavación general permite obtener una profundidad media de socavación sin disponer de la distribución transversal de velocidades en la sección.

13.2. MEDIDAS DE SEGURIDAD

En base a los resultados de la modelación hidrodinámica y la evaluación de las profundidades de socavación en los tramos analizados se ha visto la necesidad del diseño

de obras de encauzamiento y protección en las zonas vulnerables que puedan afectar a la vía en el sector Fátima-Villao.

Entre las defensas que contribuyen al control de inundaciones de los ríos se tiene a las medidas estructurales, defensas vivas naturales y defensas forestales. Por las características de los ríos analizados y por la importancia del proyecto, la metodología se enfocará al planteamiento de medidas estructurales como enrocado de protección.

Los enrocados de protección son estructuras conformadas en las partes laterales de los causes es decir en la superficie de los taludes recubiertos por rocas pesadas ubicadas de manera trapezoidal; debido a la dificultad del traslado de estas rocas, se recomienda que la cantera este ubicada lo más cerca posible al punto crítico del tramo donde las obras serán emplazadas; los mismos puntos críticos en donde se presentan flujos de agua a gran fuerza y velocidad, los cuales actúan con gran poder erosivo en los bordes del cauce que además no están naturalmente adecuados para resistir dichos flujos que provocan una inundación. En la Figura 13-1 se presenta la sección de un enrocado tipo.

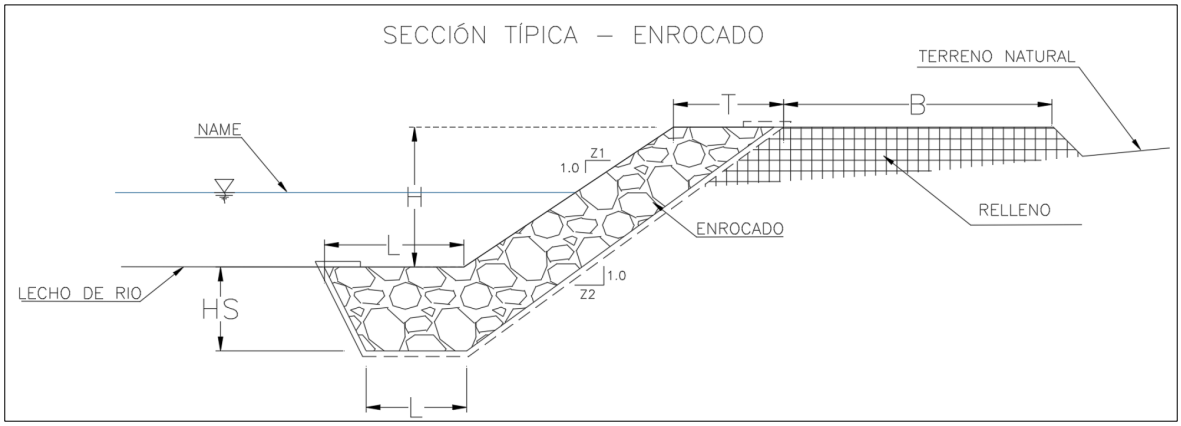


Figura 13-1. Sección de un Enrocado Tipo.

A continuación, se evaluarán los parámetros determinantes para el diseño de los enrocados que serán considerados en cada uno de los tramos analizados.

(a) Altura de Enrocado. Para definir la altura del enrocado se considerarán los resultados del modelamiento hidráulico presentados en la sección 4, donde se obtuvieron los tirantes máximos en los tramos de estudio, en base a ello se le agrega un borde libre como indica la siguiente ecuación:

$$H_e = y + B_L$$

Donde:

H_e altura del enrocado;

y tirante de flujo;

B_L borde libre.

(b) Borde Libre. Para determinar el borde libre se adopta el valor dado por la siguiente ecuación, el cual relaciona la velocidad máxima con un coeficiente que depende del caudal máximo que pasa por el cauce.

$$B_L = \emptyset * \left(\frac{V^2}{2g}\right)$$

Donde:

V velocidad de flujo;

g aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

$\emptyset$ coeficiente que relaciona el caudal de diseño (Tabla 13-4)

Tabla 13-4. Coeficiente $\emptyset$

Caudal máximo (m^3/s)	Coeficiente (φ)
3000 - 4000	2
2000 - 3000	1.7
1000 - 2000	1.4
500 - 1000	1.2
100 - 500	1.1

(c) Ancho de Corona. El ancho de la corona depende del caudal de diseño y se la puede estimar en base a la Tabla 13-5:

Tabla 13-5.. Ancho de Corona

Descarga de diseño (m3/s)	Ancho de corona (m)
menos de 500	3
500-2000	4

(d) Profundidad de Uña. Una vez determinados los niveles de socavación, los cuales indican hasta que nivel se debe de profundizar la uña de cimentación, siendo esta mayor a la altura de socavación para garantizar que el enrocado no falle.

(e) Ancho de la Base del Enrocado. Sabiendo la profundidad de socavación se determina el valor del ancho de la base de la uña mediante la siguiente expresión:

$$B_e = 1.5 * h_s$$

Donde:

B_e base del enrocado (m);

h_s profundidad máxima de socavación calculada (m).

(f) Diámetro de Roca de Enrocado. Para determinar el diámetro mínimo de la roca a colocar en el enrocado se considera la metodología presentada por el MTOP (2003), donde se puede verificar el mínimo diámetro (centím) de las piedras de protección de enrocado, en función del peso específico y la velocidad del flujo, para un tirante de flujo igual a 1 metro en base a la Tabla 13-6:

Tabla 13-6. Diámetro mínimo (centím) en base al peso específico del enrocado.

VELOCIDAD V1 (m/s)	PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL(kg/m3)				
	1600	1800	2000	2200	2400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	113	112	11	10
2	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
5			85	77	70

Si el tirante difiere de 1.00 metro, $V = V1 * H^A$, donde $A = 1/(2 + H)$. Si V y H son conocidos, $V1$ puede ser determinado y este valor es usado en la tabla para determinar el diámetro de las rocas.

(g) Espesor Mínimo de Enrocado. El cuerpo de Ingenieros de los estados unidos (1970) recomienda que el espesor debe ser como mínimo una distancia igual al valor máximo del diámetro de roca del enrocado, se puede estimar el espesor mínimo con la siguiente expresión:

$$e_{min} = 1.5\ D_{50}$$

e_{min} no debe ser inferior a 0.3 m.

13.2.1. Resultados Tramo Puente 1

Para la evaluación de la socavación se considera la sección que corresponde a la ubicación del puente 1 proyectado. Inicialmente, para la aplicación de la metodología de Lischtvan-Levediev se considera la distribución de velocidades obtenida en la modelación hidráulica en la sección de ubicación del puente 1 que se presenta en la Figura 13-2:

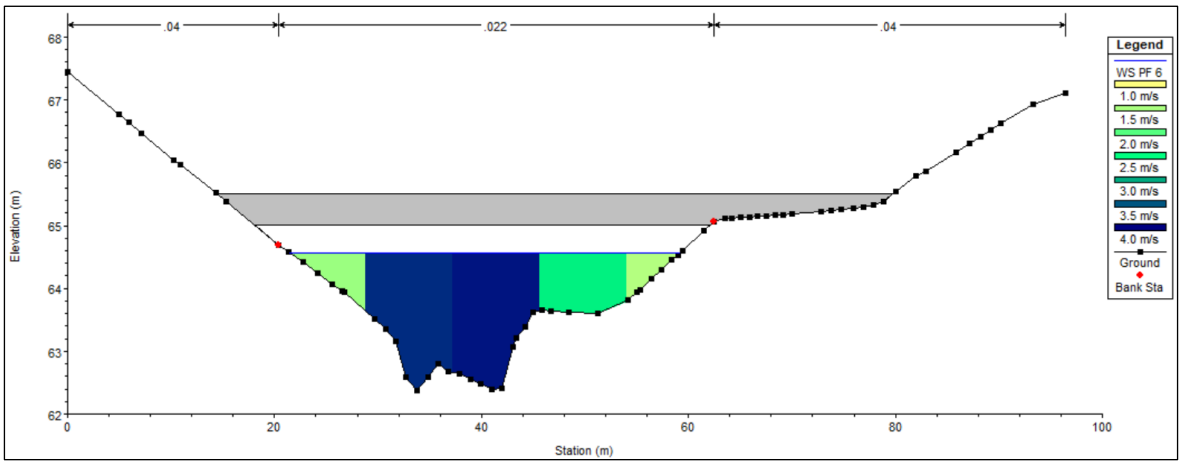


Figura 13-2. Distribución de Velocidades Sección del Puente 1.

Aplicando la metodología de Lischtvan-Levediev; teniendo en cuenta tanto el tipo de suelo del lecho fluvial como la distribución de velocidades presentada en la Figura 13-2 para el caudal de 137.52 m^3/s que corresponde al periodo de retorno T_R=100 años en el tramo del puente 1 se obtuvo el siguiente perfil de socavación en la sección donde se proyecta el puente 1:

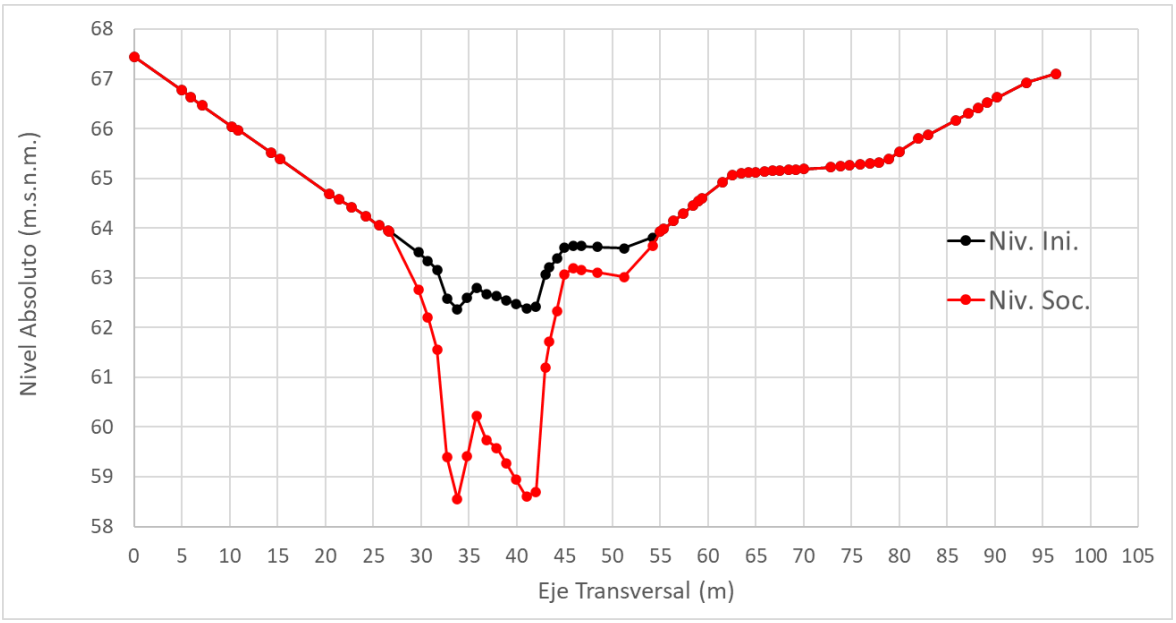


Figura 13-3. Perfil de Socavación Sección del Puente 1.

El perfil de socavación presentado en la Figura 13-3 se calculó con la metodología de Lischtvan-Levediev con un valor de socavación máximo de 3.83 metros en el centro del cauce. Con la metodología de Maza & Echavarría se obtuvo un valor de socavación en la misma sección de 3.77 m. Como se puede observar las dos metodologías tiene un mismo orden de aproximación.

Respecto al enrocado, teniendo en cuenta que en el tramo del puente 1 la altura máxima del flujo es 5.08 m y la velocidad máxima es 5.22 m/s, se recomienda que su altura se adapte a los taludes de las zonas críticas, con un ancho de corona de hasta 3 m y un ancho

de la base del enrocado de hasta 5 m. El diámetro mínimo de las rocas que se deberían de colocar en el enrocado, teniendo en cuenta un peso específico medio de 1800 kg/m^3, es de 60 centímetros con un espesor mínimo de 90 centímetros. En la Figura 13-4 se delinean las zonas donde se requerirán las protecciones en el tramo del puente 1 de acuerdo con las modelaciones hidráulicas realizadas.

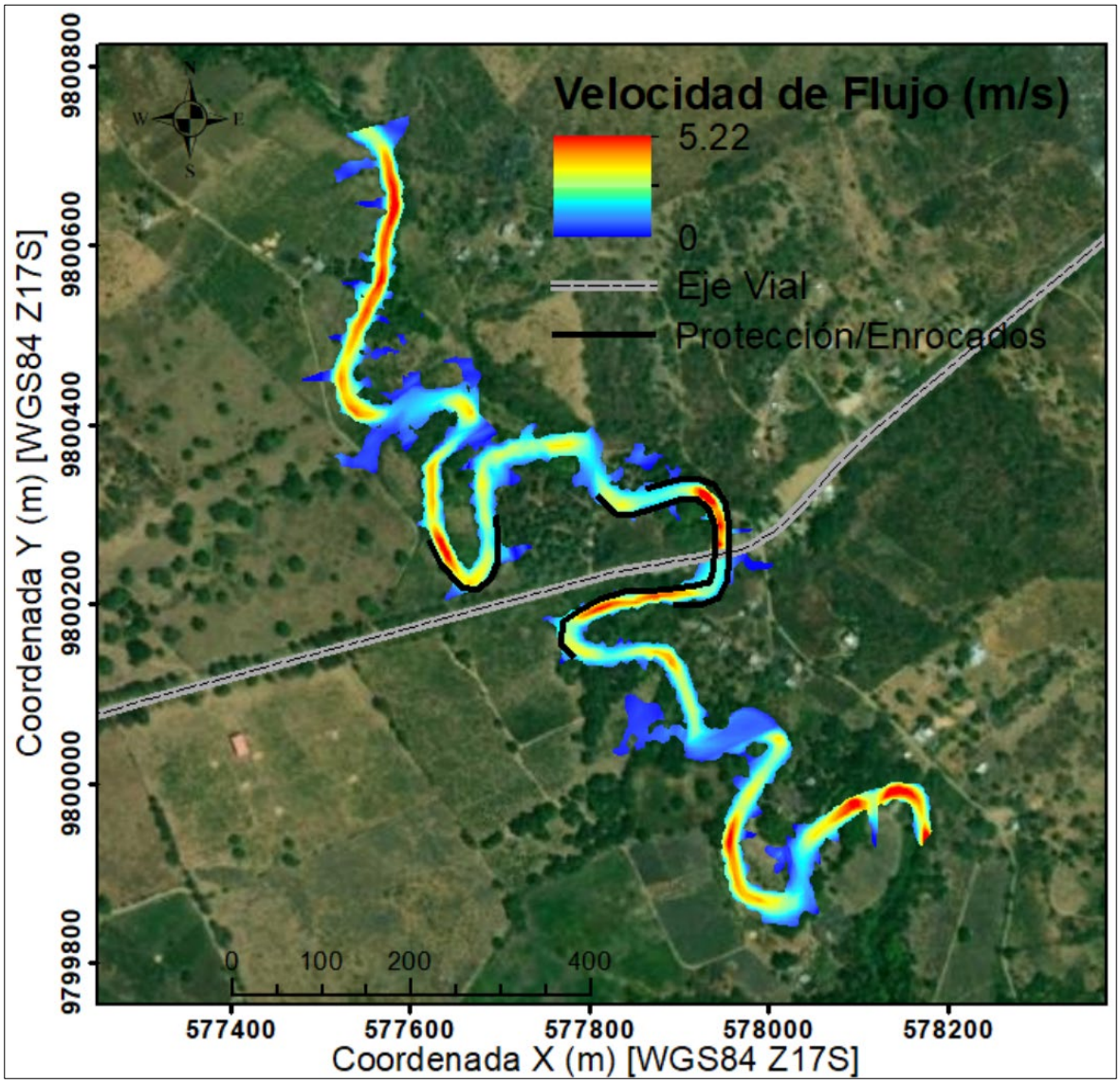


Figura 13-4. Disposición de las Protecciones con Enrocado Tramo Puente 1 (TP1).

Como se puede observar en la Figura 15.4, la disposición de los enrocados busca reducir el riesgo de inundación y socavación sobre las estructuras viales proyectadas en zonas vulnerables por desborde del río. En este tramo la longitud aproximada de los enrocados es de 880 m.

13.2.2. Resultados Tramo Puente 2

Para la evaluación de la socavación se considera la sección que corresponde a la ubicación del puente 2 proyectado. Inicialmente, para la aplicación de la metodología de Lischtvan-

Levediev se considera la distribución de velocidades obtenida en la modelación hidráulica en la sección de ubicación del puente 2 que se presenta en la Figura 13-5:

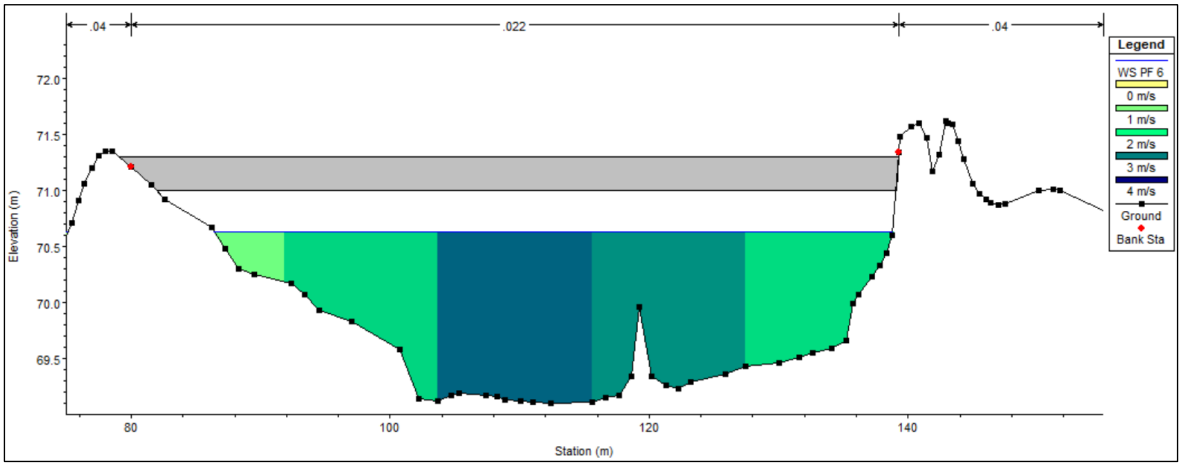


Figura 13-5. Distribución de Velocidades Sección del Puente 2.

Aplicando la metodología de Lischtvan-Levediev; teniendo en cuenta tanto el tipo de suelo del lecho fluvial como la distribución de velocidades presentada en la Figura 13-5 para el caudal de 173.81 $m^{3/}s$ que corresponde al periodo de retorno T_R=100 años en el tramo del puente 2 se obtuvo el siguiente perfil de socavación en la sección donde se proyecta el puente 2:

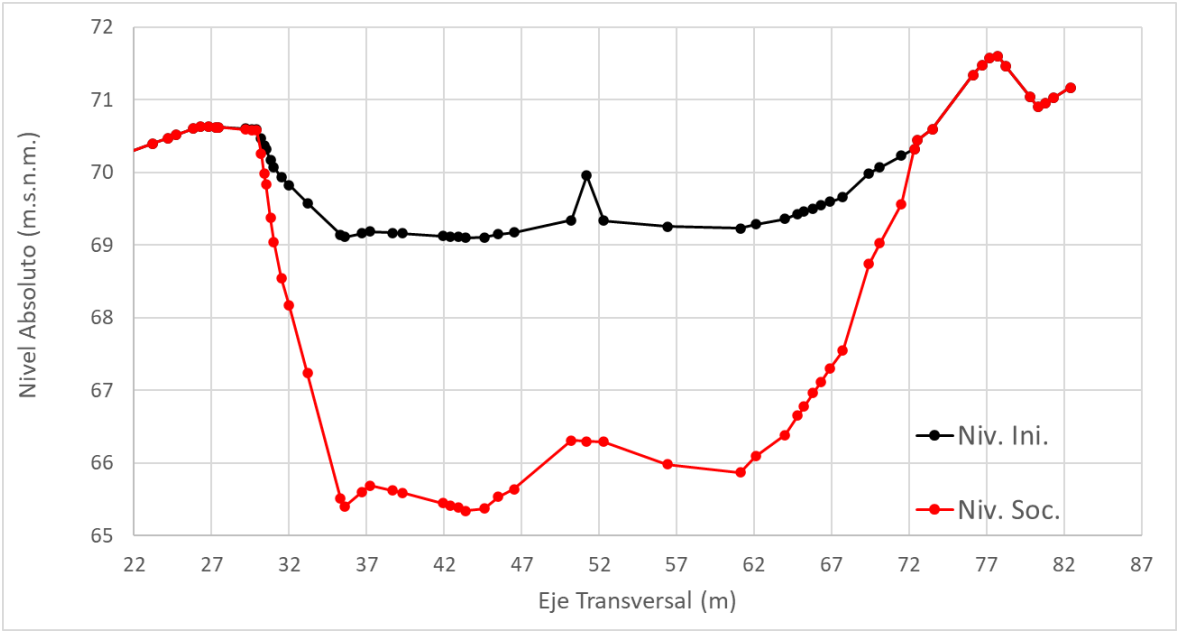


Figura 13-6. Perfil de Socavación Sección del Puente 2.

El perfil de socavación presentado en la Figura 13-6 se calculó con la metodología de Lischtvan-Levediev con un valor de socavación máximo de 3.76 metros en el centro del cauce. Con la metodología de Maza & Echavarría se obtuvo un valor de socavación en la

misma sección de 3.51 m. Como se puede observar las dos metodologías tiene un mismo orden de aproximación.

Respecto al enrocado, teniendo en cuenta que en el tramo del puente 2 la altura máxima del flujo es 2.7 m y la velocidad máxima es 5.85 m/s, se recomienda que la altura se adapte a los taludes de las zonas críticas, con un ancho de corona de hasta 3 m y un ancho de la base del enrocado de hasta 5 m. El diámetro mínimo de las rocas que se deberían de colocar en el enrocado, teniendo en cuenta un peso específico medio de 1800 kg/m^3, es de 60 centímetros con un espesor mínimo de 90 centímetros. En la Figura 15.7 se delinean las zonas donde se requerirán las protecciones en el tramo del puente 2 de acuerdo a las modelaciones hidráulicas realizadas.

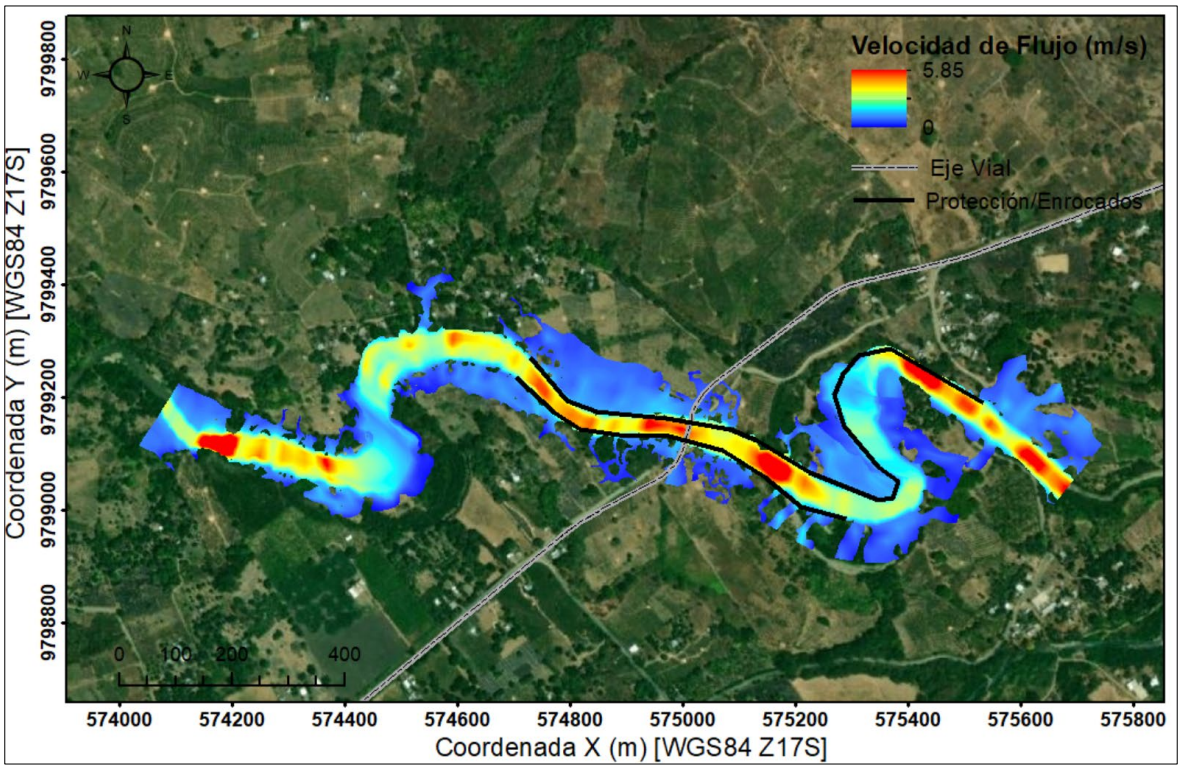


Figura 13-7. Disposición de las Protecciones con Enrocado Tramo Puente 2 (TP2).

Como se puede observar en la Figura 13-7, la disposición de los enrocados busca reducir el riesgo de inundación y socavación sobre las estructuras viales proyectadas en zonas vulnerables por desborde del río. En este tramo la longitud aproximada de los enrocados es de 1933 m.

14. CONCLUSIONES INUDACIÓN SOCAVACIÓN

- Se aplicó HEC-RAS (River Analysis System) para llevar a cabo la modelación hidrodinámica del área de inundación de tres tramos correspondientes a los tres puentes proyectados dentro del diseño de la vía en el sector Fátima-Villao. Se consideraron las condiciones hidrológicas con caudales para un periodo de retorno de T_R=100 años en el análisis y se levantaron 60862 puntos topo-batimétricos en 469 hectáreas sobre los tres tramos donde se proyectan 3 puentes, tomando en cuenta las longitudes de acuerdo a los TDRs de la consultoría.

- Para el primer tramo donde se proyecta el puente 1, se realizó la simulación hidráulica con un caudal máximo de 137.52 m^3/s; para el segundo tramo donde se proyecta el puente 2 la simulación hidráulica consideró un caudal máximo de 173.81 $m^{3/}s$. El tramo 3, donde se proyecta una estructura Super Spam y el puente 3, tiene 4 tributarios sobre el río Villao y se simuló con un caudal máximo de 413.52 m^3/s para un periodo de retorno de T_R=100 años.

- Se observaron zonas de desborde en las simulaciones realizadas, en especial sobre el tramo del puente 2. En ese sentido, las alturas máximas sobre los flujos fueron de 5.08 y 2.7 m para los tramos 1 y 2; respectivamente. También, se observaron velocidades erosivas con magnitudes máximas de 5.22 m/s y 5.85 m/s para los tramos 1 y 2 ; respectivamente.

- Para evaluar la socavación en las secciones donde se proyectarán los tres puentes se aplicaron los métodos de Lischtvan-Levediev y Maza-Echavarría, obteniendo profundidades de socavación máximas de 3.83 y 3.76 en las zonas críticas de los tramos 1 y 2; respectivamente.

- Tomando en cuenta las condiciones hidrodinámicas, zonas de desborde y profundidades de socavación se evaluaron las características de las estructuras de protección en base a enrocados. Se recomendó la construcción de 880 y 1933 de enrocados en las zonas que podría afectar la vía proyectada en los tramos 1 y 2; respectivamente.

HIDRÁULICA OBRAS DE DRENAJE MENOR

15. OBJETIVOS

15.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar los "ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO-LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS" en el ámbito hidrológico e hidráulico para el diseño de las obras de drenaje menor.

15.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Delimitar microcuencas con puntos de descarga correspondientes a la ubicación de las alcantarillas.
- Cálculo de caudales provenientes de las microcuencas.
- Determinación de diámetros de alcantarillas necesarios para transportar los caudales calculados.
- Diseño de cunetas y subdrenes necesarios para evacuar caudales provenientes de zonas de corte en la vía.
- Cálculo de cantidades de obra.

16. UBICACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra en la provincia del Guayas, cantón Pedro Carbo, parroquia Pedro Carbo y tiene una longitud aproximada de 11,2 km iniciando desde el poblado cercano a Fátima hasta el poblado de Paraíso de Villao.

En la Figura 16-1 se indica la ubicación del proyecto, en el ámbito provincial, cantonal y parroquial.

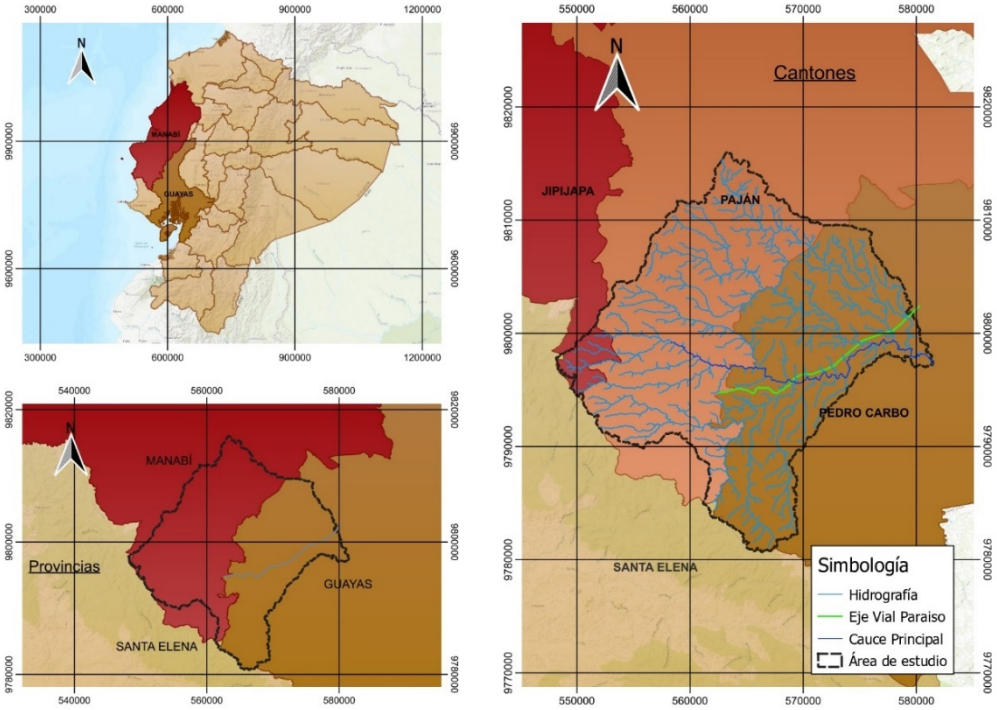


Figura 16-1 Mapa de Ubicación del proyecto
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Como puede observarse en la Figura 2-1, la cuenca del río Villao abarca aguas de las provincias Guayas y Manabí. Sin embargo, el proyecto vial motivo del estudio se encuentra en su totalidad en la provincia del Guayas en el cantón Pedro Carbo.

17. METODOLOGÍA

17.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR

El estudio hidrológico e hidráulico comprende el análisis de la escorrentía de todo el proyecto para garantizar un correcto drenado de la misma, evitando que todas las quebradas (sean intermitentes o no) así como los riachuelos y ríos que crucen la vía se encuentren correctamente encausados y que no causen daños futuros a la estructura de la vía construida.

La información base para este estudio es la ubicación de todos los pasos de agua que se levantaron durante los trabajos de topografía, donde se detallan las ubicaciones de cada paso de agua y el estado actual de cada uno, la tabla de resumen de ubicaciones se muestra a continuación:

Nº	Estructura	Diametro (m)	Espesor (m)	Longitud (m)	Cota Entrada (m.s.n.m.)	Cota Salida (m.s.n.m.)	Abscisa	Este	Norte	Otras Estructuras	Anexo
1	Alcantarilla H.A	1.37	0.10	31.21	65.22	64.840	0+380.22	579995.534	9802121.6270	-	
2	Alcantarilla H.A	0.88	-	21.16	71.38	70.59	0+956.22	579571.564	9801732.813	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 1.09 m, altura mayor: 1.83 m) Espesor muro: 0.26 m Longitud aletas: 2.21 m Longutud central: 2.37 m	
3	Alcantarilla H.A	0.89	-	25.50	68.78	68.18	1+122.58	579451.875	9801619.525	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 1.08 m, altura mayor: 2.11 m) Espesor muro: 0.25 m Longitud aletas: 2.25 m Longutud central: 2.3 m	
4	Alcantarilla H.A	0.9	-	21.17	67.81	67.38	1+345.30	579284.331	9801467.123	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.68 m, altura mayor: 1.79 m) Espesor muro: 0.2 m Longitud aletas: 2.24 m Longutud central: 2.38 m	
5	Alcantarilla H.A	0.75		23.06	64.63	63.94	1+452.68	579214.682	9801384.331	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.56 m, altura mayor: 1.27 m) Espesor muro: 0.25 m Longitud aletas: 2.13 m Longutud central: 2.25 m	
6	Alcantarilla H.A	1.6	0.06	36.00	64.04	63.43	1+482.77	579191.22	9801370.865	-	
7	Alcantarilla H.A	1.2	0.075	28.76	64.75	63.93	1+598.06	579117.238	9801289.025	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.30 m, altura mayor: 1.20m) Espesor muro: 0.2 m Longitud aletas: 1.58 m Longutud central: 2.15 m	
8	Alcantarilla H.A	0.87	0.1	32.79	73.32	70.87	2+154.62	578716.779	9800895.592	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.79 m, altura mayor: 2.12m) Espesor muro: 0.19 m Longitud aletas: 1.67 m Longutud central: 2 m	
9	Alcantarilla H.A	0.87	0.12	32.00	73.01	72.5	2+412.85	578461.629	9800803.315	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.79 m, altura mayor: 2.12m) Espesor muro: 0.20 m Longitud aletas: 1.97 m Longutud central: 2.24 m	
10	Alcantarilla H.A	0.89	0.12	21.18	77.82	77.17	2+607.70	578363.201	9800611.0.33	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 1.089 m, altura mayor: 2.24m) Espesor muro: 0.20 m Longitud aletas: 2.07 m Longutud central: 2.32 m	
11	Alcantarilla H.A	0.9	0.1	20.00	70.51	68.25	2+924.46	578133.456	9800420.929	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.85 m, altura mayor: 2.10m) Espesor muro: 0.2m Longitud aletas: 1.45 m Longutud central: 2.3 m	
12	Alcantarilla H.A	-	-	20.07	81.4	80.56	4+887.32	576310.22	9799721.039	Muro de H.A (Rectangular) Altura de alas del muro: (atura menor: 0.85 m, altura mayor: 2.37m) Espesor muro: 0.21m Longitud aletas: 1.52 m Longutud central: 2.18 m Rectángulo: h1 = 0.51, L1 = 0.73 L2 = 0.65, h2 = 0.52	
13	Alcantarilla H.A	1.1	0.127	20.00	86.73	85.63	5+289.57	575927.723	9799586.612	-	
14	Alcantarilla metal	1.09	0.13	17.00	81.48	80	5+625.72	575617.591	9799476.853	-	

15	Alcantarilla H.A	0.6	0.07	12.60	78	76	5+756.87	575490.27	9799422.874	-	
16	Alcantarilla H.A	1.02	0.15	14.78	79.1	78.29	7+751.66	573946.313	9798237.728	-	
17	Alcantarilla H.A	0.8	-	9.68	88.98	88.36	8+959.96	573044.031	97977440.19	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.28 m, altura mayor: 0.66 m) Espesor muro: 0.40 m Longitud aletas: 1.32 m Longutud central: 1.52 m	
18	Alcantarilla metal	0.8	-	15.00	91	89.67	9+084.75	573036.496	9797445.017	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.18 m, altura mayor: 0.79 m) Espesor muro: 0.40 m Longitud aletas: 1.37 m Longutud central: 1.5 m	
19	Alcantarilla metal	1.2	-	11.00	91.12	90.86	9+445.51	572678.099	9797124.505	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.21 m, altura mayor: 0.98 m) Espesor muro: 0.45 m Longitud aletas: m Longutud central: m	
20	Alcantarilla H.A	0.6	0.07	12.54	89.52	88.61	9+630.93	572522.529	9797031.172	-	
21	Alcantarilla H.A	1.2	0.13	13.00	92	91.79	10+020.27	572158.834	9796892.906	Muro de H.A Altura de alas del muro: (atura menor: 0.91 m, altura mayor: 2.08 m) Espesor muro: 0.19 m Longitud aletas: 1.52 m Longutud central: 1.93 m	

Figura 17-1 Ubicación y características de alcantarillas observadas en campo
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

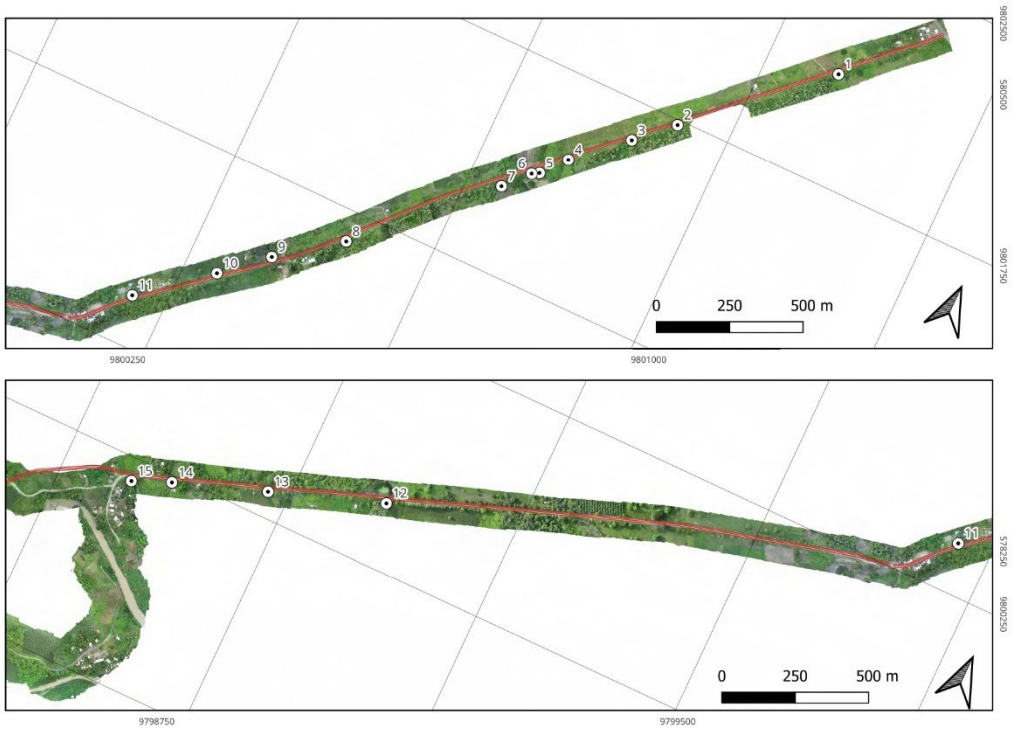




Figura 17-2 Ubicación y características de alcantarillas observadas en campo
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Las longitudes de las alcantarillas y coordenadas de entrada y salida fueron obtenidas a partir del levantamiento topografía a detalle de la zona.

17.2. DELIMITACIÓN DE LAS MICROCUENCAS

Para delimitar una cuenca hidrográfica, pueden utilizarse varios métodos, ya sea desde una delimitación manual (digitalización) o con la ayuda de un SIG. En este caso se utilizó el software QGIS, el cual, a partir del MDE (Modelo digital de elevación), permite modelar y delimitar la cuenca de una manera automática. El software QGIS cuenta con una herramienta llamada GRASS, la cual facilita el tratamiento digital de imágenes ráster e información vectorial, y algunas de sus varias herramientas (r.watershed, r.fill, r.wateroutloet, r.basins….), están dedicadas específicamente al cálculo de cuencas hidrográficas.

El DEM utilizado para este propósito, se extrajo del SIG Tierras, correspondiente a la zona de Pedro Carbo, el cual tiene una resolución de 12.5 m por pixel. Una vez obtenido el DEM, en el software QGIS, se determinaron los puntos de descarga, correspondientes a la ubicación de las alcantarillas, localizadas en las coordenadas ya descritas anteriormente, como se muestra en la Figura 3-2. Una vez definido dicho punto, con las herramientas de análisis hidrológico de QGIS, se procedió a delimitar las microcuencas hidrográficas.

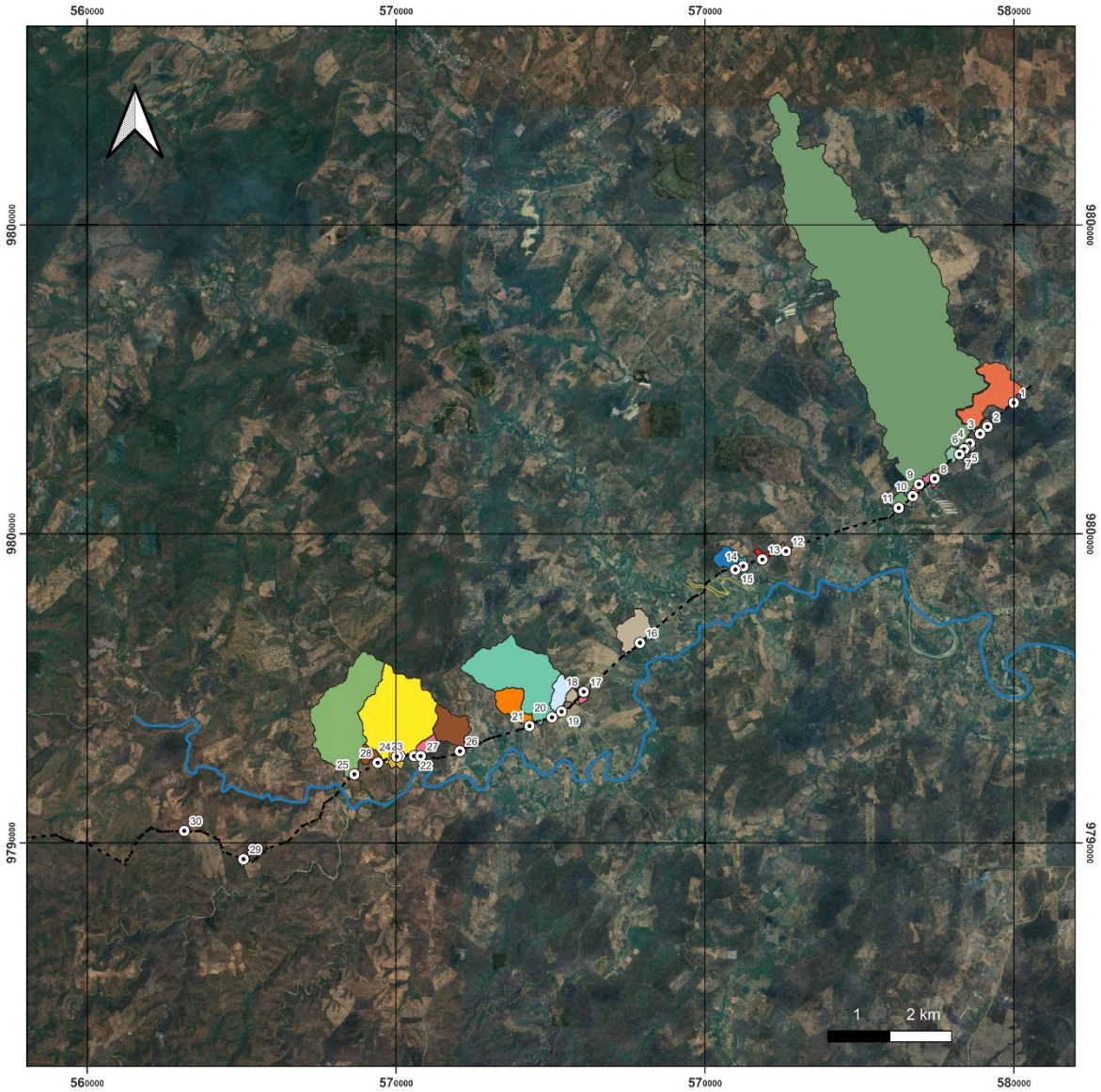


Figura 17-3 Microcuencas hidrográficas
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 17-1 se presentan las características de las microcuencas.

ID ALCANTARILLA	AREA APORTE (km2)	AREA APORTE (ha)	LONG. CAUCE (m)
1	0.49	49.28	1192.65
2	0.02	2.42	229.11
3	0.01	0.97	192.05
4	0.00	0.47	199.82
5	8.51	851.44	8976.40
6	8.51	851.44	8976.40
7	0.06	6.23	404.99

ID ALCANTARILLA	AREA APORTE (km2)	AREA APORTE (ha)	LONG. CAUCE (m)
8	0.04	4.20	344.64
9	0.03	2.69	292.05
10	0.02	1.70	272.67
11	0.06	5.59	333.03
12	0.03	2.50	265.35
13	0.03	2.63	285.17
14	0.02	2.13	267.49
15	0.12	12.02	611.95
16	0.26	25.70	844.35
17	0.06	6.44	413.65
18	0.04	3.91	262.32
19	0.13	12.50	707.21
20	1.27	127.02	2403.15
21	0.21	20.98	912.02

Tabla 17-1 Características de las microcuencas
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

17.3. MÉTODO RACIONAL PARA EL CÁLCULO DE CAUDAL

El método racional supone la generación de escorrentía en una determinada cuenca a partir de una intensidad de precipitación uniforme en el tiempo, sobre toda su superficie. Se recomienda emplear este método para el cálculo en las cuencas analizadas según la MOP 2003, como son las analizadas en el presente caso de estudio. El caudal calculado con el método racional viene definido por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de lluvia (mm/h)

A: Área de la cuenca (km^2)

Q: Caudal (m^3/s)

Como se puede observar en la Figura 3-3 las microcuencas se encuentran ubicadas en una zona donde la cobertura corresponde a pasto cultivado, algodón y pasto bosque según la capa de cobertura vegetal extraída de SIG Tierras. De acuerdo con esa información y a las pendientes de las microcuencas, mostradas ya anteriormente; de acuerdo con la Tabla 3-3, para la cobertura de suelo indicadas y con una pendiente del terreno de entre 0 y 10%, se determina el coeficiente de escorrentía C que será utilizado para el cálculo de los caudales.

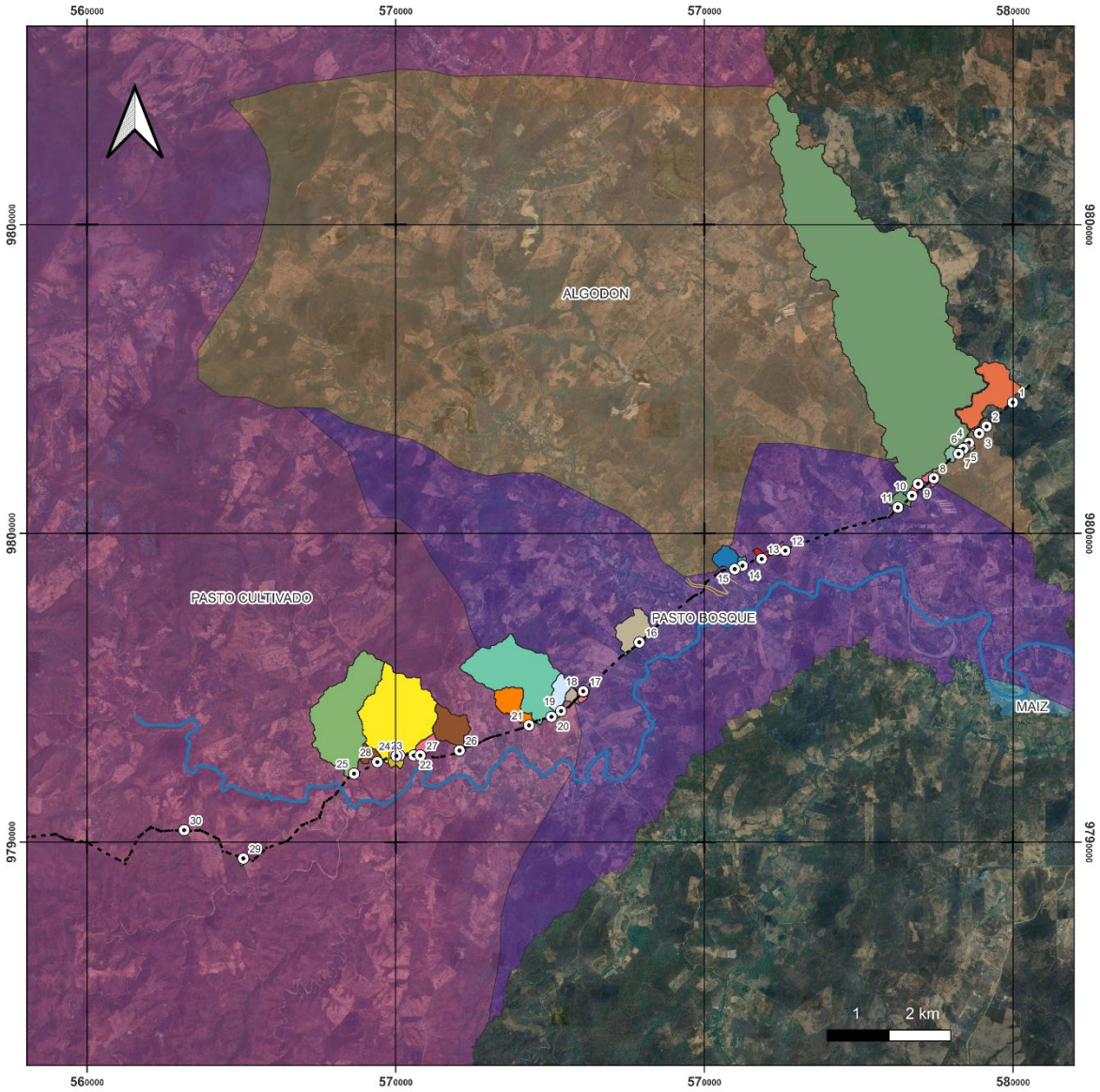


Figura 17-4 Cobertura vegetal de las microcuencas
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Tabla 17-2 Coeficientes de escorrentía.
Fuente: Telles, A.

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se hace uso de la metodología indicada en la sección 6.4 empleando las ecuaciones IDF en función de la precipitación máxima en 24 horas (curvas I_{TR}) proporcionadas por el INAMHI (2019). De acuerdo con la zonificación de intensidades de precipitación (Figura 17-7), el proyecto se encuentra en la Zona 53, por lo que la ecuación I_{TR} utilizada para el cálculo (Figura 17-8), corresponde a la estación M0169 de Julcuy, la cual ha sido establecida por el INAMHI como representativa para la Zona 53.

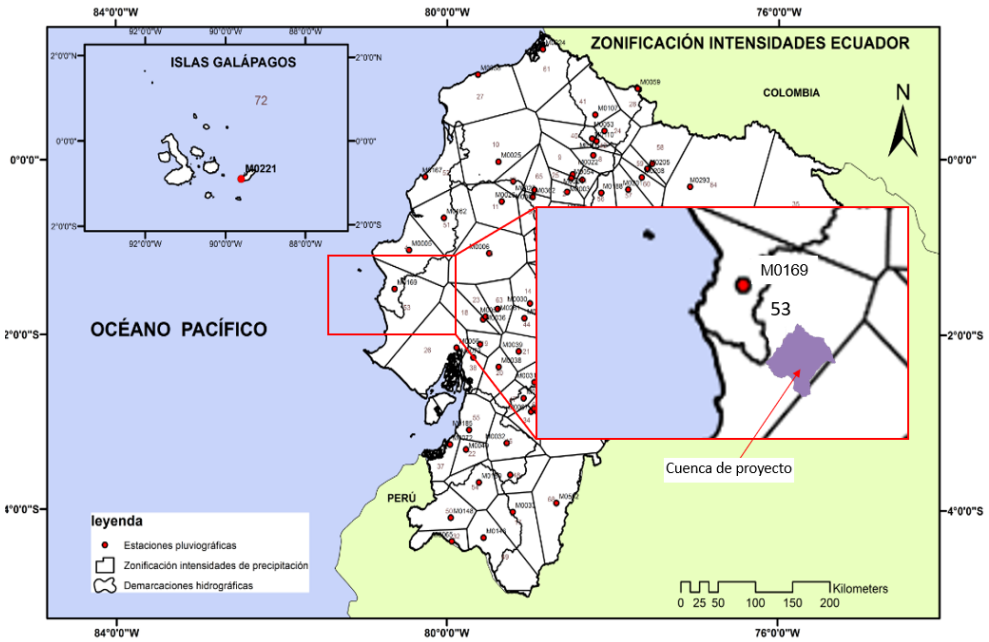


Figura 17-5 Mapa de zonificación de intensidades de precipitación
Fuente: INAMHI

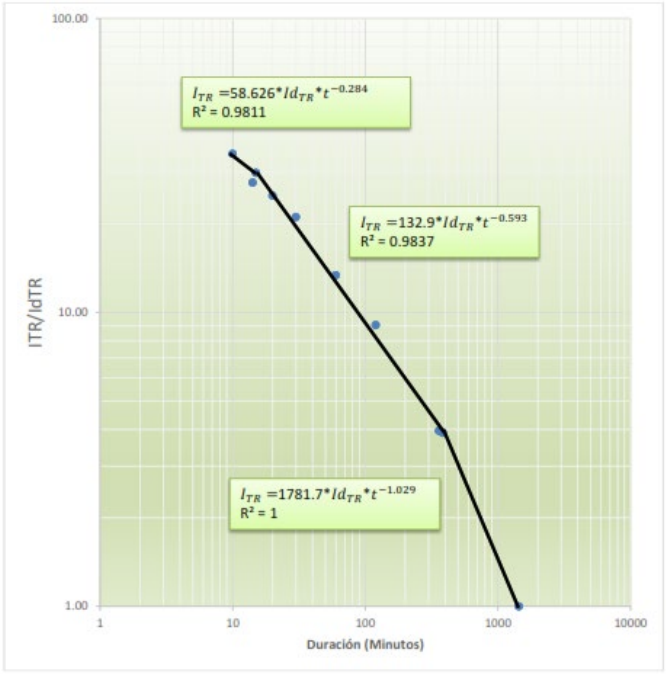


Figura 17-6 Ecuación IDF para la ZONA 53, estación M0169-Julcuy
Fuente: INAMHI

Se tomó la intensidad máxima en 24 horas (Id_{TR}) de las estaciones cercanas al proyecto de las cuales se tienen dichos valores tabulados en el documento del INAMHI Capítulo 4, Tabla N°3 (2019), para posteriormente correlacionar dichas intensidades máximas en 24 horas con la cuenca en estudio y así obtener las intensidades en la Cuenca del Río Villao.

Por otro lado, en lo que respecta al cálculo del tiempo de concentración (*tc*) se lo calcula con una expresión propuesta por Bransby Williams:

$$t_c = 14.6 \cdot L \cdot A^{-0.1} \cdot S^{-0.2}$$

Donde:

t_c: Tiempo de concentración (min)

L: Longitud del cauce (km)

A: Área de la cuenca (km^2)

S: Pendiente media (m/m)

Con lo antes descrito entonces se tiene:

ID ALCANTARILLA	Longitud Cauce (m)	Pendiente (%)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad 50 años (mm/h)	C	Q máx. (m³/s)
1	1192.65	0.02	41.53	95.98	0.25	3.28
2	229.11	0.01	12.15	179.85	0.25	0.30
3	192.05	0.10	7.08	214.24	0.30	0.17

ID ALCANTARILLA	Longitud Cauce (m)	Pendiente (%)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad 50 años (mm/h)	C	Q máx. (m^3/s)
4	199.82	0.09	8.16	205.29	0.30	0.08
5	8976.40	0.01	300.58	31.01	0.25	18.33
6	8976.40	0.01	300.58	31.01	0.25	18.33
7	404.99	0.04	15.09	165.87	0.25	0.72
8	344.64	0.05	12.61	177.68	0.25	0.52
9	292.05	0.05	11.08	184.94	0.25	0.35
10	272.67	0.08	9.81	191.65	0.25	0.23
11	333.03	0.07	10.98	185.44	0.25	0.72
12	265.35	0.06	9.82	191.54	0.25	0.33
13	285.17	0.07	10.09	189.64	0.25	0.35
14	267.49	0.06	10.08	189.71	0.25	0.28
15	611.95	0.05	20.46	138.85	0.20	0.93
16	844.35	0.07	24.17	127.75	0.25	2.28
17	413.65	0.07	13.43	173.80	0.25	0.78
18	262.32	0.11	8.29	204.27	0.25	0.55
19	707.21	0.08	20.89	137.57	0.25	1.19
20	2403.15	0.05	62.54	72.06	0.20	5.09
21	912.02	0.08	25.49	123.80	0.25	1.80

Tabla 17-3 Caudales calculados para microcuencas
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

17.4. HIDROGRAMA UNITARIO PARA CÁLCULO DE CAUDAL

Con base en lo indicado por la normativa MOP 2003 para la estimación de caudales en cuencas con áreas de aporte mayores a 400 ha es necesario la implementación del método del hidrograma unitario. Como se puede observar en la tabla 17-3 la alcantarilla 5 y 6, que comparten área de aporte, superan este límite por lo que es necesario el cálculo mediante la metodología descrita en la sección 7.6.

Para al análisis de esta microcuenca, se empleó dos metodologías para su cálculo. El método del hidrograma unitario y el método racional a partir de la caracterización de la cuenca, las curvas de intensidad – duración y frecuencia, la cobertura vegetal, el uso de suelo y la pendiente. Finalmente se obtuvo los datos de caudal para cuencas superiores a 400 ha mediante el método del hidrograma unitario para un periodo de retorno de 50 años. Estos valores fueron contrastados con los obtenidos previamente por el método racional evidenciando una diferencia ínfima. A continuación, se muestran los parámetros de cálculo, así como los resultados obtenidos mediante este método para la cuenca de aporte de las alcantarillas 5 y 6.

Tiempo de Retardo (min)	Número de Curva Ponderado
180.35	63.00

Tabla 17-4 Parámetros método hidrograma unitario
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Caudal Hidrograma Unitario (m^3/s)	Caudal Método Racional (m^3/s)	Porcentaje de Variación
18.24	18.33	0.52%

Tabla 17-5 Caudales obtenido método hidrograma unitario
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

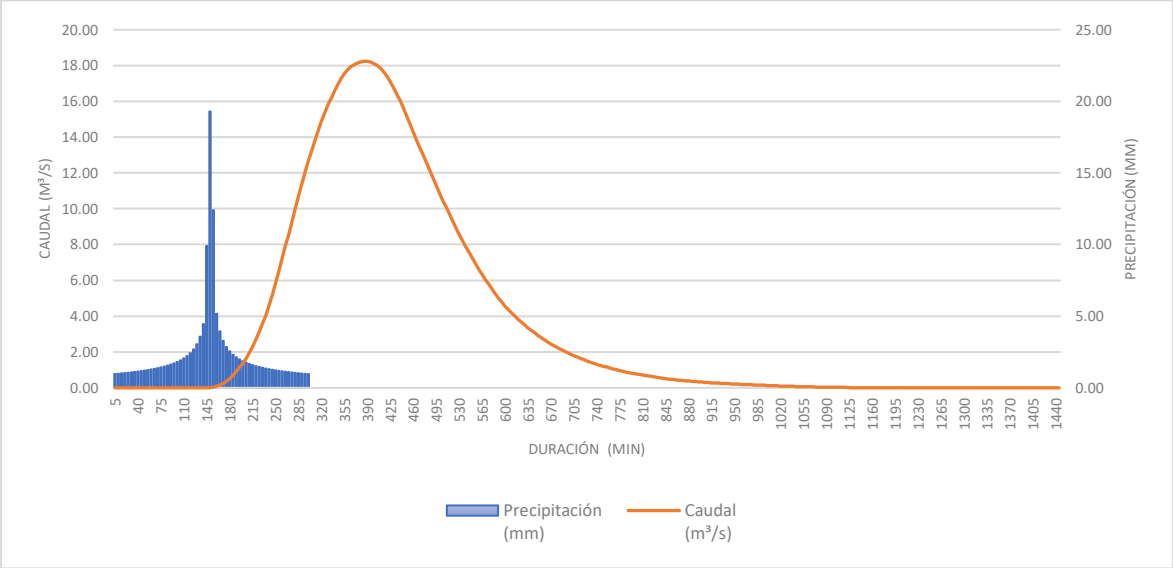


Figura 17-7 Tormenta de Diseño / Hidrograma (Alcantarilla 5 y 6)
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

17.5. CRITERIOS DE DISEÑO

Para considerar que las alcantarillas están correctamente diseñadas se han de considerar los siguientes criterios:

- Y/D máximo: 0.75
- Velocidad mínima: 1.00 m/s para evitar sedimentación

- Velocidad máxima: 4.5 m/s (Hasta 5 m/s en condiciones críticas)
- Relleno mínimo: 1.2 m (Hasta 0.9m en condiciones críticas)

17.6. EVALUACIÓN HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS EXISTENTES

La Tabla 3-4 presenta la evaluación de las alcantarillas colocadas actualmente con la finalidad de verificar si cumplen o no con las solicitaciones de caudal calculadas anteriormente. Los pasos de agua que no cumplen con la capacidad deberán ser recalculados, así como aquellos que no cumplen con las condiciones de velocidad y de Y/D planteados previamente. El número de Manning para ármicos es utilizado el recomendado por el fabricante (0.024), por otra parte, para el PVC y hormigón, se ha adoptado un valor de 0.011 y 0.016 respectivamente para los cálculos hidráulicos.

17.7. DETERMINACIÓN DÍAMETRO DE ALCANTARILLA

Una vez conocidos los caudales, mediante la metodología de cálculo de canales de Manning, y su información tabulada se pueden determinar los diámetros necesarios. Dichos diámetros se muestran en la Tabla 3-5.

EVALUACIÓN DE TUBERIAS																					
ID ALC	Abscisa	Material	Q 50 (m³/s)	Q Máx. (m³/s)	N° Ductos	n	J (%)	Longitud (m)	D int (mm)	Ancho (m)	Alto (m)	Invert Entrada	Invert Salida	Rasante Vía	K4	Y/D	K1	A (m²)	Q50/Qmáx	V (m/s)	Sobre Bordo	Observaciones
1	0+380.22	Hormigón	3.28	3.47	1	0.024	0.01	27.46	1400	-	-	64.99	64.67	69.98	0.29	0.79	0.67	1.30	0.95	2.52	3.75	AlcER
2	0+956.22	Hormigón	0.30	2.73	1	0.016	0.03	23.00	900	-	-	71.38	70.59	74.72	0.03	0.22	0.13	0.10	0.11	2.91	2.83	AlcER
3	1+122.58	Hormigón	0.17	2.26	1	0.016	0.02	25.50	900	-	-	68.78	68.18	72.96	0.02	0.18	0.10	0.08	0.08	2.22	3.58	AlcER
4	1+345.30	Hormigón	0.08	1.97	1	0.016	0.02	24.00	900	-	-	67.81	67.38	70.54	0.01	0.13	0.06	0.05	0.04	1.65	2.05	AlcER
5	1+452.68	Hormigón	18.33	1.82	1	0.016	0.03	24.00	800	-	-	64.63	63.94	69.58	3.14	1.00	0.79	0.50	10.06	36.48	4.49	AlcER
6	1+482.77	Hormigón	18.33	8.88	1	0.016	0.02	36.00	1600	-	-	64.04	63.43	69.62	0.64	1.00	0.79	2.01	2.06	9.12	4.29	AlcER
7	1+598.06	Hormigón	0.72	5.07	1	0.016	0.03	28.76	1200	-	-	64.48	63.74	70.35	0.04	0.25	0.16	0.22	0.14	3.21	5.04	AlcER
8	2+154.62	Hormigón	0.52	3.43	1	0.016	0.05	45.00	900	-	-	73.32	70.87	78.67	0.05	0.26	0.16	0.13	0.15	3.94	5.68	AlcER
9	2+412.85	Hormigón	0.35	1.86	1	0.016	0.02	32.00	900	-	-	73.01	72.50	81.35	0.06	0.29	0.19	0.15	0.19	2.26	7.70	AlcER
10	2+607.70	Hormigón	0.23	2.33	1	0.016	0.02	26.00	900	-	-	77.82	77.17	81.49	0.03	0.21	0.12	0.10	0.10	2.33	3.10	AlcER
11	2+924.46	Hormigón	0.72	4.94	1	0.016	0.11	20.00	900	-	-	70.51	68.25	73.76	0.05	0.26	0.16	0.13	0.15	5.48	3.48	AlcER
12	4+887.32	Hormigón	0.33	2.45	2	0.016	0.05	20.07	-	0.51	0.65	81.26	80.32	83.07	-	-	-	0.21	0.14	1.59	1.63	AlcER
13	5+289.57	Hormigón	0.35	5.89	1	0.016	0.06	20.00	1100	-	-	86.73	85.63	87.75	0.02	0.16	0.08	0.10	0.06	3.53	0.47	AlcER
14	5+625.72	Metálica	0.28	4.94	1	0.024	0.09	17.00	1100	-	-	81.48	80.00	82.01	0.02	0.16	0.08	0.10	0.06	2.86	0.17	AlcER
15	5+756.87	Hormigón	0.93	1.71	1	0.016	0.12	17.00	600	-	-	78.00	76.00	79.72	0.17	0.53	0.42	0.15	0.54	6.09	2.12	AlcER
16	7+751.66	Hormigón	2.28	3.51	1	0.016	0.03	25.00	1000	-	-	79.10	78.29	82.12	0.20	0.59	0.48	0.48	0.65	4.73	2.43	AlcER
17	8+959.96	Hormigón	0.78	2.18	1	0.016	0.04	15.00	800	-	-	88.98	88.36	90.00	0.11	0.41	0.30	0.19	0.36	4.01	0.53	AlcER
18	9+084.75	Metálica	0.55	2.13	1	0.024	0.09	15.00	800	-	-	91.00	89.67	91.30	0.08	0.35	0.25	0.16	0.26	3.54	0.17	AlcER
19	9+445.51	Metálica	1.19	3.25	1	0.024	0.02	11.00	1200	-	-	91.12	90.86	91.83	0.11	0.42	0.31	0.45	0.37	2.65	-0.36	AlcER
20	9+630.93	Hormigón	5.09	1.23	1	0.016	0.06	15.00	600	-	-	89.52	88.61	91.94	1.29	1.00	0.79	0.28	4.14	17.99	2.28	AlcER
21	10+020.27	Hormigón	1.80	4.03	1	0.016	0.02	13.00	1200	-	-	92.00	91.79	91.88	0.14	0.47	0.36	0.52	0.45	3.45	-1.22	AlcER

Tabla 17-6 Evaluación de tuberías existentes

CÁLCULO DE NUEVAS ALCANTARILLAS																						
ID ALC	Abscisa	Material	Q 50 (m^3/s)	Q Máx. (m^3/s)	N° Ductos	n	J (%)	Longitud (m)	D int (mm)	Invert Entrada	Invert Salida	Rasante Vía	K4	Y/D	K1	A (m^2)	Q50/Qmáx	V (m/s)	Yn (m)	Yc (m)	Sobre Bordo	Observaciones
1	0+380	Metálica	3.28	4.69	1	0.024	1.50%	27.46	1500	65.08	64.66	70.18	0.22	0.62	0.51	1.15	0.70	2.85	0.93	0.94	3.80	AlcER
2	0+956	Metálica	0.30	3.95	1	0.024	3.50%	22.79	1200	71.14	70.35	75.22	0.02	0.18	0.10	0.14	0.08	2.18	0.22	0.29	3.25	AlcER
3	1+122	Metálica	0.17	3.34	1	0.024	2.50%	28.39	1200	68.59	67.88	74.11	0.02	0.15	0.07	0.11	0.05	1.63	0.18	0.22	4.66	AlcER
4	1+345	Metálica	0.08	2.99	1	0.024	2.00%	23.71	1200	67.78	67.31	71.79	0.01	0.11	0.05	0.07	0.03	1.19	0.13	0.15	3.03	AlcER
5	1+480	Metálica	9.17	13.28	1	0.024	2.00%	27.53	2100	63.60	63.05	69.42	0.22	0.62	0.51	2.26	0.69	4.06	1.30	1.50	3.60	AlcER
6	1+482	Metálica	9.17	13.28	1	0.024	2.00%	27.53	2100	63.60	63.05	69.42	0.22	0.62	0.51	2.26	0.69	4.06	1.30	1.50	3.60	AlcER
7	1+598	Metálica	0.72	3.34	1	0.024	2.50%	28.76	1200	64.46	63.74	70.09	0.07	0.31	0.21	0.30	0.21	2.40	0.37	0.46	4.77	AlcER
8	2+154	Metálica	0.52	4.22	1	0.024	4.00%	31.18	1200	71.92	70.67	79.24	0.04	0.22	0.13	0.18	0.12	2.81	0.26	0.38	6.73	AlcER
9	2+412	Metálica	0.35	2.11	1	0.024	1.00%	32.94	1200	73.97	73.64	82.08	0.05	0.27	0.17	0.25	0.16	1.40	0.32	0.31	7.06	AlcER
10	2+607	Metálica	0.23	3.34	1	0.024	2.50%	20.18	1200	77.59	77.08	81.16	0.02	0.17	0.09	0.13	0.07	1.78	0.20	0.25	2.61	AlcER
11	2+924	Metálica	0.72	4.72	1	0.024	5.00%	22.57	1200	70.50	69.37	73.98	0.05	0.26	0.16	0.23	0.15	3.08	0.31	0.46	2.85	AlcER
12	4+895	Metálica	0.33	2.59	1	0.024	1.50%	24.19	1200	78.67	78.31	83.77	0.04	0.22	0.13	0.18	0.13	1.80	0.26	0.31	4.07	AlcER
13	5+289	Metálica	0.35	6.68	1	0.024	10.00%	21.14	1200	85.00	82.89	88.46	0.02	0.15	0.07	0.11	0.05	3.25	0.18	0.31	3.21	AlcER
14	5+612	Metálica	0.28	3.66	1	0.024	3.00%	27.77	1200	78.69	77.85	81.07	0.02	0.18	0.10	0.14	0.08	2.03	0.22	0.28	1.64	AlcER
15	5+757	Metálica	0.93	5.97	1	0.024	8.00%	19.93	1200	75.95	74.36	78.72	0.05	0.26	0.16	0.23	0.16	3.97	0.31	0.52	2.28	AlcER
16	7+759	Metálica	2.28	2.59	1	0.024	1.50%	19.21	1200	79.01	78.73	81.52	0.27	0.74	0.62	0.90	0.88	2.54	0.89	0.83	1.44	AlcER
17	8+964	Metálica	0.78	2.11	1	0.024	1.00%	15.03	1200	88.17	88.02	90.03	0.11	0.42	0.31	0.45	0.37	1.72	0.50	0.48	1.34	AlcER
18	9+101	Metálica	0.55	2.11	1	0.024	1.00%	24.62	1200	89.85	89.60	92.25	0.08	0.35	0.25	0.35	0.26	1.57	0.42	0.40	1.31	AlcER
19	9+449	Metálica	1.19	2.99	1	0.024	2.00%	17.48	1200	90.62	90.27	93.14	0.12	0.44	0.33	0.48	0.40	2.49	0.53	0.59	1.50	AlcER
20	9+635	Metálica	5.09	6.05	1	0.024	2.50%	18.65	1500	88.82	88.36	91.78	0.26	0.71	0.60	1.34	0.84	3.79	1.07	1.17	1.69	AlcER
21	10+024	Metálica	1.80	2.11	1	0.024	1.00%	14.28	1200	91.64	91.50	94.27	0.27	0.72	0.61	0.87	0.85	2.07	0.86	0.74	1.50	AlcER

Tabla 17-7 Diámetros comerciales calculados

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Los coeficientes K1 y K4 están definidos por:

$$K1 = \frac{A}{D^2}$$

$$K4 = \frac{Q \cdot n}{J^{\frac{1}{2}} \cdot D^{\frac{8}{3}}}$$

El código de la alcantarilla se refiere a:

- AlcN: Alcantarilla nueva.
- AlcE: Alcantarilla existente y que NO será reemplazada.
- AlcER: Alcantarilla existente a ser reemplazada.

En cuanto a las estructuras de salida se resumen en la siguiente Tabla.

ID Alcantarilla	Código	Material	D nominal (mm)	Estructura Entrada	Estructura Salida
1	AlcER	Metálica	1500	TIPO 2	TIPO 2
2	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
3	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
4	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
5	AlcER	Metálica	2100	TIPO 4	TIPO 4
6	AlcER	Metálica	2100		
7	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
8	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
9	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
10	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
11	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
12	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
13	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
14	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
15	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
16	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
17	AlcER	Metálica	1200	CAJA	TIPO 1
18	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
19	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1
20	AlcER	Metálica	1500	TIPO 2	TIPO 2
21	AlcER	Metálica	1200	TIPO 1	TIPO 1

Tabla 17-8 Estructuras Alcantarillado

Un esquema de las estructuras planteadas se muestra en la siguiente Figura 3-6, y los planos correspondientes a cada tipo se adjuntan en los anexos respectivos.

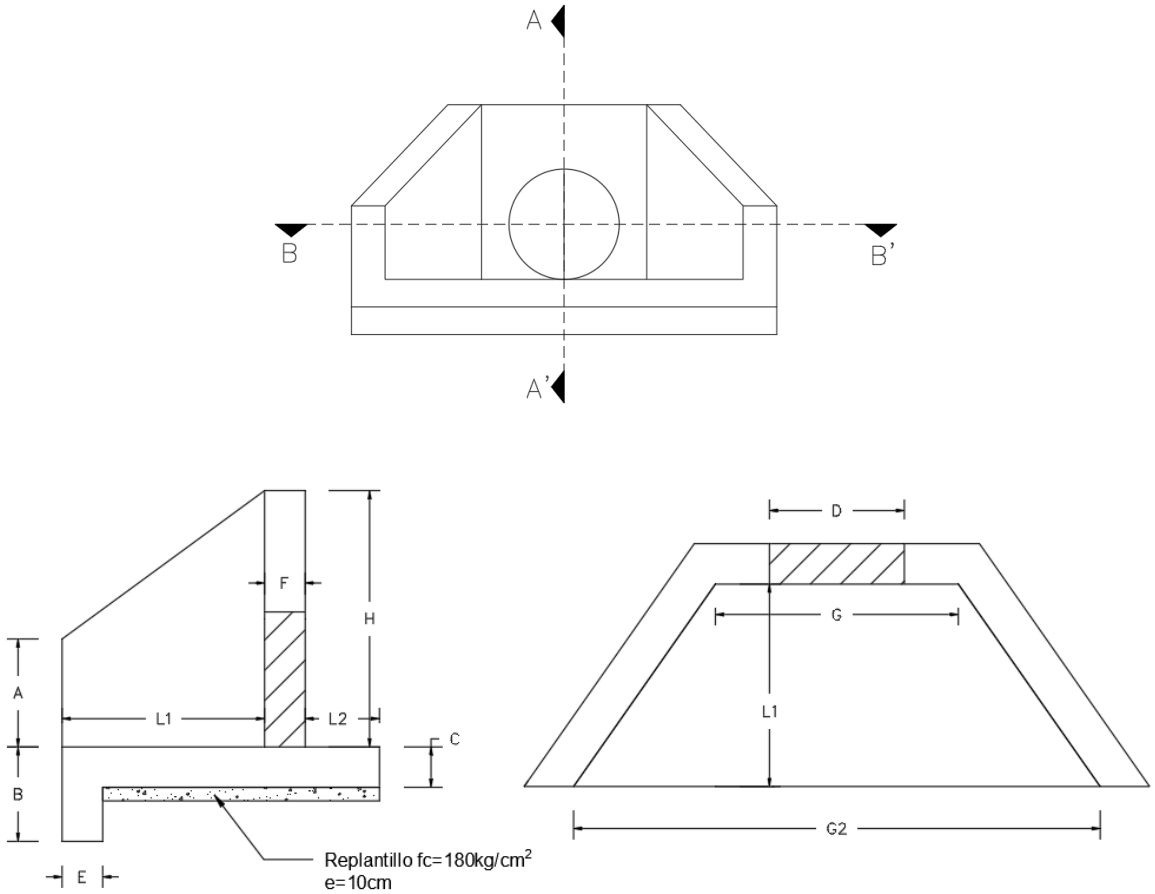


Figura 17-8 Esquema de estructura de entrada y salida de alcantarillas.

17.8. DISEÑO DE CUNETAS

El drenaje longitudinal de la vía se ha diseñado conforme a la topografía del terreno, la cual presenta un perfil ondulado con puntos altos y bajos. El drenaje se descargará a través de alcantarillas o en los puntos bajos de la zona. Las cunetas de drenaje se colocarán en las secciones de corte de la vía, permitiendo la evacuación de los caudales provenientes de las laderas adyacentes.

Para calcular la capacidad de las cunetas, inicialmente se ha utilizado el método de Henderson para estimar la relación entre precipitación y escurrimiento en superficies planas. Este método permite determinar el caudal máximo por unidad de ancho, el cual se obtiene a través de las siguientes ecuaciones.

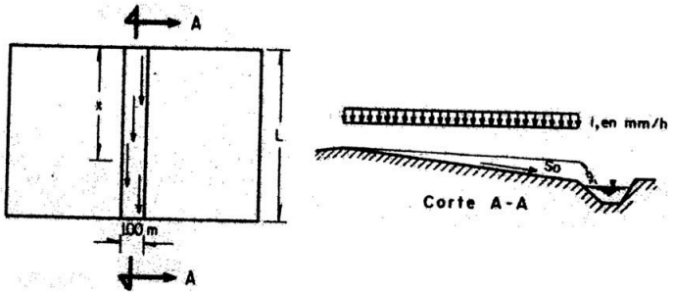


Figura 17-9 Detalle de escurrimiento en calzada de la vía
Fuente: MOP 2003

$$V_o = \frac{i}{3.6 \times 10^6}$$

$$a = \left(\frac{S^{0.5}}{n}\right)$$

$$te = \left(\frac{L}{a * V_o^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{5}}$$

$$q_{max} = a * (V_o * te)^{\frac{5}{3}}$$

Donde:

i: Intensidad de la precipitación en exceso (mm/h)

L: Longitud del tramo (m)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

q_{max}: Caudal unitario máximo (m^3/seg/m)

S_o: Pendiente media de la superficie

te: Tiempo de equilibrio para que se presente el q_{max} (seg)

El cálculo de este caudal se hace para tres casos: Considerando la pendiente máxima de la vía y la longitud mínima de tramo; la pendiente mínima de la vía y la longitud máxima de tramo; y la pendiente máxima de la vía y la longitud máxima de tramo.

Posteriormente, con este caudal se aplica la metodología de cálculo para canales triangulares propuesta por Manning. A través de esta, se verifica la capacidad de la cuneta, cuyo ancho de inundación se determina mediante las siguientes ecuaciones:

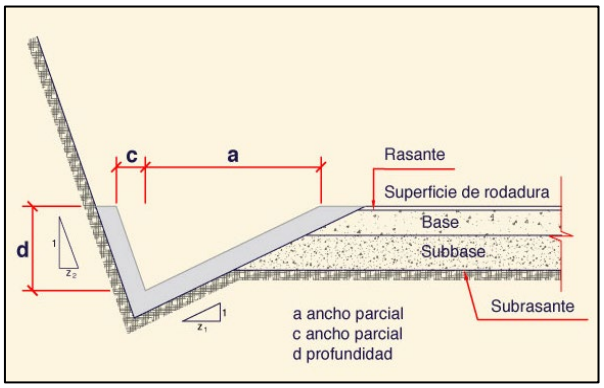


Figura 17-10 Esquema de sección de cuneta

$$z = 0.5\ (z_1 + z_2)$$

$$A = y(zy)$$

$$P = y(1 + z_1^2)^{1/2} + y(1 + z_2^2)^{1/2}$$

$$T = 2zy\ ; R = \frac{A}{P}\ ; D = \frac{A}{T}$$

$$Q = \frac{1}{n} A(R)^{2/3} * \sqrt{S}$$

$$V = Q/A$$

$$F = V/(gD)^{\frac{1}{2}}$$

Una vez definida la metodología de cálculo, se considerará un área de aporte de escurrimiento de taludes de 0.1 hectáreas para un tramo representativo de la vía. Este aporte es reducido, ya que se prevé que toda el agua proveniente de estas zonas será interceptada por los subdrenes. Para esta área, se ha establecido un coeficiente de escorrentía de 0.55. De igual forma que en los apartados anteriores, se aplicó la intensidad de lluvia previamente calculada para un periodo de retorno de 50 años, y considerando una lluvia con una duración de 10 minutos.

La misma normativa del MOP 2003, recomienda para cunetas de sección triangular, pendientes mínimas de 3:1 (33.33%) como se muestra en la Figura 17-10. Además, se ha de limitar la velocidad de flujo de agua en las cunetas a 7 m/s.

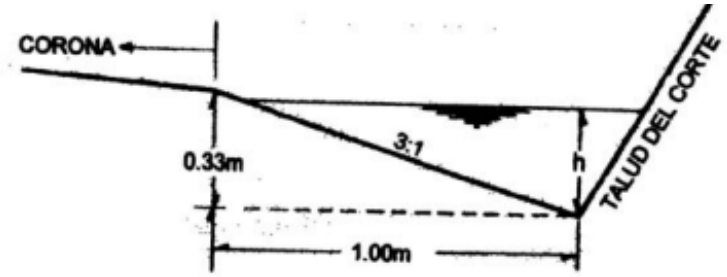


Figura 17-11 Dimensiones típicas de cunetas triangulares

Con base en las consideraciones para el cálculo de las cunetas, se realizó el diseño de 2 tipos de cuneta en función de la longitud de descarga de cada una de estas. La cuneta Tipo 1 permite la descarga hasta una longitud máxima de 660m mientras que la cuneta Tipo 2 permite la descarga hasta una distancia de 1290m. Los resultados obtenidos se resumen en las siguientes tablas.

Datos entrada		
Tr	100	años
Duración	30	min
I	119.70	mm/h

Tabla 17-9 Intensidad utilizada para cálculo
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Caudal de aporte Talud (Met. Racional)		
A. aporte	0.25	ha
Coef. Escorr.	0.55	-
Q	0.05	m³/s

Tabla 17-10 Caudal de aporte de taludes
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

	Pendiente (%)	Longitud (m)
Max.	9.18%	1060
Min.	2.00%	60

Tabla 17-11 Longitud y pendiente máxima y mínima
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

CASO 1. Pend. Max. Long. Min.			CASO 2. Pend. Min. Long. Max			CASO 3. Pend. Max. Long. Max		
Vo	3.32E-05		**Vo**	3.32E-05		**Vo**	3.32E-05	
S	9.18%		**S**	2.00%		**S**	9.18%	
n	0.012		**n**	0.012		**n**	0.012	
a	25.25		**a**	11.79		**a**	25.25	
L	60.0	m	**L**	1060.0	m	**L**	1060.0	m
te	103.95	seg	**te**	919.74	seg	**te**	582.27	seg
Q max.	0.0020	m³/s/m	**Q max.**	0.04	m³/s/m	**Q max.**	0.04	m³/s/m
Ancho Carril	5.65	m	**Ancho Carril**	5.65	m	**Ancho Carril**	5.65	m
Q max.	0.01	m³/s	**Q max.**	0.20	m³/s	**Q max.**	0.20	m³/s
Qtot.	0.06	m³/s	**Qtot.**	0.24	m³/s	**Qtot.**	0.24	m³/s

Tabla 17-12 Caudal calculado para los 3 casos método MOP (Henderson)
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Caso	T disponible (m)			D (m)	Pendiente z1 =50%	y (m)	V (m/s)
	Q (m3/s)	a (m)	c(m)				
1	0.057	0.6	0.05	0.30	2.00	0.129	3.107
2	0.245	0.6	0.05	0.30	2.00	0.299	2.532
3	0.245	0.6	0.05	0.30	2.00	0.225	4.484

Tabla 17-13 Cálculo de cuneta triangular
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Con lo calculado anteriormente se propone la siguiente sección tipo para las cunetas.

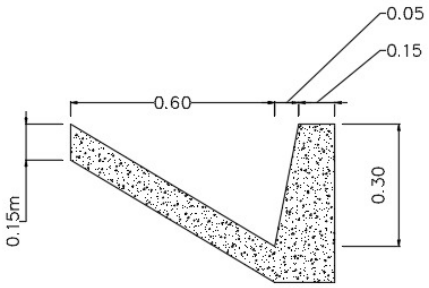


Figura 17-12 Sección tipo para cunetas

Finalmente se presenta los tramos de la vía en donde se requiere la construcción de cunetas, así como la longitud y el tipo requerido para cada tramo. De igual forma se indica el punto de descarga para para cada uno de los tramos. Para mayor detalle de los tramos de cunetas referirse a los planos de diseño geométrico.

Abscisa		Longitud (m)	Tipo de Descarga
Inicial	Final		
0+080	0+380	300	Alcantarilla 1
0+740	0+870	130	Rampa de Descarga
0+870	0+956	86	Alcantarilla 2
1+200	1+345	145	Alcantarilla 4
1+720	1+840	120	Rampa de Descarga
2+010	2+080	70	Rampa de Descarga
2+220	2+400	180	Rampa de Descarga
2+413	2+510	97	Alcantarilla 9
2+510	2+607	97	Alcantarilla 10
2+640	2+840	200	Rampa de Descarga
2+960	3+120	160	Río 1 (Bijamas)
4+600	4+680	80	Rampa de Descarga
4+740	4+820	80	Rampa de Descarga
4+980	5+230	250	Rampa de Descarga
5+360	5+612	252	Alcantarilla 14
5+612	5+750	138	Alcantarilla 15
5+750	6+000	250	Alcantarilla 16
6+000	6+120	120	Rampa de Descarga
6+660	7+230	570	Rampa de Descarga
9+180	9+280	100	Rampa de Descarga
9+280	9+450	170	Alcantarilla 19
9+810	9+870	60	Rampa de Descarga
9+870	9+960	90	Rampa de Descarga
10+240	10+620	380	Estructura Super Luz
10+620	10+930	310	Estructura Super Luz
TOTAL		**4435**	**m**

Tabla 17-14 Tramos de construcción de cunetas a lo largo de la vía y descarga
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

17.9. SUBDRENES

Con el objetivo de gestionar eficazmente las aguas pluviales y la estabilidad del terreno, se ha planteado la implementación de subdrenes a lo largo de las secciones de la vía que se encuentran en corte. Esta decisión se fundamenta en la proximidad de estas zonas al talud de corte, lo que las convierte en un lugar estratégico para la correcta disposición de los subdrenes. A continuación, se presenta una tabla que detalla las abscisas donde se deberán implantar los subdrenes.

N°	ABSCISA INI.	ABSCISA FIN	PENDIENTE	LONGITUD
1	0+080	0+380	0.82%	300
2	0+740	0+870	1.31%	130
3	0+870	0+956	0.67%	86
4	1+200	1+345	0.67%	145
5	1+720	1+840	4.32%	120
6	2+010	2+080	1.32%	70
7	2+220	2+400	0.51%	180
8	2+413	2+510	0.51%	97
9	2+510	2+607	0.51%	97
10	2+640	2+840	2.27%	200
11	2+960	3+120	2.96%	160
12	4+600	4+680	1.82%	80
13	4+740	4+820	1.82%	80
14	4+980	5+230	1.82%	250
15	5+360	5+612	2.27%	252
16	5+612	5+750	2.27%	138
17	5+750	6+000	3.60%	250
18	6+000	6+120	4.83%	120
19	6+660	7+230	0.65%	570
20	9+180	9+280	5.37%	100
21	9+280	9+450	5.32%	170
22	9+810	9+870	6.06%	60
23	9+870	9+960	5.38%	90
24	10+240	10+620	0.51%	380
25	10+620	10+930	0.51%	310

Tabla 17-15 Abscisado de subdrenes
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

El caudal de agua que los subdrenes deberán drenar, es el aportado por precipitaciones directas en la zona, el cual será el caudal de infiltración, el mismo que podrá ingresar por la estructura del pavimento, más el caudal generado por ascenso del nivel freático cuando haya presencia de este. Para el presente análisis se ha considerado que el nivel freático se encuentra a nivel de superficie con el objetivo de ser conservadores en el cálculo.

El caudal por infiltración se calcula con la siguiente ecuación.

$$Q_{inf} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

Donde:

I_R: Precipitación máxima horaria de frecuencia anual (misma que la calculada para cunetas)

B: Ancho de la vía

L: Longitud del tramo de drenaje

F_i: Factor de infiltración (0.4 para carpetas asfálticas normalmente conservadas)

F_R: Factor de retención de la base (1/3 para base bien gradada)

Por otra parte, el caudal por nivel freático se calcula con las siguientes ecuaciones.

$$Q_{NF} = k * i * A_a$$

$$i = (N_d - N_f)/B$$

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

Donde:

k: Coeficiente de permeabilidad del suelo (1.0E-6 para suelo limo-arenoso)
i: Gradiente hidráulico
N_d: Cota inferior del subdren
N_f: Cota superior del nivel freático
A_a: Área efectiva de abatimiento

Se tiene entonces lo siguiente:

Parámetros de cálculo		
B	11.30	m
Fi	0.4	
Fr	1/3	
Intensidad	119.70	mm/h
NF	0.00	m
k	1.00E-06	m/s

Tabla 17-16 Parámetros para cálculo de caudal de diseño
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

N°	Longitud	Profundidad (m)	Q Infiltración (l/s)	Q NF (l/s)	Q dis (l/s)	D (mm)	n	K4	Y/D	K1	A (m2)	V (m/s)	Yn (mm)
1	300	1.50	13.30	0.12	13.42	200	0.013	0.14	0.47	0.36	0.01	0.92	94.00
2	130	1.50	5.76	0.05	5.82	200	0.013	0.05	0.26	0.16	0.01	0.89	52.00
3	86	1.50	3.81	0.03	3.85	200	0.013	0.04	0.25	0.16	0.01	0.61	50.00
4	145	1.50	6.43	0.06	6.49	200	0.013	0.08	0.33	0.23	0.01	0.71	66.00
5	120	1.50	5.32	0.05	5.37	200	0.013	0.02	0.19	0.10	0.00	1.28	38.00
6	70	1.50	3.10	0.03	3.13	200	0.013	0.03	0.19	0.10	0.00	0.75	38.00
7	180	1.50	7.98	0.07	8.05	200	0.013	0.11	0.40	0.29	0.01	0.68	80.00
8	97	1.50	4.30	0.04	4.34	200	0.013	0.06	0.29	0.19	0.01	0.57	58.00
9	97	1.50	4.30	0.04	4.34	200	0.013	0.06	0.29	0.19	0.01	0.57	58.00
10	200	1.50	8.87	0.08	8.95	200	0.013	0.06	0.29	0.19	0.01	1.17	58.00
11	160	1.50	7.09	0.06	7.16	200	0.013	0.04	0.22	0.13	0.01	1.38	44.00
12	80	1.50	3.55	0.03	3.58	200	0.013	0.03	0.19	0.10	0.00	0.85	38.00
13	80	1.50	3.55	0.03	3.58	200	0.013	0.03	0.19	0.10	0.00	0.85	38.00
14	250	1.50	11.08	0.10	11.18	200	0.013	0.08	0.34	0.24	0.01	1.18	68.00
15	252	1.50	11.17	0.10	11.27	200	0.013	0.07	0.32	0.22	0.01	1.29	64.00
16	138	1.50	6.12	0.05	6.17	200	0.013	0.04	0.22	0.13	0.01	1.19	44.00
17	250	1.50	11.08	0.10	11.18	200	0.013	0.06	0.29	0.19	0.01	1.47	58.00
18	120	1.50	5.32	0.05	5.37	200	0.013	0.02	0.18	0.10	0.00	1.38	36.00
19	570	1.50	25.27	0.23	25.50	2x200	0.013	0.12	0.43	0.32	0.03	0.98	121.69
20	100	1.50	4.43	0.04	4.47	200	0.013	0.02	0.16	0.08	0.00	1.37	32.00
21	170	1.50	7.54	0.07	7.60	200	0.013	0.03	0.21	0.12	0.00	1.57	42.00
22	60	1.50	2.66	0.02	2.68	200	0.013	0.01	0.12	0.05	0.00	1.25	24.00
23	90	1.50	3.99	0.04	4.03	200	0.013	0.02	0.15	0.07	0.00	1.35	30.00
24	380	1.50	16.85	0.15	17.00	200	0.013	0.23	0.64	0.53	0.02	0.79	128.00
25	310	1.50	13.74	0.12	13.87	200	0.013	0.18	0.56	0.45	0.02	0.76	112.00

Tabla 17-17 Diseño de tuberías para subdrenes
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

La composición de la estructura de subdren se basa en una tubería de PVC perforada, en general de 200 mm de diámetro. Esta tubería se encuentra envuelta en un material drenante con una superficie de 1.44 m2, que equivale a unas dimensiones de 1.50 metros de profundidad por 0.60 metros de ancho. Además, para optimizar su funcionamiento y protegerlo de posibles obstrucciones, se ha revestido con geotextil, tal como se ilustra en el esquema siguiente. De igual forma para los casos donde es necesario más de una tubería en el subdren se ha establecido una estructura de dimensiones 1.50 metros de profundidad y 1.00 metros de ancho.

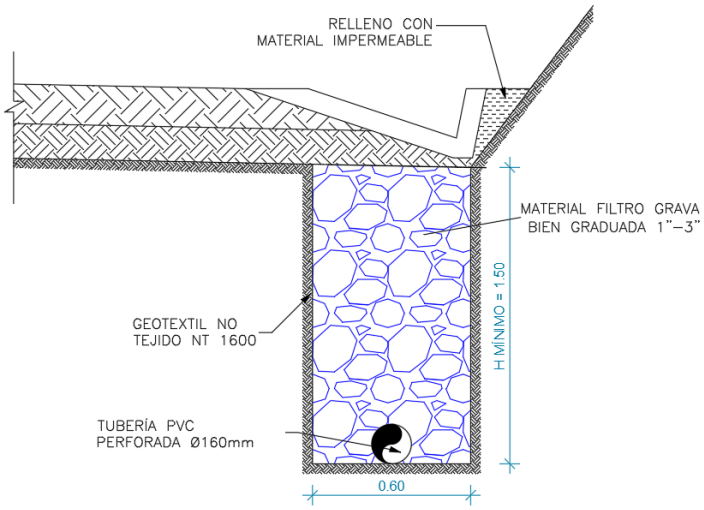


Figura 17-13 Esquema de Subdrenes

Esta configuración se ha establecido para garantizar una eficiente recolección y evacuación de las aguas pluviales y subterráneas, contribuyendo así a la estabilidad y durabilidad de la infraestructura. La elección de materiales y la disposición estratégica de los mismos se han realizado para asegurar un óptimo rendimiento del sistema de subdrenaje.

18. CUNETAS DE CORONACIÓN

Las cunetas de coronación desempeñan un papel esencial en la ingeniería civil, ya que permiten captar, transportar y evacuar tanto aguas superficiales como subterráneas, con el propósito minimizar los efectos de la erosión y reducir niveles freáticos por infiltración. Estos elementos no solo son clave para proteger las infraestructuras, sino que también aportan beneficios ambientales al contribuir a la conservación del suelo y mantener el equilibrio de los ecosistemas (Cárcamo et al., 2022). Sus principales funciones incluyen:

- Recolección de aguas pluviales: Sirven como receptores para el agua de lluvia, evitando el estancamiento en las superficies.

- Control de erosión: Reducen el impacto del agua en movimiento sobre el suelo, disminuyendo los procesos erosivos.

En el diseño de canales de drenaje, es crucial considerar factores como la capacidad de flujo, que define el volumen máximo de agua que puede manejar sin desbordarse; la pendiente del terreno, que afecta la velocidad y eficiencia del flujo; el material del canal, ya que su rugosidad influye en la resistencia al flujo; y las condiciones climáticas, dado que la frecuencia e intensidad de las lluvias condicionan los requerimientos estructurales del canal.

Se diseñó cunetas de coronación en áreas que presentan cortes considerables en el terreno empleando la ecuación de manning para estimar las características hidráulicas necesarias, como la profundidad (y) y la altura máxima del flujo. El objetivo principal de este diseño es mitigar los efectos de la escorrentía superficial minimizando el riesgo de erosión y contribuyendo a la estabilización de los taludes mediante la correcta conducción de aguas superficiales.

Se diseñaron cunetas de coronación con secciones trapezoidales y taludes adecuados a las características del terreno. La profundidad fue calculada para cada zona en función del caudal y la pendiente del terreno, asegurando que el canal tenga la capacidad suficiente para manejar el flujo de aguas pluviales. La altura máxima del canal fue estimada con un margen de seguridad para evitar desbordamientos durante eventos de precipitación extrema.

Los canales de derivación son en su mayoría canales artificiales diseñados para desviar el exceso de agua y así evitar erosión y deslizamientos de tierra. En este contexto se usarán las zanjas de coronación que son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

La ecuación más utilizada es la de Manning, y su expresión es:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)
n = Rugosidad
A = Área (m²)
R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo

En la siguiente tabla, se muestran las secciones más utilizadas, en este caso se implantará secciones trapezoidales.

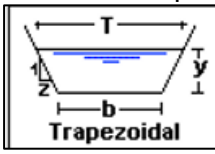
 Trapezoidal	(b+zy)y	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	b + 2zy

Tabla 18-1 Sección trapezoidal
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

La inclinación de las paredes laterales de un canal, depende de varios factores, pero en especial de la clase de terreno donde están alojados, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda un talud único de 1,5:1 para canales de tierra. De igual forma la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que, para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 4.5 m/seg. Para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante, como el hormigón del canal tendrá una resistencia mínima de 200 kg/cm2, la velocidad estará en función del tirante calculado para los canales.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe. Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así cómo debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada.

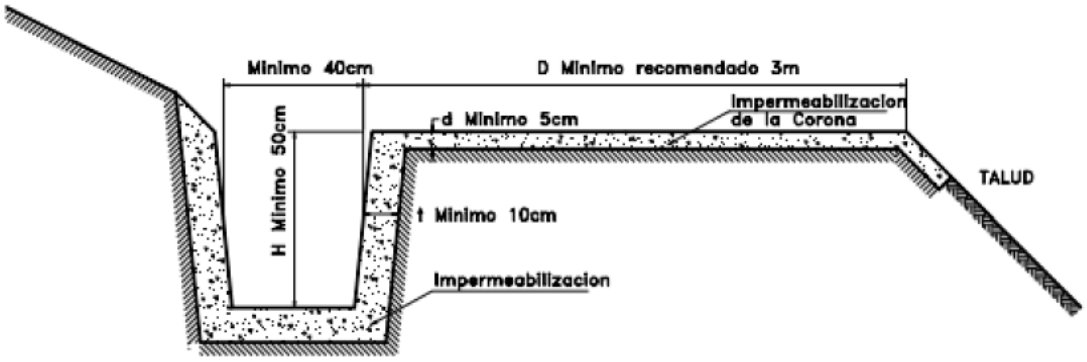


Figura 18-1 Esquema de Cuneta de Coronación

Se ha realizado el diseño de cunetas de coronación considerando una pendiente de entre el 2% al 10% en la berma de los taludes a corte. Se definido una cuneta trapezoidal de 40cm de base, una pendiente de 0.25:1 y una altura de 50cm. El caudal recolectado en las cunetas de coronación se descargará en las cunetas de la vía para su transporte y descarga. En las bajantes se requiere la construcción de cunetas con rugosidad artificial mediante rocas que permitan la reducción y el control de la velocidad. La geometría de la cuneta y los cálculos hidráulicos de la misma para diferentes casos se presenta a continuación:

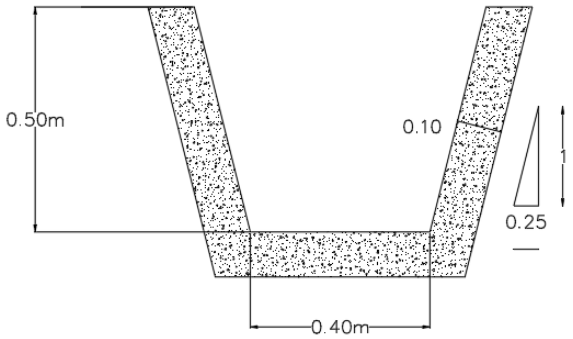


Figura 18-2 Cuneta de Coronación
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Datos entrada		
Tr	100	años
Duración	30	min
I	119.70	mm/h

Tabla 18-2 Intensidad utilizada para cálculo
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Caudal de aporte Talud (Met. Racional)		
A. aporte	0.25	ha
Coef. Escorr.	0.55	-
Q	0.05	m³/s

Tabla 18-3 Caudal de aporte de taludes

Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Canal Trapezoidal				
Caudal	0.05	m³/s	0.05	m³/s
n	0.013	-	0.013	-
y	0.08	m	0.05	m
b	0.40	m	0.40	m
z	0.25	-	0.25	-
Área	0.03	m²	0.02	m²
Perímetro	0.56	m	0.50	m
Radio Hidráulico	0.06	m	0.04	m
T	0.44	m	0.42	m
Pendiente	2%	m/m	10%	m/m
Velocidad	1.52	m/s	2.59	m/s

Tabla 18-4 Cálculo cuneta de coronación pendiente 2% y 10%
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Canal Trapezoidal (Bajante)		
Caudal	0.05	m³/s
n (Rugosidad Artificial)	0.035	-
y	0.03	m
b	0.60	m
z	0.50	-
Área	0.02	m²
Perímetro	0.66	m
Radio Hidráulico	0.03	m
T	0.63	m
Pendiente	135%	m/m
Velocidad	2.91	m/s

Tabla 18-5 Cálculo bajante con rugosidad artificial
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

Abscisa		Longitud (m)
Inicial	**Final**	
5+900	6+060	160
	TOTAL	790

Tabla 18-6 Abscisas cunetas de coronación
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

19. ESTRUCTURA SUPER SPAN

La estructura de Super SPAN que se utilizará en esta zona es una solución que plantea una estructura nueva para este trazado vial. Es una estructura que no se ha empleado previamente en esta área, lo que la convierte en una opción única dentro del diseño de la infraestructura. Su utilización responde a la necesidad de mejorar el drenaje y manejar caudales significativos de manera eficiente, adaptándose a las características particulares del terreno, su cuenca y por ende al flujo de agua.

19.1. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA DE APORTE

La delimitación de la cuenca de aporte se lo realizó con base en la metodología indicada en la sección 17.2 definiendo una cuenca que presenta las características indicadas en la *Tabla 19-1*.

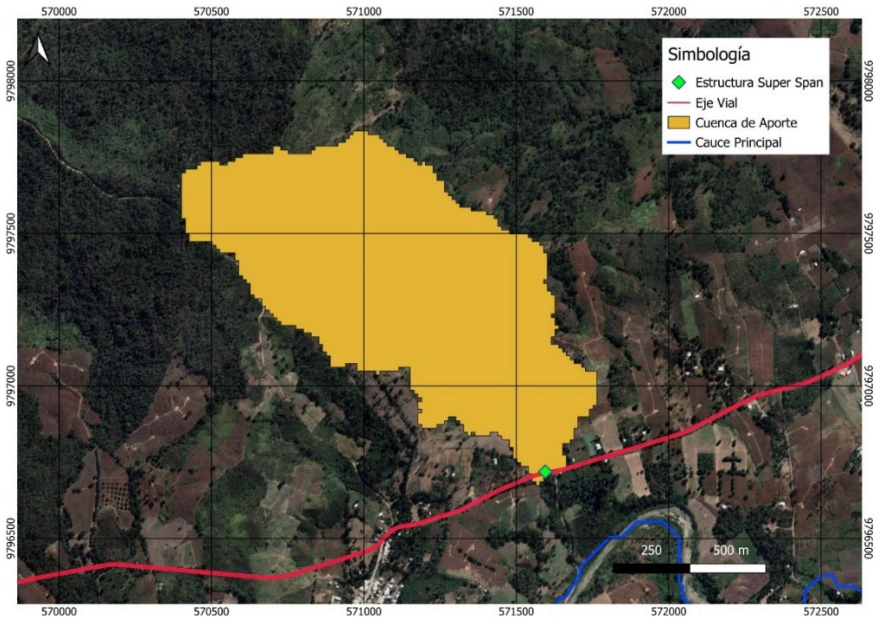


Figura 19-1 Delimitación de cuenca de aporte
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Área (km²)	Perímetro (km)	Cota (m.s.n.m)		Altitud Media (m.s.n.m.)	Desnivel (m)	Índice de Compacidad
		Mínima	Máxima			
0.87	5.55	100	250	163.97	150	1.75

Tabla 19-1 Características de la cuenca de aporte
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

19.2. MÉTODO RACIONAL PARA EL CALCULO DE CAUDAL

Del mismo modo mediante la metodología aplicada en la sección 17.3 se determinó el caudal máximo para un periodo de diseño de 100 años. La cuenca de aporte en su totalidad

se encuentra ubicada en una zona donde la cobertura vegetal corresponde a pasto cultivado, según lo indicado por la capa de cobertura vegetal del SIG Tierras. Con base en la información y la pendiente de la cuenca de aporte se ha definido un coeficiente de escorrentía C de 0.20 que será empleado en el cálculo de caudales. Los resultados obtenidos se muestran en la *Tabla 19-2*.

Cuenca	Tiempo de Concentración (min)	Longitud del Cauce (km)	Pendiente (%)	Área (km²)	I máx (mm/h)	C	Q máx (m³/s)
SuperSpan	47.73	1.73	4.45%	0.87	98.85	0.20	4.62

Tabla 19-2 Características de la cuenca de aporte
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

19.3. MODELACIÓN HIDRÁULICA DE ESTRUCTURA SUPER SPAN

La estructura Super Luz o Super Span está diseñada como una alternativa a la construcción de puentes y ofrece un drenaje de gran capacidad. Estas estructuras son especialmente adecuadas para cauces que experimentan crecidas significativas y transportan grandes cantidades de material sólido. Se recomienda su uso cuando la altura de la vía es considerable en relación con el fondo de la quebrada. Este tipo de estructuras puede alcanzar una luz máxima de 12 metros y se ensamblan con elementos estructurales de hormigón y acero.

La modelación hidráulica parte de la definición de las secciones transversales del cauce de la cuenca de aporte, las cuales se han obtenido a partir de la topografía a detallade levantada en campo. Utilizando el software HEC-RAS 6.5, se puede analizar el comportamiento del flujo para un caudal de diseño de 4.62 m³/s, correspondiente a un período de retorno de 100 años.

Se modeló la estructura super span ubicada en la abscisa 10+615 del cauce, correspondiente al paso de la vía sobre la depresión del terreno. Utilizando la herramienta Brdg/Culv, se construyó la sección correspondiente a la estructura, empleando las dimensiones mínimas indicadas en las especificaciones técnicas de varios proveedores de este tipo de estructuras. Dichas dimensiones corresponden a una luz base de 8.00m y una flecha de 2.24m. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

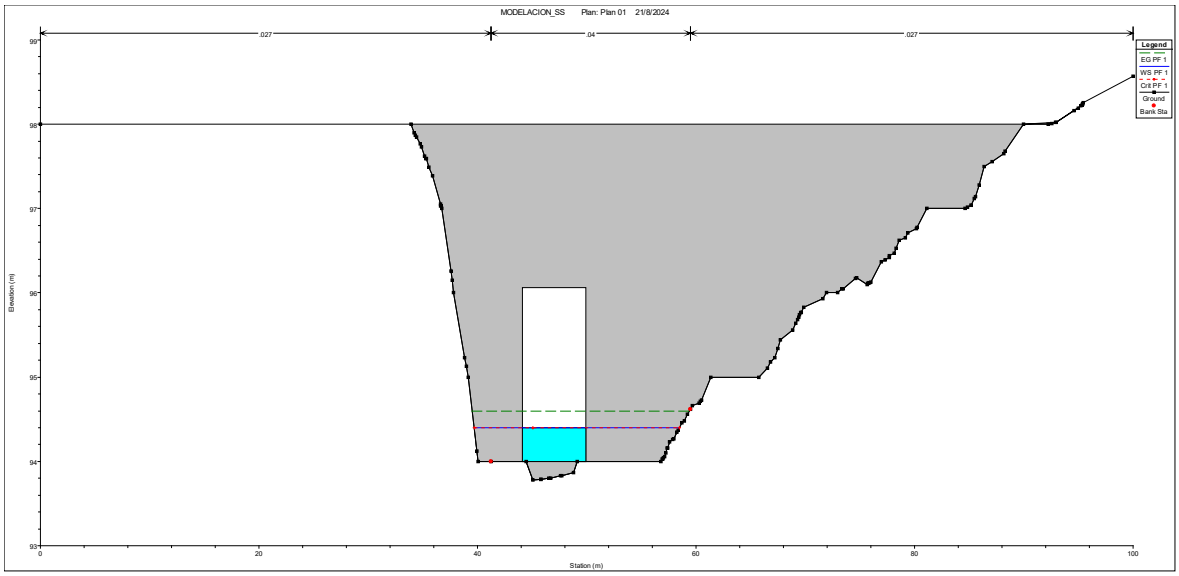


Figura 19-2 Sección transversal estructura super span aguas arriba
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

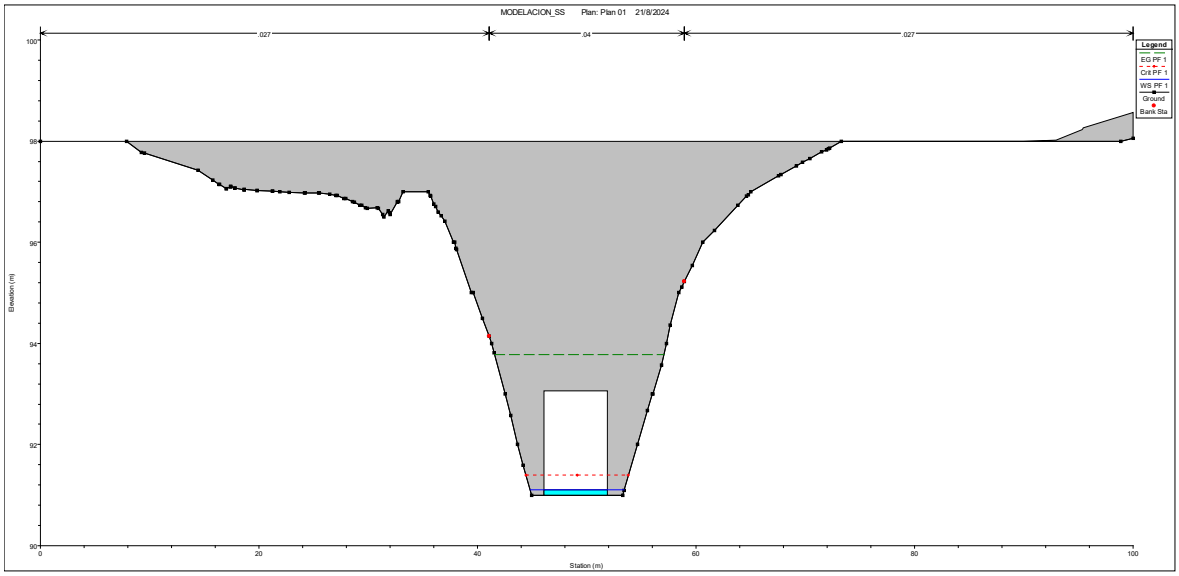


Figura 19-3 Sección transversal estructura super span aguas abajo
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

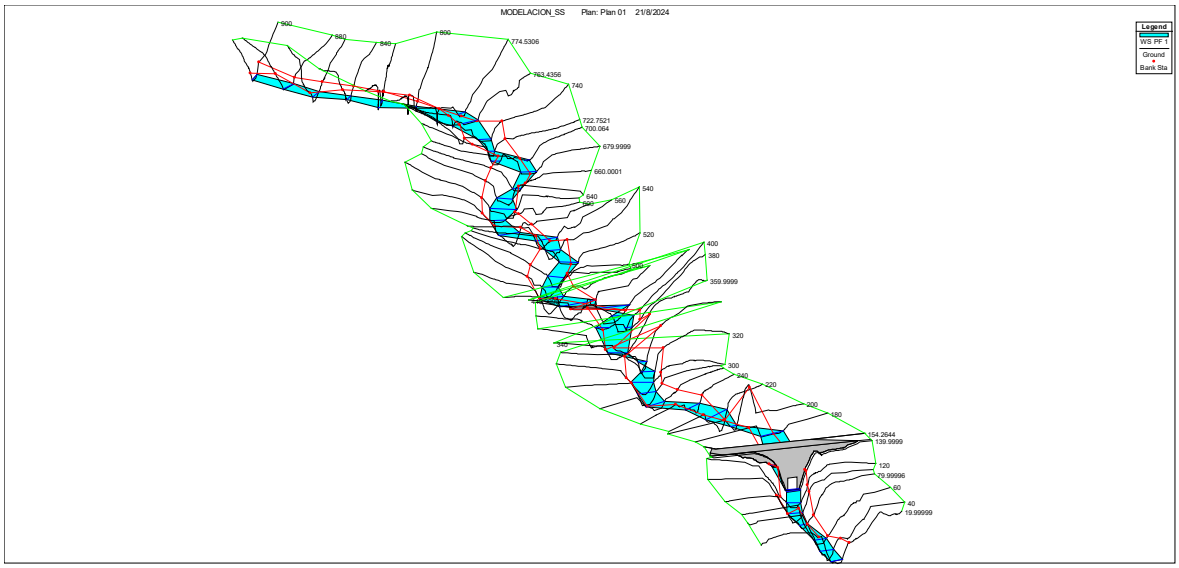


Figura 19-4 Modelación hidráulica estructura super span
Elaborado por: Equipo Técnico KAWSUS
Fuente: Elaboración Propia

Con base en los resultados de la modelación hidráulica y las dimensiones adoptadas para la estructura Super Span, se ha comprobado su correcto funcionamiento bajo las condiciones de diseño. Las dimensiones de luz y flecha definidas permiten el paso del caudal de diseño con un calado mínimo en comparación con la capacidad máxima de la estructura. No obstante, estas dimensiones deberán ajustarse para adaptarse al diseño estructural específico de la estructura tipo Super Span y al trazado geométrico de la vía. Las dimensiones finales deberán ser iguales o mayores a las evaluadas, con el fin de garantizar el óptimo desempeño hidráulico de la estructura.

20. RUBROS Y ESTIMACIÓN DE CANTIDADES

En este apartado se detallan las consideraciones de cálculo para las cantidades de obra correspondientes a cada uno de los componentes del sistema de drenaje de la vía**.**

- **Excavación en suelo sin clasificar:** Consiste en la excavación de material sin clasificar. Este trabajo se llevará acabo para la conformación de la sección donde se ubicarán los subdrenes y alcantarillas. Este trabajo se realizará mayormente a máquina y se complementará con trabajo manual en las secciones y condiciones que así lo necesiten**.** Para el cálculo de material a excavarse en el caso de los subdrenes se consideró la sección típica con una profundidad de 1.5 m y un ancho de 0.6m y de 1.5 m de profundidad con 1 m de ancho para secciones con doble tubería. En el caso de las alcantarillas la sección depende del diámetro de la tubería y la profundidad dada por la topografía como se muestra en Figura 3-8.

- **Relleno compactado con material filtrante:** Corresponde al relleno con material filtrante para la sección del subdren el relleno debe ser grava bien graduada con diámetros entre 1’ – 3’. El cálculo de volumen de relleno corresponde al material excavado para el subdren sin considerar el volumen que ocupa la tubería de drenaje.

- **Geotextil 1600NT:** El geotextil no tejido 1600NT se coloca en las paredes de la sección del subdren para evitar filtración de materiales finos, el área de geotextil se calcula como el perímetro de la sección que se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** multiplicado por la longitud del subdren.

- **Tubería perforada de PVC para drenaje:** Corresponde a la tubería perforada para los subdrenes, el diámetro varía según el tramo desde 160-300 mm, la cantidad de tubería en metros se define directamente según la longitud de la vía, se ha especificado en las cantidades si el subdren va al lado derecho, izquierdo o en ambos para determinar la longitud total.

- **Tubería de ármico:** Corresponde a la tubería de ármico para el alcantarillado, el diámetro varía según el tramo desde 1200-2400 mm, la cantidad de tubería en metros se define directamente según el número y longitud de alcantarillas.

- **Hormigón f'c = 210 kg/cm^2 para cunetas:** Corresponde a la elaboración y vertido de hormigón de resistencia f'c = 210 kg/cm^2 para la construcción de las cunetas, la cantidad total se define como el área transversal la cuneta tipo por su correspondiente longitud.

- **Replantillo de hormigón f'c = 180 kg/cm^2:** Corresponde a la elaboración y vertido de hormigón de resistencia f'c = 180 kg/cm^2 como base para las estructuras de ingreso y descarga de las alcantarillas.

- **Hormigón estructural f'c = 240 kg/cm^2:** Hormigón estructural con una resistencia de 280 kg/cm^2 para la construcción de las estructuras del alcantarillado, el rubro debe considerar el encofrado**.**

- **Enrocado para protección de cauces:** El enrocado consiste en un muro de piedras con un diámetro mínimo de 60 cm para protección de los márgenes de ríos

A continuación, se muestra un resumen de las cantidades correspondientes al sistema de drenaje:

RESUMEN DE CANTIDADES ALCANTARILLAS								
ID	ABSCISA	LONGITUD	DIAMETRO	ANCHO	Relleno	ALTO	CORTE	RELLENO
1	0+380	27.46	1500	2.25	3.80	5.30	327.5	278.93
2	0+956	22.79	1200	1.8	3.25	4.45	182.5	156.77
3	1+122	28.39	1200	1.8	4.66	5.86	299.5	267.35
4	1+345	23.71	1200	1.8	3.03	4.23	180.5	153.71
5	1+452	27.53	2100	3.15	3.40	5.50	477.0	381.60
6	1+482	27.53	2100	3.15	3.60	5.70	494.3	398.95
7	1+598	28.76	1200	1.8	4.77	5.97	309.1	276.53
8	2+154	31.18	1200	1.8	6.73	7.93	445.1	409.80
9	2+412	32.94	1200	1.8	7.06	8.26	489.8	452.50
10	2+607	20.18	1200	1.8	2.61	3.81	138.4	115.57
11	2+924	22.57	1200	1.8	2.85	4.05	164.5	139.01
12	4+895	24.19	1200	1.8	4.07	5.27	229.5	202.11
13	5+289	21.14	1200	1.8	3.21	4.41	167.8	143.90
14	5+612	27.77	1200	1.8	1.64	2.84	142.0	110.55
15	5+757	19.93	1200	1.8	2.28	3.48	124.8	102.30
16	7+759	19.21	1200	1.8	1.44	2.64	91.3	69.56
17	8+964	15.03	1200	1.8	1.34	2.54	68.7	51.72
18	9+101	24.62	1200	1.8	1.31	2.51	111.2	83.39
19	9+449	17.48	1200	1.8	1.50	2.70	84.8	65.03
20	9+635	18.65	1500	2.25	1.69	3.19	133.9	100.90
21	10+024	14.28	1200	1.8	1.50	2.70	69.4	53.25
TOTAL		**495.3**	**-**				**4731.4**	**4013.4**

Tabla 20-1 Resumen de cantidades de alcantarillado
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN DE CANTIDADES SUBDRENES							
ABSCISA INI.	ABSCISA FIN	D (mm)	LONGITUD	LONG. TUBERIA	CORTE	MATERIAL FILTRO	GEOTEXTIL
0+080	0+380	1Ø200	300	300	135.0	125.6	1170
0+740	0+870	1Ø200	130	130	58.5	54.4	507
0+870	0+956	1Ø200	86	86	38.7	36.0	335.4
1+200	1+345	1Ø200	145	145	65.3	60.7	565.5
1+720	1+840	1Ø200	120	120	54.0	50.2	468
2+010	2+080	1Ø200	70	70	31.5	29.3	273
2+220	2+400	1Ø200	180	180	81.0	75.3	702
2+413	2+510	1Ø200	97	97	43.7	40.6	378.3
2+510	2+607	1Ø200	97	97	43.7	40.6	378.3

RESUMEN DE CANTIDADES SUBDRENES							
ABSCISA INI.	**ABSCISA FIN**	**D (mm)**	**LONGITUD**	**LONG. TUBERIA**	**CORTE**	**MATERIAL FILTRO**	**GEOTEXTIL**
2+640	2+840	1Ø200	200	200	90.0	83.7	780
2+960	3+120	1Ø200	160	160	72.0	67.0	624
4+600	4+680	1Ø200	80	80	36.0	33.5	312
4+740	4+820	1Ø200	80	80	36.0	33.5	312
4+980	5+230	1Ø200	250	250	112.5	104.6	975
5+360	5+612	1Ø200	252	252	113.4	105.5	982.8
5+612	5+750	1Ø200	138	138	62.1	57.8	538.2
5+750	6+000	1Ø200	250	250	112.5	104.6	975
6+000	6+120	1Ø200	120	120	54.0	50.2	468
6+660	7+230	2Ø200	570	1140	855.0	819.2	3021
9+180	9+280	1Ø200	100	100	45.0	41.9	390
9+280	9+450	1Ø200	170	170	76.5	71.2	663
9+810	9+870	1Ø200	60	60	27.0	25.1	234
9+870	9+960	1Ø200	90	90	40.5	37.7	351
10+240	10+620	1Ø200	380	380	171.0	159.1	1482
10+620	10+930	1Ø200	310	310	139.5	129.8	1209
TOTAL			**8870**	**10010**	**5188.8**	**4874.2**	**36189**

Tabla 20-2 Cantidades de subdrenes
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN CANTIDADES CUNETAS		
ABSCISA INI.	**ABSCISA FIN**	**LONGITUD**
0+080	0+380	300
0+740	0+870	130
0+870	0+956	86
1+200	1+345	145
1+720	1+840	120
2+010	2+080	70
2+220	2+400	180
2+413	2+510	97
2+510	2+607	97
2+640	2+840	200
2+960	3+120	160
4+600	4+680	80
4+740	4+820	80

RESUMEN CANTIDADES CUNETAS		
ABSCISA INI.	**ABSCISA FIN**	**LONGITUD**
4+980	5+230	250
5+360	5+612	252
5+612	5+750	138
5+750	6+000	250
6+000	6+120	120
6+660	7+230	570
9+180	9+280	100
9+280	9+450	170
9+810	9+870	60
9+870	9+960	90
10+240	10+620	380
10+620	10+930	310
TOTAL		**8870**

Tabla 20-3 Cantidades de cunetas
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN DE CANTIDADES MUROS DE ALA						
TIPO DE ESTRUCTURA		**CANTIDAD**	**REPLANTILLO (m3)**		**HORMIGÓN (m3)**	
			UNITARIO	**TOTAL**	**UNITARIO**	**TOTAL**
MURO DE ALA	TIPO 1	56	0.19	10.4	4.7	265.2
	TIPO 2	6	0.39	2.4	9.2	54.9
	TIPO 3	2	0.58	1.2	13.2	26.3
	TIPO 4	2	0.94	1.9	20.2	40.3
TOTAL		**39**	**9.6**		**233.2**	

Tabla 20-4 Resumen de cantidades muros de ala
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN DE CANTIDADES MUROS TIPO CAJÓN					
ID	**ALTURA**	**REPLANTILLO (m3)**		**HORMIGÓN (m3)**	
		UNITARIO	**TOTAL**	**UNITARIO**	**TOTAL**
ALC 17	1.4	0.27	0.27	2.93	2.9
TOTAL			**0.27**	**-**	**2.93**

Tabla 20-5 Resumen de cantidades muros tipo cajón
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN DE CANTIDADES CUNETAS DE CORONACIÓN					
ABSCISA	**MARGEN**	**UBICACIÓN**	**LONGITUD**	**CORTE (m3)**	**HORMIGÓN (m3)**
5+900	DERECHO	BERMA 2	362	91.44	58.35
	DERECHO	BERMA 1	244	48.5	39.33
	IZQUIERDO	BERMA 1	265.3	55.77	42.76
TOTAL			**871.26**	**195.71**	**140.44**

Tabla 20-6 Resumen de cantidades cunetas de coronación
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN CANTIDADES PROTECCIÓN MARGEN		
Puente	**V. Corte**	**V. Roca**
1.0	1781.4	1455.7
2.0	2061.0	1581.2
TOTAL	**3842.4**	**3036.8**

Tabla 20-7 Resumen de cantidades cunetas de coronación
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

RESUMEN DE CANTIDADES DE OBRA GENERAL			
CODIGO	**DESCRIPCIÓN**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**
1	**DRENAJE TRANSVERSAL**		
1.1	**MOVIMEINTO DE TIERRAS**		
1.1.1	EXCAVACIÓN SUELO SIN CLASIFICAR	m3	4731.4
1.1.4	RELLENO MATERIAL DE SITIO	m3	4013.4
1.2	**ALCANTARILLAS CIRCULARES**		
1.2.1	TUBERÍA ACERO CORRUGADO D= 1200 MM	m	394.17
1.2.2	TUBERÍA ACERO CORRUGADO D= 1500 MM	m	46.11
1.2.4	TUBERÍA ACERO CORRUGADO D= 2100 MM	m	55.06
1.3	**CABEZALES DE DESCARGA PARA ALCANTARILLAS CIRCULARES**		
1.3.1	REPLANTILLO DE HORMIGÓN f'c=180 kg/cm2	m3	9.61
1.3.3	HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	233.18
2	**DRENAJE LONGITUDINAL**		
2.1	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**		
2.1.1	EXCAVACIÓN SUELO SIN CLASIFICAR	m3	5384.21
2.2	**CUNETAS**		
2.2.1	CUNETA f'c = 210 kg/cm2	m	8870
2.3	**SUBDRENES**		
2.3.1	MATERIAL FILTRANTE	m3	4874.2

2.3.4	TUBERÍA PVC PERFORADA D= 200 MM	m	10010
2.3.5	GEOTEXTIL 1600NT	m2	36189
2.3	**CUNETAS DE CORONACIÓN**		
2.3.1	HORMIGON PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2	m3	140.45
3	**PROTECCIÓN DE CAUCES**		
3.1	EXCAVACIÓN SUELO SIN CLASIFICAR	m3	3842.4
3.1	ENROCADO PARA PROTECCIÓN	m3	3036.8

Tabla 20-8 Resumen de cantidades
Elaboración: Equipo Técnico KAWSUS

21. CONCLUSIONES

- Con base en la delimitación de las microcuencas de aporte a las diferentes alcantarillas existentes a lo largo de la vía actual, y el caudal que dichas microcuencas generan, se determinó que la gran mayoría de las alcantarillas no cumplen con la capacidad hidráulica necesaria, por lo que se propone el reemplazo de la totalidad de estas. Las alcantarillas requieren de un correcto tratamiento y mantenimiento a fin de habilitar su funcionamiento y permitir el paso de agua sin obstáculos. De igual forma se propone la construcción de estructuras de salida y entrada en todas las alcantarillas a fin de dirigir el flujo de agua hacia su punto de descarga.
- Se ha realizado el diseño de cunetas, subdrenes y cunetas de coronación para una intensidad que considera un periodo de retorno de 100 años y una duración de 30 minutos. Estas estructuras se han considerado con el objetivo de conducir la escorrentía hacia las descargas correspondientes, buscando precautelar la integridad de la vía y sus taludes sobre todo en los tramos más susceptibles.
- Se ha modelado la estructura tipo super span con la finalidad de evaluar su capacidad con respecto al caudal de la cuenca de aporte. Se verifico la capacidad de la estructura mínima a fin de permitir la definición de la estructura correcta que más se adapte a las consideración estructurales y viales en ese punto. La estructura presenta un comportamiento favorable al permitir el paso del caudal para un periodo de retorno 100 años siendo este mínimo a comparación de la capacidad máxima de este tipo de estructura.

22. BIBLIOGRAFIA

- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada.*
- Campos, D. (2008) Calibración del Método Racional en Ocho Cuencas Rurales Menores de 1,650 km² de la Región Hidrológica No. 10 (SINALOA), MÉXICO
- INAMHI. (2012). *Servicio Meteorologico*. Recuperado el 4 de 04 de 2020, de http://www.serviciometeorologico.gob.ec/biblioteca/
- INAMHI. (2019). DETERMINACIÓN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN.
- Banda, L. (2022). Diseño hidraulico de enrocado para proteccion de ribera de margen izquierdo del rio Zaña, tramo Chical Bajo, distrito Oyotun, departamento Lambayeque. Lima.
- Chow, V. T. (2004) HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS. McGRAW-HILL.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2003). Normas de diseño Geometrico 2003 MTOP Ecuador. Quito.
- US Army Corps of Engineers, HEC-RAS. [Online]. Disponible en: https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/

23. ANEXOS