



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERA CIVIL**

**TEMA: DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE
EL RIO JAMA**

**AUTORES: GUACHO MUESES, JÉSICA ALEJANDRA;
MORALES ALQUINGA, JENNY PATRICIA**

DIRECTOR: SANDOVAL ERAZO, WASHINGTON RAMIRO PhD.

SANGOLQUI

2018



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, *"DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRAÚLICO DEL PUENTE SOBRE EL RIO JAMA"* realizado por las señoritas *Guacho Mueses, Jéssica Alejandra y Morales Alquinga, Jenny Patricia*, el mismo que ha sido revisado en su totalidad y analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 14 de junio del 2018



ING. WASHINGTON RAMIRO SANDOVAL ERAZO, PhD.

C.C: 170410348-8



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, *Guacho Mueses, Jéssica Alejandra*, declaro que este trabajo de titulación "DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RIO JAMA" es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos, por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas. Consecuentemente el contenido de la investigación es veraz.

Sangolquí, 14 de junio del 2018

Jéssica Alejandra Guacho Mueses

C.C: 172503595-8



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Morales Alquina, Jenny Patricia**, declaro que este trabajo de titulación "*DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE EL RIO JAMA*" es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos, por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas. Consecuentemente el contenido de la investigación es veraz.

Sangolqui, 14 de junio del 2018



JENNY PATRICIA MORALES ALQUINGA

C.C: 172395209-7



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, Guacho Mueses, Jéssica Alejandra, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: "DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRAÚLICO DEL PUENTE SOBRE EL RIO JAMA" en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolqui, 14 de Junio del 2018

Jéssica Alejandra Guacho Mueses

C.C: 172503595-8



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Morales Alquina, Jenny Patricia**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación "**DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRAÚLICO DEL PUENTE SOBRE EL RIO JAMA**" en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad

Sangolquí, 14 de junio del 2018



JENNY PATRICIA MORALES ALQUINGA

C.C: 172395209-7

DEDICATORIA

A Dios por darme la paciencia y fuerza para no descuidar ninguna de mis responsabilidades tanto laborales como académicas.

A mis padres, Sandra Mueses y Jorge Guacho, quienes con sus consejos nunca me permitieron rendirme los que me inculcaron que siempre debo cumplir todo lo que me proponga con decisión y sobre todo con mucha responsabilidad.

A mi querido hermano Brayán Guacho por compartir maravillosos momentos a lo largo de mi vida.

A mis abuelitos Martha, Cesar y Edith que sin sus cuidados y constancia en salir adelante que desde mi niñez que tengo presente, no hubiera podido verlos reflejados en la gran profesional en la que me convertiré.

Jésica Alejandra Guacho Mueses

DEDICATORIA

A Dios, porque sin el nada podría haber alcanzado.

A mis padres, Ángel y Bertha, por ser mi pilar fundamental en el transcurso de mi vida, enseñándome valores fundamentales para seguir adelante.

A mis queridos hermanos, Gaby, Ángel, Mary, Mishell, Mateo y Moisés quienes me ha apoyado siempre.

Jenny Patricia Morales Alquina

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, a Dios por darme la oportunidad de conseguir una meta más en mi vida.

A mi madre y padre, Sandra Mueses y Jorge Guacho que con su ejemplo forjaron en mí a una persona con valores, y siempre apoyando las decisiones que he tomado a lo largo de mi vida.

A mi prima Andrea, por siempre estar a mi lado en todo momento y por darme a esos preciosos sobrinitos mis pequeños Valery y Alejandro a los que amo con todo mi corazón.

A mis tios Karina, Cecilia y Marco lo que siempre tienen un consejo, una palabra de aliento para no dejar lo que tanto anhelaba y verlo cumplirse el día de hoy.

Al Dr.Washigton Sandoval, por ser un ejemplo de profesional y solventar nuestras dudas prontamente.

Al Ing. Jorge Zúñiga por sus enseñanzas que, a más de impartir conocimientos, inspira a sus estudiantes a superarse cada día más.

Y a todas las personas que de una manera u otra significaron una parte importante en mi vida universitaria, gracias por cada momento maravilloso compartido y por su valiosa amistad la cual es gratificante para mí.

Jésica Alejandra Guacho Mueses

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres por el esfuerzo que realizaron para que esto se pueda hacer posible, siempre estuvieron ahí en las buenas y en las malas guiándome con sus sabios consejos.

A mis hermanos, pero en especial a Gaby, quien ha sido una hermana incondicional que me ha apoyado en todo momento y me ha demostrado que la familia es lo primero.

A Fabricio por enseñarme que en la vida hay caídas, pero que de esas caídas uno aprende y continua para ser cada día mejor, por ese apoyo y paciencia que me ha brindado.

Al Dr. Washington Sandoval director del proyecto de titulación por habernos guiado y respondido nuestras inquietudes durante el trayecto del trabajo.

Jenny Patricia Morales Alquina

ÍNDICE

CERTIFICACIÓN.....	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	viii
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT	xxv
CAPÍTULO I.....	1
1. GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes.....	1
1.3 Justificación	2
1.4 Objetivo General.....	3
1.5 Objetivos Específicos	3
1.6 Metas 4	
CAPITULO II.....	5
2. ESTUDIOS PRELIMINARES.....	5
2.1 Ubicación del Proyecto	5
2.2 Información Cartográfica	6
2.3 Levantamiento Topográfico	7
2.4 Información hidrometeorológica	9
2.5 Datos Generales del Clima de Jama	9
2.6 Mapa de isotermas	10
2.7 Mapa de isotermas de la cuenca.....	11
2.8 Mapa de Isoyetas	11
2.9 Mapa de isoyetas de la cuenca	12

2.10 Suelos de la zona del proyecto.....	15
2.11 Clasificación física de suelos.....	17
2.12 Granulometría de los suelos.	18
2.13 Coeficiente de uniformidad y coeficiente de gradación.	20
2.13.1 Coeficiente de uniformidad.....	20
2.13.2 Coeficiente de gradación.....	20
2.14 Consistencia del suelo.....	21
2.14.1 Límite Líquido (LL).....	22
2.14.2 Límite Plástico (PL).....	22
2.15 Caracterización de la zona del Proyecto.....	23
2.15.1 Punto 1. Talud Izquierdo.....	25
2.15.2 Ubicación de la toma de muestras.....	25
2.15.3 Clasificación de suelo.....	26
2.15.4 Punto 2. Lecho del Rio Jama.....	28
2.15.5 Ubicación de toma de muestra.....	28
2.15.6 Clasificación de suelo.....	29
2.15.7 Punto 3. Talud derecho.....	31
2.15.8 Ubicación de toma de muestra.....	32
2.15.9 Clasificación de suelo.....	32
CAPITULO III.....	35
3. CUENCA HIDROGRÁFICA.....	35
3.1 Partes de una cuenca.....	36
3.2 Parámetros de la cuenca del Rio Jama.....	38
3.2.1 Área (A).....	38
3.2.2 Perímetro (P).....	42

3.2.3 Longitud del cauce principal (L)	43
3.2.4 Longitud axial (La).....	46
3.2.5 Ancho promedio (Ap)	47
3.2.6 Coeficiente de compacidad de Gravelius (Kc)	47
3.2.7 Rectángulo equivalente.....	48
3.2.8 Factor Forma (If)	50
3.2.9 Curva Hipsométrica de la cuenca (Rh)	53
3.2.10 Histograma de frecuencias altimétricas	54
3.2.11 Desnivel Altitudinal	56
3.2.12 Pendiente media del cauce principal (Scp).....	56
3.2.13 Pendiente de la Cuenca	59
3.2.14 Número de Orden de los cursos de agua	61
3.2.15 Pendiente media de la Red Hídrica	62
3.2.16 Densidad de Drenaje (Dd)	63
3.2.17 Coeficiente de Rugosidad de Manning.....	66
3.2.18 Tiempos de concentración.....	72
3.2.19 Coeficiente de Escorrentía	79
3.2.20 Precipitaciones	93
3.2.21 Media Anual.....	94
3.2.22 Media mensual	96
3.2.23 Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF)	97
3.2.24 Intensidad	100
3.2.25 Caudales	101
3.2.26 Caudal medio	101

3.2.27 Caudal mínimo	102
3.2.28 Caudal ecológico	102
3.2.29 Caudal máximo.....	103
3.2.30 Hidrograma de diseño	107
3.2.31 Calculo del Hidrograma unitario triangular.....	109
CAPITULO IV	112
4. HIDRÁULICA DE PUENTES	112
4.1 Marco Teórico de la hidráulica de puentes	112
4.1.1 Problemas hidráulicos de los puentes.....	112
4.2 Comportamiento del flujo.....	114
4.3 Flujo en canales abiertos.....	115
4.3.1 Tipos de escurrimiento en canales.....	116
4.4 Energía en canales abiertos	117
4.5 Energía Especifica.....	117
4.5.1 Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente.....	117
4.5.2 Alineamiento	118
4.6 Socavación	119
4.6.1 Tipos de socavación	119
4.6.2 Socavación Local	120
4.7 Protecciones.....	122
4.7.1 Consideraciones para el diseño de protecciones.....	122
4.8 Criterios generales de diseño	123
4.9 Comportamiento de los revestimientos	125
4.9.1 Esfuerzos sobre el revestimiento	125
4.9.2 Mecanismos de falla en los revestimientos	126

4.10 Revestimiento con Enrocado	126
4.10.1 Enrocamiento colocado a volteo.....	126
4.10.2 Enrocamiento colocado a mano	127
4.11 Características de las rocas.....	127
CAPITULO V	133
5. MODELAMIENTO EN HEC RAS Y DISEÑO HIDRÁULICO.....	133
5.1 Coeficientes de Rugosidad	134
5.2 Pendiente del Río	135
5.3 Histograma	135
5.4 Modelo Terreno Natural	136
5.4.3.1 Sección 110 (Aguas abajo).....	137
5.4.3.2 Sección 120.....	144
5.4.3.3 Sección 140 (Aguas arriba)	148
5.4.4 Velocidades.....	152
5.4.5 Socavación General.....	153
5.4.6 Socavación Local en Estribos	154
5.5 Modelo Superficie Modificada.....	159
5.5.1 Velocidades.....	159
5.5.2 Geometría Modificada del Puente.....	160
5.5.3 Velocidades.....	161
5.5.4 Socavación General.....	161
5.5.5 Socavación en estribos.	161
5.6 Diseño de las Protecciones	162
5.6.1 Parámetros para la dimensión del enrocado.....	163
5.6.1.1 Velocidades	163

5.6.1.2	Peso específico de la roca.....	164
5.6.1.3	Inclinación del talud	165
5.6.2	Calculo del tamaño de la roca para el enrocado	166
5.6.2.1	Enrocado Aguas Arriba.....	166
5.6.2.2	Enrocado Aguas Abajo	172
5.6.3	Espesor del enrocado para la protección.....	172
5.6.4	Longitud de Protección	173
5.7	Modelos Superficie Modificada con protecciones en el Puente.....	174
5.7.1	Dimensiones de las protecciones.....	174
5.4.1	Velocidades.....	174
5.4.2	Socavación General	175
5.4.3	Socavación local	179
5.8	Procedimientos constructivos de las protecciones.....	180
5.8.1	Proceso constructivo del enrocado.	180
5.8.2	Geotextil.....	180
5.8.2.1	Instalación del geotextil	181
5.5	Prediseño del estribo y muro de ala.....	182
5.6	PRESUPUESTO	185
5.6.1	Movimiento de tierras	185
5.6.1.1	Volumen de excavación.....	186
5.6.2	Volumen de muro escollera	187
5.6.3	Volumen de excavación y relleno para puentes (estribos).....	188
5.6.4	Geotextil para protección del talud.....	188
	CAPÍTULO VI	190
	6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	190

6.1 Conclusiones	190
6.2 Recomendaciones	191
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Coordenadas UTM</i>	6
Tabla 2 <i>Coordenadas Geográficas</i>	6
Tabla 3 <i>Estaciones Pluviométricas cercanas a la cuenca del proyecto</i>	9
Tabla 4 <i>Registro de Temperatura - Jama</i>	10
Tabla 5 <i>Coordenadas Geográficas</i>	25
Tabla 6 <i>Tabla granulométrica</i>	26
Tabla 7 <i>Características del suelo</i>	27
Tabla 8 <i>Diámetros característicos de la muestra.</i>	27
Tabla 9 <i>Coordenadas Geográficas</i>	29
Tabla 10 <i>Tabla granulométrica</i>	29
Tabla 11 <i>Características del suelo</i>	30
Tabla 12 <i>Diámetros característicos de la muestra</i>	31
Tabla 13 <i>Coordenadas Geográficas</i>	32
Tabla 14 <i>Tabla granulométrica</i>	33
Tabla 15 <i>Características del suelo</i>	34
Tabla 16 <i>Diámetros característicos de la muestra</i>	34
Tabla 17 <i>Coefficiente de compacidad (Kc)</i>	48
Tabla 18. <i>Valores interpretativos del Factor de forma</i>	51
Tabla 19 <i>Determinación para las Frecuencias Altimétricas</i>	55
Tabla 20 <i>Clases de desnivel altitudinal (msnm)</i>	56
Tabla 21 <i>Determinación de la Pendiente de la cuenca</i>	60
Tabla 22 <i>Determinación de la Pendiente Media</i>	63
Tabla 23 <i>Valores interpretativos de la densidad de drenaje</i>	64
Tabla 24 <i>Resumen de parámetros morfológicos</i>	65
Tabla 25 <i>Valores típicos de coeficiente de rugosidad</i>	68
Tabla 26 <i>Coefficiente de rugosidad margen derecho</i>	71
Tabla 27 <i>Coefficiente de rugosidad margen izquierdo</i>	71
Tabla 28 <i>Coefficiente de rugosidad lecho del rio</i>	72
Tabla 29 <i>Tiempos de Concentración – Rio Jama</i>	76

Tabla 30	<i>Velocidad de flujo en base a los tiempos de concentración</i>	77
Tabla 31	<i>Tiempos de concentración</i>	79
Tabla 32	<i>Cobertura vegetal</i>	81
Tabla 33	<i>Clasificación hidrológica del suelo</i>	83
Tabla 34	<i>Coeficiente CN para uso de suelo</i>	84
Tabla 35	<i>Precipitación Diaria</i>	86
Tabla 36	<i>Valor de Número de Curva (CN)</i>	87
Tabla 37	<i>Valores del coeficiente K3</i>	88
Tabla 38	<i>Valores para coeficientes k1, k2, k3 y k4</i>	89
Tabla 39	<i>Valores del Coeficiente de escorrentía Prevert</i>	92
Tabla 40	<i>Cuadro resumen del coeficiente de escorrentía – Rio Jama</i>	92
Tabla 41	<i>Valores de precipitación (máximos)</i>	94
Tabla 42	<i>Valores de precipitación (mínimos)</i>	95
Tabla 43	<i>Valores de precipitación media</i>	95
Tabla 44	<i>Precipitación media mensual, estaciones próximas a la Cuenca</i>	96
Tabla 45	<i>Ecuaciones IDF para la estación Jama</i>	98
Tabla 46	<i>Valores de intensidad para la estación Jama, ecuaciones INAMHI</i>	98
Tabla 47	<i>Valores de intensidad según periodo de retorno</i>	100
Tabla 48	<i>Valores para coeficiente a</i>	105
Tabla 49	<i>Datos de Caudales comparativos</i>	105
Tabla 50	<i>Caudales de diseño</i>	106
Tabla 51	<i>Construcción de Hidrograma</i>	110
Tabla 52	<i>Especificaciones Técnicas para Geotextiles</i>	131
Tabla 53	<i>Datos para histograma</i>	135
Tabla 54	<i>Datos obtenidos en la sección del puente</i>	136
Tabla 55	<i>Profundidad de socavación Método de Lischtvan- Levediev</i>	140
Tabla 56	<i>Profundidad de socavación Método de Blench</i>	142
Tabla 57	<i>Profundidad de socavación Método de Kellerhals</i>	143
Tabla 58	<i>Parámetros de la Sección 120</i>	146
Tabla 59	<i>Análisis de Socavación General del Lecho</i>	146

Tabla 60 <i>Parámetros de la Sección 140</i>	149
Tabla 61 <i>Análisis de Socavación General del Lecho</i>	149
Tabla 62 <i>Resumen de resultados</i>	151
Tabla 63 <i>Coeficiente por la forma del estribo</i>	153
Tabla 64 <i>Coeficiente por la forma del estribo</i>	155
Tabla 65 <i>Resultados de socavación</i>	157
Tabla 66 <i>Resultados de socavación (1era Corrida)</i>	161
Tabla 67 <i>Resultados de socavación</i>	161
Tabla 68 <i>Pesos específicos de las muestras ensayadas</i>	164
Tabla 69 <i>Pendiente para taludes</i>	165
Tabla 70 <i>Coeficiente de corrección C1</i>	168
Tabla 71 <i>Coeficiente de corrección C2</i>	168
Tabla 72 <i>Intensidad de turbulencia</i>	170
Tabla 73 <i>Coeficiente que toma en cuenta la intensidad de turbulencia</i>	170
Tabla 74 <i>Diámetro de protecciones aguas arriba</i>	171
Tabla 75 <i>Diámetro de protecciones aguas abajo</i>	172
Tabla 76 <i>Espesor de enrocado</i>	172
Tabla 77 <i>Geometría de protección</i>	174
Tabla 78 <i>Coeficientes de rugosidad</i>	174
Tabla 79 <i>Parámetros para evaluar la Socavación de la sección 140</i>	176
Tabla 80 <i>Profundidad de socavación mediante Lischtván-Levediev y Blench</i>	176
Tabla 81 <i>Profundidad de Socavación a lo largo del Río</i>	179
Tabla 82 <i>Geometría de estribo</i>	184
Tabla 83 <i>Geometría dimensiones preliminares del Muro de ala</i>	185
Tabla 84 <i>Cálculo de volumen de excavación</i>	186
Tabla 85 <i>Cálculo del volumen de muro de escollera</i>	187
Tabla 86 <i>Volumen de excavación y relleno para el puente (estribos)</i>	188
Tabla 87 <i>Geotextil</i>	188
Tabla 88 <i>Presupuesto referencial</i>	189

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa del Ecuador.....	5
Figura 2 Mapa Provincia de Manabí.	5
Figura 3 Ubicación del Proyecto	6
Figura 4 Cartas Topográficas de la Provincia Manabí	7
Figura 5 Curvas de nivel de levantamiento topográfico.	8
Figura 6 Registro de la intensidad de lluvia. Jama	9
Figura 7 Áreas de la Cuenca de estudio sobre mapa de Isotermas	11
Figura 8 Áreas de la Cuenca de estudio sobre mapa de Isoyetas.....	12
Figura 9 Mapa de Isotermas. Media Anual	13
Figura 10 Mapa de Isoyetas Media Anual.	14
Figura 11 Clip de uso de Suelos - ArcGis.....	16
Figura 12 Mapa de uso de suelos.....	16
Figura 13 Distribución del suelo (Datos de Modelo ArcGis).	17
Figura 14 Curva granulométrica de algunos suelos.....	19
Figura 15 Presentación de D10, D30 y D60	21
Figura 16 Vista general de los puntos de la toma de muestras.	23
Figura 17 Vista de topografía realizada, con los respectivos puntos muestras.	24
Figura 18 Ubicación de la muestra de suelo del talud izquierdo.....	25
Figura 19 Granulometría, porcentaje de material que pasa.....	26
Figura 20 Ubicación de la muestra del lecho del rio	28
Figura 21 Granulometría, porcentaje que pasa a la orilla del Río.....	30
Figura 22 Ubicación de la muestra de suelo del talud derecho.	32
Figura 23 Granulometría, porcentaje que pasa talud derecho.....	33
Figura 24 Divisoria de aguas o divortium aquarium.....	35
Figura 25 Divisoria de aguas o divortium aquarium.....	36
Figura 26 Partes de una cuenca.....	37
Figura 27 Representación gráfica del desarrollo longitudinal de un cauce natural	37
Figura 28 Modelo Digital de Elevación (MDE)	39
Figura 29 Plan de desarrollo de los Recursos Hídricos de Manabí	40

Figura 30 Tabla propiedades de la Cuenca del Rio Jama	41
Figura 31 Cuenca Jama vs Cuenca Hidrográfica del Proyecto (Áreas)	41
Figura 32. Tabla propiedades de la Cuenca del Rio Jama	42
Figura 33 Perímetro de Cuenca Hidrográfica	42
Figura 34 Modelo de la cuenca ArcGIS	44
Figura 35 Longitud del cauce principal.	45
Figura 36 Longitud Axial (km)	46
Figura 37 Longitud Axial de la Cuenca Hidrográfica	46
Figura 38 Transformación de una cuenca a un Rectángulo Equivalente.....	50
Figura 39 Factor de forma	51
Figura 40. Influencia de la forma en el Hidrograma	52
Figura 41 Curvas de cuencas con potenciales evolutivos distintos.	53
Figura 42 Curva Hipsométrica de la Cuenca.	54
Figura 43 Histograma de frecuencias altimétricas	55
Figura 44 Criterios de estimación de la pendiente del cauce principal.	58
Figura 45 Pendiente en dos cuencas diferentes.....	59
Figura 46 Mapa de pendientes media de la Cuenca	60
Figura 47 Longitud Axial (km)	61
Figura 48 Orden de los cursos de agua.....	62
Figura 49 Orden de los Recursos de Agua.....	62
Figura 50 Tiempo de concentración	72
Figura 51 Efectos del tamaño de la cuenca sobre la escorrentía.	79
Figura 52. Efectos del tamaño de la cuenca sobre la escorrentía	80
Figura 53 Mapa de cobertura y uso de la tierra del Ecuador. (2013-2014).....	91
Figura 54 Ubicación de las Estaciones meteorológicas en la Cuenca.....	96
Figura 55. Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia	99
Figura 56 Hidrograma unitario sintético (Forma Triangular)	108
Figura 57 Hidrograma Unitario Triangular	111
Figura 58 Puente sobre el Rio Maravilla-Babahoyo.....	113
Figura 59 Un rio se desbordó en Sigchos, provincia de Cotopaxi	113

Figura 60 Flujo gradualmente variado y rápidamente variado.....	117
Figura 61 Socavación general	120
Figura 62 Socavación por estrechamiento.....	121
Figura 63 Socavación local en Curvas.	121
Figura 64 Esquema de flujo junto a estribos del puente	122
Figura 65 Tipos de unión en geotextiles no tejidos.....	129
Figura 66 Topografía en Civil - 3D.....	133
Figura 67 Topografía en Hec- Ras	134
Figura 68 Coeficientes de rugosidad en Hec Ras.....	134
Figura 69 Hidrograma Unitario.....	135
Figura 70 Resultados en diferentes secciones.	136
Figura 71 Tirante de aguas en sección del puente.....	137
Figura 72 Sección 120 (Aguas arriba)	138
Figura 73 División de la Sección Transversal.....	138
Figura 74 Socavación General - Método Lischtvan-Levediev.....	141
Figura 75 Socavación General mediante el Método Blench	142
Figura 76 Socavación General mediante el Método Kellerhals	144
Figura 77 Sección 120 (Puente)	145
Figura 78 División de la Sección Transversal.....	145
Figura 79 Socavación General mediante varios métodos	147
Figura 80 Sección 140 (Aguas abajo).....	148
Figura 81 División de la Sección Transversal.....	148
Figura 82 Socavación General mediante varios métodos	150
Figura 83 Geometría del puente.	151
Figura 84 Tramo del puente.....	152
Figura 85 Resultados en diferentes secciones.	152
Figura 86 Formas comunes de estribos.	155
Figura 87. Factor de corrección por ángulo de ataque.	156
Figura 88 Resultados de Socavación	158
Figura 89 Sección del cauce con taludes respectivos.	159

Figura 90 Tabla de resultados.	159
Figura 91 Sección en el eje de puente.	160
Figura 92 Sección de Puente.....	160
Figura 93 Socavación en la sección del puente.....	162
Figura 94 Velocidades del flujo en el Río Jama.....	163
Figura 95 Longitud mínima de protecciones de la orilla en una curva. (AASHTO).....	173
Figura 96 Longitud de protección en tramo del río.....	174
Figura 97 Resultado modelo.....	175
Figura 98 Sección 140 con Puente.....	175
Figura 99 División de la Sección 140 con Puente.....	176
Figura 100 Socavación General mediante Lischtván-Levediev y Blench	178
Figura 101 Socavación general.	180
Figura 102 Detalles constructivos del Geotextil.....	182
Figura 103 Dimensiones del estribo	184
Figura 104 Dimensiones del muro de ala	185

RESUMEN

El trabajo de titulación “DISEÑO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DEL PUENTE SOBRE EL RIO JAMA”, contempla el cálculo de parámetros técnicos dentro del área hidráulica del puente ubicado sobre el río Jama en la provincia de Manabí. Para este proyecto se determinaron los principales parámetros que caracterizan la zona y la cuenca del Río Jama, tales como: clima, tipo de suelo, indicadores morfométricos, precipitaciones, caudal máximo, entre otros. La precipitación máxima se estableció con base en las estaciones hidrometeorológicas cercanas a la zona. El caudal máximo de diseño permitió conocer el galibo y las demás dimensiones hidráulicas del puente. La zona de estudio es conocida por la presencia de grandes caudales en épocas de invierno, esto trae consigo diversos problemas que se tomaron en cuenta en el diseño del puente, como: la socavación en estribos y en el lecho del cauce, condiciones que pueden afectar la funcionalidad de toda la estructura; para lo cual, se modeló en el software HEC RAS las condiciones naturales presentes en la interrelación del cauce con el puente, y así diseñar, con criterio más objetivo, las protecciones requeridas en las zonas críticas afectadas por el flujo, que aseguren la permanencia y funcionalidad del puente en el tiempo.

PALABRAS CLAVES:

- **PUENTE SOBRE EL RIO JAMA**
- **HIDROLOGÍA DE LA CUENCA JAMA**
- **SOCAVACIÓN BAJO EL PUENTE JAMA**
- **PROTECCIÓN DEL CAUCE RIO JAMA**

ABSTRACT

The title work "HYDROLOGICAL AND HYDROLOGICAL DESIGN OF THE BRIDGE OVER THE RIVER JAMA", contemplates the calculation of technical parameters within the hydraulic area of the bridge located on the river Jama in the province of Manabí. For this project, the main parameters that characterize the area and the Jama River basin were determined, such as: climate, soil type, morphometric indicators, rainfall, maximum flow, among others. The maximum precipitation was established based on the hydrometeorological stations near the area. The maximum design flow allowed knowing the gauge and the other hydraulic dimensions of the bridge. The study area is known for the presence of large flows in the winter, this brings with it several problems that were taken into account in the design of the bridge, such as: undercutting in abutments and in the channel bed, conditions that may affect the functionality of the entire structure; for which, the natural conditions present in the interrelation of the channel with the bridge are modeled in the HEC RAS software, and thus design, with a more objective criterion, the protections required in the critical areas affected by the flow, which ensure the permanence and functionality of the bridge over time.

KEY WORDS

- **BRIDGE OVER JAMA RIVER.**
- **HYDROLOGY OF THE JAMA BASIN.**
- **SCOURING UNDER THE JAMA BRIDGE.**
- **PROTECTION**

CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presente trabajo contempla un análisis de la información meteorológica, hidrológica e hidráulica para establecer parámetros y criterios que permitan la validación de los procedimientos de cálculo y diseño para el puente sobre el Río Jama (Cantón Jama, Provincia Manabí).

El análisis incorpora la caracterización morfométrica e hidrológica del área de estudio, dentro del cual se utilizará el software ArcGIS. Mientras que para el estudio de flujo se ha utilizado la herramienta HEC RAS, el cual permite determinar los calados máximos, velocidad y tipo de flujo.

1.2 Antecedentes

La necesidad de resolver problemas en infraestructuras de los habitantes que han sufrido pérdidas materiales por catástrofes como: terremotos, inundaciones, deslaves, erupciones volcánicas, entre otros. Impulsan a que sea necesaria la construcción correcta de obras hidráulicas, para un mayor control de los caudales que pudiesen generar daños. Por ejemplo, al momento de diseñar un puente que cruza un río, se debería diseñar primero la comprobación hidráulica determinando así la altura de galibo identificado como la menor distancia entre la lámina de agua correspondiente al caudal de diseño y el nivel inferior del tablero del puente

proyectado, posteriormente con la definición de los parámetros hidráulicos se puede considerar el puente a nivel de estructura adaptándolos a estas condiciones.

En el caso de la construcción de puentes, su geometría debe permitir el paso de avenidas del río que se encuentra bajo éste. Manteniendo una anchura libre del cauce, la que permite dar continuidad al sistema hídrico y que circule el mayor volumen de agua a una velocidad apreciable en caso de avenida. Al respetar esta anchura, se permite el funcionamiento eficiente del cauce biológico en el ámbito del curso fluvial y de la mano se evitará que los objetos arrastrados por una avenida obstruyan el paso de agua.

1.3 Justificación

“El Ecuador no es ajeno a los efectos de la naturaleza por estar ubicado en la zona de convergencia intertropical, explica la presencia de amenazas hidrometeorológicas como inundaciones debido a las intensas precipitaciones, sequías, heladas o fenómenos como El Niño, ya que se encuentra dentro del cinturón de bajas presiones que rodea al planeta Tierra”, según (MIDUVI, 2014, pág. 12)

El mayor impacto de los desastres naturales ha sido por causa de inundaciones el cual representan en datos numéricos el 56 % de los desastres que se dan con mayor ocurrencia, esto afecta en el desarrollo local y de las comunidades aledañas. La actividad económica de la Ciudad de Jama es la Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca, estas actividades representan fuentes de ingreso económico a las familias que moran en el sector. El colapso de un puente en esta ciudad

perjudicaría en gran manera el transportar y comercializar los productos que ofrece esta zona.

En virtud de lo expuesto se ha visto la importancia de realizar el diseño hidrológico e hidráulico para el puente sobre el río Jama, pues es considerado como un proyecto de investigación con el propósito de establecer criterios hidrológicos e hidráulicos para el puente.

El análisis hidrológico tiene como objetivo la obtención de los parámetros morfométricos de los caudales de diseño, tiempos de retorno mientras que estudio hidráulico busca determinar perfil del agua para la crecida de diseño, contemplando la socavación que es generada por el arrastre de sedimentos. Con la información obtenido del diseño hidrológico e hidráulico se establecerá el gálibo de la estructura y el impacto aguas arriba o remanso generado por el puente, garantizando así el buen funcionamiento del puente y que no afecte el alto número de usuarios tanto locales como turísticos (Instituto Nacional de Vías, 2007).

1.4 Objetivo General

Realizar el estudio hidráulico e hidrológico del puente sobre el Río Jama ubicado en la zona noroccidente de la provincia de Manabí, en la carretera que une San Vicente con Pedernales.

1.5 Objetivos Específicos

- Establecer las condiciones hidrológicas y meteorológicas de la cuenca donde se ubica el puente.
- Determinar parámetros morfométricos de la cuenca hidrográfica del sistema que conforman el Río Jama con sus respectivos afluentes.

- Determinar los caudales de diseño y condiciones hidráulicas.
- Establecer las características del cauce en la zona del puente.
- Determinar la socavación del cauce y de los estribos al paso de crecidas.
- Modelar la caracterización hidráulica del cauce del río y del puente mediante el uso del programa HEC RAS para determinar el tipo de protección previniendo la erosión.

1.6 Metas

- Recopilar información de diversas fuentes hidrológicas y meteorológicas en el Ecuador.
- Identificar los parámetros de la cuenca hidrográfica del sistema como: área, perímetro, longitud del afluente, pendiente del cauce, tiempo de concentración, perfil longitudinal del terreno, entre otras.
- Establecer los caudales de diseño y las características geométricas e hidrológicas para el puente.
- Determinar el tipo de suelos de la zona realizando ensayos de: granulometría, humedad y otros de las zonas cercanas a la ubicación del puente sobre el Río Jama
- Determinar los tipos de protecciones del puente para evitar la socavación.
- Realizar el modelamiento con el caudal de diseño en el programa HEC RAS, verificando posibles socavaciones y/o erosiones del perfil del cauce.

CAPITULO II

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 Ubicación del Proyecto

El proyecto está ubicado al occidente de la República de Ecuador, en la región Litoral o Costa, como se indica en la Figura 1.

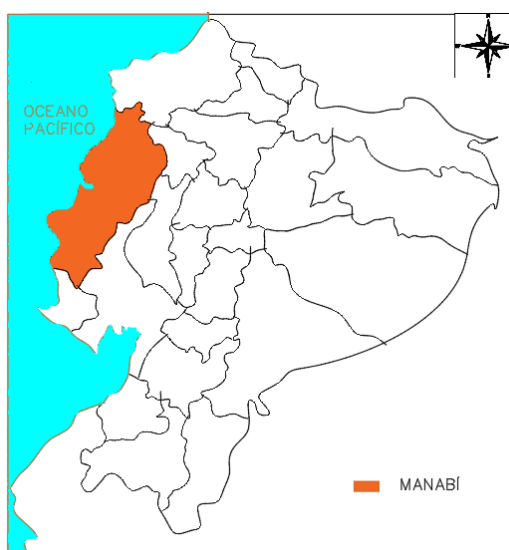


Figura 1 Mapa del Ecuador



Figura 2 Mapa Provincia de Manabí.
Fuente: (Hernandez, 2000)

La provincia de Manabí Limita al Norte con Esmeraldas, al sur con las provincias de Guayas y Santa Elena, al Este con las provincias de Los Ríos, Guayas y Santo Domingo y al Oeste con el Océano Pacífico, señalado en la Figura 2.

El puente está ubicado en la Parroquia Jama, Cantón Jama - Provincia de Manabí. Asentado sobre la Vía del Pacífico, Troncal del Pacifico E15 o también denominada Ruta de los Spondylus, su recorrido se maneja a lo largo de la zona costera por las Provincias de Esmeraldas y Manabí.

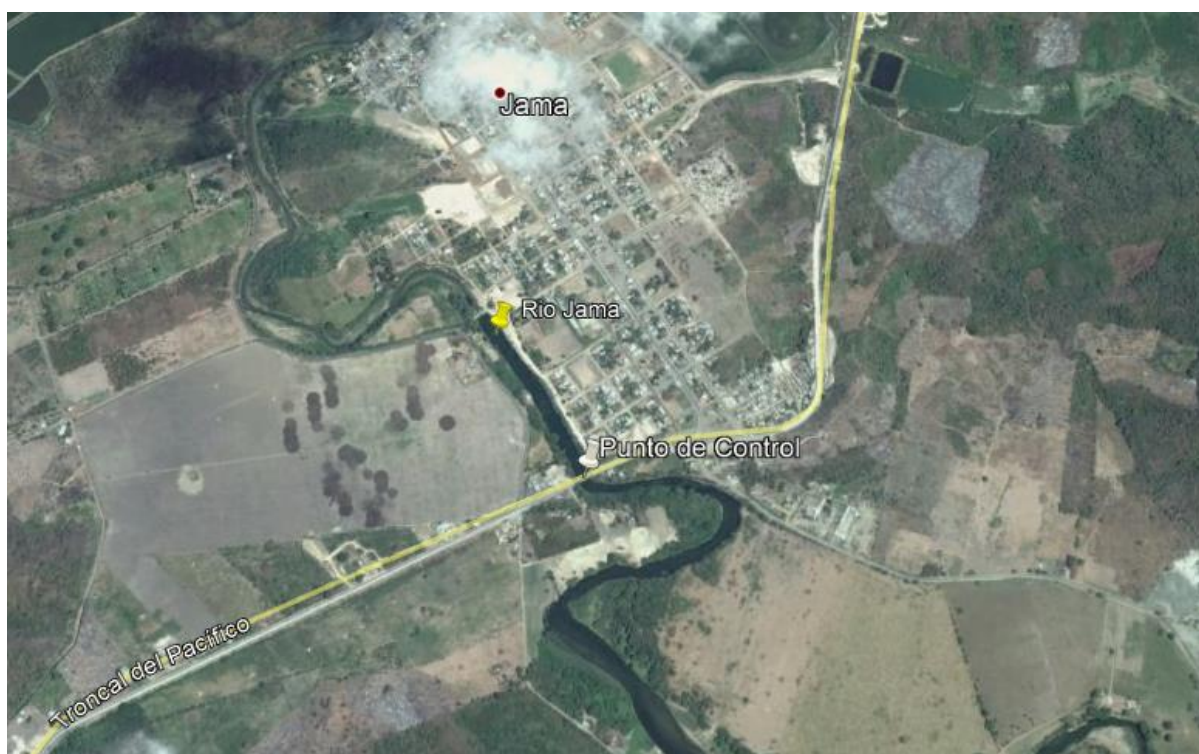


Figura 3 Ubicación del Proyecto
Fuente: Google Earth

En la Figura 3, se indica la ubicación del proyecto con respecto a la Parroquia Jama, también se señala el Rio Jama y el punto de control que toma lugar sobre la Troncal del Pacífico. En la Tabla 1 y Tabla 2 se presentan las coordenadas del punto de control tanto de manera UTM y geográfica:

Tabla 1*Coordenadas UTM*

Norte (m)	9976836,425
Este (m)	582126, 224
Cota (msnm)	2,67

Fuente: Google Earth

Tabla 2*Coordenadas Geográficas*

Latitud	0°12'34,37" S
Longitud	80° 15'43,19" O

Fuente: Google Earth

2.2 Información Cartográfica

Para el estudio se ha utilizado cartografía en formato Shape (SHP). La misma que se obtuvo a través del Geo portal que maneja el Instituto Geográfico Militar IGM, información a escala 1:50000. En la Figura 4, se encuentra indicada la cartografía digital, que se manejó en el proyecto:

- Jama M III-B3 3593-III
- Convento M III-B4 3594-II
- Lázaro N III-A3 3693-III
- Canoa M III-D1 3592-IV
- San Isidro M III-D2 3592-I
- Flavio Alfaro N III-C1 3692-IV
- Bahía de Caráquez M III D3 3592-III
- Ricaurte M III-D4 3592-II
- La Alianza N III-C3 3692-III

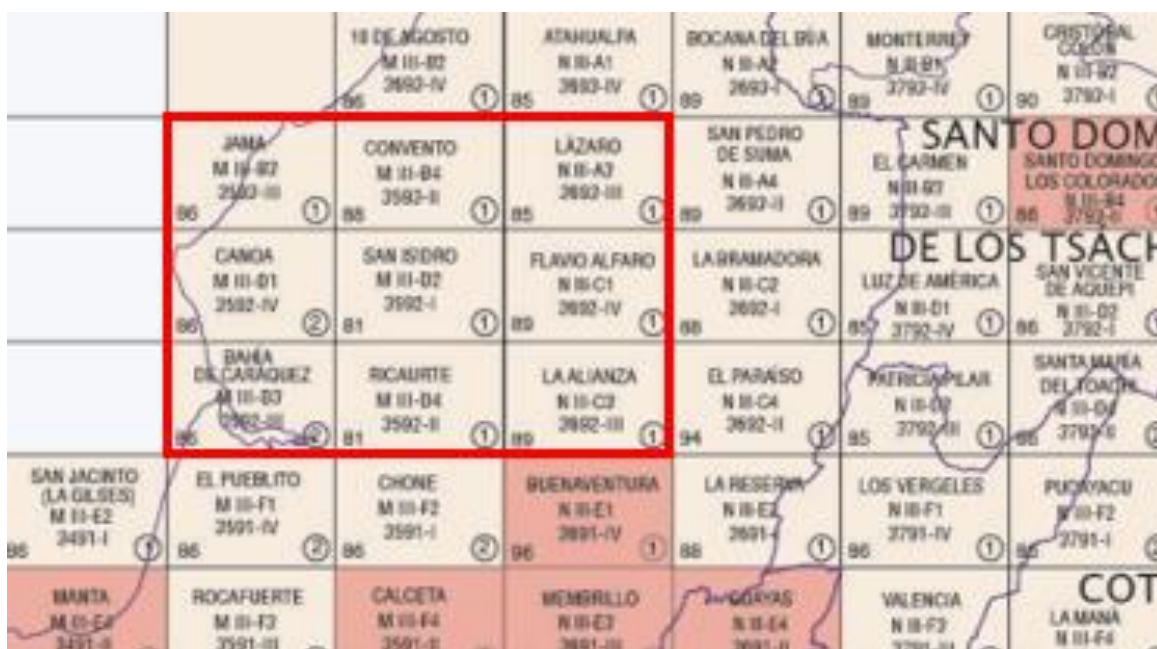


Figura 4 Cartas Topográficas de la Provincia Manabí
Fuente: (INAMHI, 2015)

2.3 Levantamiento Topográfico

La información topográfica ha sido obtenida gracias a la colaboración de la Empresa ESPE-INNOVATIVA, puesto que esta se encontraba realizando trabajos en el Punto de Control del Proyecto, por lo que se encuentra desarrollada la topografía en la Figura 5.

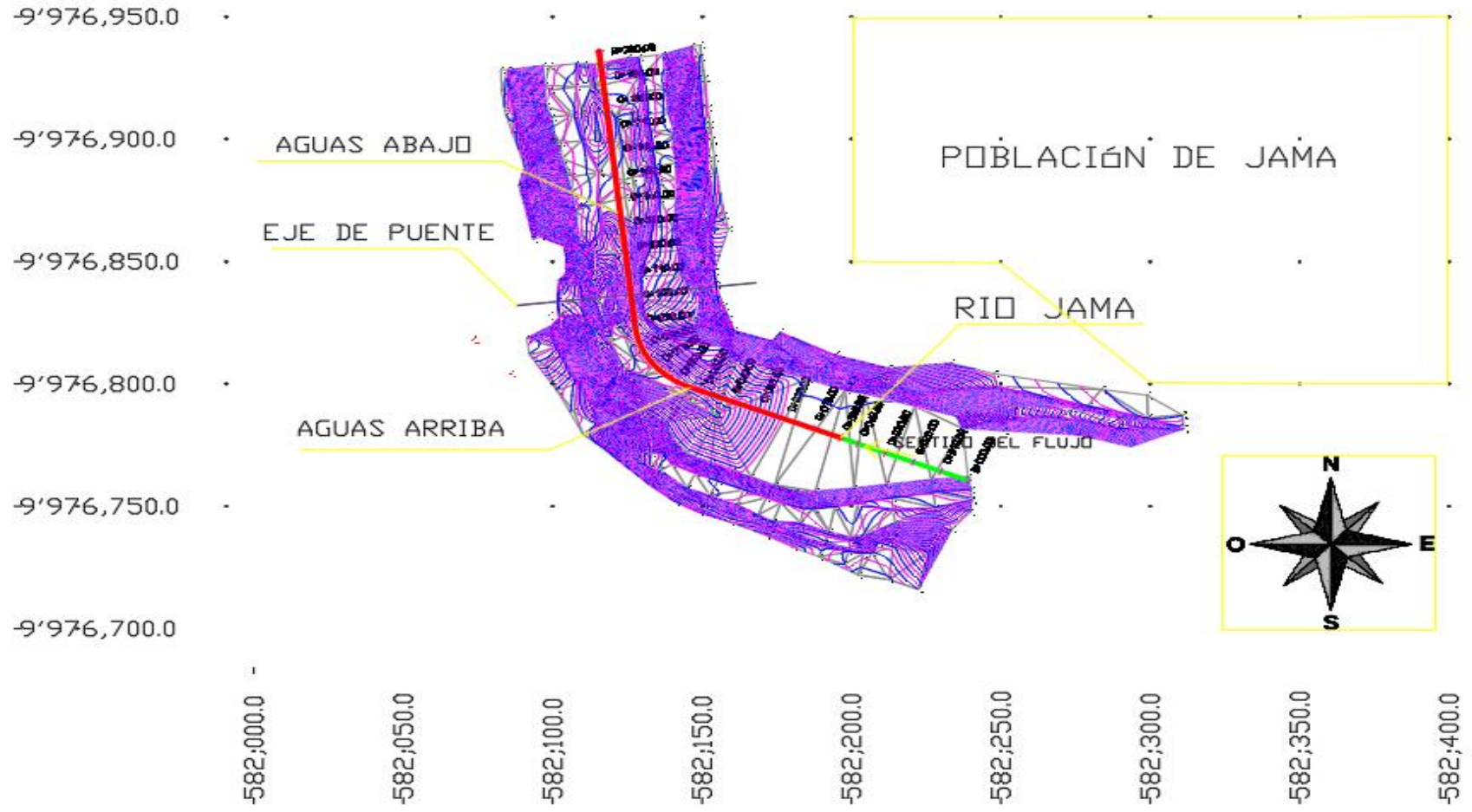


Figura 5 Curvas de nivel de levantamiento topográfico.

Fuente: INNOVATIVA – ESPE

2.4 Información hidrometeorológica

Se utilizó los datos pluviométricos obtenidos del registro del INAMHI (Anexo 1), que corresponde a la precipitación de tres estaciones pluviométricas alrededor de la cuenca hidrográfica de estudio, presentados en la Tabla 3.

Tabla 3

Estaciones Pluviométricas cercanas a la cuenca del proyecto

Nombre	Código	Elevación	Tipo	Latitud	Longitud
Jama	M-167	20	CP	Climatológica Principal	580800 9977125
Chone	M-162	5	CO	Climatológica Ordinaria	599186 9922067
El Carmen	M-160	250	CO	Climatológica Ordinaria	671939 9968948

Fuente: INAMHI

La información utilizada en la presente investigación corresponde a los anuarios publicados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2015), el cual recopila, estudia, publica y difunde la información hidrometeorológica.

2.5 Datos Generales del Clima de Jama

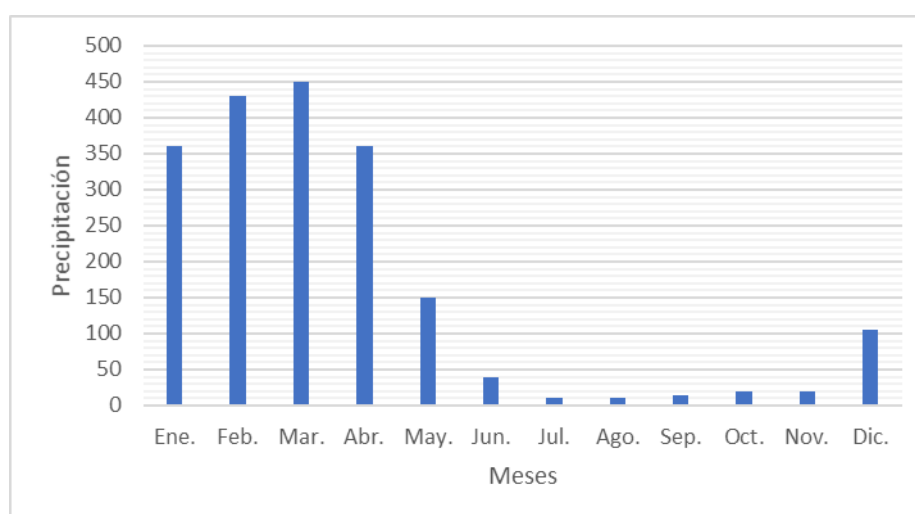


Figura 6 Registro de la intensidad de lluvia. Jama
Fuente: (CLIMATE, 2000)

La ciudad de Jama cuenta con un clima tropical, en la época de invierno se tiene una gran cantidad de lluvia contrario a lo que ocurre en los veranos pues se tiene muy poca cantidad de agua. El promedio de la temperatura es de 25.4°C (CLIMATE, 2000). La variación en la precipitación entre los meses más secos y más húmedos es 442 mm. A lo largo del año, las temperaturas varían en 1.5 ° C.

Tabla 4
Registro de Temperatura - Jama

Descripción	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura media (°C)	25,6	25,7	26,1	26,2	25,7	25,1	24,7	24,8	24,9	25,1	25,1	25,5
Temperatura min (°C)	21,1	21,2	21,5	21,6	21,3	21,1	20,4	20,0	19,9	20,4	20,2	20,7
Temperatura máx. (°C)	30,1	30,2	30,7	30,9	30,2	29,1	29,0	29,6	29,9	29,9	30,0	30,3
Precipitación (mm)	358	430	454	351	150	42	13	12	15	17	16	104

Fuente: (CLIMATE, 2000)

La menor cantidad de lluvia ocurre en agosto. El promedio de este mes es 12mm. La mayor parte de la precipitación ocurre en marzo, promediando 454 mm. Las temperaturas son más altas en promedio en abril, alrededor de 26.2°C, Julio es el mes más frío, con temperaturas promediando 24.7 ° C.

2.6 Mapa de isotermas

En la Figura 7, se presenta una herramienta que resulta fundamental a la hora de la medición de la temperatura de cualquier zona del país, mediante el uso de las isotermas se logra tener una representación de la temperatura en cada zona de

manera constante en el tiempo, lo que permite estimar la temperatura media del lugar que se desee.

2.7 Mapa de isotermas de la cuenca

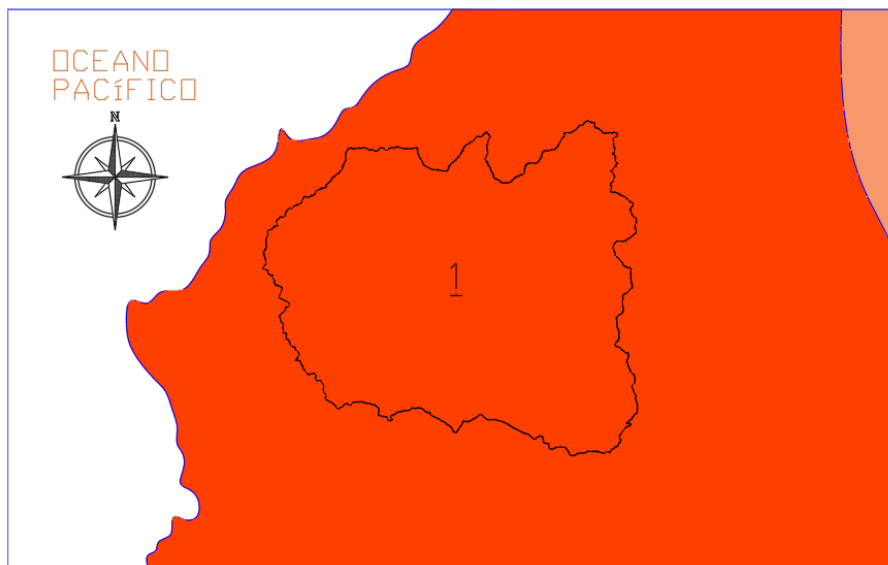


Figura 7 Áreas de la Cuenca de estudio sobre mapa de Isotermas

En la Figura 9, se presenta la cuenca en estudio sobre el mapa de isotermas, con la finalidad de establecer la temperatura de la zona de estudio, en la cuenca se identificó una temperatura media de 25,6° C.

2.8 Mapa de Isoyetas

En la Figura 8, se presenta el mapa de isoyetas en el cual se identifican un mismo valor de precipitaciones en una unidad de tiempo en la zona que requiera ser

estudiada, ayuda al cálculo de las precipitaciones anuales medias que tienen las cuencas hidrográficas.

2.9 Mapa de isoyetas de la cuenca

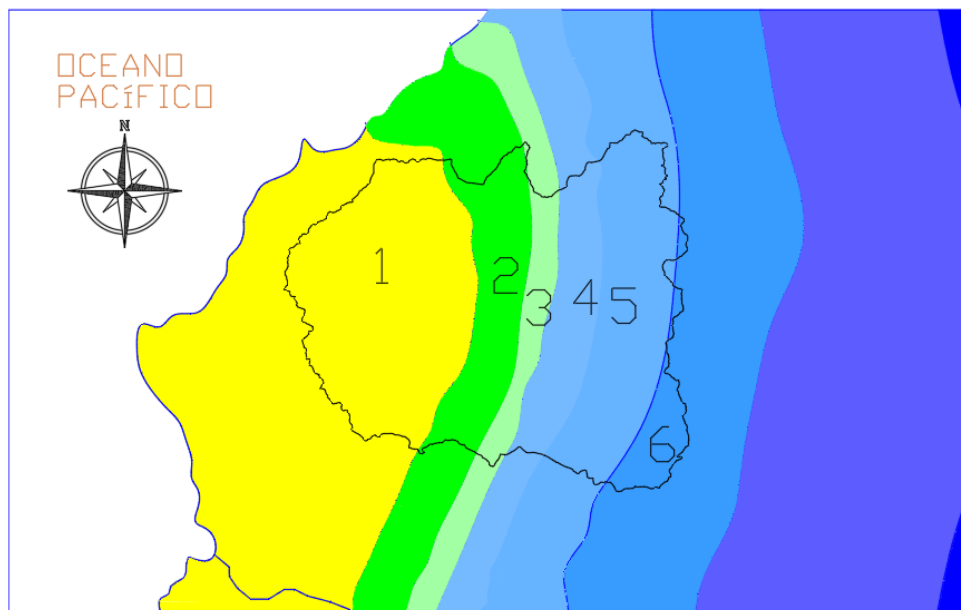


Figura 8 Áreas de la Cuenca de estudio sobre mapa de Isoyetas

En la Figura 10, se presenta la cuenca en estudio sobre el mapa de isoyetas, pudiendo así visualizar la precipitación para cada franja de área de la cuenca, se estima en la cuenca una precipitación media anual de 838,73mm.

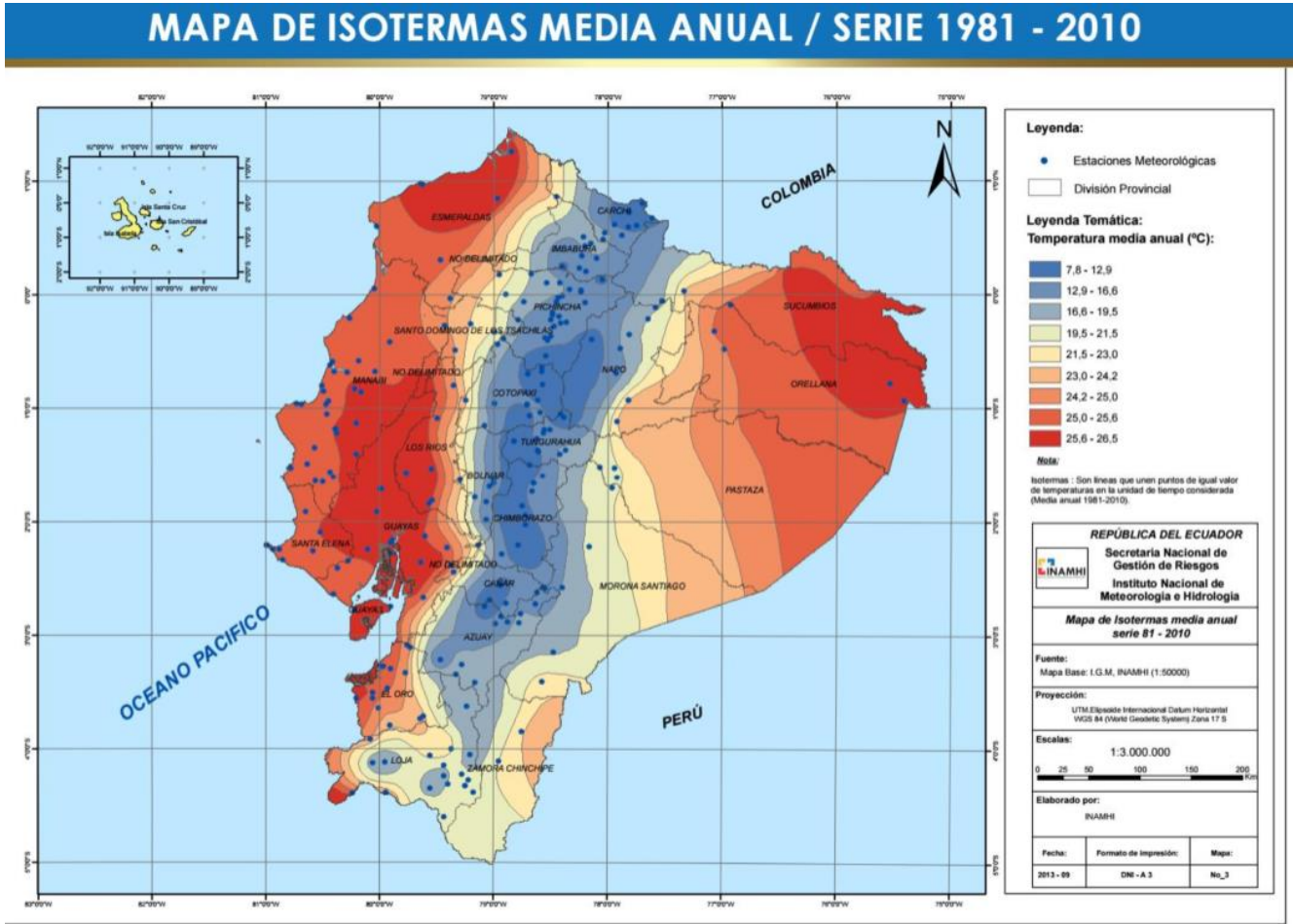


Figura 9 Mapa de Isotermas. Media Anual
Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología

MAPA DE ISOYETAS MEDIA ANUAL / SERIE 1981 - 2010

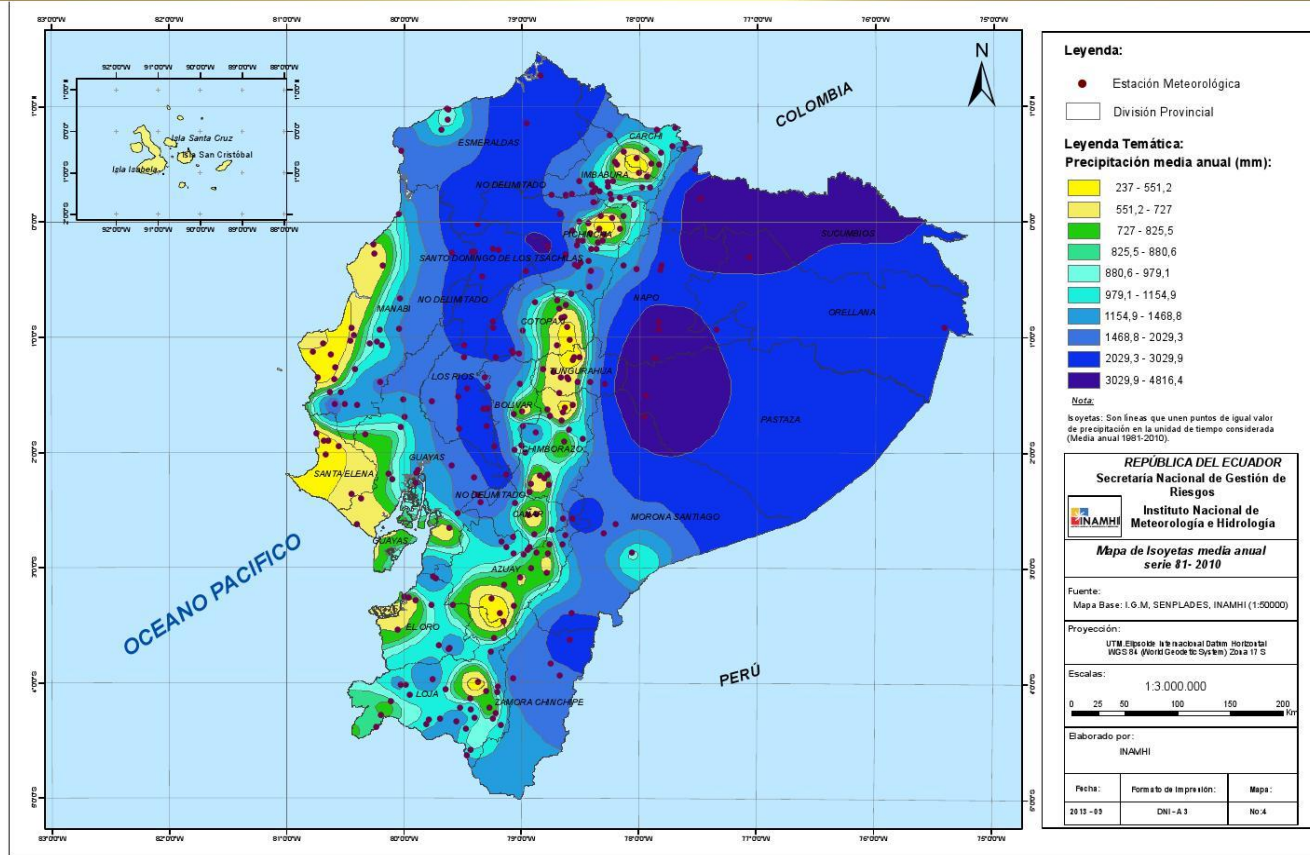


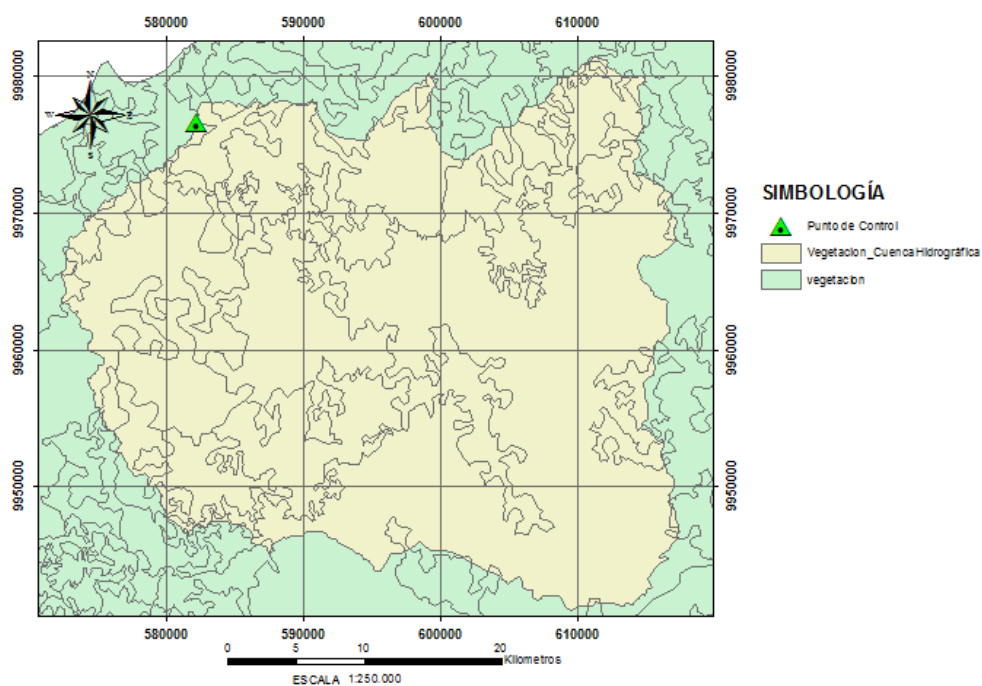
Figura 10 Mapa de Isoyetas Media Anual.
Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología

2.10 Suelos de la zona del proyecto

El proyecto de estudio presenta los siguientes usos de suelo, según la información recopilada por el software ArcGis.

- Arboricultura - Pastos Plantados
- Bosque Natural
- Bosque Natural - Pastos Plantados
- Bosque Natural – Intervenido
- Café- cacao
- Cultivos de ciclo corto – Pastos plantados
- Pastos Naturales
- Pastos Naturales – Vegetación Arbustiva
- Pastos Plantados
- Vegetación arbustiva
- Vegetación arbustiva – Pastos plantados

Obteniendo así la siguiente distribución de suelos, mediante la generación de un clip, indicado en la Figura 11:



En la Figura 13 se presenta la distribución del uso del suelo de la cuenca, mediante datos proporcionados por el software Arc Gis, con su respectiva área con respecto a la cuenca para cada uso de suelo.

Vegetacion_CuencaHidrográfica		
N°	Cobertura Vegetal	Área km2
0	Arboricultura - Pastos plantados	84,24
1	Bosque natural	0,52
2	Bosque natural	55,07
3	Bosque natural	7,28
4	Bosque natural	2,22
5	Bosque natural	22,19
6	Bosque natural	8,87
7	Bosque natural - Pastos plantados	100,28
8	Bosque natural intervenido	3,26
9	Bosque natural intervenido	1,71
10	Bosque natural intervenido	2,16
11	Café - Cacao	78,03
12	Café - Cacao	1,53
13	Cultivos de ciclo corto	0,32
14	Cultivos de ciclo corto	0,99
15	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	2,22
16	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	58,99
17	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	1,04
18	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	148,25
19	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	19,94
20	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	8,77
21	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	8,72
22	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	0,03
23	Pastos naturales	4,11
24	Pastos naturales	2,47
25	Pastos naturales	1,22
26	Pastos naturales - Vegetación arbustiva	8,27
27	Pastos naturales - Vegetación arbustiva	52,47
28	Pastos plantados	566,71
29	Pastos plantados	5,68
30	Vegetación arbustiva	0,31
31	Vegetación arbustiva	2,82
32	Vegetación arbustiva	7,45
33	Vegetación arbustiva	0,06
34	Vegetación arbustiva - Pastos plantados	2,85
35	Vegetación arbustiva - Pastos plantados	6,24
36	Vegetación arbustiva - Pastos plantados	18,36

Figura 13 Distribución del suelo (Datos de Modelo ArcGis).

2.11 Clasificación física de suelos

(Braja M, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013) menciona que:

La clasificación de suelos se divide en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para dar a conocer las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas. En la actualidad hay dos sistemas de clasificación que

utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos, estos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. (pág. 78). A continuación, se presenta los siguientes:

- Sistema de clasificación AASHTO.

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el sistema de clasificación de Administración de Carreteras. El sistema de clasificación AASHTO son utilizados para proyectos ingenieriles que tienen más tendencia al campo de las carreteras como lo es la construcción de los terraplenes, subrasantes, subbases y bases de las carreteras, no se utilizan en la construcción de cimentaciones. Este sistema está basado en la determinación de la distribución del tamaño de las partículas, limite líquido y limite plástico.

- Sistema de Clasificación SUCS.

Este sistema de clasificación de suelos es muy utilizado en ingeniería como en geología para determinar la textura y el tamaño de las partículas de un suelo, este sistema estudia los suelos gruesos y suelos finos distinguiendo a estos por medio del cribado que se realiza en el tamiz No. 200. Para clasificar correctamente un suelo de debe conocer el porcentaje de grava, arena y finos lo cual se obtiene por medio de una granulometría mediante el tamizado y los limites.

2.12 Granulometría de los suelos.

Según (Rico & Del Castillo, 2005) da a conocer que:

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división de este en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra

comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo en forma colectiva para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que sigue correlativamente. (pág. 24).

La principal razón por la que se ha difundido las técnicas granulométricas, debido a la distribución granulométrica proporciona datos para tener una idea de clasificación, como términos ya conocidos tenemos lo que es los limos, arcillas, arenas y gravas, un suelo se clasifica como arcilla o como arena según cual sea su tamaño máximo. Según (Rico & Del Castillo, 2005) indica que “la forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños”. (pág. 24), así como se indica en la Figura 14, con diferentes tipos de curvas granulométricas para su respectivo tipo de suelo.

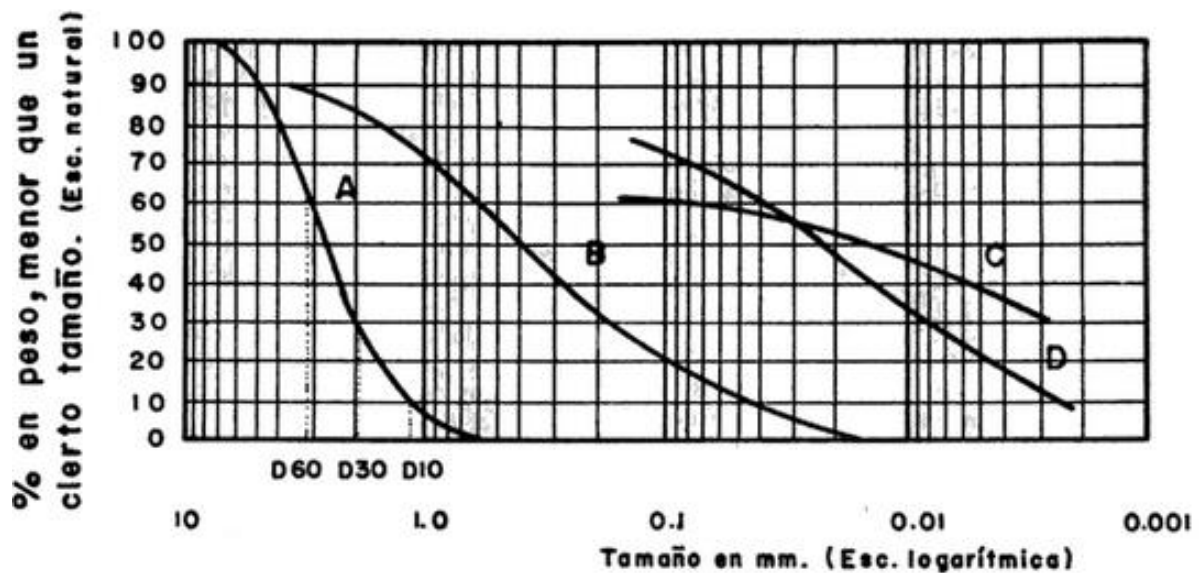


Figura 14 Curva granulométrica de algunos suelos
Fuente: (Rico & Del Castillo, 2005, pág. 25).

2.13 Coeficiente de uniformidad y coeficiente de gradación.

Según (Braja M, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013), “la curva granulométrica puede ser utilizada para comparar diferentes tamaños de partícula, a partir de la curva granulométrica pueden determinarse dos parámetros básicos de los suelos que se utilizan para clasificar granularmente los suelos” (pág. 41). A continuación, se presenta estos parámetros detallados:

2.13.1 Coeficiente de uniformidad

Este coeficiente está definido por el porcentaje de finos como se muestra en la siguiente ecuación.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

Donde:

C_u = Coeficiente de uniformidad

D_{60} = Diámetro correspondiente al 60% mas fino en la curva

D_{10} = Diámetro correspondiente al 10% mas fino

2.13.2 Coeficiente de gradación

Este coeficiente se calcula con la siguiente expresión, obteniendo valores de diámetros característicos en este caso D_{10} , D_{30} , y D_{60} como se indica en la Figura 15.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (2.2)$$

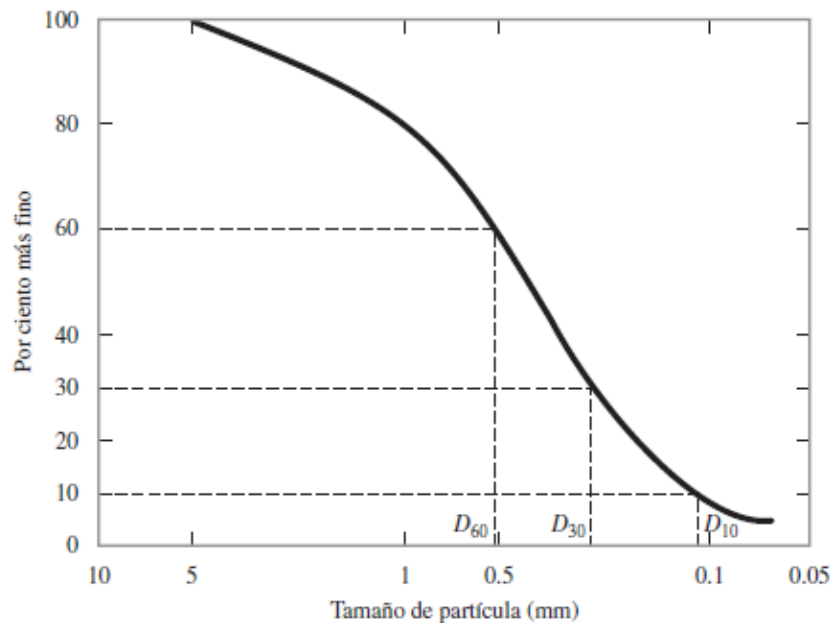


Figura 15 Presentación de D10, D30 y D60
Fuente (Braja M, 2013, pág. 40)

2.14 Consistencia del suelo

Los límites de consistencia tienen gran importancia debido que son muy utilizados en gran medida para clasificar los suelos, estos límites de consistencia se crean en base al criterio de que los suelos finos que existen en la naturaleza, se presentan diversos estados dependiendo del contenido de agua.

(Braja M, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013) indica que “en 1900, un científico sueco Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad”. (pág. 64)

En la actualidad, los límites de Atterberg son los que más se ponen en práctica en los laboratorios de Mecánica del Suelo, su gran utilidad es la experiencia acumulada en miles de determinaciones, es suficiente conocer sus valores para poderse dar una idea bastante clara del tipo de suelo que se tiene.

2.14.1 Límite Líquido (LL)

Es el contenido de humedad que corresponde a una margen entre los estados semi-líquido y plástico, para la obtención de esta propiedad se debe realizar el procedimiento en un laboratorio en el cual se realiza la mezcla del suelo con el agua, hasta llegar a una mezcla manejable y después es depositada en la cuchara de Casagrande y golpeada con número determinado de veces. El procedimiento de cálculo estada dado en la norma ASTM D-4318.

2.14.2 Límite Plástico (PL)

Tiene un muy bajo contenido de humedad que corresponde a un rango entre el estado plástico y semi-sólido, en el que el suelo puede enrollarse en bastoncitos de 3,2mm de diámetro y se desmorona. Esta propiedad se mide en el laboratorio mediante rodados repetidos por parte de una masa suelo. El procedimiento para el ensayo del límite plástico se da en la norma ASTM D-4318.El índice de plasticidad (PI) se le conoce como la diferencia entre el límite líquido y límite plástico de un suelo.

$$PI = LL - PL \quad (2.3)$$

Para determinar el tipo de suelo que se tiene en el lugar de estudio se realizó una visita de campo donde se tomaron diversas muestras tanto del talud derecho, izquierdo y del lecho. Los ensayos de granulometría, humedad y limites fueron realizados en el laboratorio de Ensayo de Mecánica de Materiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE". Su desarrollo se indica a continuación:

2.15 Caracterización de la zona del Proyecto

En la Figura.16 y 17 se presentan los puntos donde se efectuó la extracción de muestras, para su respectivo análisis.



Figura 16 Vista general de los puntos de la toma de muestras.

2.15.1 Punto 1. Talud Izquierdo

En la Figura 18 se presenta la extracción de la muestra aguas arriba del puente, el tamaño de la muestra extraída es de 20kg.



Figura 18 Ubicación de la muestra de suelo del talud izquierdo.

2.15.2 Ubicación de la toma de muestras

Las coordenadas de la ubicación de la muestra se presentan en la tabla 5, la cual fue obtenida con navegador GARMIN 10.

Tabla 5

Coordenadas Geográficas

Latitud	0°12'42,54" S
Longitud	80° 15'40,89" O

2.15.3 Clasificación de suelo

En la tabla 6 se presenta los datos obtenidos del ensayo (INEN 0696, 2011).

Tabla 6

Tabla granulométrica

MUESTRA TALUD IZQUIERDO

TAMICES	PESO RETENIDO (g)	RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO ACUMULADO	% PASA
1/2" (12.5mm)	28.17	28	4.6	95
3/8" (9.50 mm)	18.87	47	7.7	92
No. 4 (4,76 mm)	35.39	82	13.5	86
No. 10 (4,76 mm)	73.83	156	25.6	74
No. 40 (0.425 mm)	391.88	548	89.9	10
No. 50 (0.425 mm)	35.15	583	95.7	4
No. 100 (0.425 mm)	18.75	602	98.8	1
No. 200 (0,075 mm)	0.21	602	98.8	1
Pas No. 200	7.41	610	100.0	0

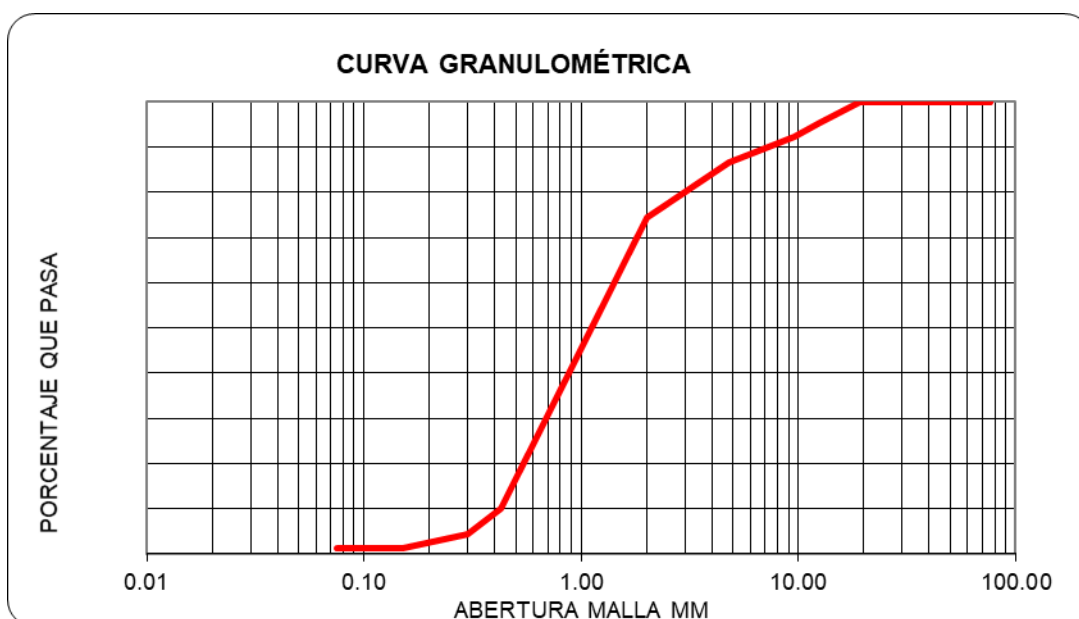


Figura 19 Granulometría, porcentaje de material que pasa.

A continuación, se presentan las características más importantes para la clasificación de suelos según el sistema de clasificación SUCS.

Tabla 7

Características del suelo

Consideración	Valor	Unidades
Pasa tamiz N° 40(5mm):	10,00	%
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm):	1,00	%
Coefficiente de uniformidad (Cu):	4,55	
Grado de curvatura (Cc):	0,33	
Límite líquido LL	NP	Suelo no
Límite plástico LP	NP	plástico
Índice plasticidad IP	NP	

Tabla 8

Diámetros característicos de la muestra.

Consideración	Valor	Unidades
D ₉₀ :	7,50	mm
D ₇₅ :	2,30	mm
D ₆₅ :	1,70	mm
D ₆₀ :	1,50	mm
D ₅₀ :	1,20	mm
D ₃₀ :	0,70	mm
D ₁₀ (diámetro efectivo):	0,33	mm

De acuerdo con el análisis granulométrico, así como también su curva granulométrica como se indica en la Figura 19, la distribución de las partículas se encuentra de la siguiente manera; 11% gravas, 81% arenas y 8% finos. El coeficiente de uniformidad (Cu) obtenido para el talud es de $0,33 \leq 2,0$ por lo tanto

se considera un suelo uniforme, mientras que el coeficiente de curvatura (C_c) es de 4,55 lo que indica que es un suelo mal graduado. El porcentaje de arenas presentes en la muestra impiden la determinación de los límites tanto líquido como plástico, dejando así evidente que se tiene un suelo no plástico. El tipo de suelo presente en esta zona es una arena mal graduada. (SP).

2.15.4 Punto 2. Lecho del Rio Jama

De acuerdo con la Figura 20 se puede evidenciar el nivel agua en épocas de estiaje. La extracción de la muestra es debajo puente, el tamaño de la muestra extraída es de 20kg.



Figura 20 Ubicación de la muestra del lecho del río

2.15.5 Ubicación de toma de muestra

La Tabla 9 presenta las coordenadas donde fueron tomadas las muestras.

Tabla 9*Coordenadas Geográficas*

Latitud	0°12'41,52" S
----------------	---------------

Longitud	80° 15'41,13" O
-----------------	-----------------

Fuente: Google Earth

2.15.6 Clasificación de suelo

El análisis de los datos obtenidos del ensayo de la granulometría, se puede estimar el porcentaje de cada material que haya sido retenido en los tamices. Para determinar la graduación del suelo se emplea el coeficiente de curvatura, mientras que para ver si la curva granulométrica es uniforme o no se estima con el coeficiente de uniformidad.

Tabla 10

Tabla granulométrica

MUESTRA LECHO DEL RIO

TAMICES	PESO RETENIDO (g)	RETENIDO ACUMULA DO	% RETENIDO ACUMULADO	% ACUMULADO PASA
1/2" (12.5mm)	196.18	196	24.0	76
3/8" (9.50 mm)	56.98	253	31.0	69
No. 4 (4,76 mm)	122.08	375	45.9	54
No. 10 (4,76 mm)	122.58	498	60.9	39
No. 40 (0.425 mm)	207.95	706	86.3	14
No. 50 (0.425 mm)	46.05	752	92.0	8
No. 100 (0.425 mm)	42.01	794	97.1	3
No. 200 (0,075 mm)	0.74	795	97.2	3
Pas No. 200	22.98	818	100.0	0

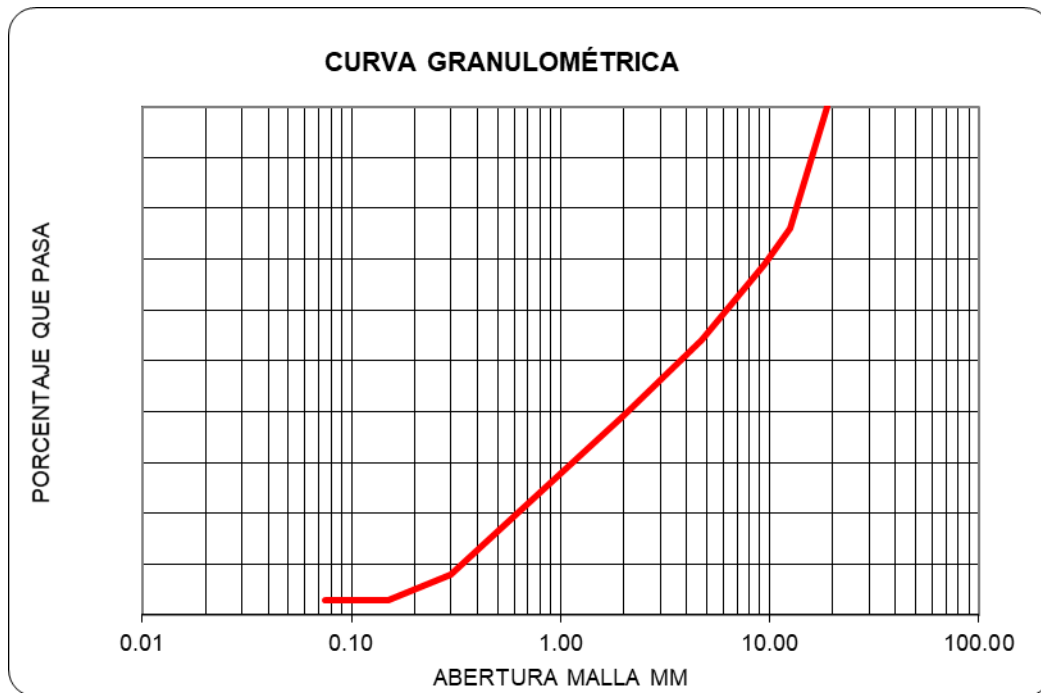


Figura 21 Granulometría, porcentaje que pasa a la orilla del Río

Tabla 11
Características del suelo

Consideración	Valor	Unidades
Pasa tamiz N° 40(5mm):	14,00	%
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm):	0,66	%
Coefficiente de uniformidad (Cu):	17,71	
Grado de curvatura (Cc):	3,00	
Límite líquido LL	NP	Suelo no
Límite plástico LP	NP	plástico
Índice plasticidad IP	NP	

Dentro de tabla 16 se presentan los diámetros característicos, que serán utilizados en posteriores cálculos para el diseño hidráulico.

Tabla 12*Diámetros característicos de la muestra*

Consideración	Valor	Unidades
D ₉₀ :	17,00	mm
D ₇₅ :	11,50	mm
D ₆₅ :	8,00	mm
D ₅₀ :	3,80	mm
D ₆₀ :	6,20	mm
D ₃₀ :	1,20	mm
D ₁₀ (diámetro efectivo):	0,35	mm

De acuerdo con el análisis granulométrico, así como también su curva granulométrica como se indica en la figura 18, la distribución de las partículas se encuentra de la siguiente manera; 46 % gravas, 41% arenas y 14% finos.

El coeficiente de uniformidad (Cu) obtenido para el talud es de $0,66 \leq 2,0$ por lo tanto se considera un suelo uniforme, mientras que el coeficiente de curvatura (Cc) es de 17.71 lo que indica que es un suelo mal graduado.

El porcentaje de arenas y gravas presentes en la muestra, indican que la determinación de los límites tanto líquido como plástico son imposibles, dejando así evidente que se tiene un suelo no plástico, por tanto, se tiene una arena bien graduada. (SW)

2.15.7 Punto 3. Talud derecho

En la Figura 19 se presenta la extracción de la muestra a aguas abajo del puente, el tamaño de la muestra extraída es de 20kg.



Figura 22 Ubicación de la muestra de suelo del talud derecho.

2.15.8 Ubicación de toma de muestra

Las coordenadas de la ubicación de la muestra de indica en la Tabla.9.

Tabla 13

Coordenadas Geográficas

Latitud	0°12'12,72" S
----------------	---------------

Longitud	80° 15'15,63" O
-----------------	-----------------

2.15.9 Clasificación de suelo

En la tabla 10 se presenta los datos obtenido del ensayo de granulometría (INEN 0696, 2011), el mismo que fue realizado en el laboratorio de Ensayos de materiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE".

Tabla 14*Tabla granulométrica***MUESTRA TALUD DERECHO**

TAMICES	PESO	RETENIDO	% RETENIDO	%
	RETENIDO (g)	ACUMULADO	ACUMULADO	ACUMULADO PASA
1/2" (12.5mm)	64,92	65	12,7	87
3/8" (9.50 mm)	13,45	78	15,4	85
1/4" (6.25mm)	45,14	124	24,2	76
No. 4 (4,76 mm)	29,26	153	30,0	70
No. 10 (4,76 mm)	131,96	285	55,8	44
No. 40 (0.425 mm)	132,91	418	81,9	18
No. 50 (0.425 mm)	21,50	439	86,1	14
No. 100 (0.425 mm)	38,68	478	93,7	6
No. 200 (0,075 mm)	3,66	481	94,4	6
Pas No. 200	28,4	510	100,0	0

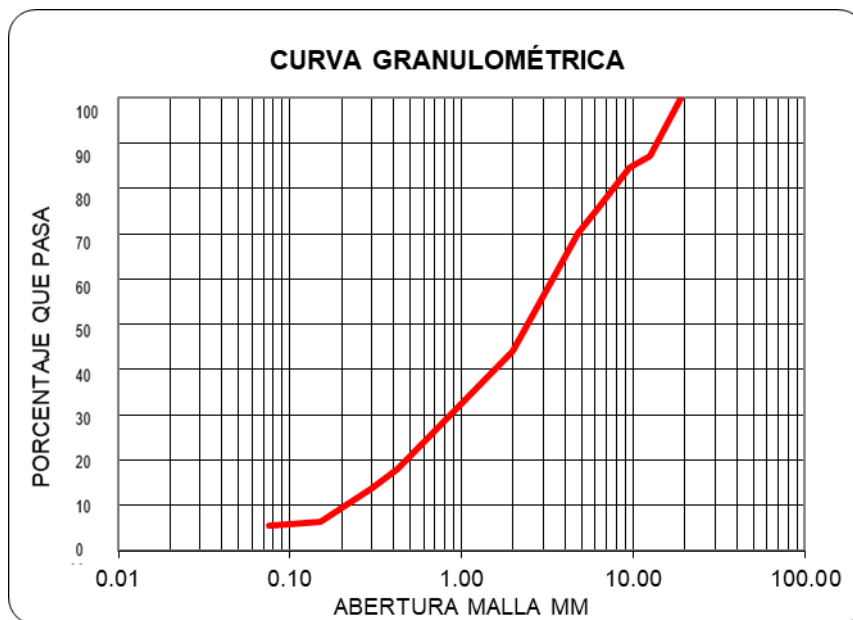
**Figura 23** Granulometría, porcentaje que pasa talud derecho.

Tabla 15
Características del suelo

Consideración	Valor	Unidades
Pasa tamiz N° 40(5mm):	14,00	%
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm):	3,00	%
Coefficiente de uniformidad (Cu):	3,41	
Grado de curvatura (Cc):	0,74	
Límite líquido LL	40,00	Suelo
Límite plástico LP	18,00	plástico
Índice plasticidad IP	22,00	

Tabla 16
Diámetros característicos de la muestra

Consideración	Valor	Unidades
D ₉₀ :	14,00	mm
D ₇₅ :	5,80	mm
D ₆₅ :	4,00	mm
D ₆₀ :	3,50	mm
D ₅₀ :	2,50	mm
D ₃₀ :	0,85	mm
D ₁₀ (diámetro efectivo):	0,22	mm

En base al análisis como se indica en la figura 20, la distribución de las partículas se tiene: 30% gravas, 53% arenas y 17% finos. El coeficiente de uniformidad (Cu) obtenido para el talud es de $0,74 \leq 2,0$ por lo tanto se considera un suelo uniforme, mientras que el coeficiente de curvatura (Cc) es de 3,41 lo que indica que es un suelo mal graduado. En base a todas estas características se determina el tipo de suelo, utilizando el anexo 1 se tiene que el tipo de suelo en dicha zona es una arena mal graduada arcillosa (SP-SC).

CAPITULO III

3. CUENCA HIDROGRÁFICA

Según (Jiménez & Benegas, 2008), El concepto de cuenca hidrográfica bajo un enfoque integral es mucho más complejo y se refiere a la unidad de gestión territorial definida fundamentalmente por la red de drenaje superficial, en la cual interacciona biofísica y socioeconómicamente el ser humano, los recursos naturales, los ecosistemas y el ambiente, con el agua como recurso que une e integra sistémicamente la cuenca.

Una cuenca hidrográfica es delimitada por líneas que perfilan las cumbres que lo rodean, estas son también conocidas como divisoria de aguas como se indica en la Figura 24 y 25. Precipitando así el agua a cada lado de estas divisorias de aguas o divortium aquarium dirigidas hacia un punto en común para sus respectivas cuencas.

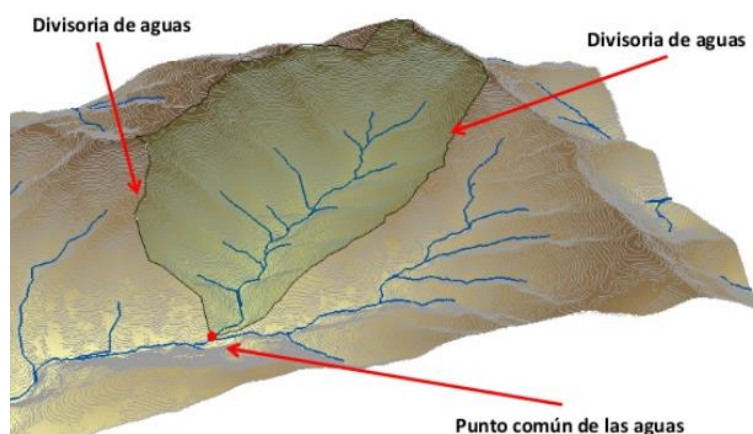


Figura 24 Divisoria de aguas o divortium aquarium
Fuente: (Frias , 2015)

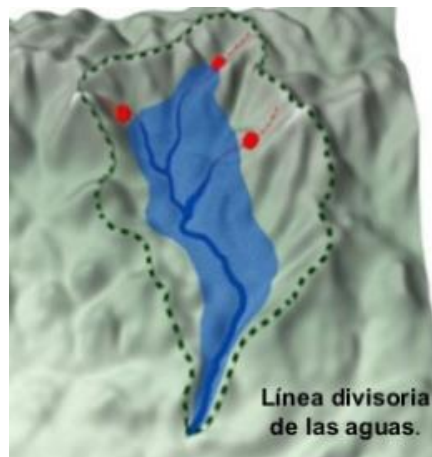


Figura 25 Divisoria de aguas o divortium aquarium
Fuente: (slideshare, 2017)

Las cuencas hidrográficas pueden ser divididas en dos tipos principales:

1. Cuencas endorreicas son aquellas que no tienen salida al mar, que tienen como resultado la formación de sistemas de agua estancada (como lagos o lagunas).
2. Cuencas exorreicas a diferencia de las endorreicas, su río principal si llegan al mar, por tanto, no quedan encerradas entre las montañas.

Normalmente las cuencas tanto endorreicas o exorreicas generan un gran número de afluentes que caen todos en el curso del agua principal ya sea al mar o lago, al mismo tiempo, que los afluentes llegan a su destino final van perdiendo la intensidad original que tenía al comenzar su curso

3.1 Partes de una cuenca

Según (Toapaxi, L., Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015), indica que generalmente se encuentra dividida en cuatro tramos:

- 1) “El tramo superior que se caracteriza por ser una región montañosa constituida de rocas y gravas gruesas, predominando la erosión del lecho”; (pág. 1)

- 2) “El tramo medio, región montañosa constituida por grava y arena, predominando el equilibrio del lecho, es decir, el caudal sólido que entra es igual al caudal sólido que sale”; (pág. 1)
- 3) “El tramo inferior, planicie constituida por arena gruesa y fina, predominando la sedimentación” (pág. 1)
- 4) “La desembocadura o zona de confluencia constituida por limos, arcillas y arena fina, en donde predomina la sedimentación.” (pág. 1)



Figura 26 Partes de una cuenca
Fuente: (Morlans & Pico, 2015)

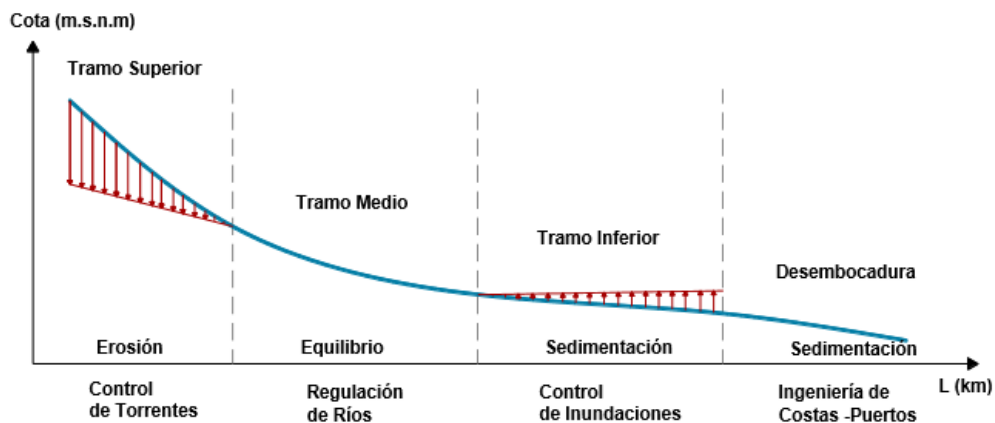


Figura 27 Representación gráfica del desarrollo longitudinal de un cauce natural
Fuente: (Toapaxi, L., Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015, pág. 1)

3.2 Parámetros de la cuenca del Rio Jama

La cuenca sobre el Rio Jama fue delimitada utilizando el software Arc GIS, lo que permite mediante diversos comandos realizar un completo análisis de la cuenca de interés, obteniendo así el parámetro requerido o a su vez colocar las tablas de resultados conseguidos del programa en hojas de cálculo Excel, lo que permite obtener su valor no de manera directa sino en base a diferentes métodos de manejo de datos.

“El análisis de las características morfométricas y funcionales de una cuenca hidrográfica a través de parámetros de forma, relieve y red de drenaje es básico en la modelación hidrográfica para determinar el movimientos y captación de agua lluvia”, según (Gaspari , Rodríguez Vagarí, Senisterra, Denegri, & Besteiro, 2012, pág. 48).

3.2.1 Área (A)

El área corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio, establecida mediante la polinización de la cuenca en el ArcGIS con las coordenadas señaladas, que genera así un MDT (Modelo Digital del Terreno). Para delimitar la cuenca del río Jama se hace uso de programas SIG (Sistemas de Información Geográfica), estos sistemas informáticos facilitan el trabajo de extensas áreas de terreno como es el caso.

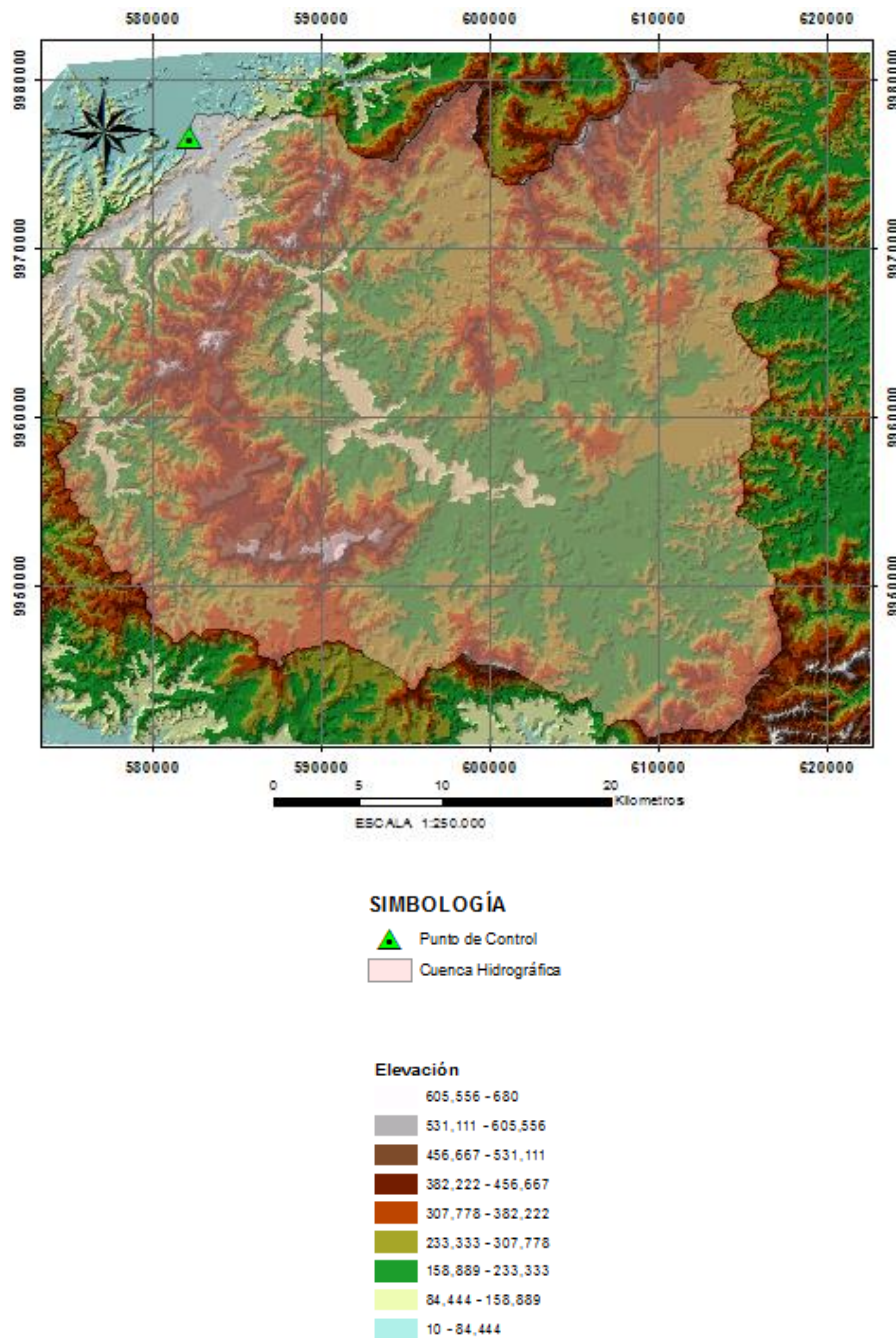


Figura 28 Modelo Digital de Elevación (MDE)

Según, (Ruiz & Humberto, 2008) “un Modelo Digital del Terreno (MDT), es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua, como puede ser la temperatura, la altitud o la presión atmosférica.” (pág. 16) En el caso que la variable a representar es la cota o altura

del terreno se denomina Modelo Digital de Elevación. (MDE), como se indica en la Figura. 28 con la Cuenca del Rio Jama, tomando en consideración datos almacenados de elevación. “Estos modelos son simbólicos puesto que establecen relaciones de correspondencia con el objeto real, mediante algoritmos matemáticos que son tratados mediante programas de Sistemas de Información Geográfica (Software SIG)”, indica (Ruiz & Humberto, 2008, pág. 17). Según el Plan de Desarrollo de los Recursos Hídricos de Manabí (Fase 1), la Cuenca Jama es de 1.308 km² considera la cuenca con su desembocadura al Pacífico, como se indica en la Figura 29.

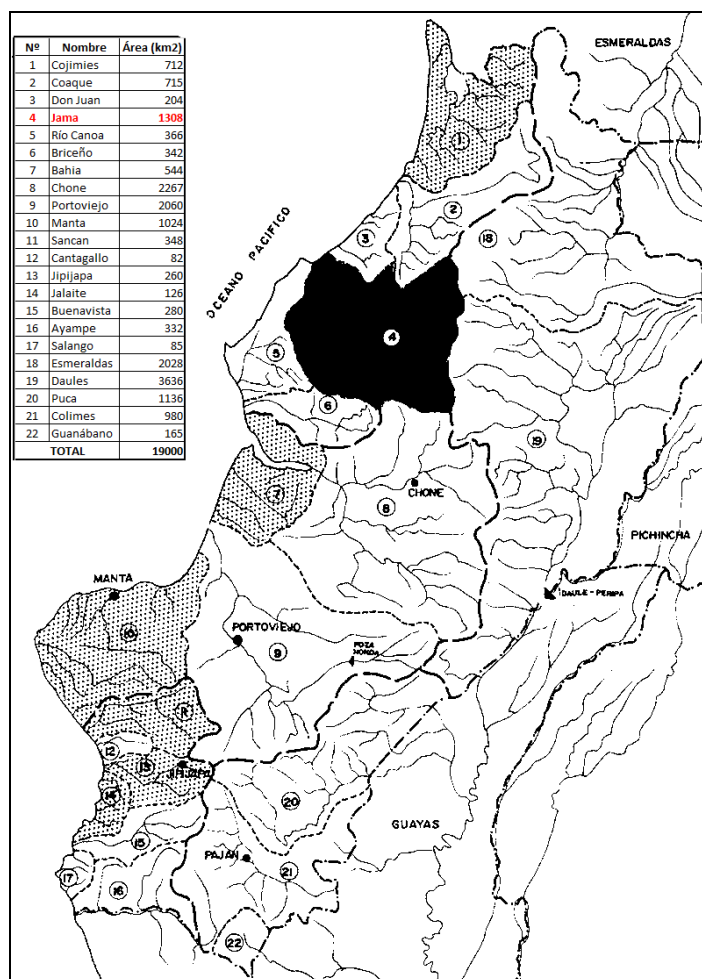


Figura 29 Plan de desarrollo de los Recursos Hídricos de Manabí. Cuencas hidrográficas (Fase1)
Fuente: PHIMA.

El valor obtenido del software fue el siguiente:

Cuenca Hidrográfica				
FID	Shape *	ID	GRIDCODE	Area (m2)
0	Polygon	1	1	1295659348,13

Figura 30 Tabla propiedades de la Cuenca del Rio Jama

$$\text{Área (A)} = 1295,66 \text{ km}^2.$$

En la Figura 31, se encuentra el trazo de la Cuenca Jama siendo comparada con la Cuenca Hidrográfica (Cuenca de estudio), en la que se logra identificar una comparación en áreas a la cuenca trazada del proyecto.

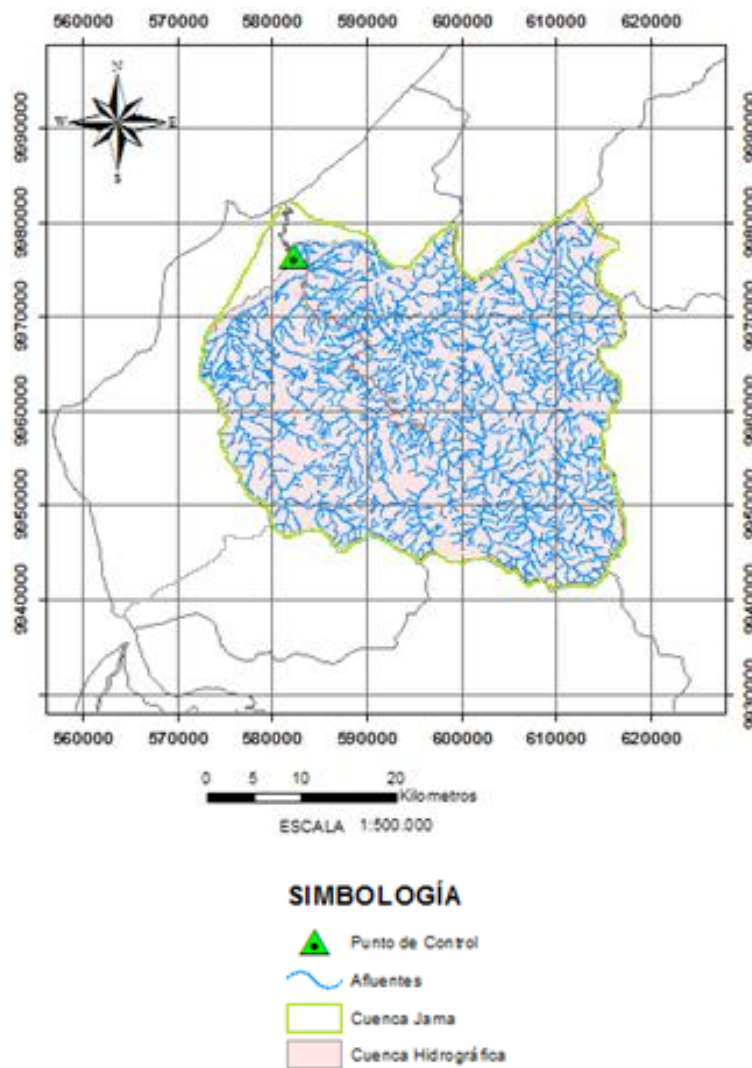


Figura 31 Cuenca Jama vs Cuenca Hidrográfica del Proyecto (Áreas)

Según (Ibañez, Moreno, & Gisbert, 2011, pág. 5), “el área es el factor más importante en la relación escorrentía- características morfológicas”, que se dirigen de manera directa o indirecta a un mismo cauce natural, puesto que la escorrentía superficial puede afectar de manera negativa sobre la superficie de drenaje presentando problemas grandes de erosión en el caso de suelo malos.

3.2.2 Perímetro (P)

El perímetro de una cuenca hidrográfica se considera a la longitud de una línea que se trazan por los límites de cuencas hidrográficas recorriendo los puntos más altos de estas aledañas a la de análisis. El valor obtenido del software fue el siguiente:

Cuenca Hidrográfica						
	FID	Shape *	ID	GRIDCODE	Area (m2)	Perímetro (m)
▶	0	Polygon	1	1	1295659348,13	188782,147579

Figura 32. Tabla propiedades de la Cuenca del Rio Jama

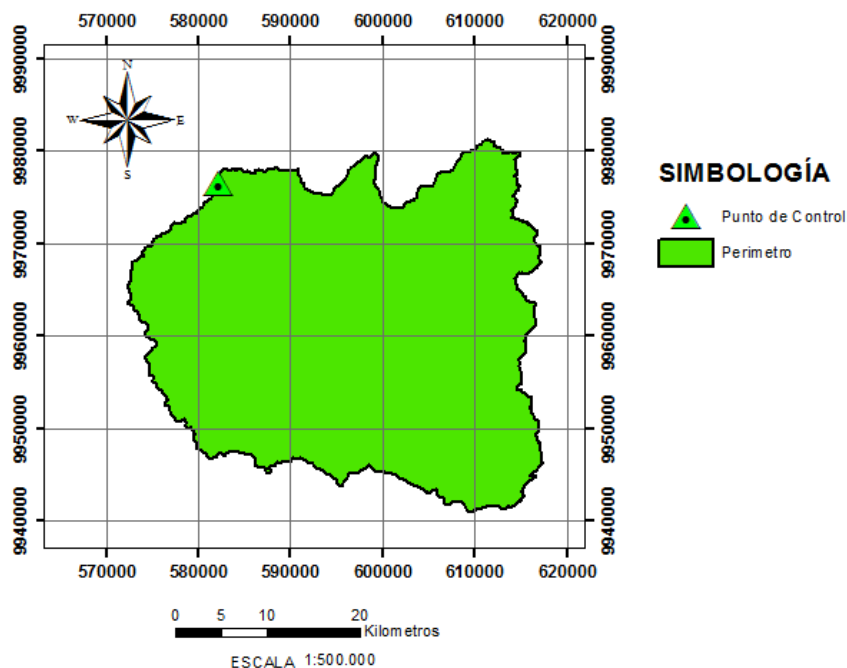


Figura 33 Perímetro de Cuenca Hidrográfica
Perímetro (P) = 188,78 km.

3.2.3 Longitud del cauce principal (L)

Es la medida del escurrimiento principal de la cuenca, corresponde a la distancia entre el punto aguas abajo (mínimo) y el punto aguas arriba (máximo), siguiendo la corriente más larga dentro de la cuenca, denominado cauce principal. A continuación, se presentan dos diferentes conceptos tanto analítico como práctico para el cálculo de la longitud del cauce principal:

❖ Criterio de Campos

Según (Campos, 1998), “se puede determinar la longitud del cauce principal tomando en cuenta la correlación que maneja el área de la cuenca con el cauce”. (pág. 16) Indicada en la ecuación 3.1:

$$L = 1,312 * A^{0.568} \quad (3.1)$$

Donde:

$$A : \text{Área de la cuenca:} \quad 1295,66 \text{ km}^2$$

Entonces al aplicar la ecuación 3.1, se tiene:

$$L = 1,312 * 1295,66^{0.568}$$

$$L = 76,88 \text{ km}$$

Esta longitud es una magnitud característica útil y de efecto importante en la respuesta hidrológica, pues es determinante para los índices morfométricos.

❖ Método ArcGIS

Realiza un trazo del cauce principal desde su nacimiento hasta la desembocadura (punto de control) especificado, proyectando su longitud a través de la cuenca.

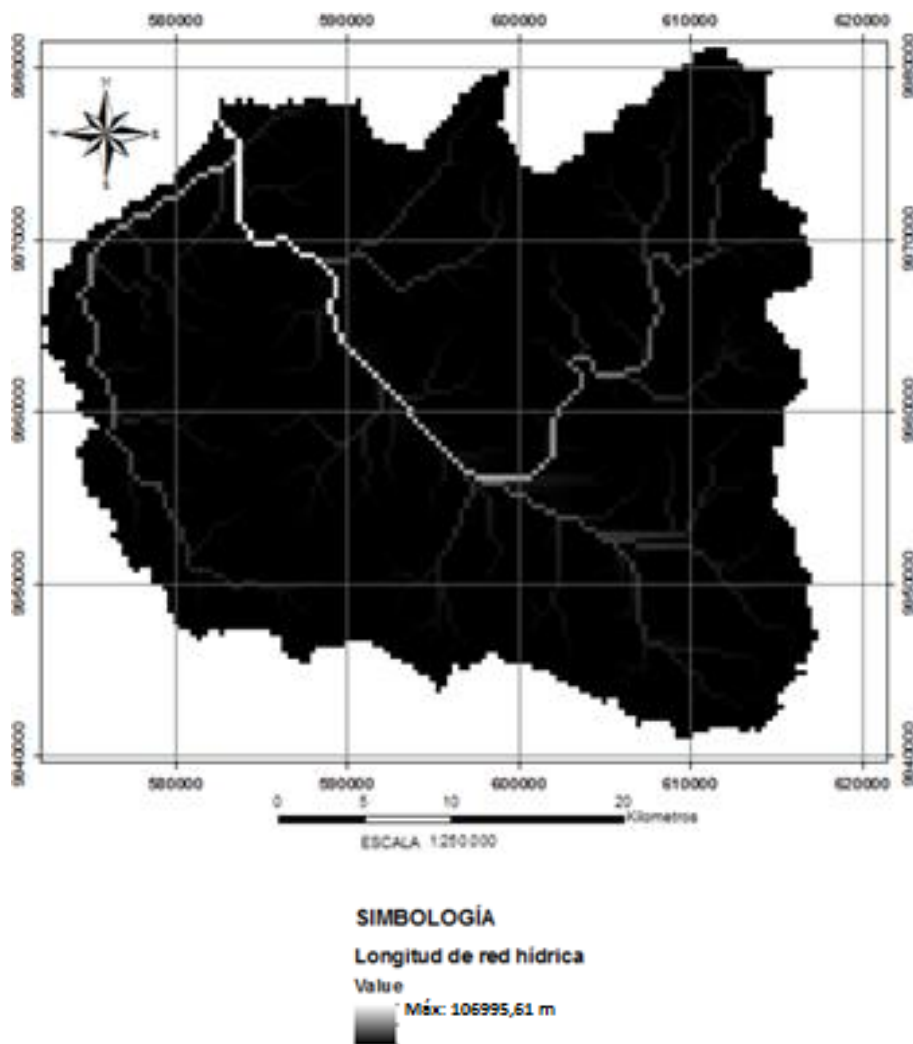


Figura 34 Modelo de la cuenca ArcGIS

Longitud del Cauce Principal (L) = 106995,61 m= 106,99 km

❖ Medida AutoCad

El procedimiento para la longitud del río principal se basa en exportar la cuenca hidrográfica de ArcGIS a Autocad con sus respectivos ríos principales y secundarios, crear una polilínea, siguiendo la corriente más extensa de la cuenca y siendo denominada como la longitud principal.

A continuación en la Figura. 35 se presenta la longitud principal del Río Jama con sus respectivos afluentes.

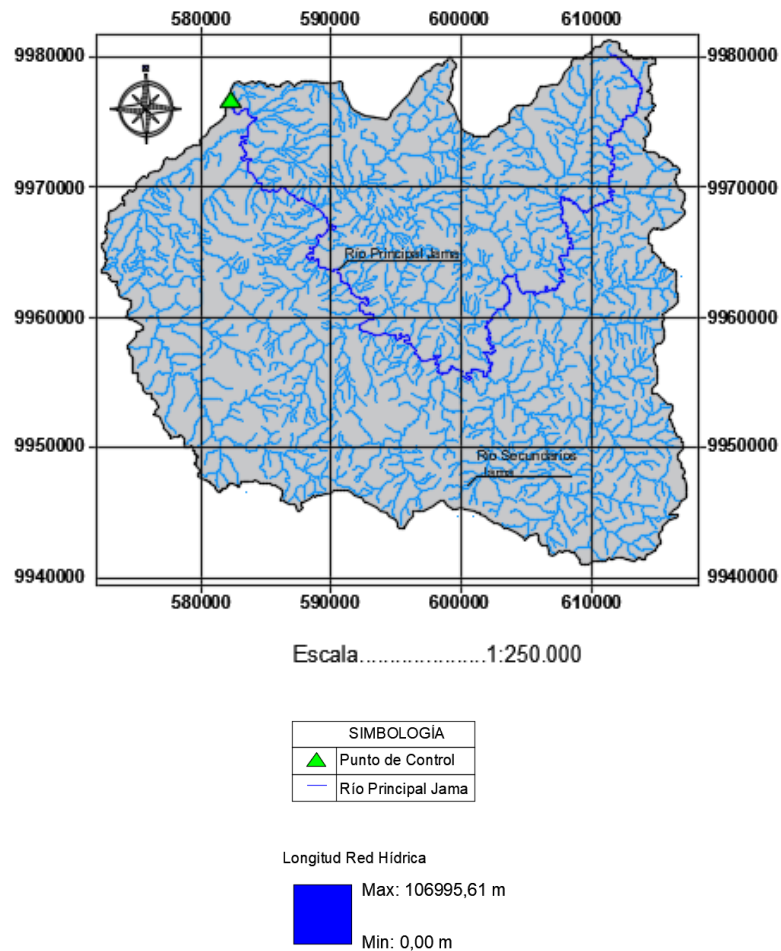


Figura 35 Longitud del cauce principal.

Este parámetro, así como el área y perímetro son de suma importancia en el análisis hidrológico, puesto que influyen directamente en el cálculo del resto de parámetros que describen el comportamiento hidrológico de la cuenca.

Los valores de Longitud del Cauce Principal calculado con el criterio de Campos y por el Software ArcGIS con AutoCAD manejan una diferencia muy notoria, cabe indicar que el primer criterio maneja un concepto analítico mientras que ArcGIS y AutoCAD manejan valores empíricos de acuerdo con la morfología de la cuenca, por lo que se decide trabajar con el valor obtenido por el software:

$$L = 106,99 \text{ km}$$

3.2.4 Longitud axial (La)

Es la distancia existente entre la desembocadura (punto de control) y el punto más alejado de la cuenca. Se presenta la herramienta utilizada en el software ArcGIS para encontrar este parámetro en la Figura. 36 y en la Figura. 37 se tiene una representación gráfica de este parámetro:

❖ Método ArcGIS

El valor obtenido del software fue el siguiente:

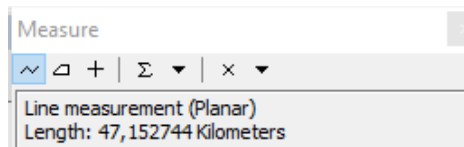


Figura 36 Longitud Axial (km)

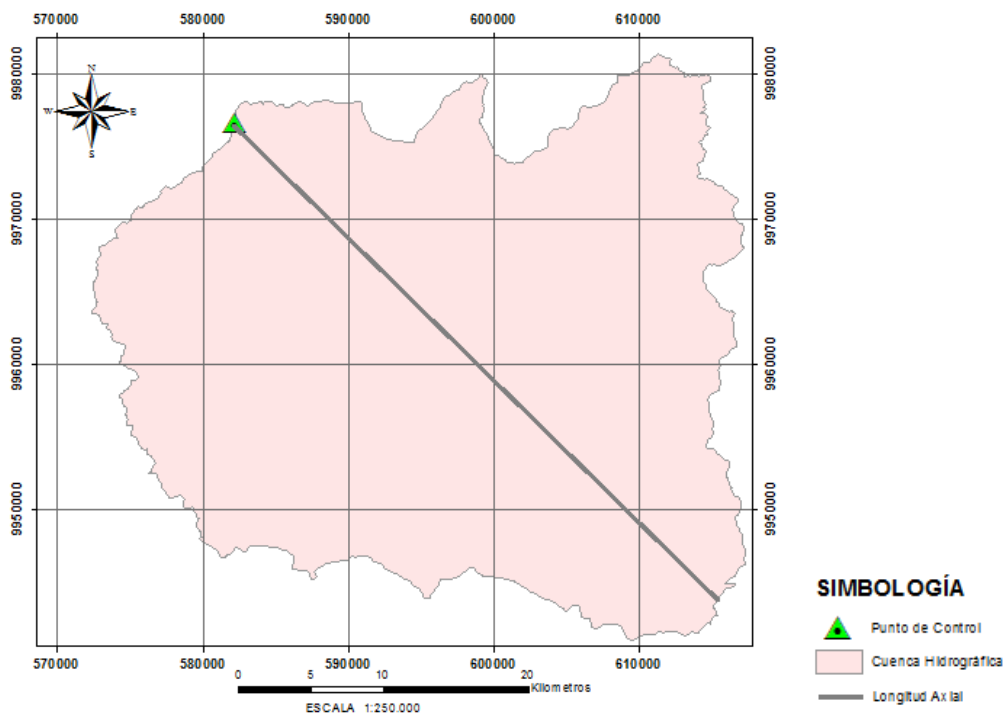


Figura 37 Longitud Axial de la Cuenca Hidrográfica

Longitud Axial (La)= 47,15 km

3.2.5 Ancho promedio (A_p)

Según (Gaspari, Rodríguez, Senisterra, Delgado, & Besteiro, 2013) “es la relación entre la superficie la cuenca con su longitud axial.” (pág. 51)

$$A_p = \frac{A}{L_a} \quad (3.2)$$

Donde:

A : Área de la cuenca:	1295,66 km ²
La : Longitud axial de la cuenca :	47,15 km

Entonces:

$$A_p = \frac{1295,66}{47,15}$$

$$A_p = 27,47 \text{ km}$$

El ancho promedio obtenido es un parámetro básico que relaciona el área y longitud de la cueca, dando así inicio a la primera idea de la naturaleza y comportamiento de una cuenca.

3.2.6 Coeficiente de compacidad de Gravelius (K_c)

Según (Fuentes , 2004, pág. 12), “compara la forma de la cuenca con la de una circunferencia, cuyo círculo inscrito tiene la misma área de la cuenca en estudio”. “El coeficiente de compacidad, es el índice que nos permite relacionar el perímetro de la cuenca con el área de la cuenca.” (Gaspari F. J., 2000, pág. 43). Se indica su relación mediante la ecuación 3.3:

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi * A}} \quad (3.3)$$

Donde:

A : Área de la cuenca: 1295,66 km²

P : Perímetro 188,78 km

Entonces reemplazo valores en la Ecuación 3.3:

$$K_c = \frac{188,78}{2\sqrt{\pi(1295,66)}}$$

$$K_c = 1,48$$

Tabla 17

Coeficiente de compacidad (Kc)

Rango de Kc	Clases de compacidad
1-1,25	Redonda a oval redonda
1,25-1,50	De oval redonda a oval oblonga
1,50-1,75	De oval Oblonga a rectangular oblonga
> 1,75	Rectangular - muy lobuladas

Fuente: (Instituto Nacional de Ecología)

El índice de Gravelius de 1,48, se lo puede interpretar de acuerdo con la tabla 17, como una cuenca de oval redonda a oval oblonga. Este valor adimensional, en el caso de aproximarse a la unidad (1) indica una cuenca perfectamente circular y presenta una clara tendencia a concentrar fuertes volúmenes de aguas de escurrimiento.

3.2.7 Rectángulo equivalente

Señala (Londoño, 2001, pág. 232), “para comparar la influencia de las características de las cuencas sobre la escorrentía se ha determinado este

parámetro que es definido como un rectángulo que tiene la misma área de la cuenca, e igual índice de compacidad de Gravelius. La característica más importante de este rectángulo es que tiene igual distribución de alturas, que la curva hipsométrica de la cuenca”. Convirtiendo las curvas de nivel de la cuenca en rectas ubicadas de manera paralela al lado de menor dimensión del rectángulo, mediante el uso de las siguientes ecuaciones 3.4 y 3.5:

$$L = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times Kc \times \sqrt{A} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{Kc} \right)^2} \right] \quad (3.4)$$

$$a = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times Kc \times \sqrt{A} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{Kc} \right)^2} \right] \quad (3.5)$$

Donde:

A : Área de la cuenca	1295,66 km ²
Kc : Coeficiente de compacidad	1,48
L : Lado largo rectángulo (km)	
a : Lado corto del rectángulo (km)	

Entonces:

$$L = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 1,48 \times \sqrt{1295,66} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{1,48} \right)^2} \right]$$

$$a = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 1,48 \times \sqrt{1295,66} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2}{\sqrt{\pi}} \times \frac{1}{1,48} \right)^2} \right]$$

$$\mathbf{L = 77,76 \text{ km}}$$

$$a = 16,67 \text{ km}$$

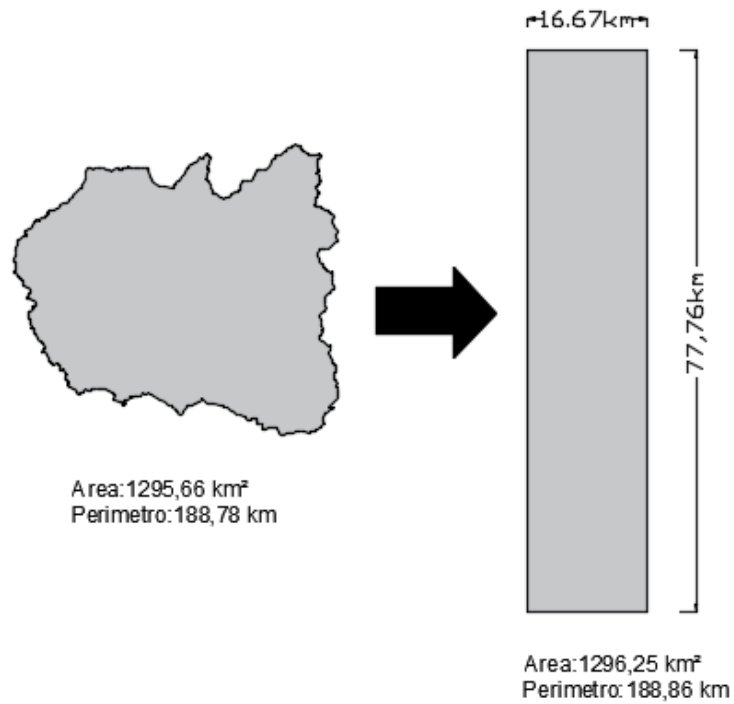


Figura 38 Transformación de una cuenca a un Rectángulo Equivalente.

3.2.8 Factor Forma (I_f)

Es un factor adimensional el cual permite determinar cómo se regula el escurrimiento superficial, mediante el uso de la ecuación 3.6:

$$I_f = \frac{B}{La} \quad (3.4)$$

$$B = \frac{A}{La} \quad (3.5)$$

Se tiene al reemplazar la ecuación 3.5 en la 3.4 se obtiene la ecuación 3.6:

$$I_f = \frac{A}{La^2} \quad (3.6)$$

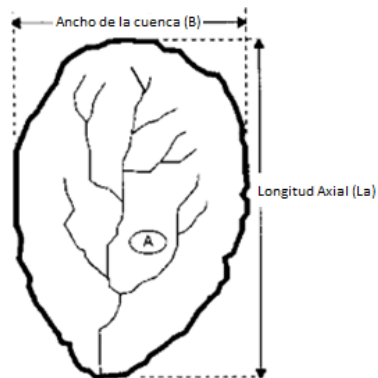


Figura 39 Factor de forma
Fuente: (Villón, 2002, pág. 40)

Donde:

If : Índice de forma

La : Longitud axial de la cuenca:

47,15 km

Entonces:

$$If = \frac{1295,66 \text{ km}^2}{(47,15 \text{ km})^2}$$

If = 0,58

Tabla 18.

Valores interpretativos del Factor de forma

Valores	Forma de la cuenca
Aproximados	
< 0,22	Muy alargada
0,22 – 0,300	Alargada
0,300 – 0,370	Ligeramente alargada
0,370 – 0,475	Ni alargada ni ensanchada
0,475 – 0,60	Ligeramente ensanchada
0,60 – 0,80	Ensanchada
0,80– 1,20	Muy ensanchada
> 1,20	Rodeando el desagüe

Fuente: (Horton , 1932)

El factor de forma es de 0,58, que se la puede interpretar según la Tabla 18, como una cuenca ligeramente ensanchada y de alta amenazas a crecidas. Lo que no ocurre con cuencas alargadas presentado un mayor tiempo de recorrido de sus aguas a lo largo de la cuenca, por consiguiente, contribuye a que los picos que se pudiesen presentar en los hidrogramas no cambien de manera drástica en caso de fuertes lluvias.

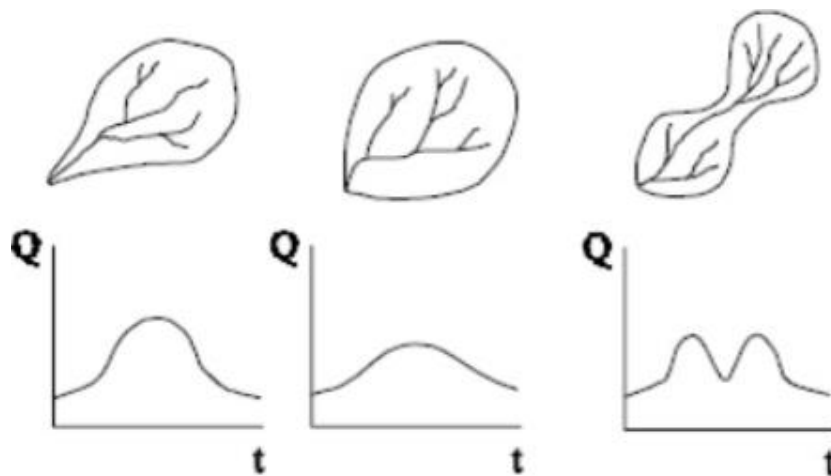


Figura 40. Influencia de la forma en el Hidrograma
 Fuente: (Ordoñez, 2011, pág. 18)

En términos generales (Lux B. , 2016, pág. 7), señala también que “las cuencas más ensanchadas poseen mayor susceptibilidad a generar crecidas, como se indica en la Figura. 40, puesto que el tiempo de recorrido del agua a través de la cuenca es mucho más corto que en cuencas alargadas, en otras palabras, las cuencas ensanchadas tendrían menor tiempo de concentración y por ende mayor rapidez para la concentración de los flujos de las aguas superficiales, generando mayor violencia en sus crecidas.” Así, cuencas redondeadas presentan altos caudales puntas e hidrogramas estrechos, mientras que cuencas alargadas dan hidrogramas extendidos y bajos caudales.

3.2.9 Curva Hipsométrica de la cuenca (Rh)

Según (Rodríguez , 2010) “es la distribución de acuerdo con su elevación, la cual es obtenida a partir del análisis altitudinal correspondiente al límite de la cuenca, el cual es reclasificado de acuerdo con el tamaño del intervalo asignado previamente. Para cada clase se obtiene su área lo cual permite realizar los cálculos de la curva hipsométrica, es decir generar la curva de frecuencia que representa distribución área según la cota altimétrica.” (pág. 13)

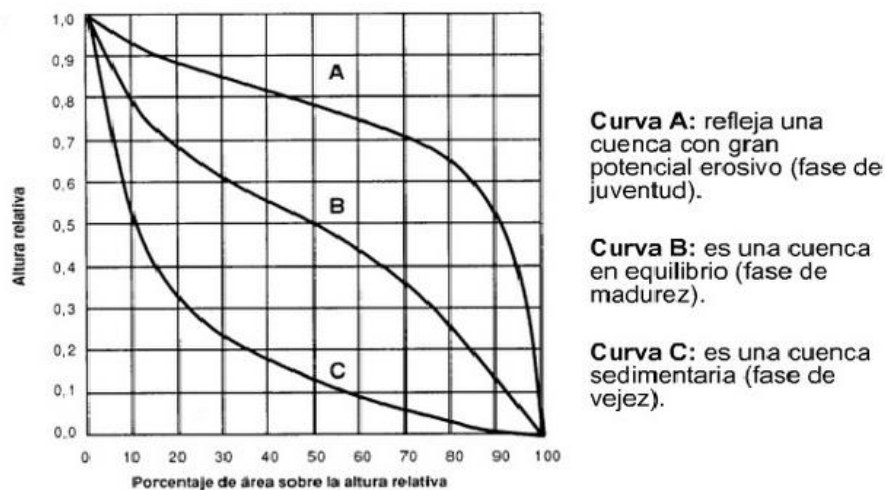


Figura 41 Curvas de cuencas con potenciales evolutivos distintos.
Fuente: (Domínguez)

“Este parámetro es determinado el área entre curvas de nivel y representación en una gráfica el área acumulada por encima o debajo de una cierta elevación.” (Carvallo & Delgado, 2013, pág. 24). “Esta curva se construye, llevando al eje de las abscisas los valores de la superficie drenada proyectada en porcentaje, obtenida hasta un determinado nivel(cota), el cual se lleva al eje de las ordenadas, generalmente en metros”, según (Ibañez, Moreno, & Gisbert, 2011, pág. 8). Los datos importantes del área entre curvas de nivel para obtener la curva hipsométrica

de la cuenca del Rio Jama, se utilizó el software ArcGIS, en la herramienta Reclassify, para realizar la clasificación por intervalos de curvas de nivel, posteriormente se aplica la herramienta Zonal Statistics as Table, para así obtener las áreas en cada intervalo.

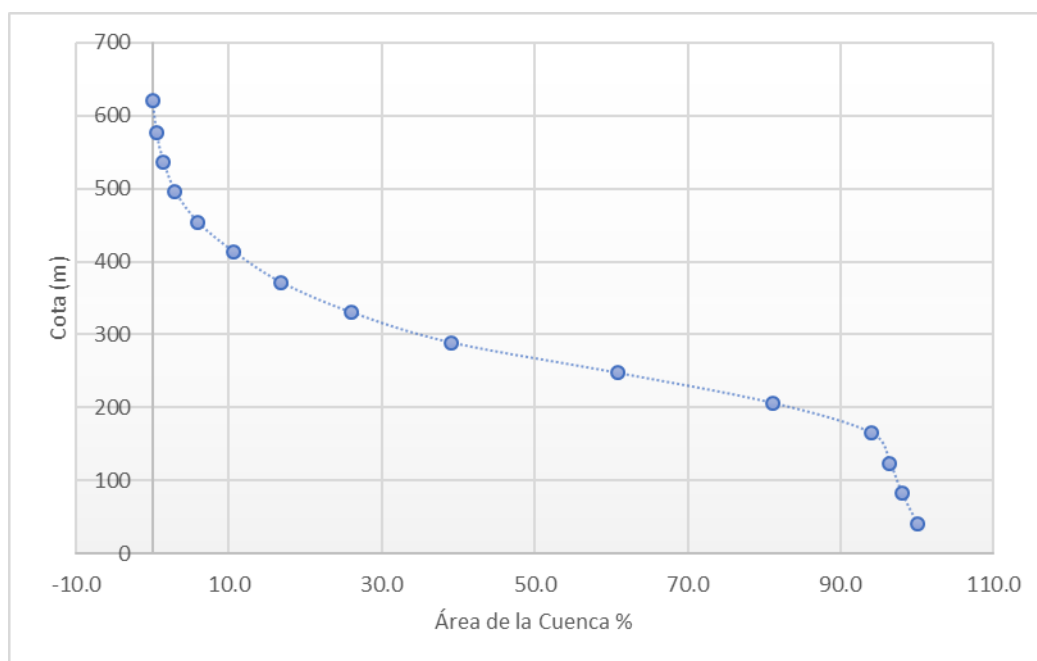


Figura 42 Curva Hipsométrica de la Cuenca.

De acuerdo con el resultado obtenido de la curva hipsométrica en la Figura.42 y la interpretación según Strahler, al ser evaluado según los tipos de curvas hipsométricas, la cuenca analizada es: una cuenca en Madurez – Equilibrio. Tipo B.

3.2.10 Histograma de frecuencias altimétricas

Es un histograma que indica el porcentaje de área comprendida entre dos alturas, se calcula obteniendo el área entre cada curva de nivel, también puede ser obtenida con la curva hipsométrica pues poseen los mismos resultados.

Tabla 19
Determinación para las Frecuencias Altimétricas

COTAS	% DE AREAS
20,00 - 61,49	2,00
61,49 - 102,74	1,60
102,74 - 144,21	2,30
144,21 - 185,42	13,00
185,42 - 226,67	20,30
226,67 - 268,21	21,70
268,21 - 309,41	13,00
309,41 - 350,71	9,20
350,71- 392,02	6,10
392,02 - 433,58	4,80
433,58 - 475,10	2,90
475,10 - 516,33	1,60
516,33 - 558,69	0,90
558,69 - 600,00	0,40
600,00 - 620,00	0,10
SUMATORIA	100

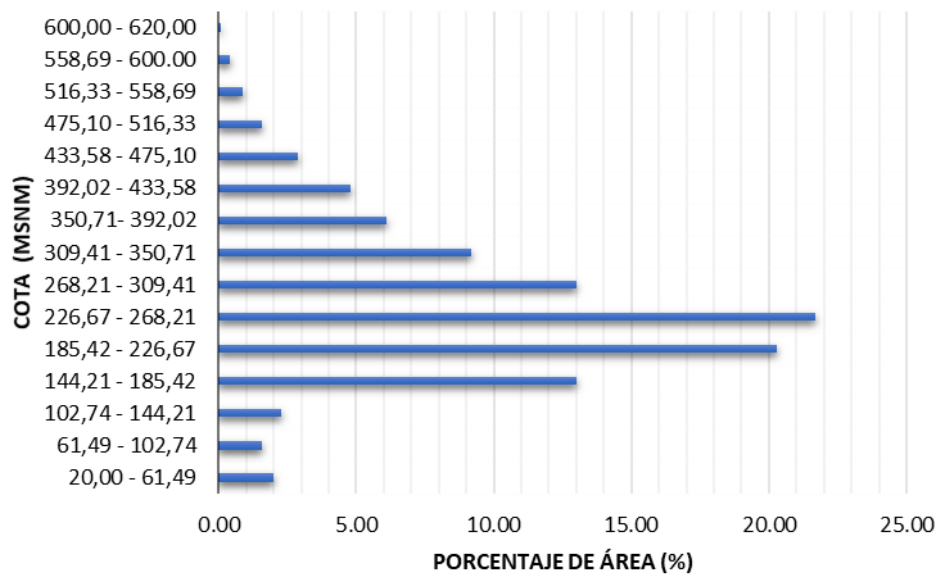


Figura 43 Histograma de frecuencias altimétricas

3.2.11 Desnivel Altitudinal

“El desnivel es el valor de la diferencia entre la cota más alta de la cuenca y la más baja. Este valor se relaciona con la variabilidad climática y ecológica.” (Fuentes , 2004, pág. 11)

Tabla 20

Clases de desnivel altitudinal (msnm)

Rangos de Altitudes	Clase de Altitud
600 - 1220	Bajo
1221 - 1841	Mediano
1842 - 2462	Alto

Fuente: (Junco, 2004)

La elevación máxima de la cuenca en estudio es de 640 m y la mínima es de 2,67m con esta información se tiene que el desnivel de la cuenca es **637,33m**. Por lo tanto, se tiene una cuenca con unas altitudes bajas, según la Tabla 20.

3.2.12 Pendiente media del cauce principal (Scp)

Este parámetro es de suma importancia pues brinda una idea de la velocidad del flujo media de la escorrentía, pudiendo así determinar el potencial del río para erosionar y su poder de arrastre. Permitiendo entender el comportamiento cuando se den crecidas, lo cual influye de manera directa en los hidrogramas. Se presenta a continuación criterios para el cálculo de este parámetro.

❖ Criterio Simplificado I

Según (Campos, 1998), está es igual a la diferencia de elevación entre el nacimiento y la desembocadura dividida por la longitud del río, indicado en la ecuación 3.7:

$$S_{cp} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{m\acute{a}xima} - H_{m\acute{i}nima}}{L} * 100 \quad (3.7)$$

Donde:

S_{cp} : Pendiente media del cauce principal %

ΔH : Diferencia de altura punto de control hasta la cota máxima

L: Longitud del cauce principal. 106995,61 m

Entonces:

$$S_{cp} = \frac{380 - 2,67}{106995,61} * 100$$

$$S_{cp} = 0,35\%$$

❖ Criterio Simplificado II

Según (Campos, 1998, pág. 74), “consiste en dividir el desnivel del cauce entre sus puntos a 10% y 85% de su longitud total a partir de la salida o punto de interés, entre el recorrido del rio dentro de tal punto. Entonces, el 5% del tramo de rio con fuerte pendiente y el 10% de su parte plana, son excluidos”. De acuerdo con la Figura 45. La ecuación que maneja es la 3.8, entonces:

$$S'_{cp} = \frac{H'}{0.75L} \quad (3.8)$$

$$S'_{cp} = \frac{323 - 2,94}{0.75 * 106995,61} * 100$$

$$S' = 0,39\%$$

❖ Criterio de la pendiente de la recta equivalente

Según (Campos, 1998, pág. 75), “se obtiene por la pendiente de una línea recta que se apoya en el inicio o salida de la cuenca y tienen igual área arriba y abajo,

respecto al perfil del cauce principal; es decir, el área triangular total sobre la recta es el mismo que el área bajo el perfil del cauce”, como se indica en la Figura 45, la ecuación 3.9 por este criterio es la siguiente:

$$S_{cp2} = \frac{H'}{L} \quad (3.9)$$

$$S_{cp2} = \frac{323 - 2,94}{106995,61} * 100$$

$$S_{cp2} = 0,30\%$$

Se decide tomar el promedio de las pendientes obtenidas por las ecuaciones 3.7, 3.8 y 3.9, de lo cual se determinó que:

$$S_{cp} = 0,35\%$$

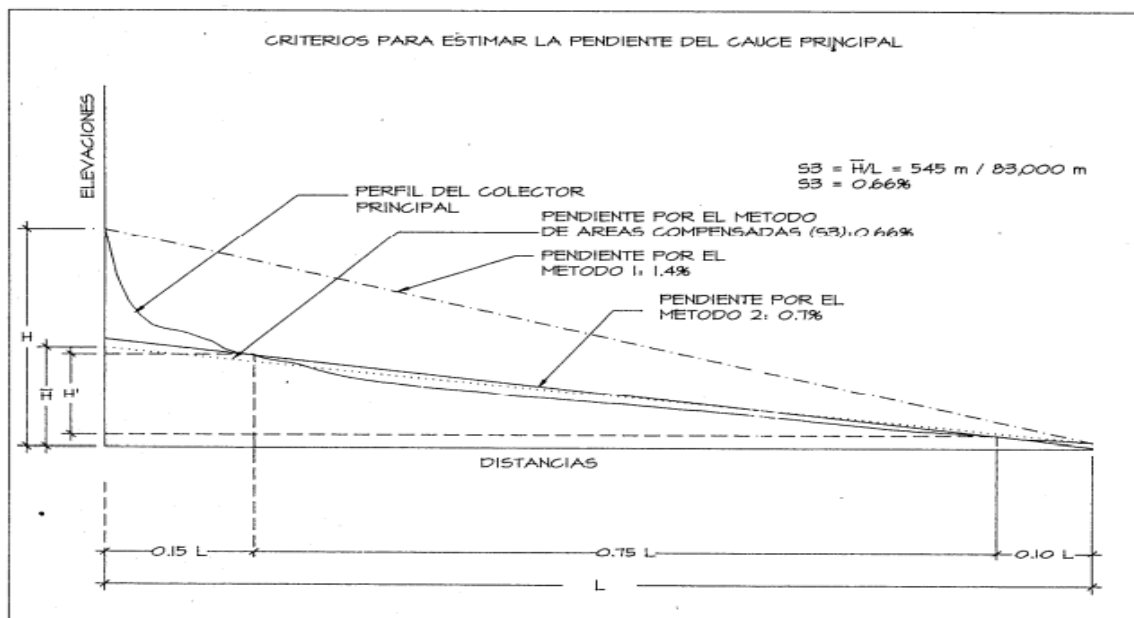


Figura 44 Criterios de estimación de la pendiente del cauce principal.

Fuente: (Campos, 1998, págs. 2-19)

3.2.13 Pendiente de la Cuenca

Según (Delgadillo & Moreno, 2013), “a mayor pendiente es mayor la velocidad del caudal y la capacidad de arrastre de sedimentos. Caso contrario se da cuando la pendiente media de la cuenca presenta valores bajos, los cuales contribuyen a que los picos de crecidas sean menos violentos.”(pag 6).

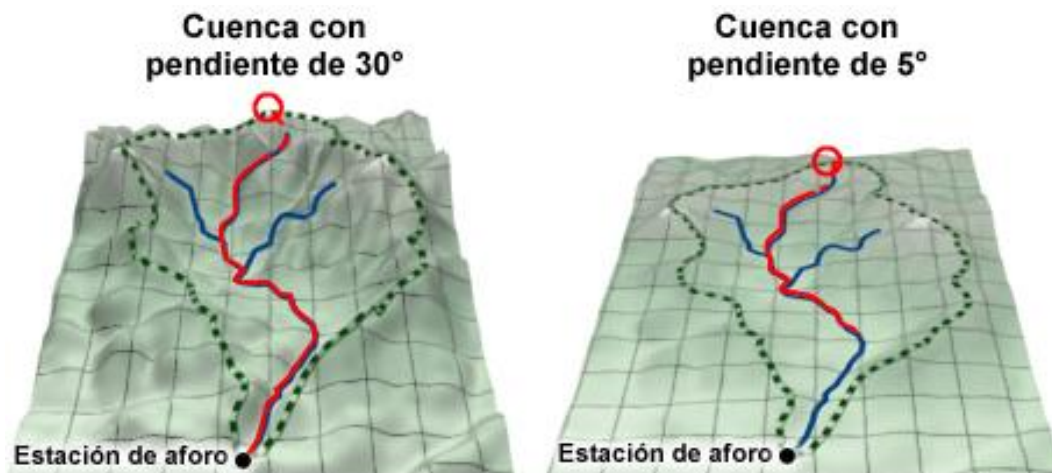


Figura 45 Pendiente en dos cuencas diferentes.
Fuente: (University Corporation for Atmospheric Research, 2015)

La pendiente de la cuenca mientras mayor es su valor en % (porcentaje) menor es su infiltración puesto que al estar en función de la gravedad permite que menos agua penetre la superficie, convirtiéndose en escorrentía superficial gran parte de ella.

❖ Método ArcGIS

Se utilizó el software ArcGIS, en la herramienta Slope y posteriormente Reclassify, para realizar la clasificación por pendiente en porcentaje (%) de acuerdo con el intervalo indicado, se obtuvo así los datos obtenidos en la Figura.46.

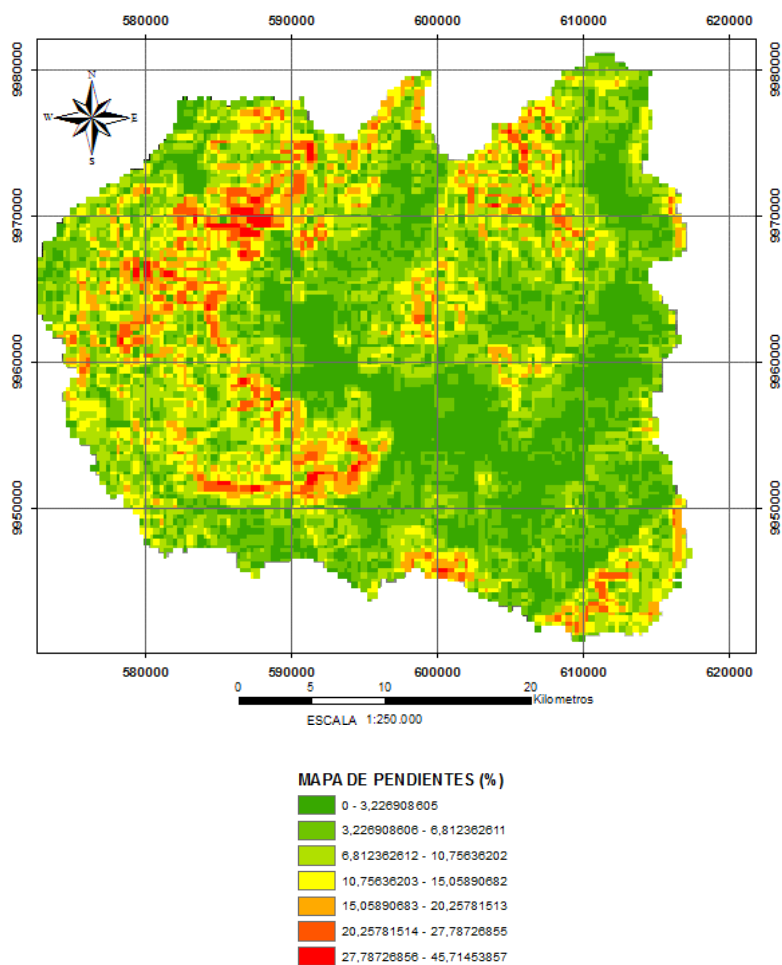


Figura 46 Mapa de pendientes media de la Cuenca

La Tabla 21, muestra el cálculo que se ha realizado para determinar la pendiente media de la cuenca en estudio, de donde se obtuvo que:

Tabla 21
Determinación de la Pendiente de la cuenca

N°	RANGO PENDIENTE (%)		PROMEDIO	NUMERO DE OCURRENCIA	(1) * (2)	% Pendiente
	INFERIOR	SUPERIOR				
			(1)	S (2)		e
1	0,00	4,57	2,29	4233,00	9676,64	35,98
2	4,57	9,14	6,86	3629,00	24880,43	30,85
3	9,14	13,71	11,43	2060,00		17,51

CONTINUÍA ➡

4	13,71	18,28	16,00	1069,00	17098,66	9,09
5	18,28	22,86	20,57	505,00	10387,85	4,29
6	22,86	27,44	25,15	188,00	4728,20	1,60
7	27,44	32,02	29,73	52,00	1545,96	0,44
8	32,02	38,07	35,05	18,00	630,81	0,15
9	38,07	41,69	39,88	8,00	319,04	0,07
10	41,69	45,71	43,70	3,00	131,10	0,03
TOTAL				11765	92934,18	

$$S_{med} = \frac{92934,18}{11765} = 0,0789 = 7,89\%$$

El valor obtenido del software fue el siguiente:

tabla_mapa_pendientes_resultado				
Rowid	MIN	MAX	Pendiente media de la cuenca	
1	0	45,71454	7,763133	

Figura 47 Longitud Axial (km)

Por lo que el valor obtenido en el software directamente indicado en la Figura.47, se asemeja al calculado mediante el número de incidencias expuesto en la Tabla 21, por lo que se trabajó con una pendiente de la cuenca de:

$$S_{med} = 7,83\%$$

3.2.14 Número de Orden de los cursos de agua

Según (Gaspari, Rodríguez, Senisterra, Delgado, & Besteiro, 2013) “el mayor número de orden es mayor el potencial erosivo, mayor el transporte de sedimentos y por tanto mayor también la componente de escurrimiento directo que en otra cuenca de similar área.” (pág. 56).

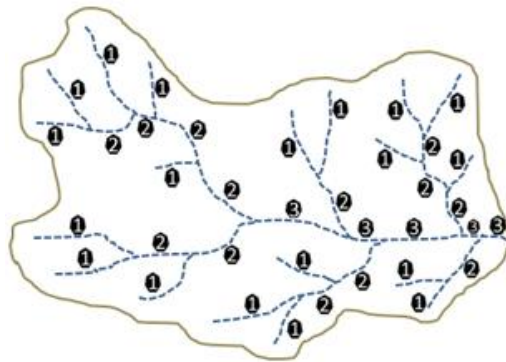


Figura 48 Orden de los cursos de agua.
Fuente: (Córdova, 2016)

Se ordena y numeran los afluentes desde las nacientes de una cuenca hacia su cirre o desembocadura, considerando las bifurcaciones que esta maneje.

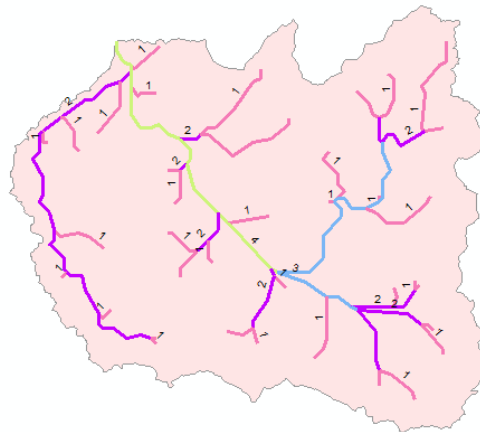


Figura 49 Orden de los Recursos de Agua

A mayor número de orden, es mayor el potencial erosivo, mayor transporte de sedimentos y por tanto mayor también la componente de escurrimiento directo que en otra cuenca de similar área.

3.2.15 Pendiente media de la Red Hídrica

Se deduce a partir del desnivel topográfico sobre el cauce principal y la longitud del mismo, determinado por la pendiente y el número de veces de ocurrencia indicado en la Tabla.22.

Tabla 22*Determinación de la Pendiente Media*

Orden de la red Hídrica	Número de veces (1)	Pendiente promedio % (2)	(1) * (2)
1	440	4,64	2045,30
2	272	3,91	1064,54
3	109	2,73	298,43
4	112	4,94	553,53
TOTAL	933		3961,82

Aplicando la ecuación 3.10, obtengo el valor de la pendiente media de la red hídrica:

$$S_{RH} = \frac{\text{Pendiente promedio} * \text{Número de veces}}{\text{Número de veces}} \quad (3.10)$$

$$S_{RH} = \frac{3961,82}{933}$$

$$S_{RH} = 4,24\%$$

3.2.16 Densidad de Drenaje (Dd)

Según (Ibañez, Moreno, & Gisbert, Morfología de Cuencas Hidrográficas, 2011), “este índice permite tener un mejor conocimiento de la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de la cuenca. En general, una mayor densidad de drenaje indica mayor estructuración de la red fluvial, o bien que existe mayor potencial de erosión. La densidad de drenaje varía inversamente con la extensión de la cuenca.” (pág. 12). Corresponde a la longitud total de los cauces dentro de una cuenca, dividida por el área total de la cuenca (Horton 1945; Campos 1992), expresando así la capacidad para desalojar el volumen de agua.

$$D_d = \frac{L + \sum li}{Ac} \quad (3.11)$$

Donde:

Dd: Densidad de drenaje	km/km ²
L: Longitud del cauce principal.	92,18 km
A: Área de la cuenca	1295,66 km ²
Li: Longitud de afluentes que aportan al río principal	234,40 km

Entonces:

$$D_d = \frac{92,18 + 234,40}{1295,66}$$

$$D_d = 0,25 \frac{km}{km^2}$$

Tabla 23

Valores interpretativos de la densidad de drenaje

Densidad de drenaje (km/km ²)	Categoría
< 1	Baja
1 a 2	Moderada
2 a 3	Alta
> 3	Muy alta

Fuente: (Delgadillo & Moreno, 2013, pág. 6)

La densidad de drenaje resultó $0,25 \frac{km}{km^2}$, interpretando el valor según la Tabla 23, que se encuentra en la categoría baja, por consiguiente reduciendo así la capacidad de desalojar el volumen de agua; por otra parte (Ruíz, 2001) señala que si hubiera sido el caso una cuenca bien drenada generaría poca oportunidad de darle tiempo a la escorrentía superficial de infiltrarse y percolar a nivel subterráneo, lo que no pasa en la Cuenca de estudio.

Tabla 24
Resumen de parámetros morfológicos

Item.	Parámetro	Simbología	Valor	Unidad de Medida	Descripción
1	Área	A	1295,66	km ²	Valor obtenido del trazo de la cuenca en ArcGIS, y comprobado en AutoCAD.
2	Perímetro	P	188,78	km	Longitud de línea trazado por los límites de la cuenca, Valor obtenido mediante ArcGIS y comprobado en AutoCAD.
3	Longitud del cauce	L	106,99	km	Medida de escurrimiento principal de la cuenca,
4	Longitud axial	La	47,15	km	Longitud entre el punto de control hacia el punto más alejado de la cuenca.
5	Ancho promedio	Ap	27,47	km	
6	Coefficiente de Compacidad de Gravelius	Kc	1,48	S/U	Indica tendencia a una cuenca oval redonda a oval oblonga, confirmado por el gráfico obtenido de la cuenca.
7	Factor de forma	If	0,58	S/U	Indica como se regula el escurrimiento superficial, dando como resultado una cuenca ligeramente ensanchada.
8	Densidad de drenaje	Dd	0,25	km/km ²	Baja capacidad de desalojar agua.
9	Pendiente del cauce	--	0,35	%	Parámetro que permite determinar la velocidad del flujo, y su comportamiento ante una crecida
10	Pendiente de la cuenca	--	7,83	%	Terreno llano

3.2.17 Coeficiente de Rugosidad de Manning

Según (Mailapalli, Raghuwanshi, Singh, & Schmitz, 2008), este coeficiente de rugosidad representa el efecto combinado (tanto la fuerza de corte como fuerza de arrastre) de la fuerza resistente, que actúa en sentido opuesto a la dirección del flujo. En otras palabras, este coeficiente logra estimar la resistencia del flujo en un canal ya sea este natural o artificial.

Según (Mayo, 2000) considera que:

En el caso de un cauce natural, lo que se busca es un coeficiente de fricción que explique porque el freno al escurrimiento ocasionado por las partículas del lecho, las variaciones en la anchura, la profundidad del cauce y la presencia de otros elementos de frenado, como pueden ser raíces o vegetación. (pág. 85)

3.2.17.1 Factores que afecten el coeficiente de rugosidad de Manning

(Ven Te Chow, 1994, pág. 99), indica que “el valor de la rugosidad es muy variable y depende de cierto número de factores. Para seleccionar el valor de rugosidad apropiado para diferentes condiciones de diseño, resulta muy útil tener un conocimiento básico de los factores”, los cuales se indican a continuación:

- **Rugosidad Superficial:** se presenta debido al tipo de material granular presente así provocando un retraso en el flujo. En cauces naturales el efecto retardador en materiales finos como arena, arcilla o limos es mucho menor que en material grueso, como gravas y cantos rodados.
- **Vegetación:** considerado como rugosidad superficial, puesto que disminuye la capacidad del flujo en el canal, depende de factores como: la altura, la densidad

y el tipo de vegetación. Mientras menos vegetación, baja rugosidad caso contrario mayor vegetación, alta rugosidad.

- **Irregularidad del canal:** las más evidenciadas son en el perímetro mojado y en las variaciones de la sección transversal, esto se da por la presencia de barras y ondas de arena, como también montículos en el lecho del canal. Los cambios graduales y uniformes dan una rugosidad baja, mientras que cambios abruptos y alteraciones dan como resultado una alta rugosidad.
- **Alineamiento del canal:** este valor depende directamente de si el canal tiene curvas con radios suaves en este caso el valor de la rugosidad será bajo o curvas fuertes con meandros severos el valor de la rugosidad aumentará. Es imprescindible que se considere que la curvatura puede originar la acumulación de material flotante y por lo que se aumenta el valor de la rugosidad.
- **Sedimentación y socavación:** para la sedimentación depende de la naturaleza del material depositado, en caso de depósitos de arena u ondulaciones de arena. La sedimentación uniforme da como resultado un bajo valor de rugosidad mientras que en la socavación será el efecto contrario.
- **Obstrucción:** Se presentan obstrucciones de diferentes formas, tales como troncos, pilas de puentes entre otros, donde su tamaño y forma pueden elevar el valor de rugosidad.
- **Tamaño y forma del canal:** no existen evidencias definitivas acerca del tamaño y la forma del canal como factores importantes que afecten el valor del coeficiente de rugosidad, un incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir la rugosidad todo esto depende de la condición del canal.

- **Nivel y caudal:** el incremento del nivel del caudal da como resultado un bajo valor de la rugosidad, mientras la disminución del nivel da un valor alto de la rugosidad.
- **Cambio estacional:** debido al crecimiento, estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas y árboles en el canal, el valor de la rugosidad puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva.
 - **Material en suspensión y carga de lecho:** hay que considerar que puede o no estar en movimiento, dentro del cual esto no interviene para dejar de consumir energía y causa una pérdida de altura e incrementa la rugosidad aparente en el canal. Debido a la gran importancia del coeficiente de rugosidad, grandes autores como (Ven Te Chow, 1994), ha desarrollado tablas con valores típicos de la rugosidad, como los presentan a continuación:

Tabla 25*Valores típicos de coeficiente de rugosidad*

Descripción de la Corriente	Mínimo	Normal	Máximo
A Cauces Naturales			
A.1 Cursos secundarios (ancho de la superficie libre en crecida <100 pies)			
A.1.1 Cursos en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0,025	0,03	0,033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0,03	0,035	0,04
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0,033	0,04	0,045
4. Igual a la anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0,035	0,045	0,05
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0,045	0,05	0,06
6. Igual al 4 pero con más piedras	0,050	0,07	0,08
7. Tramos lentos con maleza y pozos profundos	0,075	0,1	0,15
b. Cursos montañosos, carentes de vegetación en el fondo, laderas con pendientes pronunciadas y árboles y arbustos en las laderas que se sumergen en niveles de crecida			

CONTINÚA 

Fondo: gravas cantos rodados y algunas rocas	0,030	0,04	0,05
Fondo: gravas cantos rodados con rocas grandes	0,040	0,05	0,07
D.2 Planicies de inundadas			
Pastizales, sin matorrales			
Pasto corto	0,025	0,03	0,035
Pasto alto	0,03	0,035	0,05
Areas Cultivadas			
Cultivos sembrados en línea en fase de madurez	0,025	0,035	0,045
Cultivos sembrados a volco en fase de madurez	0,03	0,04	0,05
Matorrales			
Escasos arbustos y pasto abundante	0,035	0,05	0,07
Pequeños árboles y arbustos sin follaje (parada invernal)	0,035	0,05	0,06
Pequeños árboles y arbustos sin follaje (fase vegetativa)	0,04	0,06	0,08
Arbustos medianos a densos durante la parada invernal	0,045	0,07	0,11
Arbustos medianos a densos durante fase vegetativa	0,07	0,1	0,16
D-3 Cursos importantes (ancho de la superficie libre en crecida >100 pies)			
En este caso, los valores del coeficiente η son inferiores a los correspondientes de cauces secundarios análogos, ya que los bancos ofrecen una resistencia efectiva menor.			
Sección regular sin rocas ni arbustos	0,025		0,06
Sección irregular y rugosa	0,035		0,1

Fuente (Ven Te Chow, 1994, pág. 110)

Posteriormente, se plantea el uso de los siguientes métodos empíricos para obtener el valor del coeficiente de rugosidad:

Métodos empíricos

❖ Fórmula de Meyer – Peter & Müller (1948)

“La ecuación desarrollada en Suiza por Meyer- Peter & Muller trabaja con cauces hasta con pendientes del 2% y con un tamaño de material de 30 mm”, indica (Martín, 2006, pág. 73).

$$\eta = \frac{1}{26} * D_{90}^{\frac{1}{6}} \quad (3.12)$$

❖ **Fórmula de Strickler (1923)**

Según (Martín, 2006) presenta la ecuación de Strickler que “determinada en función del tamaño del grano, fue obtenida en base a los experimentos que realizo Strickler los cuales fueron hechos en corrientes cuyos fondos no tienen ondulaciones”. (pág. 73)

$$\eta = \frac{1}{21} * D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad (3.13)$$

❖ **Fórmula Subramaya (1982)**

Según (Sotelo, 2002) señala la ecuación de Subramaya “para obtener la rugosidad en función de la granulometría, aplicable en cauces limpios y caudales altos”. (pág. 88)

$$\eta = 0,047 * D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad (3.14)$$

❖ **Fórmula Citada por Dr. Sandoval**

Según (Sandoval W. , 2013) “la ecuación de Sandoval permite obtener el coeficiente de rugosidad en varios canales artificiales, el diámetro de la partícula se ingresa en milímetros”. (pág. 81).

$$\eta = 0,014 * D_{50}^{0.176} \quad (3.15)$$

Por consiguiente, se presentan los diferentes resultados obtenidos con los métodos antes expuestos, tanto para la margen izquierda, derecha y para el lecho del río.

3.2.17.2 Coeficiente de rugosidad para margen derecho-Rio Jama

Del análisis al del talud derecho se obtuvo las rugosidades determinados por los diferentes autores en la Tabla 26, de donde así estableció que la rugosidad es 0,020 para el talud derecho.

Tabla 26
Coeficiente de rugosidad margen derecho

Autor	Diámetro característico (mm)		Coeficiente de rugosidad (η)	Coeficiente de rugosidad promedio (η)
Meyer – Peter y Muller	D ₉₀ 14		0,023	0,020
Strickler	D ₅₀ 2,5		0,021	
Subramaya	D ₅₀ 2,5		0,017	
Citada por Sandoval	D ₅₀ 2,5		0,016	

3.2.17.3 Coeficiente de rugosidad para margen izquierdo – Rio Jama

Del análisis al del talud izquierdo se obtuvo las rugosidades determinados por los diferentes autores en la tabla 27, de donde así estableció que la rugosidad es 0,018 para el talud derecho.

Tabla 27
Coeficiente de rugosidad margen izquierdo

Autor	Diámetro característico (mm)		Coeficiente de rugosidad (η)	Coeficiente de rugosidad promedio (η)
Meyer – Peter y Muller	D ₉₀ 7,5		0,024	0,018
Strickler	D ₅₀ 1,2		0,018	
Subramaya	D ₅₀ 1,2		0,015	
Citado por Sandoval	D ₅₀ 1,2		0,014	

3.2.17.4 Coeficiente de rugosidad para lecho del Río Jama

Del análisis al material del lecho del cauce se tienen las rugosidades determinados por los diferentes autores en la tabla 28, de donde así estableció que la rugosidad es 0,021 para el lecho del río.

Tabla 28

Coeficiente de rugosidad lecho del río

Autor	Diámetro característico (mm)		Coeficiente de rugosidad (η)	Coeficiente de rugosidad promedio (η)
Meyer – Peter y Muller	D_{90}	17	0,023	0,021
Strickler	D_{50}	3,8	0,022	
Subramaya	D_{50}	3,8	0,018	
Sandoval	D_{50}	3,8	0,017	

3.2.18 Tiempos de concentración

“El tiempo de concentración se define como: el tiempo de viaje una determinada cantidad de agua desde el punto más distante de la cuenca hasta el sitio en consideración.” (Rojas, 2009, pág. 32). El tiempo de concentración es muy importante ya que determina la duración de la lluvia de diseño en las estimaciones de los caudales máximos.

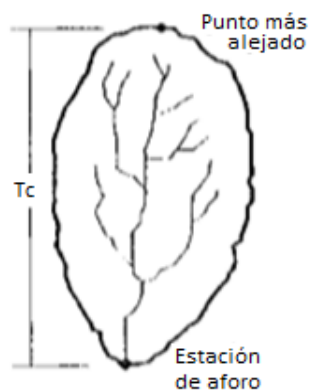


Figura 50 Tiempo de concentración
Fuente: (Villón, 2002, pág. 200)

Seguidamente se presentan diferentes fórmulas para la determinación de este parámetro:

❖ Valencia y Zuluaga

(Velez, 2011), hace referencia a Valencia y Zuluaga con la ecuación 3.16 para determinar los tiempos de concentración:

$$T_c = 1,796 * A^{0,325} * L^{-0,0965} * S^{-0,290} \quad (3.16)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración	horas
A = Área de la cuenca:	1295,66 km ²
L = Longitud del cauce principal:	106,99 km
S_{cp} = Pendiente del cauce principal:	0,35 %

Entonces:

$$T_c = 1,796 * 1295,66^{0,325} * 106,99^{-0,0965} * 0,35^{-0,290}$$

$$T_c = 15,93 \text{ horas}$$

❖ Kirpich

Para el cálculo del tiempo de concentración utilizando el criterio de Kirpich, citado por (Paulet, Ernesto, Fábregas, Carlos, & Fernández, 1982), se presenta a continuación en la ecuación 3.17:

$$T_c = 0,02 * L^{0,77} * S^{-0,385} \quad (3.17)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración	minutos
L = Longitud del cauce principal:	106995,61 m
S_{cp} = Pendiente del cauce principal:	0,0035 m/m

Entonces:

$$T_c = 0,02 * 106995,61^{0,77} * 0,0035^{-0,385}$$

$$T_c = 1315,75 \text{ minutos} = 21,93 \text{ horas}$$

❖ Giandotti

Para el cálculo del tiempo de concentración utilizando el criterio de Giandotti, citado por (Iroume, 1998), se presenta la ecuación 3.18:

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{0,8\sqrt{H}} \quad (3.18)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración	horas
A = Área de la cuenca:	1295,66 km ²
L = Longitud del cauce principal:	106,99 km
H = Diferencia de altura del cauce	

Entonces:

$$T_c = \frac{4\sqrt{1295,66} + 1,5 * 106,99}{0,8\sqrt{380 - 2,67}}$$

$$T_c = 19,59 \text{ horas}$$

❖ Temez

Según (Iroume, 1998) señala la ecuación de Temez como una forma de cálculo de los tiempos de concentración, que se presenta en la ecuación 3.19:

$$T_c = 0,30 * \left(\frac{L}{S_{cp}^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (3.19)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración	horas
---------------------------------	-------

$L =$ Longitud del cauce principal:	106,99 km
$S_{cp} =$ Pendiente del cauce principal:	0,0035 m/m

Entonces:

$$T_c = 0,30 * \left(\frac{106,99}{0,0035^{0,25}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 30,62 \text{ horas}$$

❖ Bransby- Williams

(Ibáñez, Moreno, & Gisbert, 2011, pág. 7), proponen el cálculo del tiempo de concentración mediante la utilización de la ecuación 3.20, entonces:

$$T_c = \frac{L}{1,5D} * \sqrt[5]{\frac{A^2}{S_{cp}}} \quad (3.20)$$

Donde:

$T_c =$ Tiempo de concentración	horas
$L =$ Longitud del cauce principal:	106,99 km
$A =$ Área de la cuenca:	1295,66 km ²
$S_{cp} =$ Pendiente del cauce principal:	0,35 %
$D =$ Diámetro del círculo del área equivalentel:	40,61 km

Entonces:

$$T_c = \frac{106,99}{1,5 * 40,61} * \sqrt[5]{\frac{1295,66^2}{0,35}}$$

$$T_c = 38,08 \text{ horas}$$

Tabla 29
Tiempos de Concentración – Rio Jama

Autor	Tiempos de Concentración Tc (Horas)
Valencia y Zuluaga	15,93
Kirpich	21,93
Giandotti	19,59
Temez	30,62
Bransby Williams	38,08

“Al ser notoria la diferencia entre los tiempos de concentración que fueron calculados, se utilizó el método de Goroshkov de la velocidad del flujo” como lo indica (Sandoval & Aguilera, 2014, pág. 106), para así descartar tiempos de concentración. Entonces se aplica la siguiente ecuación:

$$T_c = 0,28 \frac{L}{V} \quad (3.21)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración	horas
L = Longitud del cauce principal:	106,99 km
V = velocidad del flujo	m/s

Entonces, se despeja de la ecuación 3.21 la velocidad del flujo y se obtiene la ecuación 3.22:

$$V = 0,28 \frac{L}{T_c} \quad (3.22)$$

Por lo que se toman los tiempos de concentración que cumplan con la velocidad del flujo o valores cercanos, también respaldados por el fundamento que al ser una cuenca llana sus velocidades se encuentran en el rango de 0,6 a 1,00 m/s como lo señal (Sandoval W. , 2018) a, entonces se verifican valores en la Tabla 30:

Tabla 30

Velocidad de flujo en base a los tiempos de concentración

Autor	Tiempos de Concentración Tc (Horas)	Velocidad del flujo, aplicando ecuación 3.22 (m/s)
Valencia y Zuluaga	15,93	1,88
Kirpich	21,93	1,37
Giandotti	19,59	1,53
Temez	30,62	0,97
Bransby Williams	38,08	0,78

(Sandoval W. , 2018), propone la siguiente ecuación para el cálculo de la velocidad del flujo de acuerdo con las características morfométricas de la cuenca, por lo que:

$$K_c = 0,35 - 0,016 * \ln(A) \quad (3.23)$$

$$v = \frac{K_c * Q^{0,25} * J^{0,375}}{\eta^{0,75}} \quad (3.24)$$

Donde:

v = Velocidad media de la cuenca m/s

Kc = Factor de área de la cuenca

A = Área de la cuenca 1295,66 km²

Q = Caudal medio de la cuenca 11,03 m³/s

$J =$ Pendiente media del cauce principal 0,035 m/m

$\eta =$ Coeficiente de rugosidad 0,020

Entonces:

Al aplicar la ecuación 3.23, se tiene:

$$K_c = 0,35 - 0,016 * \ln (1295,66)$$

$$K_c = 0,24$$

Y la ecuación, se obtuvo que la velocidad del flujo es:

$$v = \frac{0,24 * 11,03^{0,25} * 0,0035^{0,375}}{0,020^{0,75}}$$

$$v = 0,98 \text{ m/s}$$

Al obtener una velocidad de 0,98 m/s, nos encontramos en el rango de velocidades que se consideran para cuencas de estas características por lo que de los valores obtenidos de tiempos de concentración en la Tabla.30, se descartan los tiempos por Valencia-Zuluaga, Kirpich y Giandotti pues la velocidad de flujo resulta mayor a 1m/s. Se toma en cuenta también el tiempo de concentración según Sandoval, entonces se tiene:

$$T_c = 0,28 \frac{L}{V}$$

$$T_c = 0,28 \frac{106,99}{0,98}$$

$$T_c = 30,57 \text{ horas}$$

A continuación, se presenta un resumen de los valores de tiempo de concentración seleccionados para realizar un promedio:

Tabla 31
Tiempos de concentración

Autor	Tiempos de Concentración Tc (Horas)
Temez	30,62
Bransby Williams	38,08
Sandoval	30,57

Entonces:

$$T_c = \frac{30,62 + 38,08 + 30,57}{2} = 33,09 \text{ horas}$$

El tiempo de concentración a utilizarse es de 33.09 horas

3.2.19 Coeficiente de Escorrentía

“El coeficiente de escorrentía (C), representa la fracción de agua del total de lluvia precipitada que realmente genera escorrentía superficial una vez se ha saturado el suelo por completo” según (Ibáñez, Moreno, & Gisbert, 2010, pág. 7). Su valor depende de numerosos factores: del tipo de precipitación (lluvia, nieve o granizo), de su cantidad, de su intensidad y distribución en el tiempo, de la humedad inicial del suelo, del tipo de terreno del tipo de cobertura vegetal existente, entre otros. Su magnitud indica en qué nivel se tendrá el caudal superficial de la cuenca.



Figura 51 Efectos del tamaño de la cuenca sobre la escorrentía.
Fuente: (University Corporation for Atmospheric Research, 2015, pág. 30)

Es importante considerar el tamaño de la cuenca en la que se trabaje, pues indica de manera directa el riesgo de crecida repentina como se indica en la Figura.51, pues el área de contribución en momentos de una precipitación (lluvia), influye de manera significativa en el volumen de escorrentía que pudiese o no drenar la cuenca.



Figura 52. Efectos del tamaño de la cuenca sobre la escorrentía

Fuente: (University Corporation for Atmospheric Research, 2015, pág. 31)

En la Figura 52 se indica de manera clara la influencia de la forma de la cuenca sobre la magnitud de un evento hídrico (crecida), considerado una cuenca redondeada en la parte izquierda, la cual debido a su forma llegan de manera pronta al punto de control (estación de aforo), múltiples escorrentías de diferentes partes de esta cuenca, provocando una crecida simultanea de estas, resultando en un caudal máximo en poco tiempo. A continuación, se presentan diferentes métodos para el cálculo del coeficiente de rugosidad:

❖ Método del número de la curva (SCS)

Este método fue utilizado por la USDA Soil Conservation Service de Estados Unidos (1972), se basa en la estimación directa de la esorrentía superficial de lluvia máxima que se presenta en 24 horas, también toma en cuenta que la infiltración depende de diferentes factores que son:

- ✓ Características del suelo
- ✓ Uso del suelo
- ✓ Cobertura vegetal
- ✓ Grupo hidrológico.

Para el cálculo del valor de CN mediante el software Arc GIS, se usó el mapa de uso de suelo, obteniendo así un mapa temático de acuerdo con el grupo hidrológico que se señala la Figura 14, posteriormente ponderando sus características de acuerdo con el anexo 4. En la Tabla.32, también se tomó en consideración el porcentaje que contempla en relación con el área total de la cuenca.

Tabla 32

Cobertura vegetal

ITEM	Cobertura Vegetal	Área (km ²)	Área %	% Acumulada	Área
0	Arboricultura -Pastos Plantados	84,24	6,50	6,50	
1	Bosque Natural	0,52	0,04	7,42	
2	Bosque Natural	55,07	4,25		
3	Bosque Natural	7,28	0,56		
4	Bosque Natural	2,22	0,17		
5	Bosque Natural	22,19	1,71		

CONTINÚA 

6	Bosque Natural	8,87	0,68	
7	Bosque Natural - Pastos plantados	100,28	7,74	7,99
8	Bosque Natural intervenido	3,26	0,25	
9	Bosque Natural intervenido	1,71	0,13	0,30
10	Bosque Natural intervenido	2,16	0,16	
11	Café – Cacao	78,03	6,02	6,14
12	Café – Cacao	1,53	0,11	
13	Cultivos de ciclo corto	0,32	0,02	0,10
14	Cultivos de ciclo corto	0,99	0,07	
15	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	2,22	0,17	19,14
16	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	58,99	4,55	
17	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	1,04	0,08	
18	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	148,25	11,42	
19	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	19,94	1,53	
20	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	8,77	0,67	
21	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	8,72	0,673	
22	Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	0,03	0,002	
23	Pastos Naturales	4,11	0,31	0,60
24	Pastos Naturales	2,47	0,19	
25	Pastos Naturales	1,22	0,09	
26	Pastos Naturales - Vegetación arbustiva	8,27	0,63	4,69
27	Pastos Naturales - Vegetación arbustiva	52,47	4,05	
28	Pastos Plantados	566,71	43,79	44,18
29	Pastos Plantados	5,68	0,43	
30	Vegetación arbustiva	0,31	0,02	0,82
31	Vegetación arbustiva	2,82	0,21	
32	Vegetación arbustiva	7,45	0,57	
33	Vegetación arbustiva	0,06	0,01	

34	Vegetación arbustiva - Pastos Plantados	2,85	0,22	2,12
35	Vegetación arbustiva - Pastos Plantados	6,24	0,48	
36	Vegetación arbustiva - Pastos Plantados	18,36	1,42	
	Área	1295,66	100,00	100,00

Del factor para determinar el grupo hidrológico al que pertenece se puede destacar que se encuentra dividido en 4 grupos como se indica en la Tabla.33, de acuerdo con su potencial de escurrimiento:

Tabla 33
Clasificación hidrológica del suelo

Grupo hidrológico	Características
A	(Bajo potencial de escorrentía)
B	(Moderado bajo potencial de escorrentía)
C	(Moderado alto potencial de escorrentía)
D	(Alto potencial de escorrentía)

Fuente: (Villón, 2002)

El método del Número de Curva permite relacionar la precipitación en 24 horas con la precipitación efectiva (P_e), mediante la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.25)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.26)$$

Donde:

P = precipitación de un evento en 24 horas

P_e = precipitación efectiva mm

S = almacenaje máximo de la captación mm

El valor de S se obtiene, de acuerdo con el valor del Número de curva obtenido mediante la ecuación 3.26. A cada tipo de complejo suelo-vegetación se le asigna un valor, llamado Número de Curva o Número Hidrológico, que define sus condiciones hidrológicas. Para esta asignación se utilizan tablas elaboradas al efecto, la que se utilizó se encuentra desarrollada en el anexo 4. Posteriormente se ingresan los valores S obtenidos en la ecuación 3.27:

$$CN = \frac{1}{A} (A_1 * CN_1 + A_2 * CN_2 + \dots + A_N * CN_N) \quad (3.27)$$

Donde:

CN = Número de curva

A_N = Área que abarca las características del terreno. Tabla 31

A = Área de la cuenca: 1295,66 km²

Entonces:

Con los resultados obtenidos del programa ArcGis, sobre el mapa de tipo de suelo, cobertura vegetal, y tipo de sembrío tomando como referencia el trazo de la cuenca realizada, se agrupo de acuerdo con el uso de suelo indicado en la Tabla.32 y con su respectivo valor de CN. Tomando en cuenta que se tiene un 76% del suelo tipo A y un 24% de un suelo tipo D, estos porcentajes adoptados son considerados debido a la caracterización del suelo, presentada en el capítulo 2, en vista que en la zona del proyecto presentan un alto porcentajes en arenas y arcillas.

Tabla 34

Coeficiente CN para uso de suelo

DESCRIPCIÓN	CN (A)	76%	CN (D)	24%
-------------	--------	-----	--------	-----

USO DE SUELO	Área (km2)	USO DE SUELO	CN	Área	CN	Área
1 Arboricultura - Pastos plantados	84,22	Tierra cultivada con tratamiento	72	3031,92	91	3832,01
2 Bosque Natural	96,14	Bosque	45	2163,15	83	3989,81
3 Bosque Natural - Pastos plantados	100,28	Cubierta buena	25	1253,50	77	3860,78
4 Bosque Natural - Intervenido	7,13	Cubierta buena	25	89,13	77	274,51
5 Café - cacao	79,55	tierra cultivada	72	2863,80	91	3619,53
6 Cultivos de ciclo corto	1,3	tierra cultivada con tratamiento	62	40,30	81	52,65
7 Cultivos de ciclo corto - pastos plantados	247,93	tierra cultivada sin tratamiento	72	8925,48	91	11280,82
8 Pastos Naturales	7,78	Pastizales condiciones pobres	68	264,52	89	346,21
9 Pastos Naturales - Vegetación Arbustiva	61,17	Pastizales en condiciones optimas	39	1192,82	80	2446,80
10 Pastos Plantados	572,09	Pastizales en condiciones optimas	39	11155,76	80	22883,60
11 Vegetación arbustiva	10,62	cubierta buena	25	132,75	77	408,87
12 Vegetación arbustiva - pastos plantados	27,45	cubierta buena	25	343,13	77	1056,83
	1295,66		CN:	31456,24	CN:	54052,40

La zona del proyecto se caracteriza por presentar una mayor precipitación en los meses de enero y febrero como se presenta en el anexo 3, se indican las precipitaciones de todo el año, para continuar con los cálculos correspondientes a este método, se identificó el día que presenta mayor precipitación, con el que se

obtuvo el valor de P (Precipitación máxima en 24 horas), que se utiliza en cálculos posteriores, entonces se tiene resumido en la Tabla.35.

Tabla 35

Precipitación Diaria

ESTACIÓN M167 JAMA

Años	Febrero	Día
1990	60,00	7
1991	57,50	15
1992	40,20	20
1994	40,60	16
1995	86,40	8
1996	44,20	28
1998	168,60	26
1999	92,20	28
2000		0
2001	35,20	5
2002	57,20	4
2003	77,50	7
2004	9,50	18
SUMA	814,80	
MEDIA	62,68	
MINIMA	9,50	
MAXIMA	168,60	

Fuente: INAMHI

Al aplicar la ecuación 3.27 se obtuvo que el número de curva es:

$$CN = 66,00$$

Entonces se obtuvo que el almacenaje máximo de captación según la ecuación

3.26 es:

$$S = \frac{25400}{66,00} - 254$$

$$S = 130,84 \text{ mm}$$

Mientras que la precipitación efectiva diaria al aplicar la ecuación 3.25 es:

$$P_e = \frac{(168,60 - 0,2 * 130,84)^2}{168,60 + 0,8 * 130,84}$$

$$P_e = 74,22 \text{ mm/24h}$$

Finalmente se obtuvo el coeficiente de escorrentía mediante la ecuación 3.28:

$$C = \frac{P_e}{P} \quad (3.28)$$

$$C = \frac{74,22}{168,60}$$

$$C = 0,44$$

Tabla 36

Valor de Número de Curva (CN)

CN	Características de la superficie
0	Sin escurrimiento
100	Impermeable

Fuente: (Havryleno, Damiano, & Pizarro, 2017)

Los valores de la Tabla.36 varían entre 0 - 100; por lo que cuando se tenga un área con un CN=0 no tiene escurrimiento mientras que con un CN = 100, la superficie es impermeable por lo que todo lo precipitado genera escorrentía.

Métodos empíricos

A continuación, se presentan varias fórmulas empíricas de la bibliografía para el cálculo del coeficiente de escorrentía.

❖ Fórmula de Nadal

(Sandoval W. , 2010), propone el cálculo del coeficiente de escorrentía por el siguiente método:

$$C = 0,25 * K1 * K2 * K3 \quad (3.29)$$

$$K1 = 3,7 * A^{-0.152} \quad (3.30)$$

$$K2 = 0,71 * \ln(P) - 3,51 \quad (3.31)$$

Tabla 37

Valores del coeficiente K3

Características de la Cuenca	K3
Cuenca llana y permeable;	0,5 a 0,7
Cuenca Ondulada y;	0,5 a 1,2
Cuenca montañosa e impermeable.	1,2 a 1,5

Fuente: (Sandoval W. , 2010)

Donde:

K1 : Factor de la extensión de la cuenca.

K2 : Factor de la lluvia media anual.

K3 : Factor de la pendiente y de la permeabilidad del suelo.

A : Área de la cuenca: 1295,66 km²

P : Precipitación media anual 838,73 m/m

Entonces se aplica la ecuación 3.30 y 3.31 y se obtuvo:

$$K1 = 3,7 * 1295,66^{-0.152} = 1,24$$

$$K2 = 0,71 * \ln(838,73) - 3,51 = 1,27$$

El valor de K3 se obtuvo de la Tabla.37, tomado de acuerdo con las características de la cuenca:

$$K3 = 0,70$$

Por lo tanto, al aplicar la ecuación 3.29, el coeficiente de escorrentía es:

$$C = 0,25 * 1,24 * 1,27 * 0,70$$

$$C = 0,28$$

❖ Fórmula Anónima

Citado por (ENACON, S.A, 2012), indica la siguiente ecuación 3.32 para el cálculo del coeficiente de escorrentía:

$$C = K1 + K2 + K3 + K4 \quad (3.32)$$

De la Tabla.38, se toman los valores de los coeficientes K1, K2, K3 y K4 dependiendo de las características del terreno.

Donde:

K1 : La pendiente media de la cuenca. 7,89%

K2 : La permeabilidad con textura de arenas.

K3 : La cobertura vegetal

K4 : La capacidad de almacenamiento

Tabla 38

Valores para coeficientes k1, k2, k3 y k4

Pendiente	K1	Permeabilidad	K2
>0,3	0,40	Roca	0,20
De 0,1 a 0,3	0,30	Arcilla	0,15

De 0,05 a 0,1	0,20	Limos	0,10
Áreas Planas	0,05	Arenas	0,05
Cobertura Vegetal	K3	Capacidad	de K4
		Almacenamiento	
Nada	0,20	Nada	0,20
Poca	0,15	Poca	0,15
Media	0,10	Media	0,10
Mucha	0,05	Mucha	0,05

Fuente: (ENACON, S.A, 2012)

$$K1 = 0,20 ; K2 = 0,05 ; K3 = 0,05 \text{ y } K4 = 0,05$$

Se aplica la ecuación 3.32 con los valores obtenidos, entonces el coeficiente de escorrentía resultó:

$$C = 0,20 + 0,05 + 0,05 + 0,05$$

$$C = 0,35$$

❖ Fórmula de Keler

Según (Ibáñez, Moreno, & Gisbert, 2010), hace referencia a la ecuación de Keler para determinar precipitaciones mayores a 500mm." (pág. 6)

$$C = a - \frac{b}{P} \quad (3.33)$$

Donde:

a : es un coeficiente que oscila entre 0,88 y 1,00; a = 1 (Cuencas torrenciales)

b : es un coeficiente que oscila entre 350 y 460; b = 350 Cuencas torrenciales)

P : Precipitación media anual

838,73 mm

Entonces se aplica la ecuación 3.33 con los valores obtenidos:

$$C = 0,88 - \frac{460}{838,73}$$

$$C = 0,33$$

❖ Método de Prevert

“Ampliamente difundida en Europa y basada en parcelas experimentales” según (Ibáñez, Moreno, & Gisbert, 2010, pág. 5). En el informe que emite el (Ministerios de Agricultura, 2015), se tomó el mapa de cobertura vegetal indicado en la Figura 53.

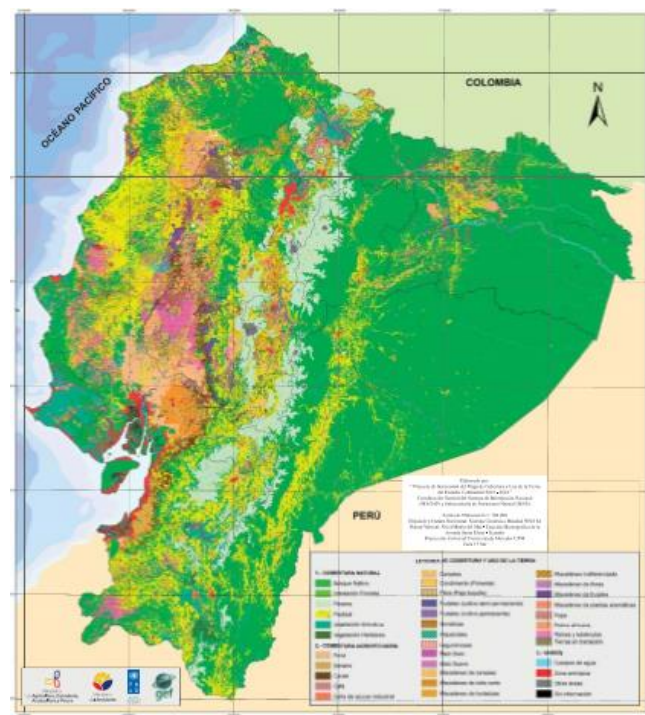


Figura 53 Mapa de cobertura y uso de la tierra del Ecuador. (2013-2014)
Fuente: (Ministerios de Agricultura, 2015)

Se pudo identificar el tipo de uso de suelo de la cuenca que está en una zona con presencia de pastizales y la pendiente de 7,89% de la cuenca que fue calculada previamente, a continuación, se ingresa a la Tabla.39 y se obtuvo:

Tabla 39
Valores del Coeficiente de escorrentía Prevert

Uso del suelo	Pendiente (%)	Textura del suelo		
		Arenoso-limoso	Limoso	Arcilloso
		Limoso-arenoso	Limoso-arcilloso	
Bosque	0 - 5	0,10	0,30	0,40
	5 - 10	0,25	0,35	0,50
	10 - 30	0,30	0,40	0,60
	> 30	0,32	0,42	0,63
Pastizal	0 - 5	0,15	0,35	0,45
	5 - 10	0,30	0,40	0,55
	10 - 30	0,35	0,45	0,65
	> 30	0,37	0,47	0,68
Cultivo	0 - 5	0,30	0,50	0,60
Agrícola	5 - 10	0,40	0,66	0,70
	10 - 30	0,50	0,70	0,80
	> 30	0,53	0,74	0,84

Fuente: (Ibáñez, Moreno, & Gisbert, 2010)

C = 0,30

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los resultados obtenidos del coeficiente de escorrentía con los diferentes métodos antes expuestos:

Tabla 40
Cuadro resumen del coeficiente de escorrentía – Rio Jama

Autor	Coeficiente de escorrentía C
Número de curva (SCS)	0,44
Nadal	0,28
Anónimo	0,35
Keler	0,33
Prevert	0,30

Se realiza el promedio de todos los valores del coeficiente de escorrentías calculadas, exceptuado el método aplicado el Número de Curva (SCS) puesto que este es un modelo que trabaja con precipitaciones de un evento específico es decir instantáneo que puede ir variando de acuerdo con la temporada de análisis. Es así como el promedio del valor de escorrentía por los autores: Nadal, Anónimo, Keler y Prevert es:

$$C = 0,32$$

Mientras que el modelo para la usar la formula racional se tendrá un coeficiente de escorrentía de:

$$C = 0,44$$

La mejor forma de poder interpretar sin problema en valor del coeficiente de escorrentía es tratarlo en términos de precipitación en porcentaje. Que quiere decir esto en caso de resultar un coeficiente de 1,00 representa al 100% de la lluvia que caiga sobre la cuenca será desalojada, mientras que con el valor obtenido de $C=0,32$, indica que el 32% del agua que se precipita será desalojada convirtiéndose en flujo superficial, dando una idea de la permeabilidad del suelo de la zona.

Información hidrométrica

3.2.20 Precipitaciones

La precipitación expresa todas las formas de humedad caídas en estado (sólido o líquido) sobre el suelo y así determinando la entrada de mayor aportación de agua a la cuenca. “Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre y sus mediciones y análisis forman el punto de partida de los estudios de conocimiento el uso y control del agua”, según (Villón, 2002, pág. 69).

3.2.21 Media Anual

La precipitación se la puede definir como el agua aportada en forma de líquido, solido (nieve, granizo) y vapor, la precipitación se genera en las nubes, cuando alcanza un punto de saturación; en este punto la gota de agua aumenta de tamaño hasta alcanzar una masa que se precipitan por la fuerza de gravedad. Para determinar la precipitación de diseño en la zona del proyecto se ha aplicado el método de las áreas ponderadas y también usando el mapa de isoyetas indicado en la Figura 8 y también se realizó el trazo sobre este de la cuenca que se encuentra en la Figura 10, obteniendo así los resultados analizados en la Tabla.41, Tabla.42 y Tabla.43. Del mapa de Isoyetas se determinó la precipitación con valores máximos, mínimos y promedio aplicando la ecuación 3.34. Entonces se tiene:

Tabla 41
Valores de precipitación (máximos)

		Área (m ²)	Área (Km ²)	Precipitación Anual (mm)	Área*Precipitación (Km ² *mm)
A 1		491985195,11	491,98	727,0	357673,23
A2		200475180,37	200,47	825,5	165492,26
A3		87102801,30	87,10	880,6	76702,72
A4		156201436,12	156,20	979,1	152936,82
A5		302250241,27	302,25	1154,9	349068,80
A6		57647951,00	57,64	1468,8	84673,31
ÁREA TOTAL=			1295,66		1186547,16

$$\bar{P} = \frac{A1 * P1 + A2 * P2 + A3 * P3 + A4 * P4 + A5 * P5}{A \text{ TOTAL}} \quad (3.34)$$

$$\bar{P} = \frac{1186547,16 \text{ Km}^2 * \text{mm}}{1295,66 \text{ km}^2}$$

$$\bar{P} = 915,78 \text{ mm} = (\text{Precipitación ponderada máxima})$$

Tabla 42*Valores de precipitación (mínimos)*

		Área (m ²)	Área (Km ²)	Precipitación Anual (mm)	Área*Precipitación (Km ² *mm)
A 1		491985195,11	491,98	551,2	271182,23
A2		200475180,37	200,47	717,0	143740,70
A3		87102801,30	87,10	825,5	71903,362
A4		156201436,12	156,20	880,6	137550,98
A5		302250241,27	302,25	979,1	295933,21
A6		57647951,00	57,64	1154,9	66577,61
ÁREA TOTAL =			1295,66		986888,12

$$\bar{P} = 761.685 \text{ mm} = (\text{Precipitación ponderada mínima})$$

Tabla 43*Valores de precipitación media*

		Área (m ²)	Área (Km ²)	Precipitación Anual (mm)	Área*Precipitación (Km ² *mm)
A 1		491985195,11	491,98	639,1	314427,73
A2		200475180,37	200,47	771,25	154616,48
A3		87102801,30	87,10	853,05	74303,04
A4		156201436,12	156,20	929,85	145243,90
A5		302250241,27	302,25	1067	322501,00
A6		57647951,00	57,64	1311,85	75625,46
ÁREA TOTAL =			1295,66		1086717,64

$$\bar{P} = 838,73 \text{ mm} = (\text{Precipitación ponderada media})$$

Por lo que se trabajó con un valor de precipitaciones media de:

$$\bar{P} = 838,73 \text{ mm}$$

3.2.22 Media mensual

“Es de suma importancia la precipitación media mensual, pues determina el balance hídrico o la cuantificación de la lluvia en una cuenca hidrográfica para un intervalo de tiempo específico”, como lo indica (Monsalve G. , 2009, pág. 106).

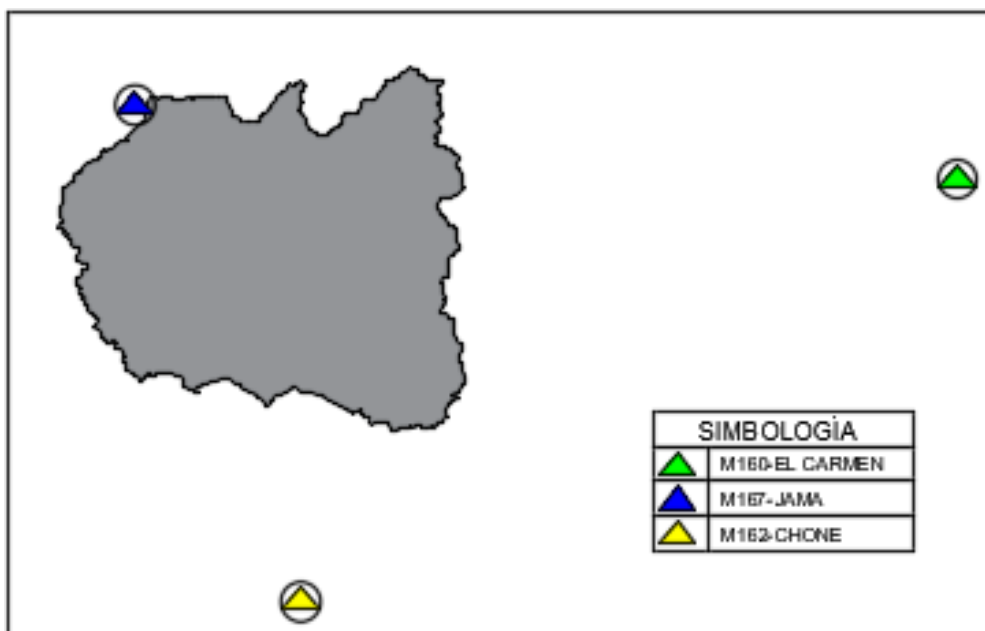


Figura 54 Ubicación de las Estaciones meteorológicas en la Cuenca.

Para la obtención de la precipitación media mensual se obtuvieron los datos de las estaciones meteorológicas proporcionadas por el INAMHI que se indican en el anexo 2, se tomó los valores de registrados mensuales, a partir de eso se realizó un promedio, lo que se presenta en la Tabla 44.

Tabla 44

Precipitación media mensual, estaciones próximas a la Cuenca

Estación	Código	Precipitación media mensual [mm]
Jama	M167	536.62
Chone	M162	959.38
El Carmen	M160	3015.18

Los datos de Tabla 44, presentan los valores obtenidos de las precipitaciones para las diferentes estaciones meteorológicas, antes de realizar el Método de Thiessen hay que considerar que la distribución de las estaciones meteorológicas, sean tanto dentro y fuera de la cuenca, cubriendo así la totalidad de la misma, como se puede observar en la Figura 54, se presenta la ubicación de las estaciones en las cuales su distribución no es la más óptima, pues no cuenta con datos de estaciones que se encuentre dentro de la misma, queda descartado el análisis por el Método de Thiessen.

3.2.23 Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF)

Las curvas de Intensidad-duración-frecuencia representan, para un periodo de recurrencia dado, la intensidad media máxima en función del intervalo de referencia, el periodo de retorno de una intensidad en un intervalo, se le conoce como el número de años que deben transcurrir entre la presentación sucesiva de dos intensidades iguales o mayores, también se les conoce como la máxima intensidad de precipitaciones registradas en diversos intervalos de tiempo. Según (SAGARPA, 2012) “las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF) son básicas en todo análisis hidrológico para la estimación de avenidas máximas por métodos empíricos e hidrológicos”. (pág. 10).

Se procede con el análisis de las variables involucradas en los eventos de precipitaciones, a fin de determinar los modelos de ecuaciones que ayudarán a la obtención de la intensidad máxima para una duración y período de retorno dado. Esto permitirá representar la relación de la intensidad, duración y frecuencia no sólo de forma gráfica, sino también de forma analítica.

Tabla 45*Ecuaciones IDF para la estación Jama*

Estación	Intervalos de tiempo	ECUACIONES	R	R ²	
Código	Nombre	[minutos]			
M0167	JAMA	5 < 30	$i = 125,5845 * T^{0,8294} * t^{-0,4455}$	0,98	0,97
		30 < 120	$i = 164,1148 * T^{0,8095} * t^{-0,4911}$	0,97	0,95
		120 < 1440	$i = 542,1518 * T^{0,2894} * t^{-0,7841}$ (3.35)	0,99	0,98

Fuente: (INAMHI, 2015)

Es importante aclarar que previo al cálculo de las curvas IDF, se debe tomar en cuenta que el tiempo de concentración es de 33,09 horas las cuales representan 1985,4 min, mientras que las fórmulas que nos presenta el INAMHI en la Tabla 45

Solo permite para un tiempo de 24 horas que representan 1440 minutos en vista de esto al observar el comportamiento de las curvas IDF se llega a la conclusión que tienen una tendencia asintótica, con lo que nos permite trabajar con la ecuación 3.35, pues es la mínima intensidad que se mantiene a lo largo de un tiempo.

Tabla 46*Valores de intensidad para la estación Jama, ecuaciones INAMHI*

PERÍODO DE RETORNO T (Años)

Tc (min)	2	5	10	25	50	100
5	77.04	104.18	130.90	177.02	222.43	279.48
10	56.57	76.50	96.12	129.99	163.33	205.23
15	47.22	63.86	80.24	108.51	136.34	171.31
20	41.54	56.18	70.59	95.46	119.94	150.70
30	38.27	50.82	62.98	83.64	103.65	128.45
60	27.23	36.16	44.81	59.51	73.74	91.39
120	19.72	25.71	31.42	40.96	50.06	61.18
360	8.80	11.48	14.03	18.29	22.35	27.31
1440	3.18	4.15	5.07	6.61	8.08	9.87

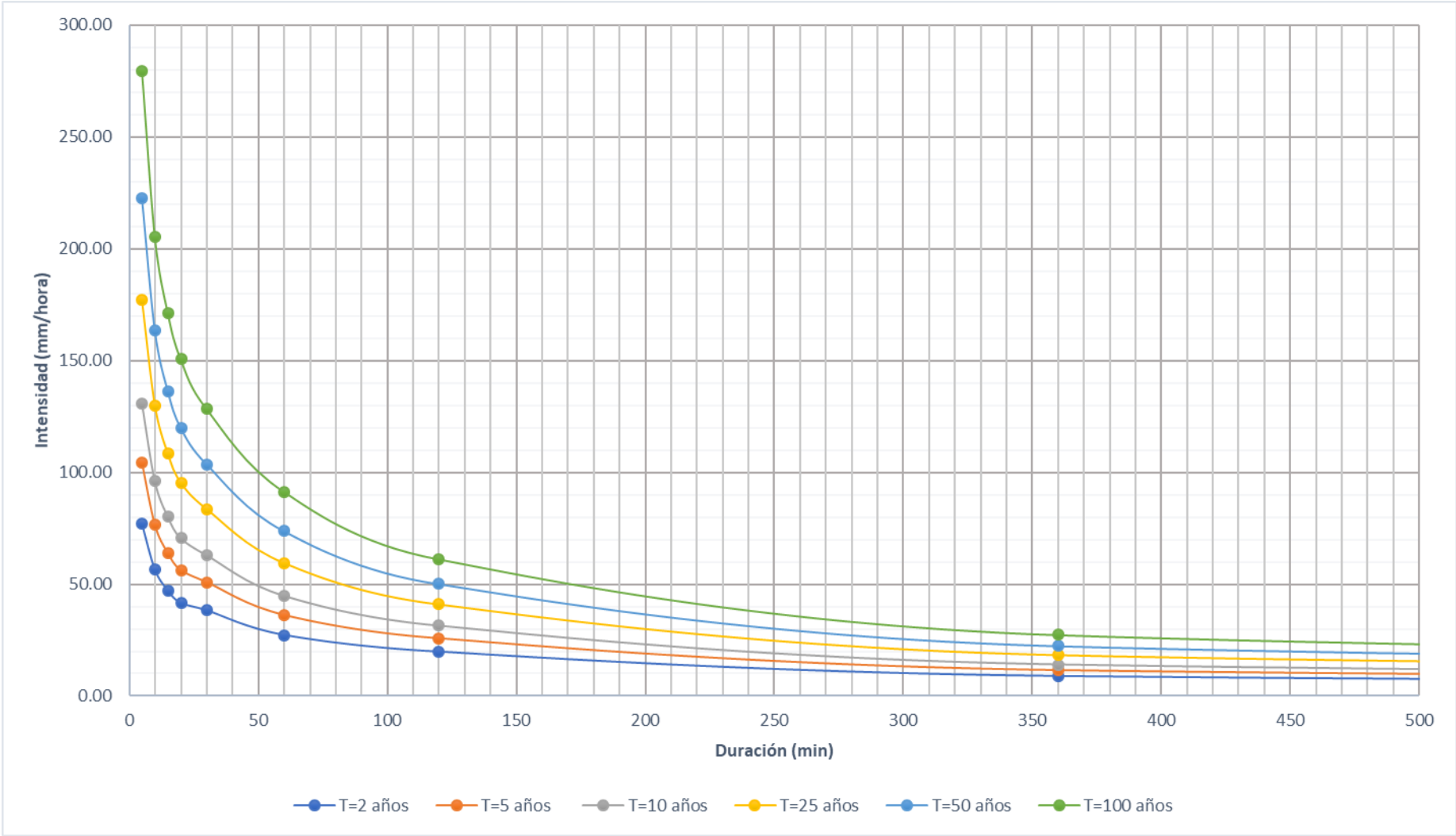


Figura 55. Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia

3.2.24 Intensidad

“La intensidad es importante como parámetro para el cálculo del caudal de diseño e indispensable para erosión, porque es la única característica de la lluvia que, junto con la cantidad de agua caída, suele registrarse en las estaciones meteorológicas”, como lo considera (García Ruiz , 2006, pág. 35). Para la obtención de la intensidad se debe contar con las curvas de intensidad-duración-frecuencia (Curvas IDF), para la región donde se ubica la cuenca en estudio. Para realizar una selección adecuada se debe evaluar el tiempo de concentración de la cuenca para el cual se desea la intensidad y se determina el periodo de retorno con el cual se desea trabajar. La manera de calcular la intensidad es considerando la Tabla 45 en un intervalo de tiempo de 120>1440, debido a que intensidad se calcula de acuerdo con el tiempo de concentración de: $T_c=33,09$ horas equivalente a 1985 minutos, y así se obtuvo los resultados expuestos en la Tabla.47.

Tabla 47

Valores de intensidad según periodo de retorno

Intensidad	T [años]
4,00	10
4,89	20
6,38	50
7,80	100
9,53	200
12,42	500
15,18	1000
24,19	5000
29,56	10000

Para el proyecto se consideró un periodo de retorno para el diseño de 100 años por lo tanto y en base a los resultados obtenidos la intensidad para el cálculo de caudales es 7.80 mm/hora.

3.2.25 Caudales

El caudal se lo define al volumen de líquido que circula por unidad de tiempo, como se indica en la ecuación (3.36):

$$Q = \frac{V}{t} \quad (3.36)$$

Donde:

V: volumen del líquido (m³ o l)

t: tiempo de transición del líquido (s)

3.2.26 Caudal medio

La ecuación 3.37 que se utiliza para el cálculo del caudal medio es la presentada por (Sandoval & Aguilera, 2014) esta es:

$$Q_o = \frac{31,71 * P * A * C}{10^6} \quad (3.37)$$

Donde:

Q_o : es el caudal medio de la cuenca m³/s

P : Precipitación media anual 838,73 mm

A : Área de la cuenca: 1295,66 km²

C : Coeficiente de ecorrentia 0,32

Entonces:

$$Q_o = \frac{31,71 * 838,73 * 1295,66 * 0,32}{10^6}$$

$$Q_n = 11,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.27 Caudal mínimo

Según (Sandoval & Aguilera, 2014) se lo considera como referencia para el cálculo del caudal ecológico, por lo que se aplica la ecuación 3.38:

$$Q_{\text{mínimo}} = \frac{P * A}{10^6} \quad (3.38)$$

Donde:

$Q_{\text{mínimo}}$: caudal mínimo de la cuenca	(m ³ /s)
P : Precipitación media anual	838,73 mm
A : Área de la cuenca:	1295,66 km ²

Entonces:

$$Q_{\text{mínimo}} = \frac{838,73 * 1295,66}{10^6}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = 1,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.28 Caudal ecológico

Según (Azpurua & Galbadón, 1976), señala que es “el caudal destinado a la preservación del hábitad natural de los ríos para favorecer el desarrollo de la fauna y de la flora o bien sea dirigida a impedir la intrusión salina de los ríos que desembocan al mar” (pág.61), reconociéndose además que son aspectos relacionados al aprovechamiento hidráulico, presentado en la ecuación (3.39).

$$Q_{\text{ecológico}} = k * \frac{P * A}{10^6} \quad (3.39)$$

Donde:

$Q_{\text{mínimo}}$: caudal mínimo de la cuenca	m ³ /s
k : 1,00 a 2,5	k = 1,5

P : Precipitación media anual	838,73 mm
A : Área de la cuenca:	1295,66 km ²

Entonces se aplica la ecuación 3.39:

$$Q_{ecológico} = 1,5 * \frac{838,73 * 1295,66}{10^6}$$

$$Q_{ecológico} = 1,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.29 Caudal máximo

Hace referencia a un caso ideal del proyecto hidráulico a desarrollarse, pues este permite establecer un caudal (Q) de diseño, esperando un evento de grandes magnitudes en época de lluvias intensas determinado también por la climatología de la zona, provocando un efecto negativo en localidades aledañas. A continuación, se indican diferentes métodos para el cálculo de caudales:

❖ Fórmula Racional

Según (Naranjo, 2011), esta fórmula permite determinar el caudal máximo instantáneo de descarga de la cuenca de análisis, al no contar con registros de estaciones cercanas. Se identifica en la fórmula racional una relación con los parámetros morfométricos de la cuenca como su área y se expresa en la ecuación 3.40 como:

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad (3.40)$$

Donde:

Q : Caudal de la creciente, pico.	m ³ /seg
C : Coeficiente de escorrentía	0,44

i : Intenidad de la lluvia de diseño	7,798 mm/h
A : Área de la cuenca:	129566,93 ha

Por lo que aplico la ecuación 3.40 y se obtiene:

$$Q = \frac{0,44 * 7,798 * 129566,93}{360}$$

$$Q = 1234,84 \frac{m^3}{seg}$$

El caudal de máximo según la formula racional, para el presente estudio es de 1234,84 m³/s. Según (Lopez, 2001, pág. 4) “el método racional es un modelo hidrometeorológico para la obtención del caudal máximo de esorrentía de una cuenca, determinando para el periodo de retorno que se requiera”. También así toma en cuenta la obra de infraestructura que se elabore.

❖ Método Dr. Sandoval

Sandoval a partir de una combinación de ecuaciones y considerando un equilibrio de masas o volúmenes, propone una ecuación para evaluar caudales con diferentes periodos de retorno para el diseño de obras de aprovechamiento hídrico. Para el caso del Ecuador según (Sandoval & Aguilera, 2014) “para cuencas con $A > 45$ km², se propone utilizar la siguiente ecuación para el cálculo de los caudales máximos correspondientes a diferentes periodos de retorno T , ya que este método maneja precipitaciones medias para así evaluar la esorrentía de la cuenca”. (pág. 103)

$$Q = a * \frac{P * \sqrt{A}}{(1 + \log(A))} * (0,5 * \ln(T) - 0,7) \quad (3.41)$$

Donde:

Q : Caudal máximo	m ³ /seg
P : Precipitación media anual	838.73 mm

A : Área de la cuenca:	1295,669 km ²
T : Periodo de retorno	100 años

Tabla 48 Valores para coeficiente *a*

PRECIPITACIÓN	500 a 2500	>2500 a 4000
Fórmula del coeficiente <i>a</i>	$a = 0,644 - 0,08 * \ln(P)$	$a = 0,1256 * \ln(P) - 0,965$

Fuente: (Sandoval & Aguilera, 2014, pág. 104)

Primero se obtiene el valor del coeficiente *a*, aplicando la ecuación 3.42 y ya obtenido el valor del área de la cuenca el cual es de 1295,66 km², entonces:

$$a = 0,644 - 0,08 * \ln(P) \quad (3.42)$$

$$a = 0,644 - 0,08 * \ln(838,73)$$

$$a = 0,105$$

Por lo tanto, al aplicar la ecuación 3.41 se obtiene:

$$Q = 0,105 * \frac{838,73 * \sqrt{1295,6693}}{(1 + \log(1295,6693))} * (0,5 * \ln(100) - 0,7)$$

$$Q = 1240,20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

A continuación, en la Tabla.49 se comparan con los resultados obtenidos por los métodos antes desarrollados:

Tabla 49
Datos de Caudales comparativos

MÉTODOS		Fórmula Racional	Fórmula Dr. Sandoval
Intensidad	T [años]	Q _{máx}	Q máx.
[mm/hora]		(m ³ /seg)	(m ³ /s)
7,80	100	1234,84	1240,20
9,53	200	1509,14	1508,90
12,42	500	1967,40	1863,50

15,18	1000	2404,43	2131,80
24,19	5000	3830,84	2754,80
29,56	10000	4681,79	3023,00

Para el dimensionamiento de una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como lo es el caso de un puente según (AASTHO, 1998), “el periodo de recurrencia con el que se debe diseñar es de 100 años” (Pág. 51), para evitar así el colapso de la estructura.

Por lo cual se ha tomado los valores de 50 y 100 años respectivamente para cada método de cálculo, resumidos en la Tabla.50.

Tabla 50
Caudales de diseño

AUTOR	Caudal m ³ /s	Caudal m ³ /s
	T (50 años)	T (100 años)
Formula Racional	950,15	1234,84
Dr. Sandoval	972,10	1240,20

A continuación, se realiza un promedio de los métodos de cálculo para obtener un valor adecuado del proyecto en estudio.

- Periodo de retorno de 50 años

$$Q_{50} = \frac{950,15 + 972,10}{2} \quad m^3/seg$$

$$Q_{50} = 961,13 \quad m^3/seg$$

- Periodo de retorno de 100 años

$$Q_{100} = \frac{1234,84 + 1240,20}{2} \quad m^3/seg$$

$$Q_{100} = 1237,52 \quad m^3/seg$$

Se obtuvo de esta manera un caudal de diseño de 961,13 m³/s y 1237,52 m³/s para un periodo de retorno de 50 y 100 años respectivamente.

3.2.30 Hidrograma de diseño

Es el hidrograma de una corriente, pues presenta gráficamente los cambios del caudal con respecto a un tiempo, son muy utilizados para relacionar los tiempos de descarga y caudales pico de cuencas hidrográficas y así conocer la disparidad que existe con sus capacidades de respuesta.

3.2.30.1 Hidrogramas Sintéticos

“Estos hidrogramas se pueden obtener en base a las mediciones de caudales directamente en la corriente o contar con métodos con los que se pueda obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos característicos generales de la cuenca y de las precipitaciones simulando el comportamiento natural de la corriente”, según (Suarez J. , 2001, pág. 31).

Los hidrogramas unitarios se lo denominan sintéticos por su gran importancia, existe un gran número de hidrogramas unitarios sintéticos de los cuales a continuación se presenta uno de ellos.

3.2.30.2 Hidrograma unitario triangular

El concepto de hidrograma unitario se desarrolla en base a que hidrograma de salida de una cuenca es el incremento de los hidrogramas básicos de todas las áreas de la cuenca, cambiados por el viaje por la cuenca y el almacenamiento en los cauces. “Mockus desarrollo un hidrograma unitario sintético triangular, como se muestra en la Figura 56 que lo usas SCS (Soil Conservation Service), la cual a pesar

de su simplicidad proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma”, según (Villón, 2002, pág. 224). Por lo tanto, este método del hidrograma unitario triangular esta dividido en dos partes, la primera es, se realiza una evaluación del volumen de agua obtenido de una precipitación, es decir una escorrentía directa, la segunda se determina el tiempo que tarda en la distribución de la escorrentía incluyendo el máximo caudal (caudal pico).

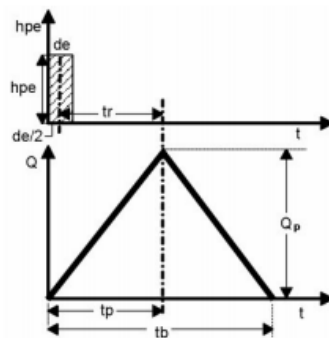


Figura 56 Hidrograma unitario sintético (Forma Triangular)
Fuente: (Villón, 2002, pág. 225)

A continuación, se explican los parámetros tomados en cuenta para el trazo del hidrograma unitario.

- Caudal en punta (Q_p):

Es el escurrimiento máximo dado en un periodo de retorno.

- Tiempo de concentración (T_r):

Es el tiempo mínimo indispensable para que una gota de agua que se desploma en un punto hidrológico más alejado de ella, llegue a la salida.

- Tiempo base (t_b):

Es el lapso de tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin del escurrimiento.

- Tiempo en que se produce la punta (T_p):

Es el lapso que se necesita para que se inicie el escurrimiento hasta el pico del hidrograma.

3.2.31 Calculo del Hidrograma unitario triangular

Se construirá el hidrograma unitario triangular, debido a que cuenta con datos de las características generales de la cuenca.

✓ Tiempo en punta:

La ecuación 3.43 se utiliza para el cálculo del tiempo en punta, como lo indica (Villón, 2002, pág. 226).

$$t_p = 0,5D + 0,6T_c \quad (3.43)$$

Donde:

T_p : Tiempo en punta	horas
D : Duración del evento	33,09 horas
T_c : Tiempo de concentracion	33,09 horas

Entonces se aplica la ecuación 3.43:

$$t_p = 0,5 * 33,09 + 0,6 * 33,09$$

$$T_p = 36,40 \text{ horas}$$

✓ Tiempo base:

La ecuación 3.44 determina el tiempo base en función del tiempo en punta, así lo indica (Villón, 2002, pág. 226)

$$t_b = 2,67 * T_p \quad (3.44)$$

Donde:

T_b : Tiempo base	horas
T_p : Tiempo en punta	36,40 horas

Entonces aplica la ecuación 3.44:

$$T_b = 2,67 \times 36,40$$

$$T_b = 97,19 \text{ horas}$$

✓ **Caudal en Punta:**

$$Q_p = 1237,52 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Al tratarse de una cuenca de forma ligeramente ensanchada y de alta amenazas a crecidas, la respuesta hidrológica muestra un hidrograma con pico elevado que no cambiará de forma drástica. “El área bajo el hidrograma, es el volumen de agua que ha pasado por el punto de aforo, en el intervalo de tiempo expresado en el hidrograma”, según (Villón, 2002, pág. 197).

Las características generales de la cuenca facilitaron la construcción del hidrograma de diseño. En la Tabla.51, se presenta los valores obtenidos para un periodo de retorno de 100 años, seguidamente se realizó la representación gráfica del hidrograma triangular como se presenta en la figura 57.

Tabla 51
Construcción de Hidrograma

T(horas)	Caudal (m³/s)
0	0,00
5	169,99
10	339,99
15	509,98
20	679,97
25	849,97
30	1019,96
35	1189,96

36,40	1237,52
45	1062,42
50	960,62
55	858,83
60	757,04
65	655,25
70	553,45
75	451,66
80	349,87
85	248,08
90	146,28
95	44,49
97,19	0,00

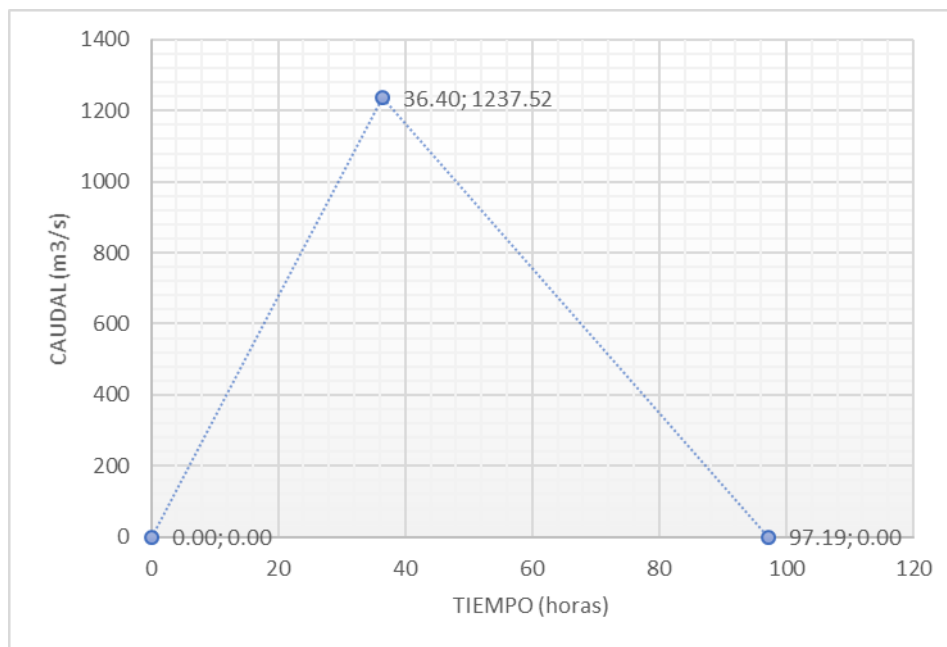


Figura 57 Hidrograma Unitario Triangular

CAPITULO IV

4. HIDRÁULICA DE PUENTES

4.1 Marco Teórico de la hidráulica de puentes

“Las estadísticas de fallas de puentes sobre cursos de aguas, demuestran que la mayoría de los puentes fallan por razones hidráulicas, generalmente erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica”, según (Seaurz, 2006, pág. 1).

4.1.1 Problemas hidráulicos de los puentes

Tomando el criterio de (Seaurz, 2006) considera que “las oportunidades de interacción y cruce entre nuestras redes de infraestructura y la red hidrográfica son muy numerosas. Muchas infraestructuras de transporte (autopista, carretera, ferrocarril, transporte en tubería) han de cruzar los cursos de agua por medio de puentes.” (pág. 4).

Los puentes forman parte del conjunto de infraestructura y son considerados obras costosas y esenciales pues sirven para mantener el transporte. La parte hidráulica es fundamental para el diseño de puentes fluviales; para obtener un puente seguro y económico es necesario dominar el conocimiento de los aspectos hidráulicos. A continuación, se presentan fallas de puentes cuidados por las crecidas de ríos.



Figura 58 Puente sobre el Río Maravilla-Babahoyo.
Fuente: (El Telégrafo, 2015)

Según (El Telégrafo, 2015) “ se reportaron la caída de un puente sobre el Río Maravilla, en la parroquia Febres Cordero de Babahoyo”. El reportaje de (El Comercio , 2017) menciona “las intensas lluvias provocaron la crecida del caudal del río en las zonas rurales de la provincia de Bolívar. Los técnicos de la Secretaria de Gestión de Riesgos (SGR) informaron que se destruyó un puente construido con madera. El paso elevado conectaba a las comunidades de Salinas, La Palma, Mudillidiaguan y Chazojuan con el Cantón Echeandía. La precipitación del lunes 24 de abril 2017 provoco que el puente de madera cediera ante la fuerza del agua, mientras que en Sigchos un río se desbordo”, como se indica en la Figura 59.



Figura 59 Un río se desbordó en Sigchos, provincia de Cotopaxi

Fuente: (El Comercio , 2017)

4.2 Comportamiento del flujo.

Según (Rincón & Perozo, 2014) considera que “en el caso de construcciones de obras de vialidad uno de los principales retos a vencer han sido los diferentes problemas que ocasionan el atravesaren la corriente de un cauce.” (pág. 78) Como bien se sabe tanto las pilas como los estribos de un puente generan lo que son efectos

de socavación y reacomodo de los sedimentos en el fondo de un cauce. Por la amplia interacción existente entre el río el puente, el rio por su naturaleza es esencialmente en dinámico. La dinámica de un rio depende si se presenta continuo cambio de régimen, de subcrítico a supercrítico o viceversa.

4.2.1 Regímenes del flujo

➤ Crítico

Dentro de estos flujos presentan fuerzas inerciales y gravitacionales que lo convierten en un flujo inestable, logrando así que se convierta en un estado intermedio, por lo tanto, no es recomendable utilizarlo en el diseño de estructuras hidráulicas. Cuando se cuenta con este tipo regímenes el número de Froude es igual a 1.

➤ Supercrítico

Las fuerzas inerciales en este tipo de flujo presentan mayor influencia que las gravitacionales, adicional a esto el flujo se presenta en pendientes y velocidades altas con profundidades pequeñas. La existencia de estos tipos de flujos en un canal da origen a un aumento en la cantidad de energía provocando así la disminución de la altura de la lámina de agua.

En este tipo de flujo proporcionan información de resaltos hidráulicos; este tipo de flujos pueden alcanzar un número de Froude mayor a 9.

➤ **Subcrítico**

Las fuerzas inerciales para este flujo son muy elevadas comparadas con las fuerzas gravitacionales; las velocidades y las pendientes son relativamente bajas, mientras que las profundidades de la lámina de agua son todo lo contrario, pues son mayores a las que se presenten en el flujo supercrítico.

El aumento de la energía en este tipo de flujo da como resultado un aumento en la profundidad de la lámina de agua.

4.3 Flujo en canales abiertos

Los estudios hidráulicos de puentes hacen una suposición en la cual asumen que el fondo de un cauce permanece constante mientras ocurre el evento, situación que se puede presentar en ríos estables fijando así la atención en la socavación local, pero existen ríos muy dinámicos (régimen mixto), en los cuales se presentan cambios en el fondo del cauce debido al cambio de flujo y al arrastre que realiza el mismo.

En canales abiertos el flujo se desliza por la acción de la gravedad y están sujetos a una superficie y contorno firme. El líquido que fluye en canales abiertos tiene una superficie sin ninguna obstrucción y sobre el no interfieren otras presiones que la debida por su propio peso y a la presión atmosférica, esto se presenta en la naturaleza generalmente como en un río.

4.3.1 Tipos de escurrimiento en canales

✓ **Flujo permanente:**

Se denomina flujo permanente en una sección del canal cuando se mantiene constantes con respecto al tiempo y las características hidráulicas del flujo (caudal, velocidad, tirante, entre otros).

✓ **Flujo no permanente:**

Se trata de flujo no permanente o también llamado flujo no estacionario, es cuando en la sección del canal no se mantiene constante con respecto al tiempo las características hidráulicas del flujo (caudal, velocidad, tirante, entre otros).

Para causas con pendientes del lecho del canal es constante y el tirante cambia a lo largo del cauce.

✓ **Flujo uniforme**

Este tipo de flujos no son muy conocidos, pues se presentan cuando la velocidad del escurrimiento es la misma en un tiempo determinado. Esta condición implica que la sección en el tramo analizado del cauce se mantenga constante.

✓ **El flujo variado**

El flujo variado a lo largo del canal no permanece constante las características hidráulicas del flujo.

✓ **El Flujo Gradualmente Variado**

Es un fenómeno que existe cuando el tirante de agua varía suave o gradualmente a lo largo de la longitud del cauce, para un caudal establecido como se aprecia en la Figura 60.

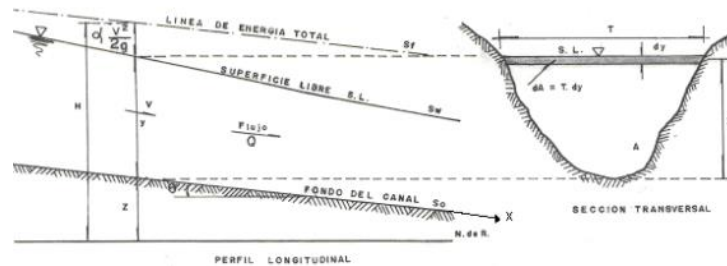


Figura 60 Flujo gradualmente variado y rápidamente variado
Fuente: (Flores, 2015)

4.4 Energía en canales abiertos

“En hidráulica se sabe que la energía total del agua en metros-kilogramos por kilogramos de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede expresarse como la altura total en pies de agua, que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad”, según (Alvarado, Arias, Lenz, & Yenny, 2008). La energía de flujo es gradualmente variada en canales abiertos.

4.5 Energía Específica

La energía específica se deriva de la ecuación de Bernoulli, dependiendo de la distribución de presiones, en una sección de canal se presenta como la energía por peso de agua en cualquier sección del canal medido con respecto al fondo de este.

4.5.1 Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente

Los factores hidráulicos del emplazamiento de un puente tienen gran importancia para la planificación y trazo de la vía. “Si la vía se traza sin tomar en cuenta cual es el mejor sitio para el puente para cruzar el río, se pueden generar un costo más

elevado en la obra para proporcionar seguridad al del lugar del cruce arbitrario. Para que un puente este bien o mal colocado depende del análisis hidráulico”, según (Seaurz, 2006, pág. 4)

Se debe tomar en cuenta los siguientes principios:

- La principal característica del emplazamiento es de que el río no modifique su cauce con efectos negativos que afectan al puente, se debe elegir el cruce más estable, que puede ser un lugar en que se encuentre encajado en material duro y por ende sea inmóvil.
- Si el puente lo colocan en un lugar inestable, se generan la posibilidad de realizar obras de encauzamiento para estabilizarlo, hay ocasiones que estas obras son impredecibles. “Los meandriiformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encauzamiento”, según (Seaurz, 2006, pág. 4).
- Los lugares de cauce relativamente rectos son los preferibles, debido a la erosión lateral y a la erosión del fondo del cauce en la parte exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes.
- La parte hidrología e hidráulica es imprescindible para la estabilidad de un puente.

4.5.2 Alineamiento

Una vez determinado un buen emplazamiento, continúa la sección geométrica que va de la mano con la parte hidráulica dando lugar a la alineación de la vía con respecto al río. Los estribos o cimentaciones deben considerar correctamente los aspectos hidráulicos.

4.6 Socavación

Debido a la intervención del hombre en ubicación de obras hidráulicas y la acción de fenómenos fluviales e hidrológicos (crecidas), la morfología a lo largo del cauce natural varía con el fin de mantener un equilibrio llegando a modificar sus características geométricas iniciales. Al considerar un evento hidrológico lo que genera un mayor incremento en velocidades de arrastre de sedimentos en el lecho del río, y posteriormente regresa al flujo normal estos sedimentos se depositan al fondo del cauce reconvirmando en ciertas partes sus niveles iniciales del lecho; excepto en tramos que se ven afectados por la disminución del nivel del lecho, originando la socavación.

Por lo que se toma en consideración parámetros como la socavación, pues esta influye de manera negativa en los elementos estructurales que forman un apoyo en la parte estructural de un puente como son en: pilas y estribos, que en la mayoría de los casos pueden provocar el colapso de estos.

4.6.1 Tipos de socavación

Se toma en consideración los siguientes tipos de socavación:

4.6.1.1 Socavación General

Según (Toapaxi, L., Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015), “la socavación general, también conocida como socavación normal, consiste en una disminución generalizada del fondo por el aumento del arrastre de sedimentos debido al incremento de la capacidad de flujo (crecidas). Generado por un desequilibrio entre el aporte (sólido) que se transporte en la crecida vs material removido.” (pág. 1)



Figura 61 Socavación general
Fuente: (Naranjo, Slideshare, 2014)

4.6.2 Socavación Local

También se la relaciona con “la presencia de: estrechamientos, curvas, pilas y estribos, lo que genera un aumento de intensidad del flujo capaz de remover el material del lecho” según (Toapaxi, L., Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015, pág. 2).

Afectando a una zona limitada, con presencia de remolinos y vórtices debido a la obstrucción al paso de agua que los elementos estructurales pueden generar. A continuación, se indica la socavación que se puede generar en presencia de la obstrucción que existe:

- **Socavación local en estrechamiento**

(Naranjo, SlideShare, 2011), señala que este tipo de socavación se produce por el aumento de capacidad de arrastre de sólidos, adquiriéndola cuando su velocidad de flujo aumenta.



Figura 62 Socavación por estrechamiento
Fuente: (Naranjo, SlideShare, 2011)

- **Socavación local en curvas**

En las curvas de los cauces, se presenta una mayor velocidad en su parte exterior cóncava, aumentando así la capacidad de arrastre de sólidos y una mayor profundidad de socavación.

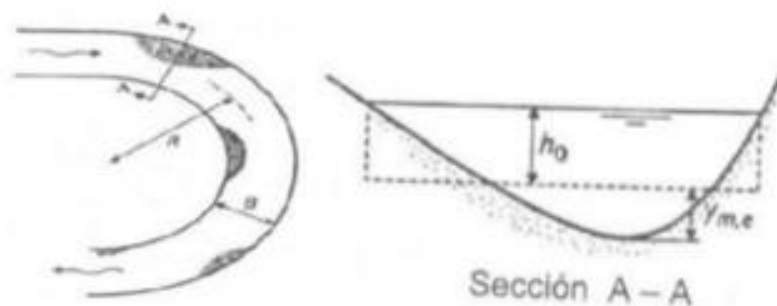


Figura 63 Socavación local en Curvas.
Fuente: (Share, 2015)

- **Socavación local en los estribos**

(Suarez J. , 2001), indica que “junto a los estribos del puente se genera turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del

fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce. Esta socavación debe adicionarse a la profundidad de socavación producto de la contracción de la sección del cauce”. (pág. 138)

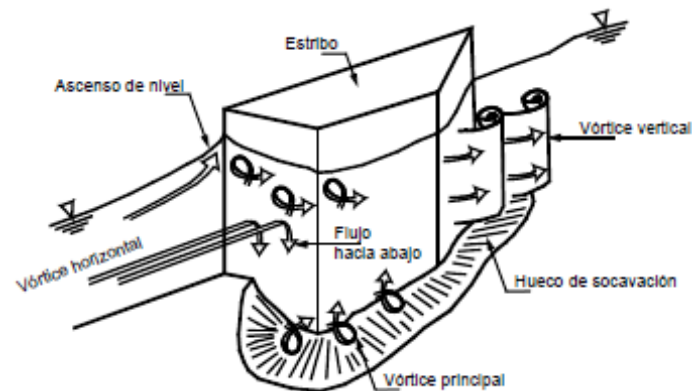


Figura 64 Esquema de flujo junto a estribos del puente
Fuente: (Suarez J. , 2001, pág. 149)

4.7 Protecciones

4.7.1 Consideraciones para el diseño de protecciones

- Revestimiento

Se considera un revestimiento como una estructura de refuerzo para la superficie del suelo logrando así aumentar la resistencia al esfuerzo tractivo del agua en movimiento, según (Suarez J. , 2001). “Previo al diseño de un sistema de estabilización de los márgenes de una corriente o cuerpo de agua es indispensable conocer cómo se presentan los mecanismos de erosión y de las fuerzas que actúan sobre las estructuras de protección que se coloquen. El desconocimiento de los procesos de erosión activos y potenciales en un sitio específico pueden ocasionar la falla del sistema de protección. El propósito de estas obras es el de separar el suelo de la corriente para así impedir el desprendimiento, conteniendo el suelo para disminuir el riesgo del deslizamiento por socavación o erosión en el pie de los

taludes y en algunos casos servir de estructura disipadora de la energía de la corriente.” (pág. 401)

El revestimiento quiere decir que se trata de sistema completo de protección consistente como se presenta a continuación.

- a. Una armadura o manto para la protección superficial
- b. Un filtro o cimienta protector para evitar la erosión debajo de la armadura
- c. Una protección para evitar la socavación en el pie del talud revestido
- d. Una protección o anclaje del revestimiento en la parte superior del revestimiento.

4.8 Criterios generales de diseño

Dentro de los parámetros a tomar en cuenta para la ejecución de las obras de protección, se tiene:

- ✓ **Caudal de diseño:** toda obra de control que se coloque en el cauce del río debe mantener una relación directa con los caudales con los que se esté trabajando, en el caso de puentes dependiendo de su importancia se consideró un periodo de retorno de 100 años.
- ✓ **Tipo de flujo:** identificando para cada diseño el tipo de flujo que se tiene para las condiciones con mayor criticidad.
- ✓ **Sección geométrica de la corriente:** Para los revestimientos es conveniente establecer varias secciones en el canal. La AASHTO propone que para el caso de protección de cauces que se encuentren cerca de carreteras, se

debe construir obras de protección en una longitud que abarque la zona erosionada por lo tanto establece que sea un ancho del canal para aguas arriba y 1.5 veces el ancho del canal para aguas abajo.

- ✓ **Rugosidad:** se debe realizar un análisis de las condiciones generales del flujo y la morfología del río, para determinar el coeficiente de rugosidad.
- ✓ **Determinación de la longitud a proteger:** La protección debe estar a una distancia mayor a la que será impactada por las fuerzas de erosión.
- ✓ **Profundidad y altura de la zona a proteger:** para determinar la altura a la que se debe proteger la ribera depende del caudal máximo que se obtenga en dicha zona, aumentando a esto un factor de seguridad.

Según (AASHTO ,1999) recomienda una altura adicional de protección de 0,9 y 1,2 metros por encima del nivel máximo para la lluvia de 100 años. “La profundidad de la protección debe tomar en cuenta las características de la socavación y sedimentación del canal, las mismas que se deben colocar a una profundidad mayor a la socavación calculada”, según (Suarez J. , 2001, pág. 404)

- ✓ **Tipos de revestimiento:** existe un sin número de materiales para la protección de riveras, dentro de los cuales se destacan los siguientes enrocado RIP-RAP, muro de gaviones, pantalla de concreto entre otros, pero para determinar el tipo de revestimiento para la protección, depende de la disponibilidad del material.

4.9 Comportamiento de los revestimientos

Los revestimientos tienen un comportamiento que depende de las características de los mismo y además de las características del suelo de cimentación, en esto influye si el revestimiento es flexible o rígido, como permeable o no.

4.9.1 Esfuerzos sobre el revestimiento

Las corrientes de agua tienen un comportamiento complejo y sobre todo dinámico creando esfuerzos sobre la superficie de la orilla logrando así producir erosión. Existen dos formas en las que las orillas pueden erosionarse las cuales se presentan a continuación.

- ✓ **Abrasión:** es la acción erosiva que pueden ocasionar desprendiendo del material de la superficie de la orilla

- ✓ **Deslizamiento:** es un tipo de corrimiento o movimiento en masa de suelo debido a las fuerzas hidráulicas, ocasionando así inestabilidad de los taludes.

- ✓ **Fuerzas de las Olas:** Según (Suarez J. , 1992) menciona que, el ataque de corrientes de agua y de las olas sobre los revestimientos genera unas condiciones de flujo muy complejas sobre y a través del revestimiento, el mismo que puede ser sujeto a fuerzas de levantamiento por el movimiento del agua hacia arriba del talud. Cuando la fuerza de levantamiento no es completamente contrarrestada por el peso del revestimiento se produce un deslizamiento del revestimiento, debido a la reducción de la componente

normal del peso y a la disminución de la fricción entre el revestimiento y la capa de cimentación. (pág. 405)

4.9.2 Mecanismos de falla en los revestimientos

- ✓ **Exceso de presión de poros:** es la presión que ejerce el agua atrapada en el suelo, lo que significaría que si la protección es de baja permeabilidad comparada con el subsuelo se generaría una licuación, lo que llevaría a un deslizamiento.
- ✓ **Migración de finos debajo del revestimiento:** esta migración de finos se presenta debido a las gradientes hidráulicas.
- ✓ **Deslizamiento del revestimiento:** Se presenta este fenómeno cuando no existe apoyo en el pie del talud.

4.10 Revestimiento con Enrocado

En la actualidad existen dos tipos de enrocamiento: como bien es conocido uno de ellos colocado a mano mientras que el otro es a volteo. Cuando es enrocamiento a mano se debe considerar un incremento de personal en la mano de obra. Para el caso de enrocamiento a volteo se necesita mayores espesores.

4.10.1 Enrocamiento colocado a volteo

Las rocas para el enrocado a volteo son piedras graduadas que se colocan en un talud listo, de tal forma que no permita que se genere la segregación. Este enrocamiento debe ser ubicado con maquinaria pesada. “La efectividad del

enrocamiento a volteo ha sido bien establecida cuando este es propiamente instalado” considerando el criterio de (Guamán & Verdugo, 2014, pág. 29).

4.10.2 Enrocamiento colocado a mano

La colocación del enrocado manualmente son piedras colocadas muy cuidadosamente a mano o por grúas que tiene un patrón definido; la abertura que se tienen entre las piedras grandes es rellenas con pequeñas piedras logrando así obtener una superficie relativamente uniforme. El objetivo de ligar piedras manualmente necesita que las mismas sean relativamente uniformes en forma y tamaño. Las condiciones que deben satisfacer el enrocamiento son:

- Estabilidad de las rocas superficiales bajo la acción de una crecida.
- Protección de los filtros y materiales finos contra la erosión
- Calidad, peso y tamaño de las rocas
- Espesor del revestimiento
- Forma de las piedras
- Los factores que determinan la estabilidad de las rocas son:
 - Las condiciones de apoyo de la roca.
 - La forma y peso volumétrico de la roca
 - La inclinación del talud en que descansa la roca.

4.11 Características de las rocas

Según (Guamán & Verdugo, 2014) menciona que:

La elección de las rocas se realiza desde su calidad, se determina por inspección visual, por ensayos de laboratorio. Las rocas deben ser duras, densas y capaces de resistir la meteorización; además, tienen que ser angulares, con bordes afilados y limpios, y las caras relativamente planas. (pág. 30)

4.11.1 Recomendaciones del espesor en el enrocado

Cabe recalcar que (Téllez, 2012) menciona que:

Las rocas deben caber perfectamente dentro del espesor del enrocamiento para proveer una mejor resistencia ante las fuerzas erosivas. Rocas demasiado grandes pueden o aisladas pueden producir una falla y afectar la estabilidad entre rocas individuales o causando huecos de gran magnitud que exponen el material interno a las filtraciones o que remueva el material más fino, las rocas muy pequeñas o muy grandes pueden ser removidas individualmente y remplazadas por otras de tamaño adecuado. (pág. 16)

4.11.1.1 Los Geosintéticos

Los Geosintéticos como menciona (Suarez J. , 2001) considera que:

Son productos de ingeniería enrollables, fabricados con polímeros como el polipropileno, el poliéster, nylon y el polietileno. Como estos productos sintéticos se van a utilizar en obras en contacto con el suelo, la humedad y el medio ambiente es muy importante analizar su comportamiento en estas condiciones. (pág. 194)

4.11.1.2 Geotextiles

Se le conoce como redes de material plástico que se utiliza para cubrir el suelo o roca. Tenemos dos tipos de geotextiles que se presentan a continuación.

4.11.1.3 Geotextil no tejido

Es un material formando una telaraña suelta de fibras pequeñas o con filamentos continuos, coordinados en un patrón desordenado, y luego sujeto alguna unión para crear una estructura plana resistente. El procedimiento para crear la telaraña es importante pues de esto depende la distribución y orientación de las fibras en el producto definitivo.

Estos geotextiles están divididos en base al sistema de pegado como se presenta en la siguiente Figura 65.

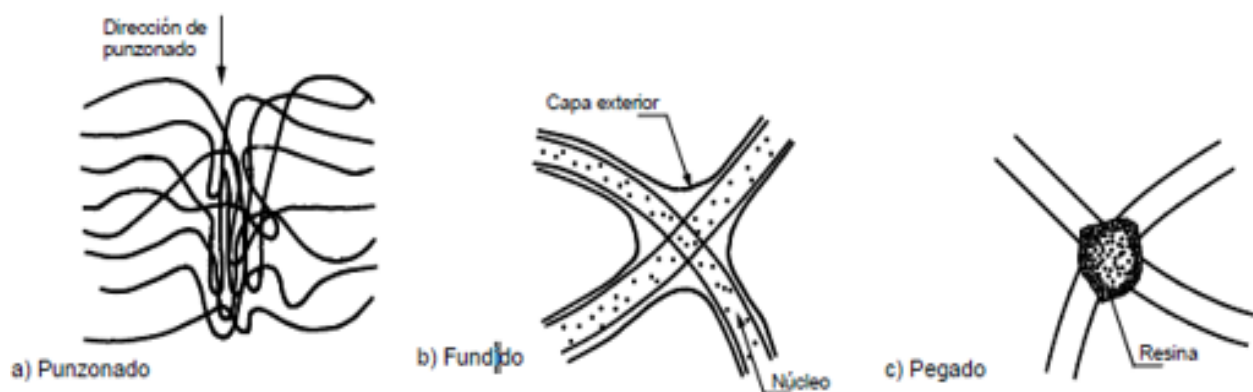


Figura 65 Tipos de unión en geotextiles no tejidos
Fuente: (Suarez J. , 2001, pág. 196)

4.11.1.4 Geotextil tejido

Se las conoce como fibras tejidas en ángulos de 90 grados llegando a tomar la forma y apariencia de una manta de tamaño uniforme con huecos.

Los geotextiles pueden dividirse de acuerdo con la fibra que se utiliza para su fabricación entre los cuales se tiene:

- ✓ Geotextiles tejidos de monofilamento
- ✓ Geotextil tejido de hilo
- ✓ Geotextil tejido de cinta
- ✓ Geotextil tejido de fibrilados
- ✓ Filtros de Geotextil

En el diseño del geotextil, es de suma importancia la permeabilidad y la capacidad de retener las partículas finas, en cuanto se permite el paso del flujo, de igual manera los filtros del geotextil dependen del tamaño del orificio que está determinado por el O_{90}

4.11.2 Criterios de permeabilidad

Para cumplir con el criterio de permeabilidad es importante que el geotextil tenga una permeabilidad más elevada que el suelo y se debe cumplir con el siguiente criterio.

$$O_{90} \geq D_{15}$$

4.11.2.1 Criterio de retención

Para satisfacer con el criterio de retención es necesario que los huecos del geotextil sean relativamente pequeños para impedir el paso de partículas finas, se debe cumplir con el siguiente criterio.

$$O_{90} \leq 5,0D_{90}$$

Los geotextiles no tejidos son más efectivos como filtros que los tejidos debido a que se tiene una mayor variedad de tamaños de poros.

4.11.3 Resistencia de los geotextiles

Para la determinación de las resistencias de los geotextiles se toma el criterio establecido en (MOP-001- F, 2002), donde se presentan las características y especificaciones mínimas que debe cumplir el geotextil, las cuales se presentan en la Tabla 52.

Tabla 52

Especificaciones Técnicas para Geotextiles

CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO			
UTILIZADO PARA ESCOLLERAS Y REVESTIMIENTOS			
Propiedad	Norma	Unidad	Valor
Método Grab Resistencia a la tensión	ASTM D 4632	N (lb) %	800(180)>50
Elongación			
Resistencia al Punzonado	ASTM D-4833	N(lb)	460 (130)
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4553	N(lb)	420 (72)
Método Mullen Burset Resistencia al Estallido	ASTM D-3786	N (lb) %	2220 (320)
HIDRÁULICAS			
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D-4491	mm (Tamiz)	0,15(100)
Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	40x10 ⁻²
Permitividad	ASTM D-5199	Mm	2,2

Fuente: (MOP-001- F, 2002)

4.11.4 Especificaciones de construcción geotextiles en obras de control de erosión.

El geotextil debe colocarse específicamente en contacto con la superficie del suelo sin arrugas o dobles y tiene que estar bien anclado a la superficie del suelo.

Debe colocarse el geotextil de tal forma que, al colocar los materiales sobre él, no se estire demasiado la tela para evitar que llegue a romperse.

“El geotextil debe colocarse con la dirección de la maquina paralela a la dirección del movimiento del agua, la cual es generalmente paralela al talud en caso de oleaje y paralela a la corriente en el caso de ríos o quebradas”, según (Suarez J. , 2001, pág. 199).

El geotextil debe traslaparse mínimo 300 mm por la parte superior del agua y un metro por debajo del agua.

El enrocado debe ser colocado siempre desde el pie hacia arriba del talud.

Para la colocación de la roca no debe ser de una altura mayor a 30 centímetros y no deben rodar talud abajo, la roca debe tener una masa mayor a 100 kg.

CAPITULO V

5. MODELAMIENTO EN HEC RAS Y DISEÑO HIDRÁULICO

HEC-RAS es un software desarrollado por el Hidrologic Engineering Center (HEC) del US Army Corps of Engineer, con el cual se realizará el modelamiento y simulación de los caudales y arrastre de sedimentos a lo largo del Rio Jama. El modelo HEC-RAS requiere la inclusión de datos de entrada de tipo geométrico como lo son: secciones transversales, longitud entre tramos, coeficientes de rugosidad (Manning), de expansión y de contracción, la información sobre unión de corrientes y estructuras hidráulicas, así como información del régimen de flujo (subcrítico, supercrítico o mixto), condiciones de frontera y caudal pico. (Hidrologic Engineering Center, 2010). La zona de estudio tiene la siguiente superficie natural con cotas de niveles desde 2msnm hasta 12 msnm. Se ha realizado líneas de muestre cada 10m con un ancho de 200 para tener una perspectiva amplia de los perfiles de río.

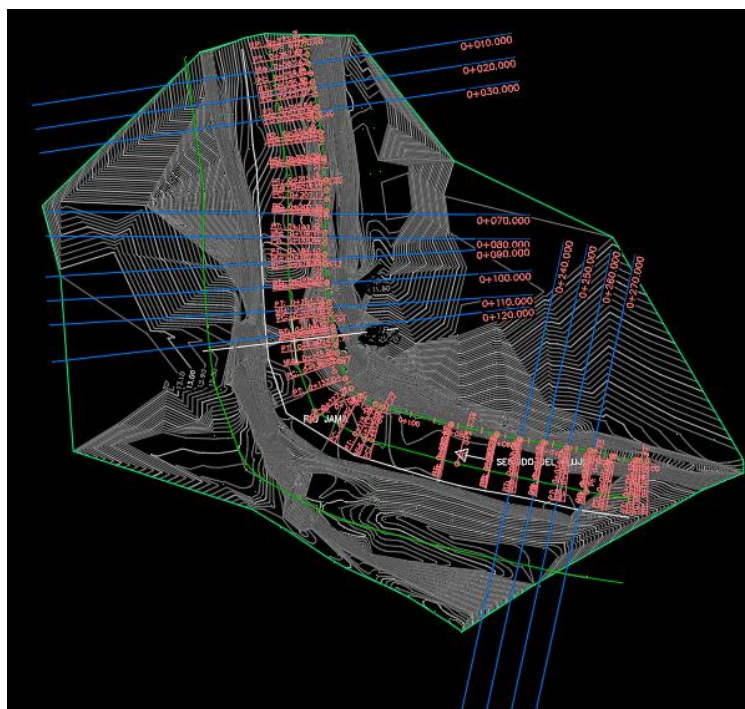


Figura 66 Topografía en Civil - 3D

En la Figura.67 se presenta la geometría del río Jama, en la que consta los alineamientos y el eje del río.

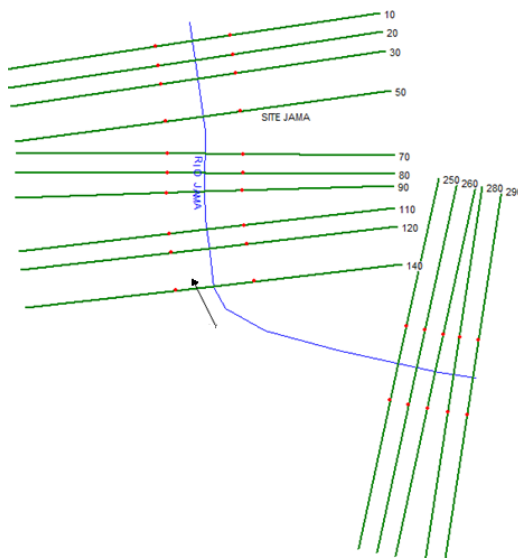


Figura 67 Topografía en HEC RAS

5.1 Coeficientes de Rugosidad

El coeficiente de Manning es un parámetro de suma importancia para la calibración del modelo HEC RAS. Los coeficientes de rugosidad son de 0.020 para margen derecho, 0,021 lecho de río y 0,018 margen izquierdo.

Edit Manning's n or k Values

River: RIO JAMA | Edit Interpolated XS's | Channel n Values have a light green background

Reach: SITE JAMA | All Regions

Selected Area Edit Options: Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

	River Station	Frcn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	290	n	0.02	0.021	0.018
2	280	n	0.02	0.021	0.018
3	270	n	0.02	0.021	0.018
4	260	n	0.02	0.021	0.018
5	250	n	0.02	0.021	0.018
6	140	n	0.02	0.021	0.018
7	120	n	0.02	0.021	0.018
8	110	n	0.02	0.021	0.018
9	90	n	0.02	0.021	0.018
10	80	n	0.02	0.021	0.018
11	70	n	0.02	0.021	0.018
12	50	n	0.02	0.021	0.018
13	30	n	0.02	0.021	0.018
14	20	n	0.02	0.021	0.018
15	10	n	0.02	0.021	0.018

OK | Cancel | Help

Figura 68 Coeficientes de rugosidad en Hec Ras

5.2 Pendiente del Río

En el programa Hec- Ras es necesario ingresa la pendiente de río aguas debajo de puente, el mismo que es 0.0035.

5.3 Histograma

El histograma tiene como base los datos del cálculo hidrológico tales como el caudal de diseño (100 años) y el tiempo de concentración.

Tabla 53

Datos para histograma

Descripción	Cantidad	Unitario
Tiempo de Concentración Tc:	33,09	horas
Duracion Unitaria (d):	33,09	horas
Tiempo de Punta (tp):	36,40	
Tiempo base (tb):	97,19	
Caudal de Punta (Qp):	1237,52	m ³ /s

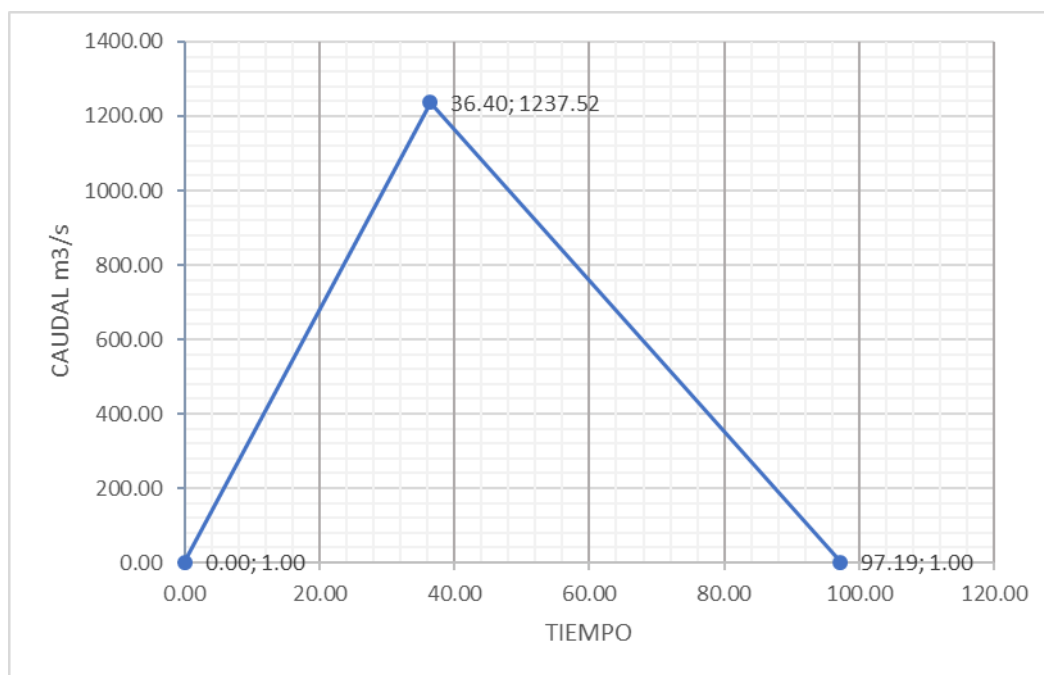


Figura 69 Hidrograma Unitario

El Histograma se ingresa en el programa Hec- Ras aguas arriba de puente, en este caso se ingresó en la abscisa 290.

5.4 Modelo Terreno Natural

Se ha ingresado los parámetros generales en el software Hec Ras. El modelo solo cuenta con la superficie natural.

5.4.1 Velocidades

El comportamiento de caudal en este modelo tiene como resultados las siguientes velocidades.

Tabla 54

Datos obtenidos en la sección del puente

Parámetro	Descripción
Q total	Caudal máximo de la sección.
Min Ch El	Elevación mínima del eje del río.
W.S. Elev	Elevación del tirante normal del agua.
Cri W.S	Elevación del tirante crítico del agua.
E.G.Elev	Elevación de la gradiente de energía
E.G. Slope	Pendiente de la gradiente de energía
Vel Chnl	Velocidad en el eje del río.
Flow área	Área Mojada

HEC-RAS Plan: Plan 23 River: RIO JAMA Reach: SITE JAMA Profile: Max WS												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
SITE JAMA	290	Max WS	1237.52	2.90	11.14		11.34	0.000164	2.05	642.54	144.27	0.26
SITE JAMA	280	Max WS	1237.50	2.80	11.11		11.34	0.000201	2.26	605.85	147.22	0.29
SITE JAMA	270	Max WS	1237.48	2.71	11.07		11.34	0.000235	2.56	571.38	148.84	0.31
SITE JAMA	260	Max WS	1237.46	2.70	11.03		11.34	0.000268	2.78	539.92	140.97	0.33
SITE JAMA	250	Max WS	1237.44	2.74	10.99		11.35	0.000319	2.97	508.81	139.39	0.36
SITE JAMA	140	Max WS	1237.29	2.70	10.61		11.33	0.000508	3.85	348.90	66.32	0.46
SITE JAMA	120	Max WS	1237.28	2.70	10.39		11.32	0.000734	4.39	298.90	55.07	0.55
SITE JAMA	110	Max WS	1237.27	2.70	9.89		11.34	0.001364	5.41	235.53	42.42	0.70
SITE JAMA	90	Max WS	1512.34	1.75	9.08		11.27	0.002103	6.60	234.52	46.54	0.89

Figura 70 Resultados en diferentes secciones.

Las velocidades aguas arriba del eje del puente (abscisa 120), varían desde 2,05 m/s a 4,39 m/s y agua debajo de 4,41 m/s a 9,21 m/s.

5.4.2 Altura Máxima de la lámina de agua.

La lámina de agua en eje de puente tiene una cota de 10,39 msnm.

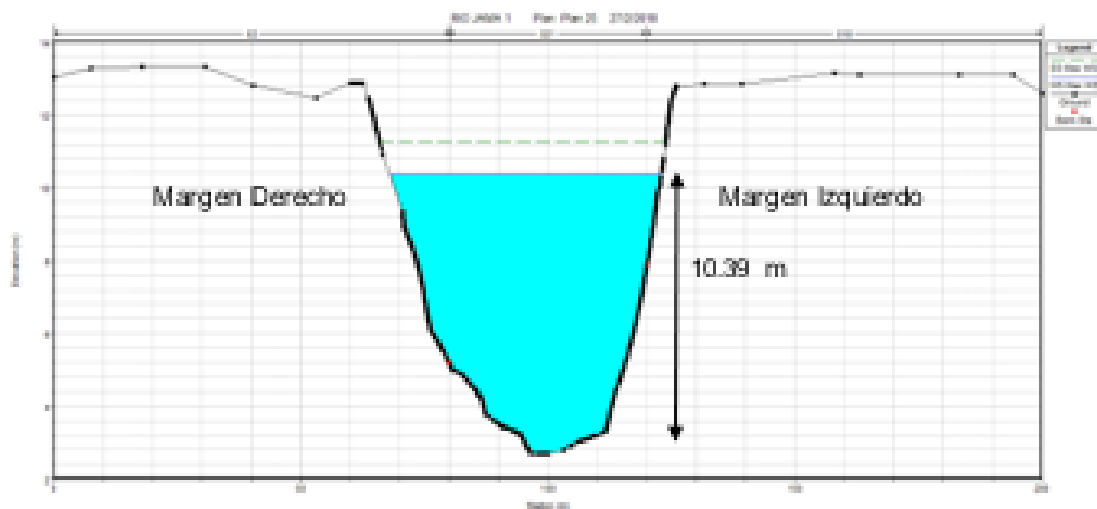


Figura 71 Tirante de aguas en sección del puente.

5.4.3 Socavación General

A continuación, se presentan varios métodos para el cálculo de la socavación general. Las secciones analizadas para la determinación de la socavación general del cauce serán tres (aguas arriba, centro y aguas abajo).

5.4.3.1 Sección 110 (Aguas abajo)

El corte transversal de la sección 110 del río Jama se presenta en la Figura 72 la cual está ubicada aguas arriba. Dentro de esta sección se presenta los diferentes niveles de agua, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el tirante de agua.

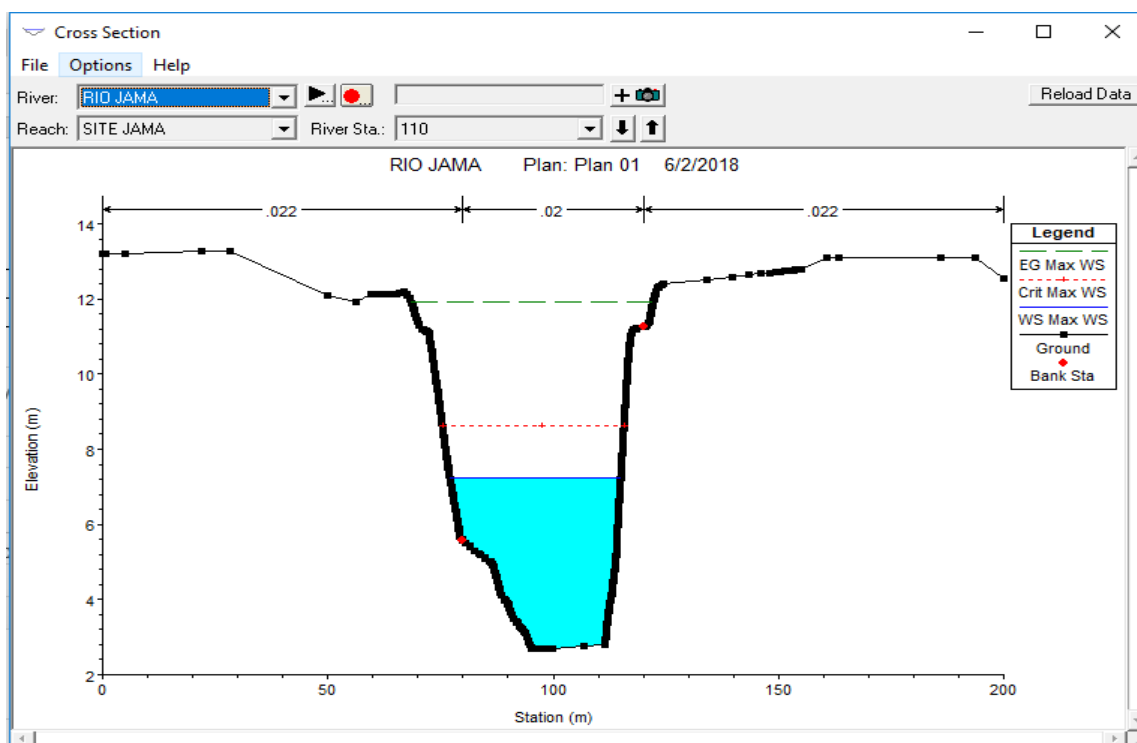


Figura 72 Sección 120 (Aguas arriba)

Para determinar la socavación general se realizó la división de la sección transversal en 5 franjas las cuales se presentan en la Figura.73

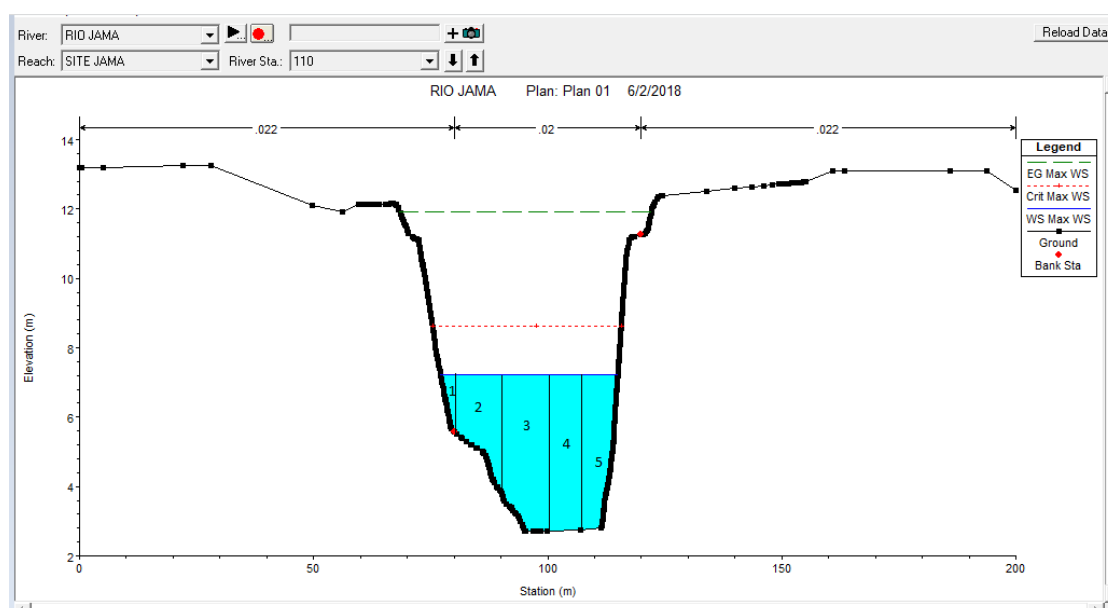


Figura 73 División de la Sección Transversal

Por medio del software HEC RAS se realizó el modelo digital de terreno para obtener las velocidades del flujo en cada una de las secciones del río, es importante recalcar que la velocidad de cada una de las secciones será la misma para cada una de las subsecciones mientras que con la ayuda del AUTOCAD se obtuvieron las áreas de las subsecciones.

Tomando los datos de la Tabla 55 que proporciona el modelo en HEC RAS se obtuvieron la tirante agua y la velocidad del flujo con lo cual se realizó la multiplicación entre la velocidad y el área de cada subsección obteniendo así el caudal.

Tabla 55
Parámetros de la Sección 110

Franja	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota Max (msnm)	Calado (m)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)
1	80,74	5,48	9,89	4,41	18,08	5,41	97,81
2	89,74	3,91	9,89	5,98	44,94	5,41	243,13
3	98,74	2,7	9,89	7,19	61,35	5,41	331,9
4	107,74	2,76	9,89	7,8	64,46	5,41	348,73
5	114,11	5,4	9,89	7,13	46,71	5,41	252,7

❖ Método de Lischvan-Levediev

En este método basado en la teoría del régimen, formulación completamente empírica, se presenta en la ecuación 5.1, entonces:

$$h_{ms} = \left(\frac{qj}{4.7 * d_{50}^{0,28}} \right)^{0,71} \quad (5.1)$$

Donde:

h_{ms} = Profundidad de socavación m

qj = Caudal por unidad de ancho asociado a la subseccion m^3/s

d_{50} = Diametro medio m

Entonces:

En la Tabla 56 se presenta el cálculo de la socavación en cada subsección en la cual interviene la velocidad, el caudal y el caudal unitario el cual se obtiene dividiendo el caudal para el ancho de cada subsección.

En base a los parámetros antes mencionados se aplica el método de Lischvan - Levediev utilizando un diámetro característico D50 de 3.8 mm

Tabla 55

Profundidad de socavación Método de Lischvan- Levediev

Franja	Ancho (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m3/s)	Caudal Unitario (m3/s)	Socavación (m)	Profundidad Socavación (m)
1	6,81	5,41	97,81	14,36	6,69	2,28
2	9	5,41	243,13	27,01	10,48	4,50
3	9	5,41	331,90	36,88	13,07	5,88
4	9	5,41	348,73	38,75	13,54	5,74
5	8,61	5,41	252,70	29,35	11,12	3,98
Max:						5,88

En la Figura 74 se presenta de forma gráfica el perfil del cauce natural y la profundidad de la socavación

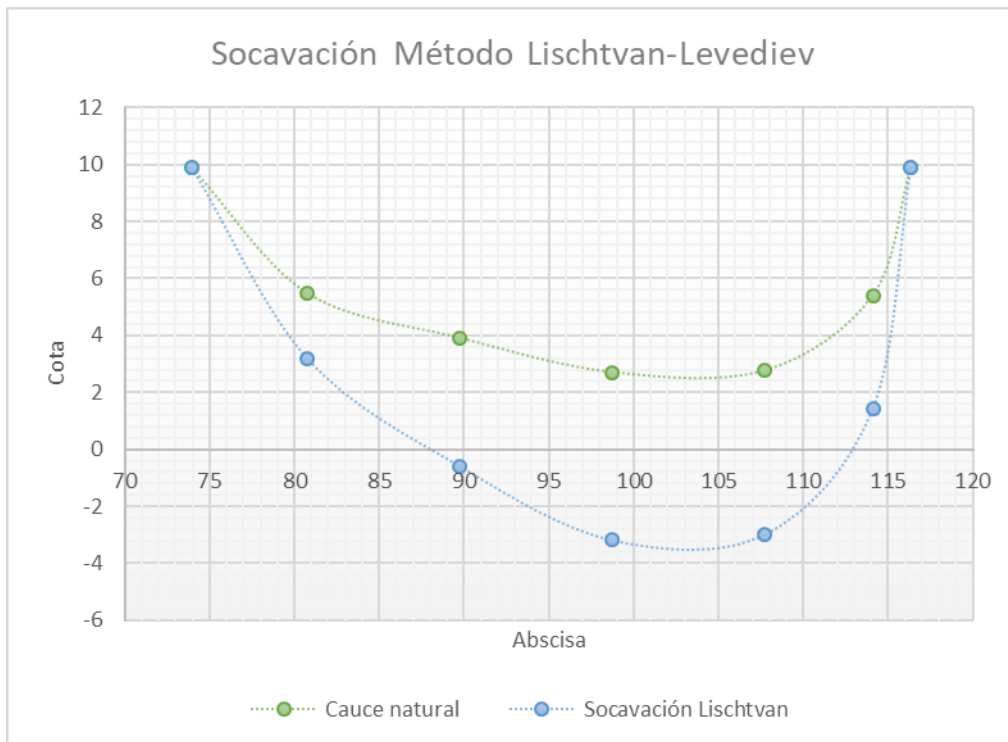


Figura 74 Socavación General - Método Lischtvan-Levediev

❖ Método de Blench

En este método basado en la teoría del régimen, formulación completamente empírica, se presenta en la ecuación 4.1, entonces:

$$h_{ms} = 1,230 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right) \quad (5.2)$$

Donde:

h_{ms} = Profundidad de socavación	m
Q = Caudal de diseño	m^3/s
q = Caudal por unidad de ancho	m^3/s
d_{50} = Diametro medio	mm

En la Tabla 57 se presenta el cálculo de la profundidad de socavación mediante el método de Blench utilizando un diámetro característico D50 de 3.8 mm.

Tabla 56

Profundidad de socavación Método de Blench

Franja	Ancho (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Caudal Unitario (m ³ /s)	Socavación (m)	Profundidad Socavación (m)
1	6,81	5,41	97,81	14,36	6,50	2,09
2	9	5,41	243,13	27,01	9,91	3,93
3	9	5,41	331,90	36,88	12,19	5,00
4	9	5,41	348,73	38,75	12,60	4,80
5	8,61	5,41	252,70	29,35	10,47	3,33
Max:						5,00

En la Figura 75 se presenta el perfil del cauce y la profundidad de la socavación.

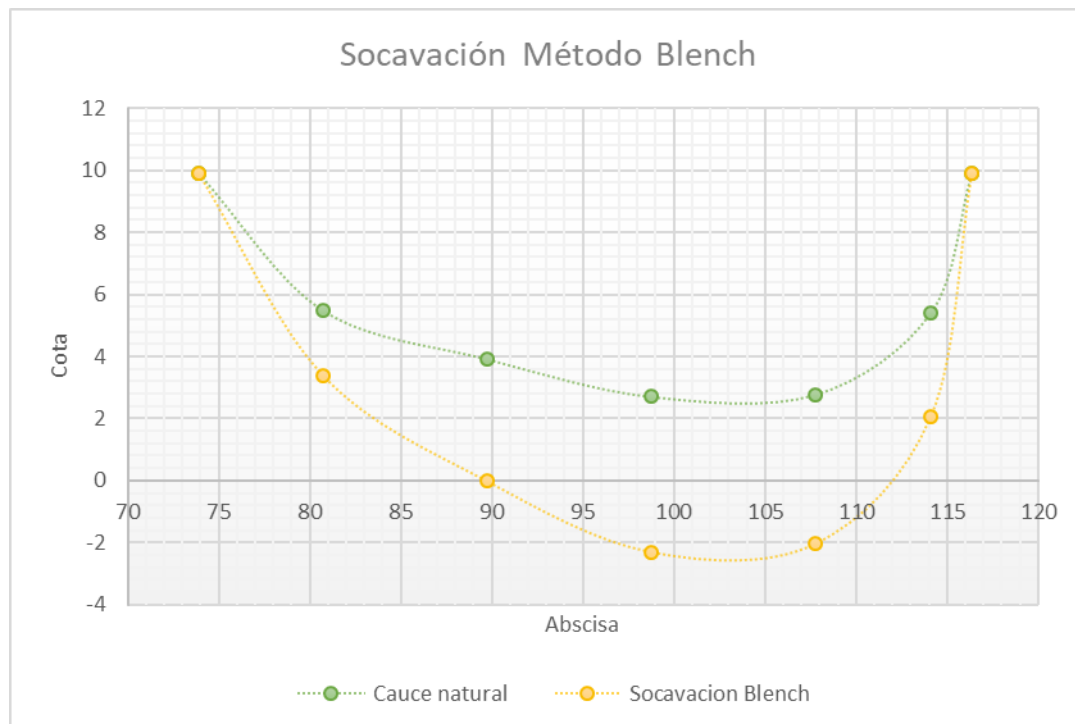


Figura 75 Socavación General mediante el Método Blench

❖ Método de Kellerhals

En este método basado en la teoría del régimen, formulación completamente empírica, se presenta en la ecuación 4.1, entonces:

$$h_{ms} = 1,230 \left(\frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \right) \quad (5.3)$$

Donde:

h_{ms} = Profundidad de socavación	m
Q = Caudal de diseño	m ³ /s
d_{50} = Diametro medio	mm

En la Tabla 58 se presenta el cálculo de la profundidad de la socavación en cada una de las subsecciones mediante el método de Kellerhals utilizando un diámetro D₉₀ de 17 mm.

Tabla 57

Profundidad de socavación Método de Kellerhals

Franja	Ancho (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Caudal Unitario (m ³ /s)	Socavación (m)	Profundidad Socavación (m)
1	6,81	5,41	97,81	14,36	6,46	2,05
2	9	5,41	243,13	27,01	10,71	4,73
3	9	5,41	331,90	36,88	13,74	6,55
4	9	5,41	348,73	38,75	14,29	6,49
5	8,61	5,41	252,70	29,35	11,44	4,30
Max:						6,55

En la Figura 76 se presenta de forma gráfica el perfil del cauce natural y la profundidad de la socavación

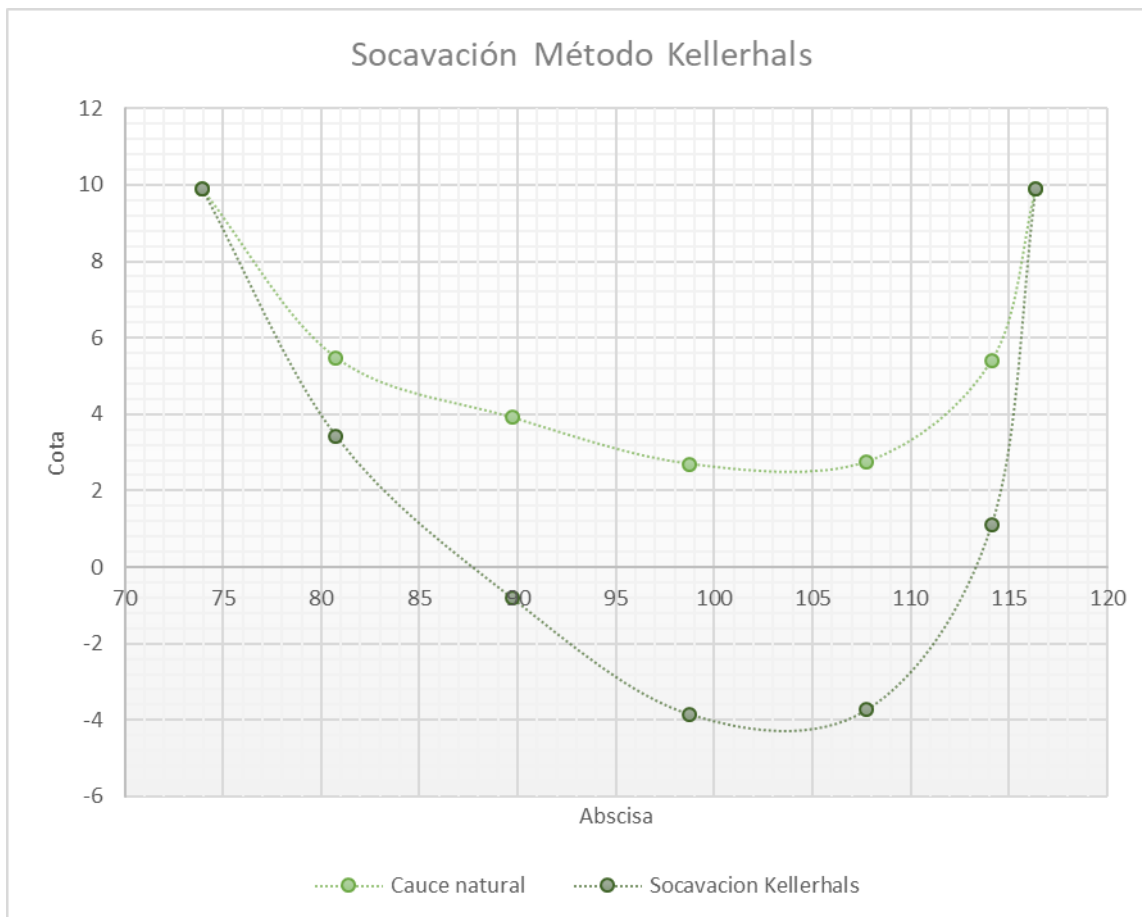


Figura 76 Socavación General mediante el Método Kellerhals

5.4.3.2 Sección 120

El corte transversal de la sección 120 del río Jama se presenta en la Figura 77 la cual está ubicada en la parte central de la longitud del Río Jama. En esta sección se presenta los diferentes niveles de agua, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el tirante de agua.

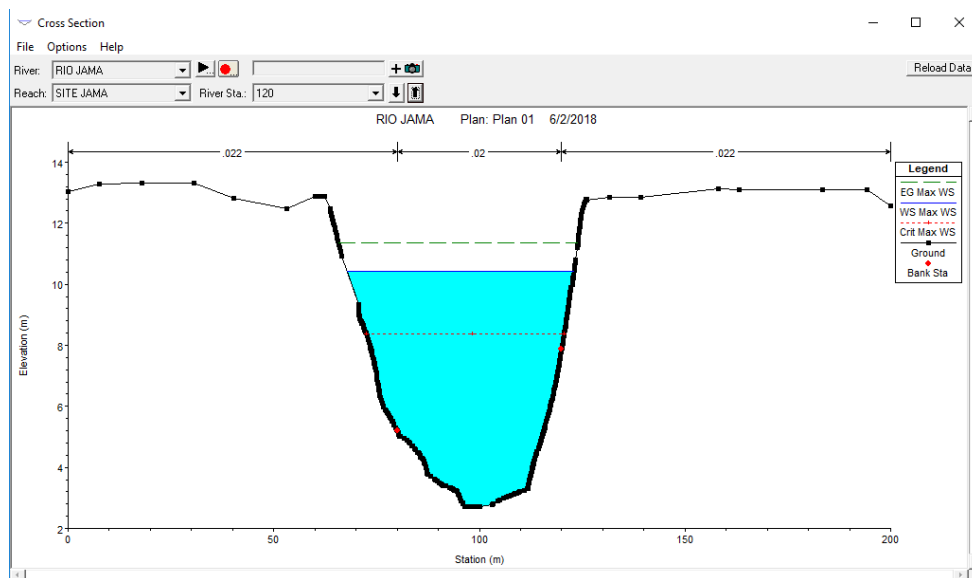


Figura 77 Sección 120 (Puente)

Como ya se había mencionado en la sección 110, la sección 120 de igual manera se dividió en 5 subsecciones como se muestra en la Figura 78.

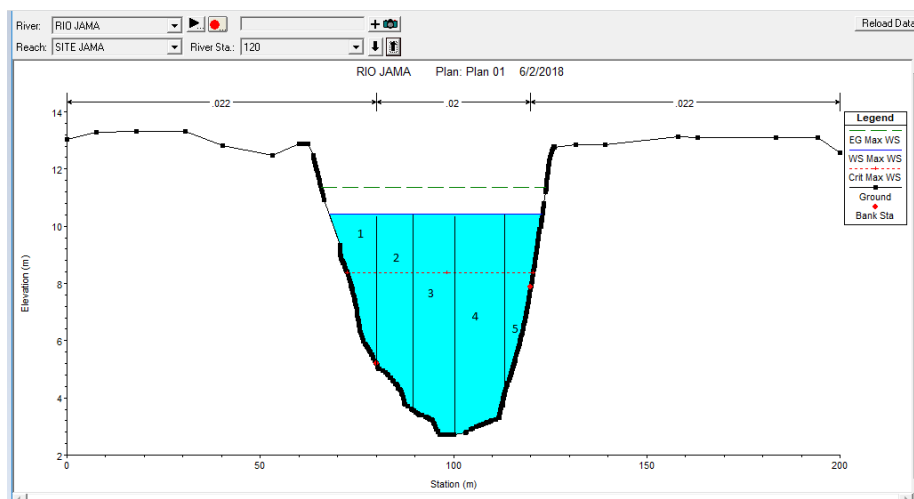


Figura 78 División de la Sección Transversal

En la Tabla 59 se presentan los parámetros obtenidos del modelo HEC RAS para la sección 120.

Tabla 58*Parámetros de la Sección 120*

Franja	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota max (msmn)	Calado (m)	Area (m ²)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)
1	79,98	5,19	10,39	5,20	33,54	4,39	147,24
2	90	3,5	10,39	6,89	60,15	4,39	264,06
3	100	2,69	10,39	7,70	73,42	4,39	322,31
4	110	3,2	10,39	7,19	74,57	4,39	327,36
5	117,43	6,09	10,39	4,30	57,19	4,39	251,06

En la Tabla 60 se presenta el cálculo de la profundidad de socavación general utilizando los métodos Lischtván, Blench y Kellerhals para las diferentes subsecciones o franjas con un $D_{50}=0.038$ y $D_{90}=0.017$.

Tabla 59*Análisis de Socavación General del Lecho*

Franja	Caudal Unitario (m ³ /s)	Socavación			Profundidad de Socavación		
		Lischtván	Blench	Kellerhals	Lischtván	Blench	Kellerhals
1	12,22	5,97	5,84	5,68	0,77	0,64	0,48
2	26,35	10,30	9,75	10,50	3,41	2,86	3,61
3	32,23	11,88	11,15	12,33	4,18	3,45	4,63
4	32,74	12,01	11,26	12,49	4,82	4,07	5,30
5	19,33	8,26	7,93	8,19	3,96	3,63	3,89
Max:					4,82	4,07	5,30

En la Figura 79 se presenta de forma gráfica el perfil del cauce natural y la profundidad de la socavación con los diferentes métodos.

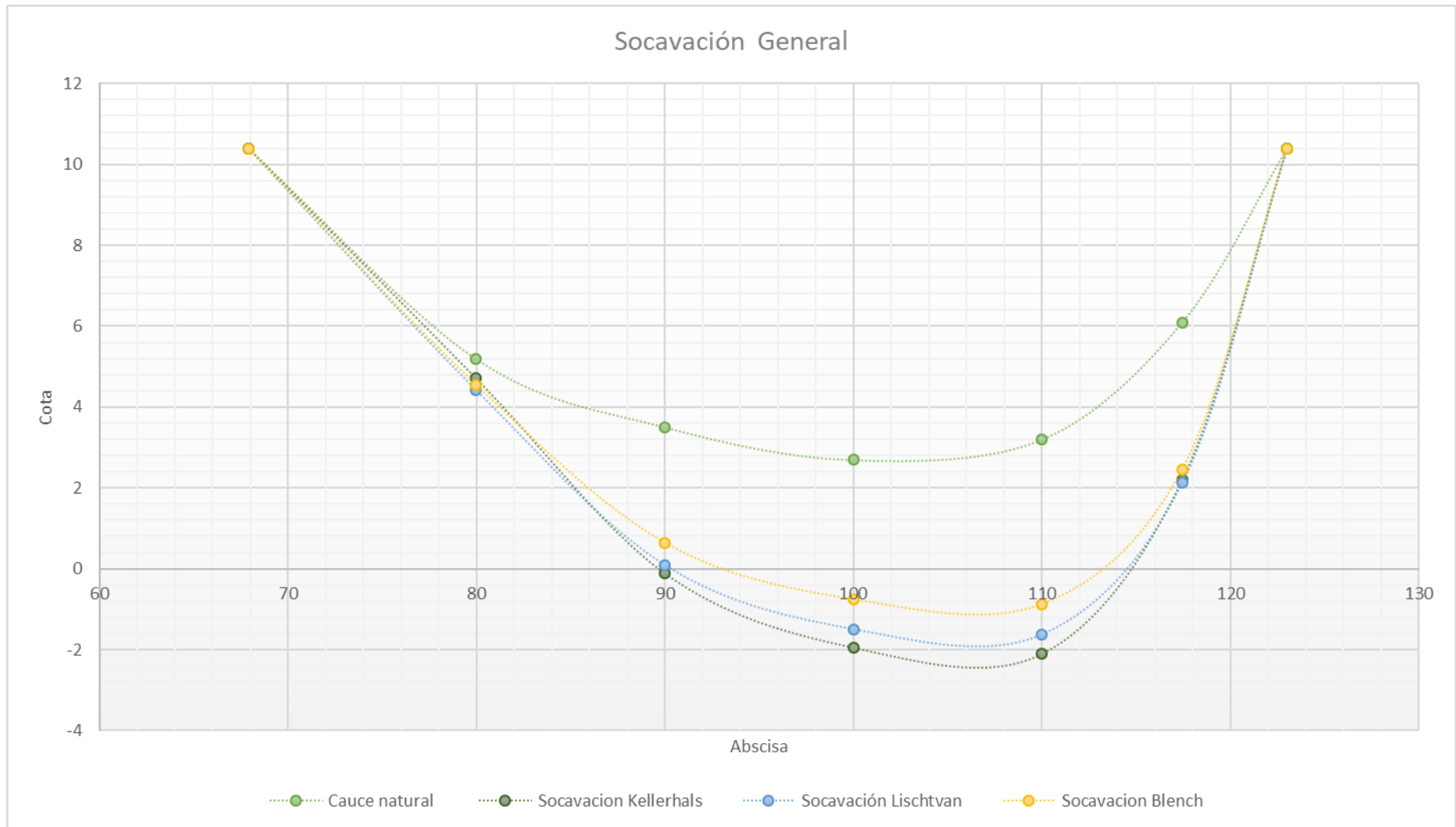


Figura 79 Socavación General mediante varios métodos

5.4.3.3 Sección 140 (Aguas arriba)

El corte transversal de la sección 140 del río Jama se presenta en la Figura 80 la cual está ubicada aguas abajo del puente. En esta sección se tienen los diferentes niveles de agua, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el tirante de agua.

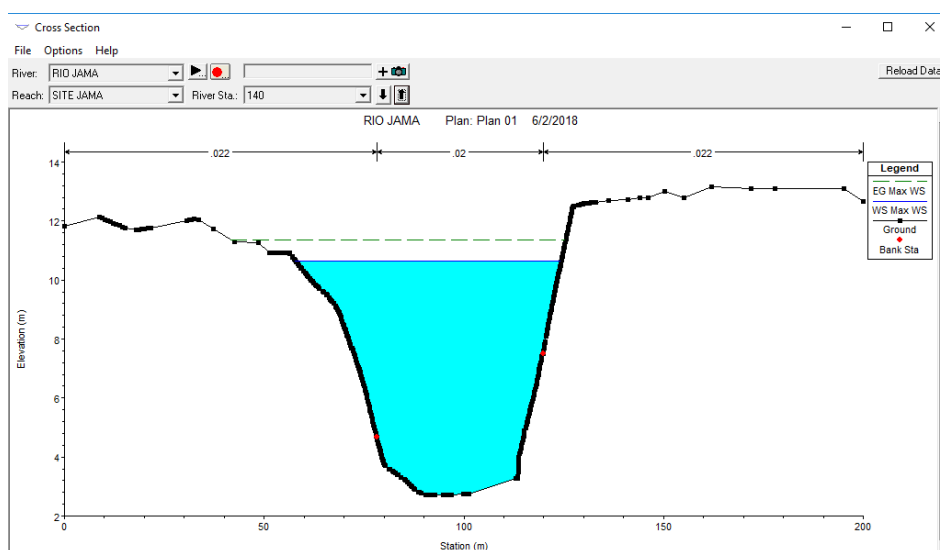


Figura 80 Sección 140 (Aguas abajo)

Al igual que la sección 120, la sección 140 se dividió en 5 subsecciones como se muestra en la Figura 81.

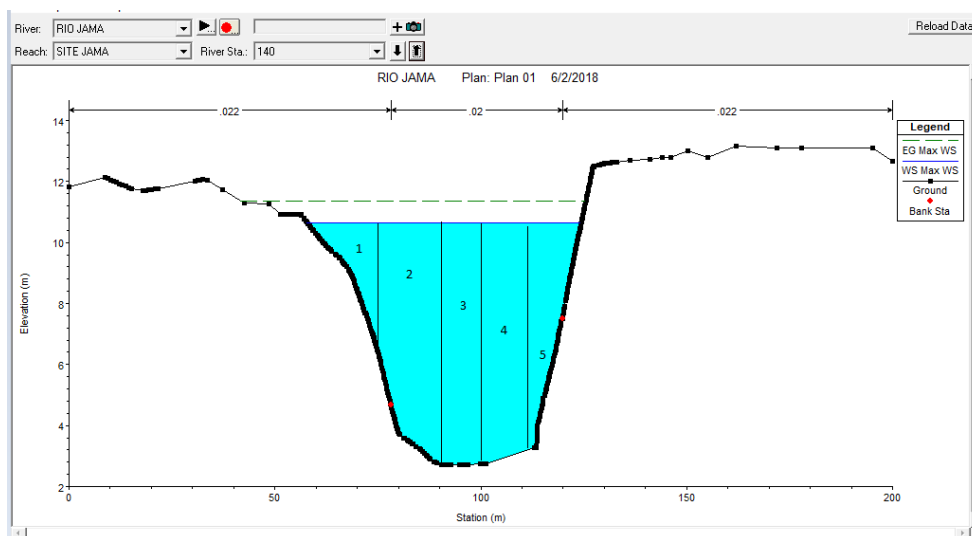


Figura 81 División de la Sección Transversal

En la Tabla 61 se presentan los parámetros obtenidos del modelo HEC RAS para la sección 140.

Tabla 60

Parámetros de la Sección 140

Francha	Abscisa (m)	Cota fondo (msnm)	Cota max (msnm)	Calado (m)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)
1	76.51	5.59	10.61	5.03	34.08	3.85	131.21
2	88.54	2.82	10.61	7.78	83.17	3.85	320.20
3	100.54	2.82	10.61	7.85	94.67	3.85	364.48
4	112.54	3.25	10.61	7.35	91.38	3.85	351.81
5	124.34	10.6	10.61	3.22	45.2	3.85	174.02

En la Tabla 62 se presenta el cálculo de la profundidad de socavación general por los diferentes métodos para las diferentes subsecciones o franjas en las cuales se utilizó los siguientes diámetros D₅₀ de 3.8 mm y un D₉₀ de 17 mm.

Tabla 61

Análisis de Socavación General del Lecho

Franja	Caudal Unitario (m ³ /s)	Método			Profundidad de Socavación		
		Lischtvan	Blech	Kellerhals	Lischtvan	Blench	Kellerhals
1	7,12	4,06	4,07	3,68	0	0	0
2	26,68	10,39	9,83	10,60	2,60	2,04	2,81
3	30,37	11,39	10,71	11,76	3,60	2,92	3,97
4	29,32	11,11	10,46	11,43	3,75	3,10	4,07
5	14,76	6,82	6,62	6,60	2,82	2,62	2,60
Max:					3,75	3,10	4,07

En la Figura 82 se presenta de forma gráfica el perfil del cauce natural y la profundidad de la socavación con los diferentes métodos, se puede visualizar que no existe gran diferencia entre los métodos expuestos.

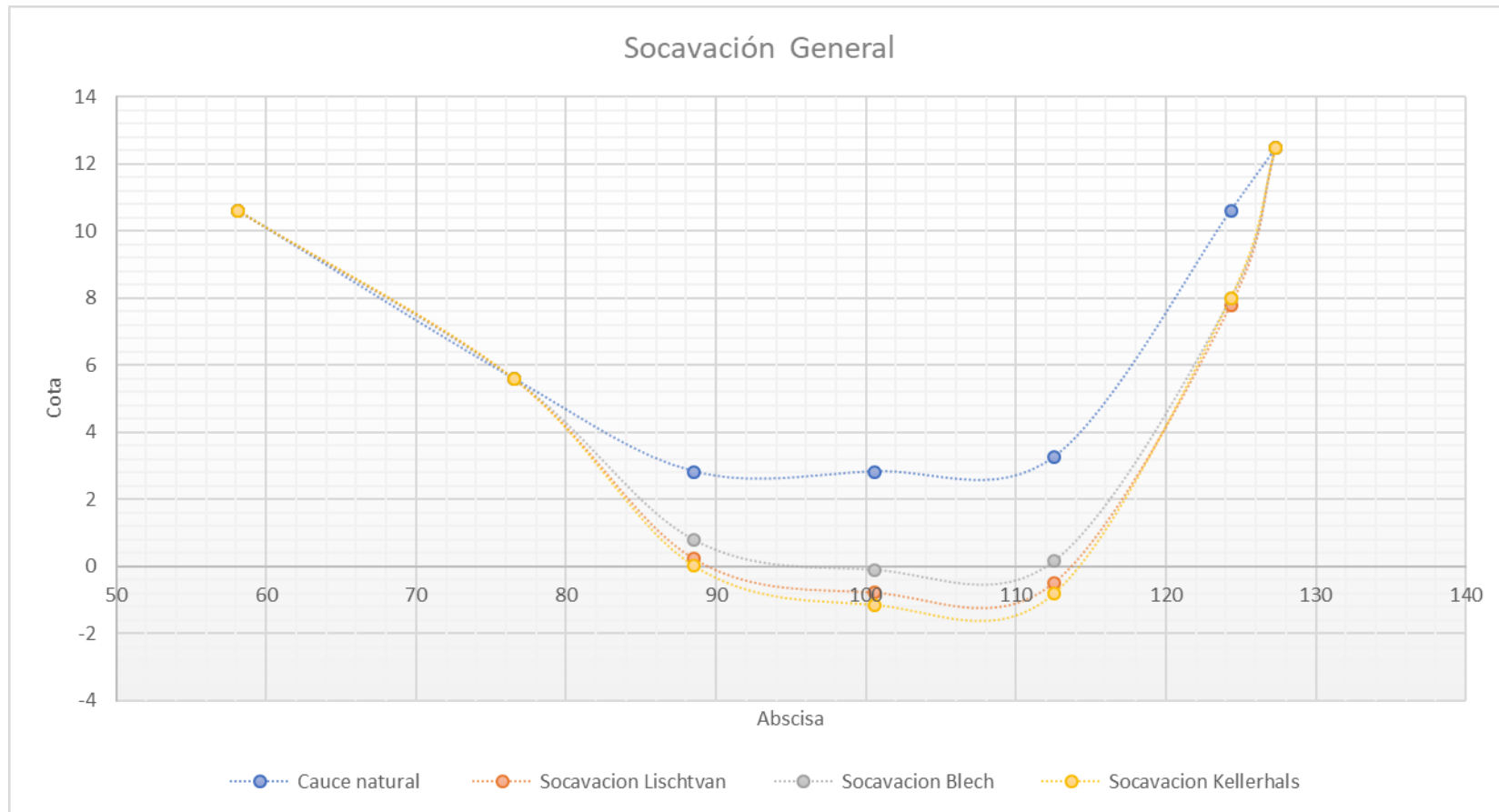


Figura 82 Socavación General mediante varios métodos

En la Tabla 63 se presenta los valores máximos de la profundidad de socavación en las diferentes secciones analizadas.

Tabla 62

Resumen de resultados

Secciones	Método	Método	Método	Promedio (m)
	Lischtvan	Blench	Kellerhals	
	(m)	(m)	(m)	
110	5,88	5,00	6,55	5,81
120	4,82	4,07	5,30	4,73
140	3,75	3,10	4,07	3,64

En base a los resultados obtenidos, se puede observar que no existe una gran diferencia entre los diferentes métodos, es por esto por lo que se tomará un promedio entre los tres métodos considerando lo dispuesto por el MTOP

Modelo Terreno Natural con el Puente

En este modelo se ingresa la sección de puente con los indicados en la siguiente tabla.

The screenshot shows the 'Deck/Roadway Data Editor' window. At the top, there is a table with three columns: 'Distance', 'Width', and 'Weir Coef'. The first row contains the values '110', '5', and '1.4'. Below this table are buttons for 'Clear', 'Del Row', 'Ins Row', and 'Copy US to DS'. The main part of the window is a grid for defining bridge geometry, with columns for 'Station', 'high chord', and 'low chord' for both 'Upstream' and 'Downstream' directions. The grid contains data for seven rows (1-7) and a header row (R). Below the grid, there are input fields for 'U.S. Embankment SS' and 'D.S. Embankment SS', both set to '0'. There is also a 'Weir Data' section with 'Max Submergence' set to '0.98' and 'Min Weir Flow Et' set to an empty field. The 'Weir Crest Shape' section has 'Broad Crested' selected with a radio button. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons. A note at the very bottom reads: 'Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)'.

Figura 83 Geometría del puente.

De esta manera tenemos la ubicación del puente en abscisa 125.

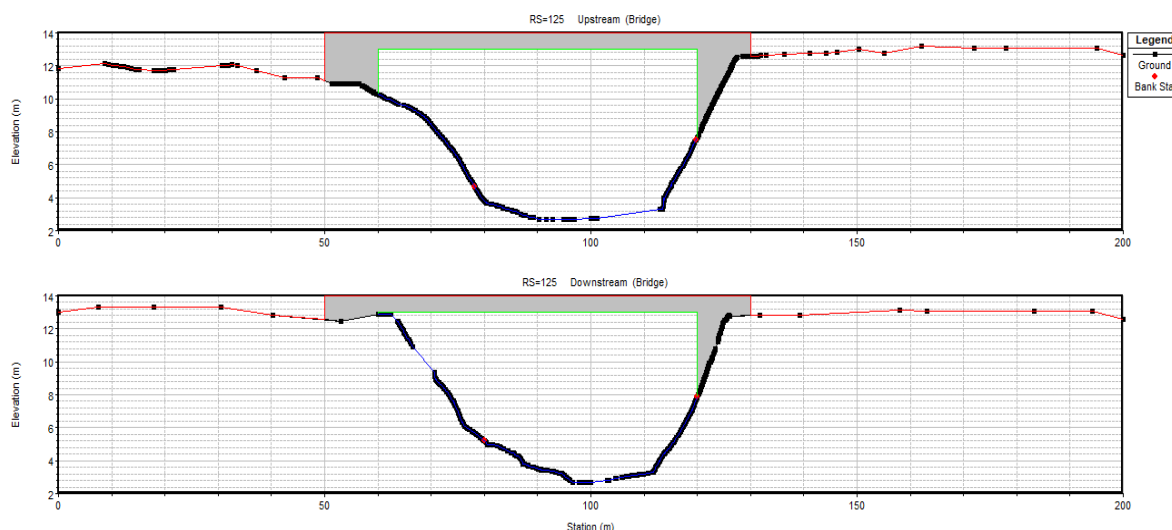


Figura 84 Tramo del puente.

5.4.4 Velocidades

En la figura 85, se puede observar que la velocidad en la sección de puente es de 6 m/s. Además, en las secciones aguas arriba varía de 2,46 a 4,11 m/s y en las aguas abajo de 4.33 a 5.90 m/s. Además, la lámina de agua llega a la cota 8.87m en el eje de río.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
SITE JAMA	290	Max WS	1237.52	2.90	10.90		11.13	0.000349	2.46	607.81	137.71	0.31
SITE JAMA	280	Max WS	1237.45	2.80	10.85		11.13	0.000430	2.70	568.49	140.20	0.35
SITE JAMA	270	Max WS	1237.38	2.71	10.79		11.14	0.000488	3.02	530.40	139.40	0.38
SITE JAMA	260	Max WS	1237.30	2.70	10.73		11.15	0.000549	3.24	497.76	135.93	0.40
SITE JAMA	250	Max WS	1237.23	2.74	10.66		11.15	0.000657	3.47	464.20	134.08	0.43
SITE JAMA	140	Max WS	1236.67	2.70	10.26	7.92	11.09	0.000880	4.11	326.11	63.77	0.50
SITE JAMA	125	Bridge										
SITE JAMA	120	Max WS	1236.67	2.70	8.87		10.58	0.002681	5.90	219.26	50.16	0.84
SITE JAMA	110	Max WS	1236.66	2.70	8.71	8.66	11.01	0.012521	6.78	186.75	40.42	0.97
SITE JAMA	90	Max WS	1236.64	1.75	8.63		10.38	0.002643	5.89	214.41	44.35	0.83
SITE JAMA	80	Max WS	1236.62	2.06	8.77		10.33	0.002235	5.59	231.27	53.51	0.77
SITE JAMA	70	Max WS	1236.61	2.20	9.00		10.26	0.001709	5.08	265.03	64.00	0.67
SITE JAMA	50	Max WS	1236.57	2.11	9.15		10.21	0.001237	4.68	289.86	62.83	0.60
SITE JAMA	30	Max WS	1236.53	2.10	9.28		10.18	0.001031	4.39	326.01	82.21	0.55
SITE JAMA	20	Max WS	1236.51	2.26	9.32		10.16	0.000963	4.27	336.90	81.69	0.53
SITE JAMA	10	Max WS	1236.48	2.21	9.28	7.29	10.16	0.001000	4.33	331.34	81.37	0.54

Figura 85 Resultados en diferentes secciones.

5.4.5 Socavación General

En la tabla 64 se presenta el cálculo de la socavación general por lo métodos de Lischtván-Levediev y Blench utilizando un diámetro D_{50} de 3.8 mm en los resultados se evidencia que existe una profundidad de socavación de 4.60m la cual es bastante alta.

Tabla 63

Coefficiente por la forma del estribo

Sección	Calado (m)	Velocidad (m/s)	Caudal		Profundidad de Socavación		
			unitario (m ³ /s)	Método Lischtván	Método Blech	Lischtván	Blench
10	6,54	4,77	19,56	8,33	7,99	1,79	1,45
20	6,62	4,67	18,63	8,05	7,73	1,43	1,11
30	6,77	4,63	20,59	8,64	8,27	1,87	1,50
50	6,62	5,04	20,42	8,59	8,22	1,97	1,60
70	6,44	5,46	20,63	8,66	8,28	2,22	1,84
80	6,46	5,88	22,97	9,34	8,89	2,88	2,43
90	6,76	6,03	27,48	10,61	10,02	3,85	3,26
110	5,98	6,83	29,82	11,24	10,58	5,26	4,60
120	6,07	6,00	23,39	9,46	9,00	3,39	2,93
125							
140	9,04	3,24	28,30	10,83	10,22	0,00	0,00
250	9,28	2,28	16,69	7,45	7,19	0,00	0,00
260	9,34	2,17	18,35	7,96	7,66	0,00	0,00
270	9,35	2,02	18,25	7,93	7,63	0,00	0,00
280	9,28	1,82	19,89	8,43	8,08	0,00	0,00
290	9,19	1,69	22,69	9,26	8,82	0,00	0,00

5.4.6 Socavación Local en Estribos

A continuación, se presentan los 2 métodos que maneja el software HEC RAS para el cálculo de la socavación local:

❖ Método de Froehlich

El trabajo expuesto por (Cisneros, 2017), “señala que se tomaron valores de 170 mediciones de socavación, recomendando su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyecten dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal”. (pág. 72)

$$\frac{d_s}{h_p} = 2,27 * K_f * K_\theta * \left(\frac{L}{h_p}\right)^{0,43} * F_{re}^{0,61} + 1 \quad (5.4)$$

Donde:

d_s : profundidad de socavación

h_e : profundidad media del flujo al pie del estribo aguas arriba.

K_f : coeficiente de corrección por la forma del estribo.

K_θ : coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

L : longitud del estribo que se oponen al paso del agua.

F_{re} : número de Froude en la sección obstruida por el puente.

En la Tabla.51 se indican los valores determinados dependiendo de la forma del estribo que se realice, por lo que se tiene:

Tabla 64
Coefficiente por la forma del estribo

Descripción	Valor de Kf
Estribo con pared vertical	1,00
Estribo con pared vertical y aletas	0,82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0,55

Fuente: (Cisneros, 2017).

Para tener una idea más clara de los coeficientes de acuerdo con la forma del estribo se presenta la Figura. 86, pudiendo así manejar una idea en planta de los estribos seleccionados para el proyecto.

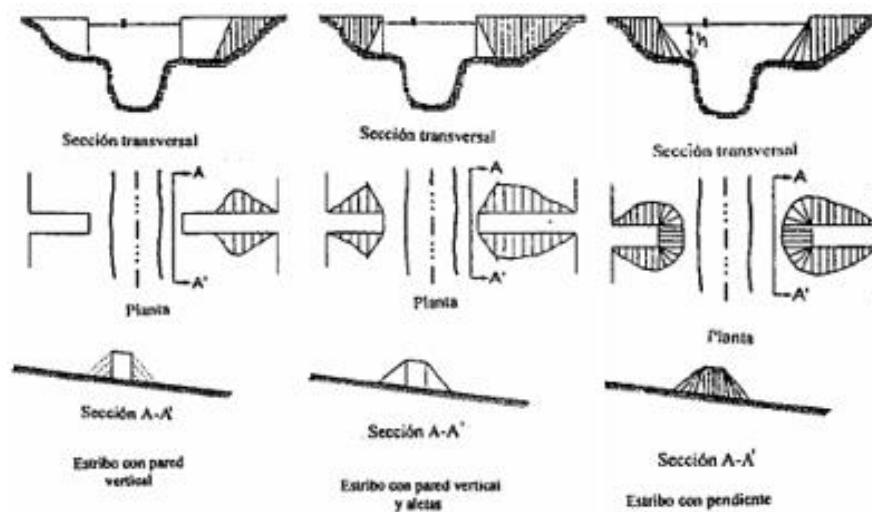


Figura 86 Formas comunes de estribos.
 Fuente: (Cisneros, 2017)

En la Figura 87, se indica en ángulo al que se encuentran los estribos con respecto al flujo, valor tomado e ingresado a la ecuación 5.5 o bien tomado directamente de la Figura 87.

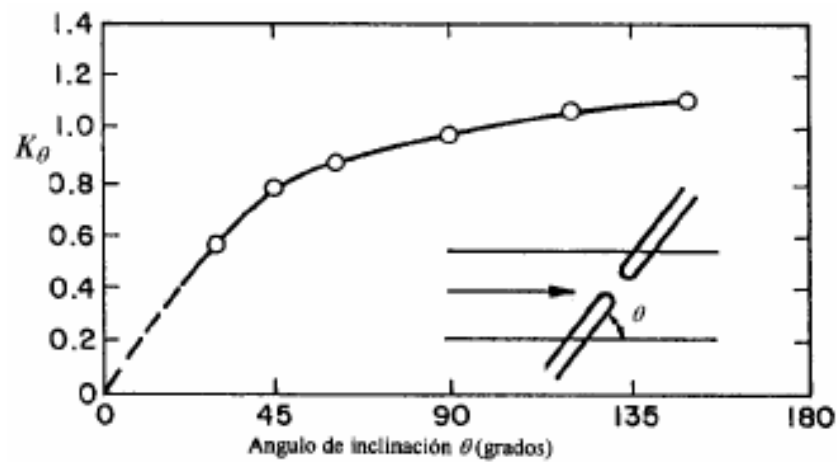


Figura 87. Factor de corrección por ángulo de ataque.
Fuente: (Cisneros, 2017).

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13} \quad (5.5)$$

Teniendo en cuenta que:

θ : ángulo de inclinación de estribo, según Figura 64

$\theta < 90^\circ$: Si, el estribo está inclinado hacia aguas abajo.

$\theta > 90^\circ$: Si, el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

Entonces aplico la ecuación 5.4 de la que se obtiene que:

$$\frac{d_s}{0,84} = 2,27 * 0,82 * 1,00 * \left(\frac{19,65}{0,84}\right)^{0,43} * 0,27^{0,61} + 1$$

$$d_s = 5,00 \text{ m}$$

❖ Método HIRE

(Cisneros, 2017), señala que “HEC18 incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación

en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra el cauce principal". (pág. 78) La que se indica en la ecuación 4.6:

$$ds = 4h * \frac{K_f}{0,55} * K_\theta * Fr^{0,33} \quad (5.6)$$

Donde:

ds : profundidad de socavación

h : profundidad media del flujo al pie del estribo .

Fr : número de Froude basado en la velocidad y profundidad.

K_f : coeficiente de corrección por la forma del estribo.

K_θ : coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

Entonces se aplica la ecuación 5.6 y se obtuvo:

$$ds = 4(2,64) * \frac{0,82}{0,55} * 1 * 0,28^{0,33}$$

$$ds = 6,17 \text{ m}$$

La socavación mediante las fórmulas de Froehlich y Hire tiene los siguientes resultados.

Tabla 65
Resultados de socavación

Socavación en los Estribos

Ecuación Froehlich	Margen	Lecho del rio	Margen
	Izquierdo		Derecho
k1=1,00	5,83	-	17,09
k1=0,82	5,00	-	15,17
k1=0,55	3,76		11,39
Ecuación HIRE			
k1=1,00	7,53	-	18,01

$k_1=0.82$	6,17	-	14,77
$k_1=0.55$	4,14	-	9,91

En el puente de estudio no proponemos modelar los estribos con muros de alas (contrafuerte), los mismos que nos permitirá encausar el flujo hacia el canal, además de disminuir la fuerza con la cual el caudal impactará a los estribos, por lo tanto, nuestro coeficiente a utilizar será de 0.82.

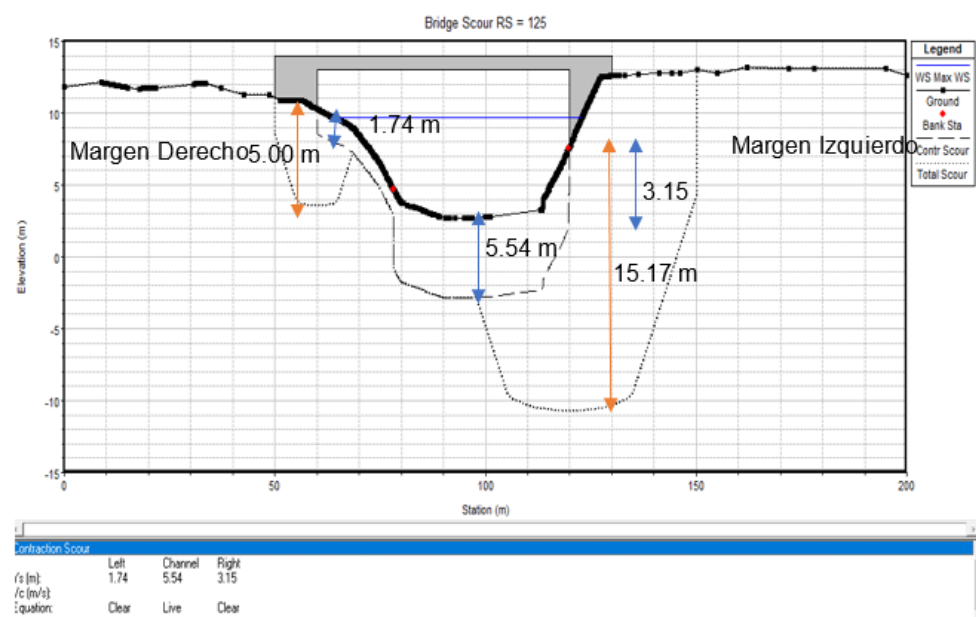


Figura 88 Resultados de Socavación

HEC-RAS nos presenta dos métodos de cálculo, mediante las ecuaciones de Froehlich y Hire, sin embargo y según la bibliografía presentada en capítulos anteriores es recomendable utilizar el método de Froehlich debido a que se basa en estribos que se proyecten o no en el cauce principal, además es para un flujo concentrado o combinado sobre zonas de inundación, mientras Hire es aplicable solo cuando los estribos penetren el cauce del río principal.

Por lo tanto, se presenta a continuación la socavación en la sección de puente.

5.5 Modelo Superficie Modificada

Los resultados de modelo anterior nos permiten observar que las velocidades y la socavación son altas a lo largo de río y principalmente en la sección del puente, por lo cual ha realizado una modificación a la superficie, es decir tomando en consideración una sección trapezoidal de cauce de 40m de base con una pendiente en los taludes de 1,5H y 1 V, obteniendo de esta manera el siguiente perfil en el puente.

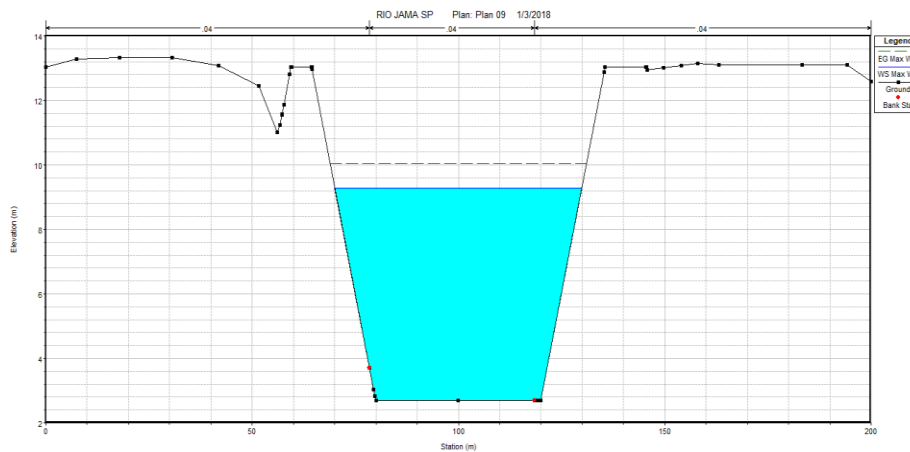


Figura 89 Sección del cauce con taludes respectivos.

5.5.1 Velocidades

Las velocidades en este modelo han disminuido, así tenemos una velocidad en la sección del puente de 4,04m/s. Aguas arriba se tiene velocidades de 2,90 a 4,95 m/s y aguas debajo de 4,19 a 4,46 m/s.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
SITE JAMA	290	Max WS	1237.52	2.90	9.82		10.18	0.000420	2.90	471.20	122.67	0.40
SITE JAMA	280	Max WS	1237.51	2.80	9.72		10.18	0.000596	3.39	422.75	123.58	0.48
SITE JAMA	270	Max WS	1237.49	2.71	9.55		10.20	0.000765	4.00	371.23	121.74	0.54
SITE JAMA	260	Max WS	1237.48	2.70	9.35		10.22	0.000956	4.51	326.17	108.05	0.61
SITE JAMA	250	Max WS	1237.47	2.74	9.16		10.25	0.001197	4.95	289.81	95.35	0.67
SITE JAMA	140	Max WS	1237.37	2.70	9.47		10.06	0.000451	3.52	379.47	70.60	0.44
SITE JAMA	120	Max WS	1237.36	2.69	9.28		10.05	0.000589	4.04	329.51	59.87	0.50
SITE JAMA	110	Max WS	1237.36	2.69	9.24		10.04	0.002311	4.19	326.43	59.65	0.52
SITE JAMA	90	Max WS	1237.34	2.69	9.18		9.99	0.002385	4.22	322.82	59.47	0.53
SITE JAMA	80	Max WS	1237.34	2.69	9.15		9.97	0.002421	4.22	320.98	59.38	0.53
SITE JAMA	70	Max WS	1237.33	2.69	9.11		9.94	0.002430	4.17	318.95	59.28	0.53
SITE JAMA	50	Max WS	1237.32	2.11	8.66		9.89	0.004526	4.94	256.47	52.28	0.67
SITE JAMA	30	Max WS	1237.31	2.10	8.84		9.79	0.003299	4.36	293.84	64.57	0.59
SITE JAMA	20	Max WS	1237.31	2.26	8.81		9.76	0.003304	4.36	297.65	73.59	0.59
SITE JAMA	10	Max WS	1237.30	2.21	8.73	7.25	9.73	0.003501	4.46	289.40	71.12	0.61

Figura 90 Tabla de resultados.

5.5.2 Geometría Modificada del Puesto

Se ha realizado una modificación a la geometría del puente para disminuir la zona de contacto del caudal con los estribos y de esta manera disminuir su socavación, así se tiene la siguiente sección.

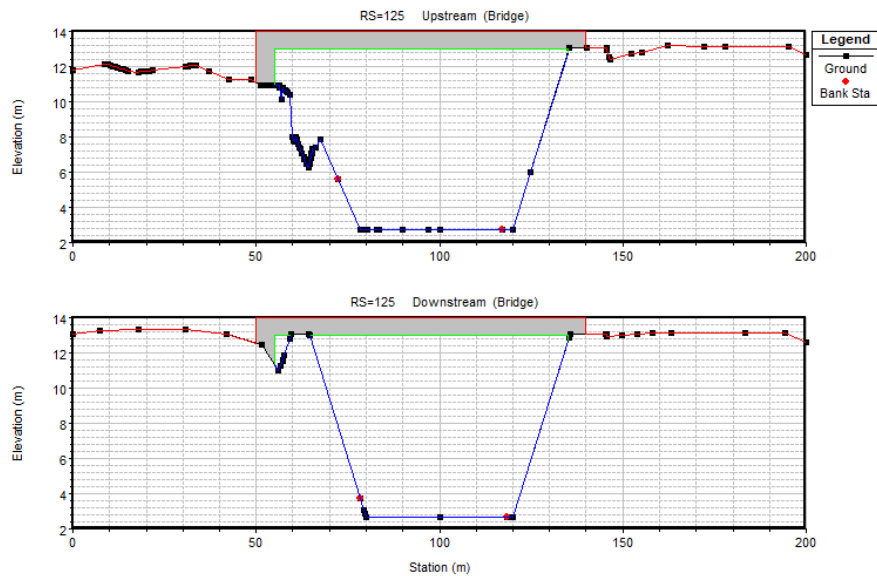


Figura 91 Sección en el eje de puente.

La sección de puente tiene una distancia entre estribos de 80m y una longitud total de 90m

Deck/Roadway Data Editor

Distance	Width	Weir Coef
110	5	1.4

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream			Downstream		
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1 50.	14.	5.	50.	14.	5.
2 55.	14.	5.	55.	14.	5.
3 55.	14.	13.	55.	14.	13.
4 135.	14.	13.	135.	14.	13.
5 135.	14.	5.	135.	14.	5.
6 140.	14.	5.	140.	14.	5.
7					
8					

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data
 Max Submergence: 0.98 Min Weir Flow Et:

Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

OK Cancel

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Figura 92 Sección de Puente.

5.5.3 Velocidades

La velocidad en eje del puente es de 4,02 m/s, aguas arriba varías entre 2,58m/s y 4,15 m/s, aguas abajo desde 4,09 m/s a 4,46 m/s.

5.5.4 Socavación General

Tabla 66
Resultados de socavación (1era Corrida)

Descripción	Margen	Centro	Margen
	izquierdo	(Canal)	Derecho
Socavación General (m)			
Lecho Móvil	-	0	-
Agua Clara	1,13	-	6.42

5.5.5 Socavación en estribos.

La socavación en los estribos mediante el método de Froehlich ha disminuido en las márgenes del río, sin embargo, siguen siendo altas por lo cual se analizará un siguiente modelo colocando protecciones en los taludes. La socavación aplicando el método de Hire has disminuido en su totalidad, esto debido a que los estribos se encuentran ubicado fuera del canal del río, lo cual significa que ha desaparecido la zona de contacto entre los estribos y el caudal de aplicación. El resultado de la socavación mediante las fórmulas de Froehlich y Hire se indican en la siguiente tabla.

Tabla 67
Resultados de socavación
Socavación en los Estribos

Ecuación Froehlich	Margen	Lecho del	Margen
	izquierdo	rio	Derecho
k1=1,00	3,66	-	15,46

k1=0,82	3,13	-	13,00
k1=0,55	2,35	-	9,32
Ecuación HIRE			
k1=1,00	0	-	0
k1=0.82	0	-	0
k1=0.55	0	-	0

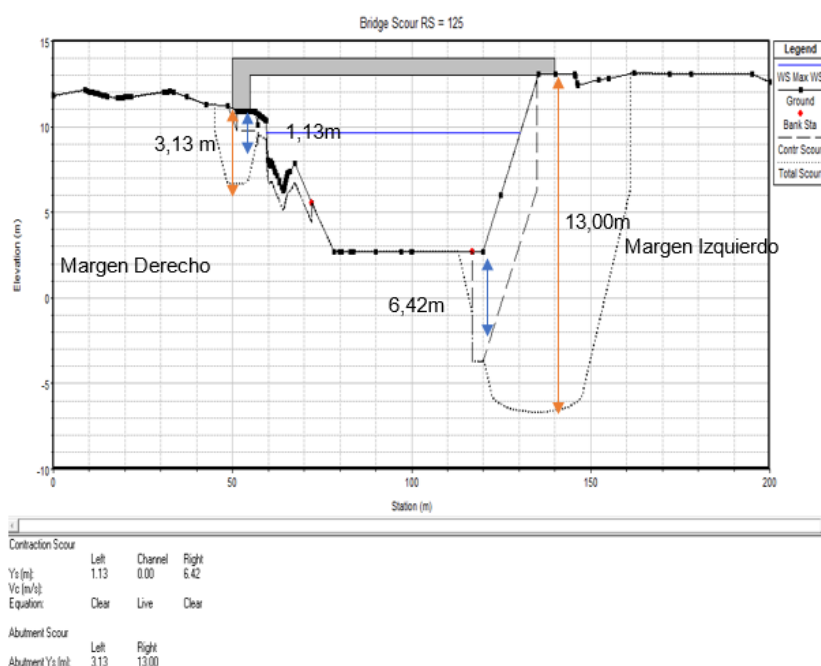


Figura 93 Socavación en la sección del puente.

5.6 Diseño de las Protecciones

Con base en el análisis realizado con el software HEC RAS, se determinó la socavación que se genera en el tramo de estudio del río Jama. De acuerdo con los datos obtenidos se procede a realizar el diseño de las protecciones por medio de un enrocado, protegiendo así los márgenes del río. Si bien es cierto la estabilidad de un enrocado en un cauce depende de la velocidad del flujo; peso específico del material a colocar; ángulo de inclinación del talud en que se colocara el enrocado; tirante de agua.

5.6.1 Parámetros para la dimensión del enrocado

5.6.1.1 Velocidades

Por medio del modelamiento del Río en HEC RAS se obtuvo las velocidades del flujo que se muestran en la figura 84:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
SITE JAMA	290	Max WS	1237.52	2.90	10.25		10.54	0.000298	2.58	524.29	122.99	0.34
SITE JAMA	280	Max WS	1237.51	2.80	10.18		10.53	0.000398	2.94	480.11	124.01	0.39
SITE JAMA	270	Max WS	1237.49	2.71	10.07		10.54	0.000504	3.45	435.77	124.65	0.45
SITE JAMA	260	Max WS	1237.47	2.70	9.94		10.54	0.000601	3.82	394.35	124.47	0.49
SITE JAMA	250	Max WS	1237.46	2.74	9.81		10.54	0.000727	4.15	357.08	113.41	0.53
SITE JAMA	140	Max WS	1237.33	2.70	9.90	6.90	10.40	0.000358	3.27	409.91	71.33	0.39
SITE JAMA	125	Bridge										
SITE JAMA	120	Max WS	1237.33	2.69	9.41		10.16	0.002062	4.02	337.21	60.25	0.50
SITE JAMA	110	Max WS	1237.33	2.69	9.38		10.14	0.002141	4.09	334.95	60.08	0.51
SITE JAMA	90	Max WS	1237.31	2.69	9.33		10.10	0.002202	4.12	331.56	59.91	0.51
SITE JAMA	80	Max WS	1237.31	2.69	9.30		10.08	0.002232	4.12	329.83	59.83	0.51
SITE JAMA	70	Max WS	1237.30	2.69	9.27		10.05	0.002236	4.07	327.91	59.73	0.51
SITE JAMA	50	Max WS	1237.29	2.11	8.79		9.96	0.004172	4.82	263.40	52.79	0.65
SITE JAMA	30	Max WS	1237.28	2.10	8.86		9.80	0.003264	4.35	294.92	64.68	0.59
SITE JAMA	20	Max WS	1237.27	2.26	8.82		9.77	0.003285	4.35	298.27	73.73	0.59
SITE JAMA	10	Max WS	1237.26	2.21	8.73	7.25	9.73	0.003501	4.46	289.38	71.12	0.61

Figura 94 Velocidades del flujo en el Río Jama

En la Figura 84, se presenta las velocidades de flujo aguas arriba de (2,58-4,15) m/s y aguas abajo (4,02-4,82) m/s. Para el cálculo de las protecciones se trabajará con la velocidad máxima obtenida aguas arriba como aguas debajo.

- Aguas arriba: 4.15 m/s
- Aguas abajo :4.82 m/s

Altura del nivel del agua

- Aguas arriba: 7:38 m
- Aguas abajo: 6.68 m

5.6.1.2 Peso específico de la roca

El peso específico de la roca para el enrocado es un parámetro muy importante para el cálculo del tamaño del enrocado. Para realizar el ensayo se debe saturar las muestras por 24h, se retiran las muestras del agua y se las pesa al aire, después se coloca en el tanque de agua para medir el peso de la muestra sumergida. La temperatura del agua registrada durante el ensayo es de 18°C.

$$\text{Densidad relativa aparente} = \frac{A}{A - C} * \gamma_w \quad (4.7)$$

Donde:

A: Peso de la muestra al aire ;en [gr]

C: Peso de la muestra; en [gr]

$$\gamma_{\text{agua}} : 0,99868 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \text{ temperatura de } 18^\circ \text{C}$$

Tabla 68

Pesos específicos de las muestras ensayadas

Muestra	Peso al aire (gr)	Peso Sumergido (gr)	Peso al horno (gr)	Peso Específico (gr/cm3)	Peso Específico Promedio (gr/cm3)
1	28,1	17,87	26,8	2,74	2,70
2	67,32	42,87	66,4	2,75	
4	35,78	22,03	32,8	2,60	
5	89,24	56,28	85,6	2,70	
6	98,22	62,23	95,7	2,73	
9	65,31	40,99	61,3	2,68	
11	29,31	18,03	28,6	2,59	
14	27,78	17,63	27,6	2,73	
15	15,9	10,09	15,5	2,73	

Tomando una roca del río Jama se observó a simple vista que se trata de un basalto el cual según (Vallejo, Mercedes, Ortuño, & Oteo, 2002), tiene un peso específico de (2,7-2,9) gr/cm³ y una porosidad de (0,1-2) %. Con los datos proporcionados en la tabla 60 se confirma, que efectivamente se trata de un basalto.

5.6.1.3 Inclinación del talud

“Para el diseño de la pendiente del talud se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud, sin embargo, las condiciones de litología y estructura están fuera del alcance del trabajo”, según (Suarez J. , 2001, pág. 350). El ángulo del talud se tomará dependiendo del tipo de suelo que se tenga en el proyecto. A continuación, se presenta la tabla 70.

Tabla 69
Pendiente para taludes

Material	Propiedades	Altura del corte (m)	Pendiente
Roca Dura			0,3H:1V --0,8H:1V
Roca Blanda			0,5H:1V--1,2H:1V
Arena	Poco densa		1, 5H:1V--1H:1V
Suelo	Denso	Menos de 5	0,8H:1V--1H:1V
Arenoso		5a 10	1H:1V--1,2H:1V
	Poco densa	Menos de 5	1H:1V--1,2H:1V
		5a 10	1,2H:1V--1H:1V

Fuente: (Suarez J. , 2001, pág. 351)

La inclinación del talud será 1,5H:1V dando así una inclinación adecuada al enrocado.

5.6.2 Cálculo del tamaño de la roca para el enrocado

A continuación, se presenta algunos métodos para el cálculo del tamaño de la piedra para la protección.

5.6.2.1 Enrocado Aguas Arriba

❖ Método del Bureau de Reclamación

La ecuación 5.7 se realizó mediante ensayos de laboratorio de hidráulica sobre gravas, arenas y piedras seleccionadas, con tamaños hasta de 21/2". Sus resultados son bastante parecidos con las fórmulas de otros autores.

$$D_{50} = \frac{0,0668v^2}{(G_p - 1)} \quad (5.7)$$

Donde:

v = Velocidad crítica, igual a velocidad del canal	4,15 m ³ /s
G_p = Gravedad específica de las piedras	2,65

Entonces:

$$D_{50} = \frac{0,0668 \times 4,15^2}{(2,65 - 1)}$$

$$D_{50} = 0,70 \text{ m}$$

❖ Método Cuerpo de Ingenieros

Esta ecuación 5.8 fue realizada en base a la velocidad y profundidad local del flujo, para definir el tamaño del enrocado para la protección en cauces naturales como artificiales, así lo señala (Anónimo, 2018).

$$D_{50} = 0,3hFS \left(\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{0,5} \frac{v_t}{\sqrt{gh}} \right)^{2,5} \quad (5.8)$$

Donde:

v = Velocidad crítica, igual a velocidad del canal	4,15 m ³ /s
v_t = Velocidad media local en cauces naturales 1.5v	6,22 m ³ /s
γ_w = Peso específico del agua	1000 kg/m ³
γ_s = Peso específico de la piedra	2700 kg/m ³
FS = Factor de seguridad, usualmente igual a	1,2
h = Profundidad del agua al pie del talud del enrocado	7,38m
G = Aceleración debida a la gravedad	9,8 m/s ²

Entonces:

$$D_{50} = 0,3 \times 7,94 \times 1,2 \left(\left(\frac{1000}{2700 - 1000} \right)^{0,5} \frac{6,22}{\sqrt{9,8 \times 7,94}} \right)^{2,5}$$

$$D_{50} = 0,63 \text{ m}$$

❖ Método de Maynard

Maynard propone las siguientes ecuaciones 5.9 y 5.10 para definir el diámetro medio de las rocas a utilizar en la protección en la protección, como lo señala (Cisneros, 2017).

Los coeficientes C1 y C2 son de corrección que se encuentran en las tablas 71 y 72.

$$D_{50} = C_1 (y F^3) \quad (5.9)$$

$$F = C_2 \left(\frac{V}{\sqrt{gy}} \right) \quad (5.10)$$

Donde:

D_{50} : Diámetro medio de las rocas	
F : Número de Froude	
v : Velocidad crítica, igual a velocidad del canal	4,15 m ³ /s
y : Profundidad del agua	7,38m
G : Aceleración debida a la gravedad	9,8 m/s ²
$C1$ y $C2$: Coeficiente de corrección	

Se toma el valor de $C1$ de 0,32 según la tabla 55 en vista que el talud en la curva tiene una inclinación de 1V:1,90 H. margen derecha y 1V:1,2 H margen izquierda.

Tabla 70 *Coeficiente de corrección C1*

C1	0,28	Fondo plano
	0,28	Talud 1V:3H
	0,32	Talud 1V:2H

Fuente: (Cisneros, 2017)

Considerando que el Río tiene una curva, se tomara el valor de $C2$ de 1,5 según la tabla 56.

Tabla 71
Coeficiente de corrección C2

C2	1,50	Tramos en curva
	1,25	Tramos rectos
	2,00	Extremos de espigones

Fuente: (Cisneros, 2017)

Entonces aplico la ecuación 5.9 y 5.10:

$$F = 1,5 \left(\frac{4,35}{\sqrt{9,8 * 7,73}} \right) = 0,74$$

$$D_{50} = 0,32(7,73 * 0,74^3) = 0,82m$$

❖ Método de Escarameia y May

“La siguiente ecuación 5.11 se desarrolló a partir de pruebas de laboratorio realizadas en Reino Unido. Es recomendada para diseñar enrocados Rip-Rap y gaviones”, así lo indica (Muñoz, 2014, pág. 49)

En la Tabla 73, se presenta la intensidad de turbulencia la misma con que se puede determinar el coeficiente que toma en cuenta la intensidad de la turbulencia, y se obtiene de acuerdo con el tipo de revestimiento.

$$D_{50} = C \frac{U_b^2}{2 * g(s - 1)} \quad (5.11)$$

Donde:

U_d : Velocidad crítica, igual a velocidad del canal 4,15 m³/s

C: Coeficiente que toma en cuenta la intensidad de Turbulencia TI,

los valores de TI para varias condiciones de flujo se presentan

en la tabla1, los valores de C se presentan en la tabla 2

s: Densidad relativa de la piedra $\frac{Y_s}{Y_w}$ 2,70

$$TI \leq 0,50 \quad U_b = (-1,48 TI + 1,04)U_d \quad (5.12)$$

$$TI > 0,50 \quad U_b = (-1,48 TI + 1,36)U_d \quad (5.13)$$

Tabla 72
Intensidad de turbulencia

Situación	Nivel de Turbulencia	
	Cualitativo	Intensidad de Turbulencia TI
Cauce recto o tramo canalizado y curvas naturales anchas	Normal (bajo)	0,12
Bordes de revestimiento en tramos rectos	Normal (alto)	0,2
Pilas de puente, groynes transiciones	Medio a alto	0,35 - 0,50
Aguas debajo de estructuras hidráulicas (vertederos, culvert, azudes)	Muy alto	0,6

Fuente: (Suarez J. , 2001, pág. 415)

Tabla 73
Coeficiente que toma en cuenta la intensidad de turbulencia

Tipo de Revestimiento	Valor de C	Observaciones
Rip Rap (Enrocado)	12,3TI-0,20	Valido para TI $\geq 0,05$ y para el diseño de protecciones del lecho y bancos, en pendientes de 1V:2H o menores
Loose (o Interlocking) de bloques de concreto	9,22 TI - 0,15	Valido para TI $\geq 0,05$ y para el diseño de protecciones del lecho y bancos, en pendientes de 1V:2.5H o menores
Colchón de gaviones	12,3 TI -1,65	Valido para TI $\geq 0,12$ y para el diseño de protecciones del lecho y bancos, en pendientes de 1V:2.5H o menores

Fuente: (Suarez J. , 2001, pág. 415)

Entonces se usa la ecuación 5.12:

$$TI = 0,12$$

$$U_b = (-1,48 * (0,12) + 1,04) * 4,35 = 3,57$$

Se aplica la ecuación 5.11:

$$D_{50} = 1,27 \frac{3,57^2}{2 * 9,8(2,70 - 1)}$$

$$D_{50} = 0,49 \text{ m}$$

En vista de los resultados obtenidos se trabajará con un diámetro de escollera de 0.60 como se presenta en la tabla 59 el cual será colocado aguas arriba.

Tabla 74

Diámetro de protecciones aguas arriba

Métodos	Diámetro de escollera	Diámetro de escollera promedio
Bureau de Reclamación	0,77 m	0,62 m
Cuerpo de Ingenieros	0,70m	
Maynord	1,00 m	
Escarameia y May- Hr Walling	0,54 m	
CABSRP (California)	0,47m	

5.6.2.2 Enrocado Aguas Abajo

Considerando las ecuaciones descritas anteriormente se procede al cálculo del enrocado aguas abajo con una velocidad de 4.82 m/s, obteniendo así los siguientes resultados expuestos en la Tabla 76,

Tabla 75
Diámetro de protecciones aguas abajo

Métodos	Diámetro de escollera	Diámetro de escollera promedio
Bureau de Reclamación	0,94 m	0,94 m
Cuerpo de Ingenieros	0,93m	
Maynord	1,52 m	
Escarameia y May- Hr Walling	0,66m	
CABSRP (California)	0,64m	

El diámetro de la escollera aguas abajo será de 0,90 metros.

5.6.3 Espesor del enrocado para la protección

Según (MOP-001- F, 2002) recomienda que la capa de enrocado deberá tener un espesor mínimo de comprendido entre 1,5 a 2 veces el diámetro de diseño, para los cálculos se ha considerado 2 veces el diámetro como se encuentra indicado en la Tabla 76:

Tabla 76
Espesor de enrocado

Descripción	Diámetro de roca	Espesor del enrocado
Aguas Arriba	0,60 m	1,20 m
Aguas Abajo	0,90m	1,80 m

5.6.4 Longitud de Protección

Para determinar la longitud en la que se debe colocar las protecciones tanto aguas arriba como aguas abajo, se tomó consideraciones de la ASSHTO, como se indica en la Figura 96.

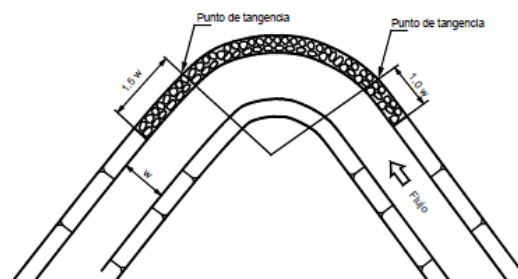


Figura 95 Longitud mínima de protecciones de la orilla en una curva. (AASHTO)
Fuente: (Suarez J. , 2001, pág. 404)

La cual recomienda para el caso de protección de corrientes junto a carreteras se debe construir obras en una longitud que abarque toda zona erosionada, tomando como un ancho del canal para aguas arriba y 1,5 veces el ancho del canal para aguas abajo. Por lo tanto, la longitud de protección se definió con el análisis de la información del levantamiento topográfico y el modelo en HEC-RAS dando así una longitud de 80,00m aguas arriba y 120,00 m aguas abajo, como se indica en la Figura 97.

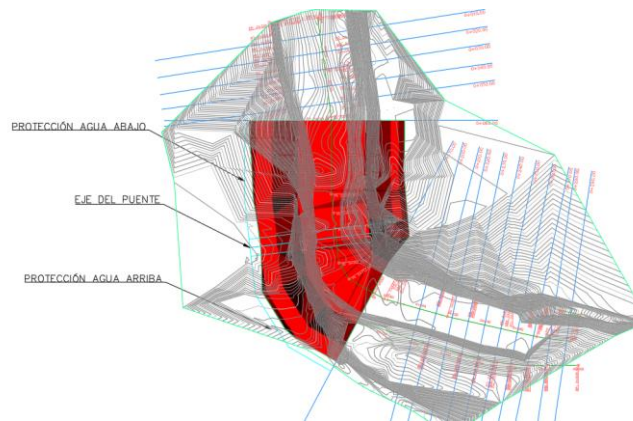


Figura 96 Longitud de protección en tramo del río

5.7 Modelos Superficie Modificada con protecciones en el Puente

5.7.1 Dimensiones de las protecciones

Tabla 77

Geometría de protección

Localización de protección	Diámetro de la escollera
Aguas Arriba	0,62 m
Aguas Abajo	0,94 m

De la misma manera se calcula los nuevos coeficientes rugosidad los mismos que están en función del diámetro de las protecciones.

Tabla 78

Coefficientes de rugosidad

Localización de protección	Coefficiente de rugosidad
Aguas Arriba	0,62 m
Aguas Abajo	0,94 m

5.4.1 Velocidades

Se ingresa los datos de rugosidades y diámetro de partícula en el modelo anterior obteniendo las siguientes velocidades a lo largo del río.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
SITE JAMA	290	Max W/S	1237.52	2.90	10.53		10.79	0.000244	2.40	558.74	125.42	0.31
SITE JAMA	280	Max W/S	1237.51	2.80	10.48		10.78	0.000319	2.72	517.05	130.31	0.36
SITE JAMA	270	Max W/S	1237.49	2.71	10.35		10.79	0.002063	3.36	471.74	129.58	0.43
SITE JAMA	260	Max W/S	1237.47	2.70	10.22		10.78	0.002472	3.73	430.15	128.97	0.47
SITE JAMA	250	Max W/S	1237.46	2.74	10.09		10.76	0.002911	4.00	390.63	121.32	0.50
SITE JAMA	140	Max W/S	1237.33	2.70	9.95	6.91	10.46	0.001688	3.31	413.41	71.42	0.40
SITE JAMA	125	Bridge										
SITE JAMA	120	Max W/S	1237.33	2.69	9.48		10.21	0.002519	3.97	341.26	60.46	0.49
SITE JAMA	110	Max W/S	1237.32	2.69	9.45		10.19	0.002623	4.05	338.62	60.26	0.50
SITE JAMA	90	Max W/S	1237.31	2.69	9.37		10.13	0.002717	4.08	334.43	60.06	0.50
SITE JAMA	80	Max W/S	1237.31	2.69	9.34		10.11	0.002763	4.09	332.27	59.95	0.51
SITE JAMA	70	Max W/S	1237.30	2.69	9.30		10.07	0.002778	4.04	329.91	59.83	0.51
SITE JAMA	50	Max W/S	1237.29	2.11	8.80		9.97	0.005233	4.81	264.18	52.85	0.65
SITE JAMA	30	Max W/S	1237.28	2.10	8.86		9.80	0.003264	4.35	294.92	64.68	0.59
SITE JAMA	20	Max W/S	1237.27	2.26	8.82		9.77	0.003285	4.35	298.27	73.73	0.59
SITE JAMA	10	Max W/S	1237.26	2.21	8.73	7.25	9.73	0.003501	4.46	289.38	71.12	0.61

Figura 97 Resultado modelo

5.4.2 Socavación General

Finalmente, con los parámetros hidráulicos proporcionados por el modelo HEC RAS se procede a determinar la profundidad de la socavación en este caso se tomará la sección 140 aguas arriba del puente, se utilizará un diámetro característico de 60 cm.

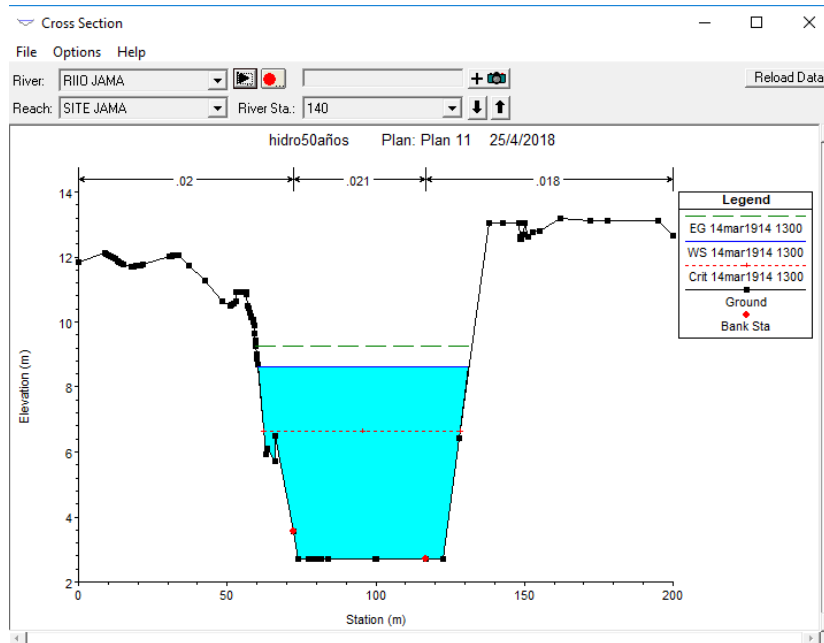


Figura 98 Sección 140 con Puente

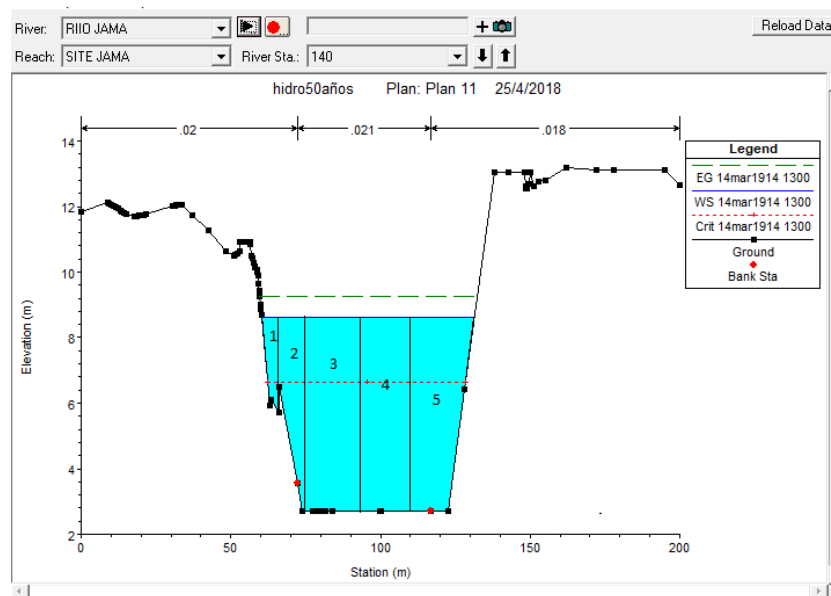


Figura 99 División de la Sección 140 con Puente

En la Tabla 80 se presenta los parámetros para evaluar la profundidad de socavación.

Tabla 79

Parámetros para evaluar la Socavación de la sección 140

Subsección	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota max (msnm)	Calado (m)	Ancho (m)	Área (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)
1	62,98	5,93	9,48	3,55	3,02	5,75	3,31	19,03
2	73,97	2,7	9,48	6,78	10,99	39,47	3,31	130,65
3	99,93	2,7	9,48	6,78	25,96	162,49	3,31	537,84
4	117	2,7	9,48	6,78	17,07	104,48	3,31	345,83
5	124,01	3,29	9,48	6,19	13,71	64,5	3,31	213,50

Como se lo esperaba, tenemos una profundidad de socavación general de 0.0m esto se debe a la protección que se le dio con el enrocado el cual para esta sección tiene un diámetro de 0.60 m.

Tabla 80

Profundidad de socavación mediante Lischtvan-Levediev y Blench

Franja	Diámetro	Caudal	Método	Método	Profundidad de
--------	----------	--------	--------	--------	----------------

	Característico(m)	Unitario (m ³ /s)	Lischtvan	de Blech	Socavación	
					Lischtvan	Blench
1	0,60	6,30	1,36	2,46	0,00	0,00
2	0,60	11,89	2,14	3,76	0,00	0,00
3	0,60	20,72	3,17	5,44	0,00	0,00
4	0,60	20,26	3,12	5,36	0,00	0,00
5	0,60	15,57	2,59	4,50	0,00	0,00

La figura 101 muestra el corte transversal de la sección 140 en la cual se puede visualizar que la sección del río es igual a la sección de la socavación dando así a entender que no existe socavación general.

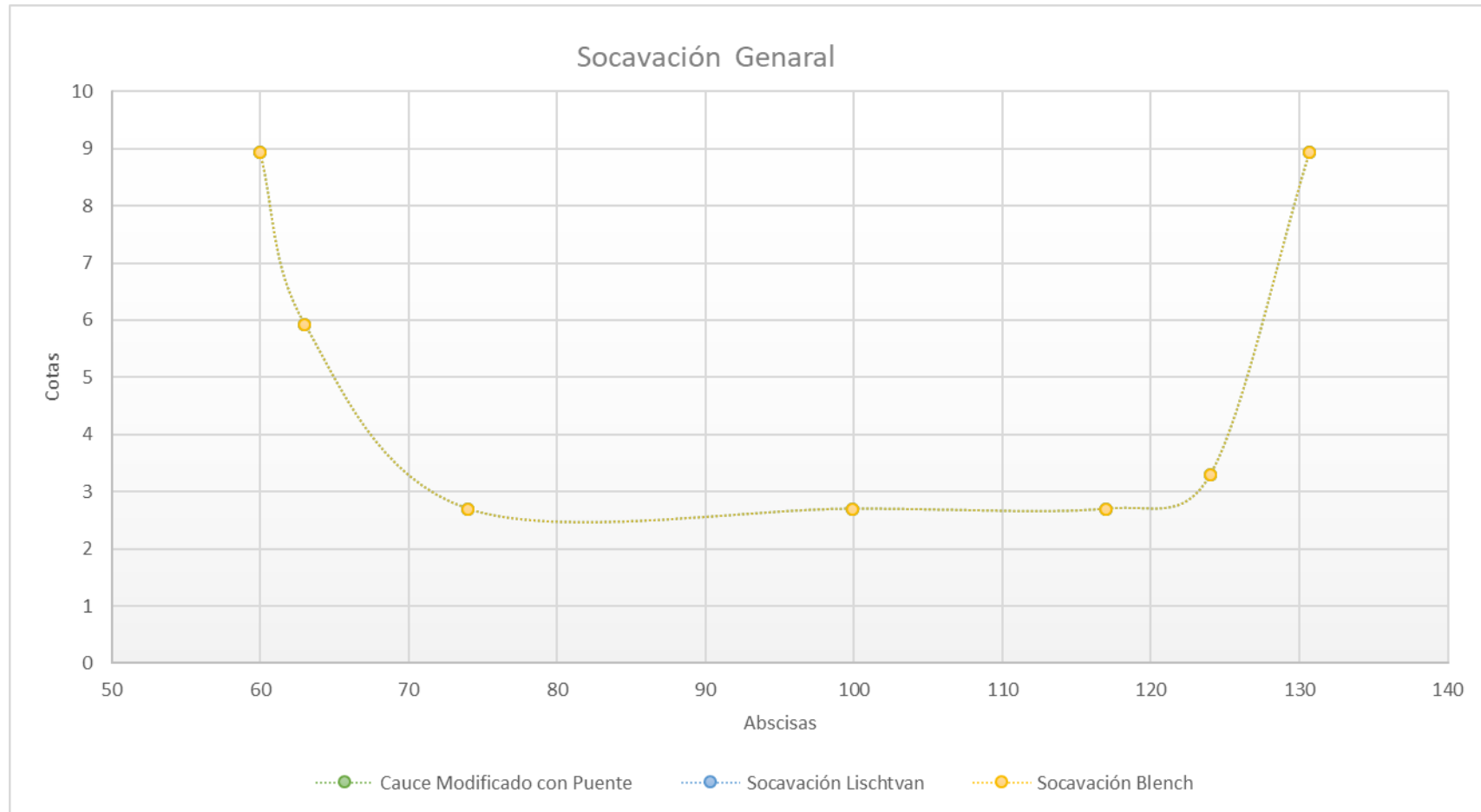


Figura 100 Socavación General mediante Lischtvan-Levediev y Blench

En la Tabla 82 se presenta el cálculo de la socavación general a lo largo de todo el río, cabe recalcar que el enrocado tiene un diámetro de 60 cm para aguas arriba y 90 cm para aguas abajo, tomando en consideración lo expuesto, se obtiene que a lo largo del Río la socavación general ha desaparecido.

Tabla 81

Profundidad de Socavación a lo largo del Río

Sección	Calado (m)	Velocidad (m/s)	Ancho	Caudal unitario (m ³ /s)	D50 (m)	Socavación		Profundidad de Socavación		
						Lischtvan	Blench	Lischtvan	Blench	
10	6,52	4,46	58,12	21,29	0,90	2,99	5,36	0,00	0,00	
20	6,56	4,35	61,26	20,20	0,90	2,88	5,18	0,00	0,00	
30	6,76	4,35	58,48	21,16	0,90	2,97	5,34	0,00	0,00	
50	6,69	4,81	58,31	21,22	0,90	2,98	5,35	0,00	0,00	
70	6,61	4,04	59,85	20,68	0,90	2,92	5,26	0,00	0,00	
80	6,65	4,09	59,95	20,64	0,90	2,92	5,25	0,00	0,00	
90	6,68	4,08	60,00	20,63	0,90	2,92	5,25	0,00	0,00	
110	6,76	4,05	60,24	20,54	0,90	2,91	5,23	0,00	0,00	
120	6,79	3,97	60,33	20,51	0,60	3,15	5,41	0,00	0,00	
125	Puente									
140	7,25	3,31	61,83	20,01	0,60	3,10	5,32	0,00	0,00	
250	7,35	4,00	61,83	20,01	0,60	3,10	5,32	0,00	0,00	
260	7,52	3,73	61,83	20,01	0,60	3,10	5,32	0,00	0,00	
270	7,64	3,36	61,83	20,01	0,60	3,10	5,32	0,00	0,00	
280	7,68	2,72	61,83	20,01	0,60	3,10	5,32	0,00	0,00	
290	7,63	2,40	61,83	20,01	0,60	3,10	5,32	0,00	0,00	

5.4.3 Socavación local

Al realizar procesamiento en el software HEC RAS se puede observar que la socavación local ha desaparecido.

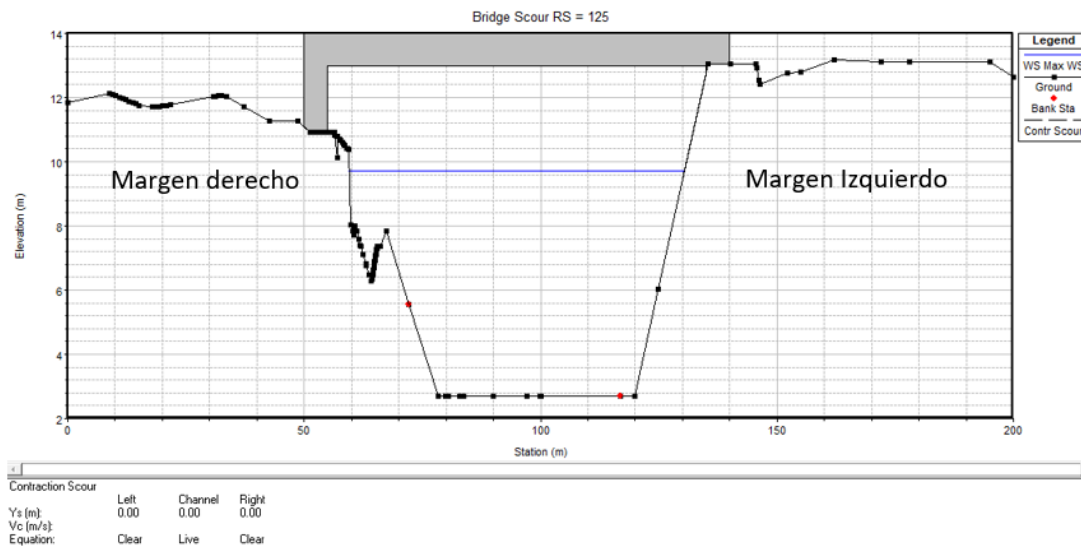


Figura 101 Socavación general.

5.8 Procedimientos constructivos de las protecciones

5.8.1 Proceso constructivo del enrocado.

- ✓ La colocación del enrocado se efectuará sobre el talud debidamente preparado y sobre el geotextil de tal manera que no se dé la presencia de segregación.
- ✓ La roca debe estar bien graduada y los espacios deben ser llenados con material pétreo de menor tamaño, de tal manera que exista el menor porcentaje de vacíos.
- ✓ El enrocado debe ser colocado a su espesor total en una sola operación de manera de evitar el deslizamiento.

5.8.2 Geotextil

Tomando en consideración (MOP-001- F, 2002), la base de la escollera deberá ser protegida con un geotextil no tejido para evitar el arrastre del material fino, que deberá cumplir con las características y especificaciones mínimas según la Tabla 52.

Es de suma importancia considerar las aristas de las piedras, pues el geotextil debe tener una alta resistencia a la perforación para evitar que se punzone por las piedras angulares de la escollera, en base esto se ha determinado del catálogo Gerfor, un geotextil no tejido 150NE-NT2500 que se colocara en los márgenes tanto izquierdo como derecho. A continuación, se presenta las características del Geotextil 150NE-NT2500.

- ✓ Elongación: 75%
- ✓ Resistencia a la tensión Grab:712 N
- ✓ Resistencia al Rasgado Trapezoidal 378 N
- ✓ Resistencia al Punzonamiento: 2020 N
- ✓ Tamaño de la abertura permanente: 0,15mm
- ✓ Peso: 183 g/m²
- ✓ Espesor: 1,4mm

Estos parámetros cumplen con la normativa establecida (MOP-001- F, 2002) sobre geotextiles.

5.8.2.1 Instalación del geotextil

- ✓ Nivelar y compactar la superficie del terreno
- ✓ Para el anclaje del geotextil, se realizará una zanja de anclaje en la parte superior del talud, y se rellenará con el mismo material proveniente de dicha excavación, tomando en cuenta el criterio de la zanja tendrá una dimensión de 50x50 centímetros.
- ✓ Esta zanja se deberá separar del borde talud por lo menos 1 metro, para no deteriorar la coronación del talud.

- ✓ Según (MOP-001- F, 2002) recomienda traslapes en geotextiles entre 0.4 y 1.00 metros, por lo tanto, el traslape en entre las tiras será de 0.60 cm.
 - ✓ La fijación se realizará colocando grapas adecuadas a la dureza o penetrabilidad del terreno.
 - ✓ Se utilizará ganchos en forma de U. Los alambres para ganchos son de calibre BWG-11 y tienen una longitud de 30 cm con un espesor de 40mm.
- (Suarez J. , 2001)

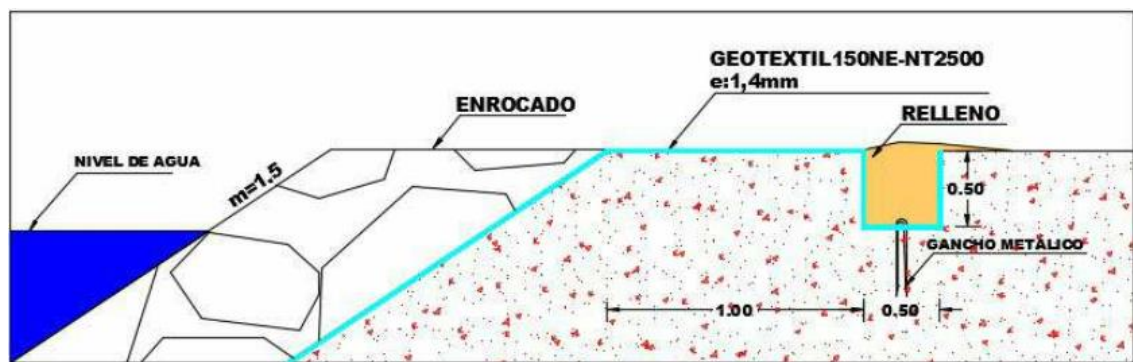


Figura 102 Detalles constructivos del Geotextil

5.5 Prediseño del estribo y muro de ala.

Es importante aclarar que “la estabilidad de los estribos y los muros de ala se encuentra en función de la altura, pues a medida que el estribo y el muro de ala incrementan su altura, incrementa su volumen”, según (AASHTO , 2002, pág. 144). Para determinar la cota de cimentación de los estribos y muros de ala de los márgenes del río, nos guiamos en base al modelo que se realizó en HEC-RAS, por lo que para determinar una profundidad adecuada se debe realizar un estudio de suelos, el cual se dejara para una posterior tesis.

- ❖ Cota de cimentación del proyecto 6,20 m.s.n.m

- ❖ Cota rasante del proyecto 15,20 m.s.n.m
- ❖ Por lo tanto, los estribos tienen una altura de 9,00 m.

5.5.1 Propiedades del suelo de cimentación

Para la determinación del ángulo de fricción interna y el peso específico del suelo se tomó datos extraídos de (Morfe , 2009), donde se determina estos parámetros solo con el tipo de suelo, pero es de manera empírica, pues dentro de este estudio no contempla el diseño del puente.

Las propiedades del suelo de cimentación donde se implantará el estribo y el muro de ala son:

- ❖ Suelo arena arcillosa (SC)
- ❖ Peso específico del suelo $\gamma=2 \text{ T/m}^3$
- ❖ Angulo de fricción interna $\Phi=30^\circ$
- ❖ Peso específico del hormigón $\gamma=2,4 \text{ T/m}^3$

5.5.2 Características del estribo y de los muros de ala

El estribo izquierdo como derecho y los muros de ala que se van a pre-dimensionar corresponden a un puente recto, con una longitud de 100 metros en total, pero la separación entre estribos es de 80m. Los estribos presentan muros de ala inclinados que tienen la finalidad de encauzar el río, dichas alas forman un ángulo de 45° . Los muros de ala a pre-dimensionar tienen una altura de 9,00m, serán de hormigón armado.

Pre-dimensionamiento estribos y muros de ala

Estribo de hormigón (h=9,0m)

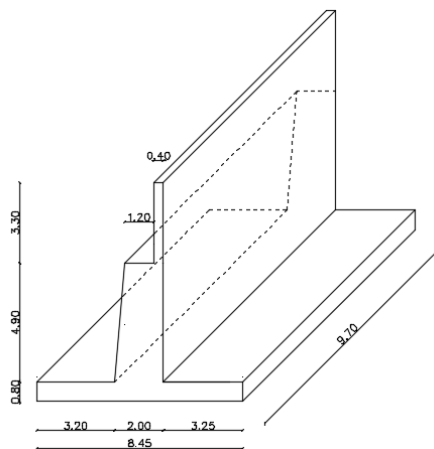


Figura 103 Dimensiones del estríbo

Tabla 82

Geometría de estríbo

Descripción	Cantidad	Unidades
Altura del estríbo H:	9,00	m
Altura cabezal H1:	3,30	m
Espesor del cabezal:	0,40	m
Desplazamiento mínimo por temperatura:	0,10	m
Ancho de la superficie de asiento:	1,20	m
Arranque de la pantalla	2,00	m
Altura de la pantalla H2:	4,90	m
Altura de la zapata HZ:	0,80	m
Ancho del dedo:	3,20	m
Ancho del talón:	3,25	m
Ancho total de la zapata:	8,45	m

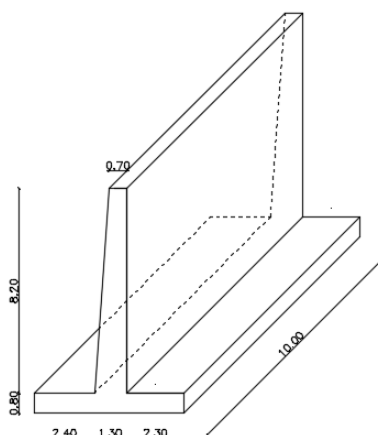


Figura 104 Dimensiones del muro de ala

Tabla 83

Geometría dimensiones preliminares del Muro de ala

Descripción	Cantidad	Unidades
Altura del muro de ala:	9,00	m
Espesor de la pantalla:	0,70	m
Arranque de la pantalla	1,30	m
Altura de la pantalla:	8,20	m
Altura de la zapata:	0,80	m
Ancho del talón:	2,30	m
Ancho del dedo:	2,40	m
Ancho total de la zapata:	6,00	m

5.6 PRESUPUESTO

5.6.1 Movimiento de tierras

La excavación de suelo natural se realizará 80 m agua arriba del eje del puente y 120 metros aguas abajo, lugar en la cual se realizará la protección de taludes y el cauce de río. A continuación, se presenta los volúmenes de obra.

5.6.1.1 Volumen de excavación

Tabla 84

Cálculo de volumen de excavación



UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS "ESPE"					
PROYECTO DE TESIS			AUTORES		
DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA PUENTE SOBRE EL RIO JAMA			JÉSICA ALEJANDRA GUACHO JENNY ESTEFANIA MORALES		
EXCAVACIÓN EN SUELO					
ABSCISA	DISTANCIA	AREAS		Vol Parc.(m3)	Vol Acum. (m3)
		ÁREA (m2)	ÁREA 1/2		
0+000,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+010,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+020,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+030,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+040,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+050,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+060,00		0,00			
	10,00		125,95	1259,50	1259,50
0+070,00		251,90			
	10,00		259,95	2599,50	3859,00
0+080,00		268,00			
	10,00		280,39	2803,90	6662,90
0+090,00		292,78			
	10,00		314,45	3144,50	9807,40
0+100,00		336,12			
	10,00		347,14	3471,40	13278,80
0+110,00		358,15			
	10,00		332,61	3326,10	16604,90
0+120,00		307,06			
	10,00		292,40	2924,00	19528,90
0+130,00		277,73			
	10,00		287,96	2879,60	22408,50
0+140,00		298,18			
	10,00		277,72	2777,20	25185,70
0+150,00		257,26			
	10,00		237,34	2373,40	27559,10
0+160,00		217,42			
	10,00		108,71	1087,10	28646,20
0+170,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	28646,20
0+180,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	28646,20
0+190,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	28646,20
0+200,00		0,00			
TOTAL :					28.646,20 m3

5.6.2 Volumen de muro escollera

Tabla 85

Cálculo del volumen de muro de escollera



UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS "ESPE"					
PROYECTO DE TESIS			AUTORES		
DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA PUENTE SOBRE EL RIO JAMA			JÉSICA ALEJANDRA GUACHO JENNY ESTEFANIA MORALES		
RUBRO		MURO ESCOLLERA			
ABSCISA	DISTANCIA	AREAS		Vol Parc.(m3)	Vol Acum. (m3)
		ÁREA (m2)	ÁREA 1/2		
0+000,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+010,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+020,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+030,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+040,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+050,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	0,00
0+060,00		0,00			
	10,00		92,00	920,00	920,00
0+070,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	2760,00
0+080,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	4600,00
0+090,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	6440,00
0+100,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	8280,00
0+110,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	10120,00
0+120,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	11960,00
0+130,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	13800,00
0+140,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	15640,00
0+150,00		184,00			
	10,00		184,00	1840,00	17480,00
0+160,00		184,00			
	10,00		92,00	920,00	18400,00
0+170,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	18400,00
0+180,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	18400,00
0+190,00		0,00			
	10,00		0,00	0,00	18400,00
0+200,00		0,00			
TOTAL:					18.400,00 m3

5.6.3 Volumen de excavación y relleno para puentes (estribos).

Tabla 86

Volumen de excavación y relleno para el puente (estribos)



UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS "ESPE"					
PROYECTO DE TESIS			AUTORES		
DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA PUENTE SOBRE EL RIO JAMA			JÉSICA ALEJANDRA GUACHO JENNY ESTEFANIA MORALES		
RUBRO EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES (ESTRIBOS)					
ABSCISA	DISTANCIA	AREAS		Vol Parc.(m3)	Vol Acum. (m3)
		ÁREA (m2)	ÁREA 1/2		
0+120.00		208,71			
	10,00		214,62	2146,20	2146,20
0+130.00		220,52			
	10,00		221,87	2218,70	4364,90
0+140.00		223,21			
TOTAL:					4.364,90 m3

5.6.4 Geotextil para protección del talud

Tabla 87

Geotextil



UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS "ESPE"					
PROYECTO DE TESIS			AUTORES		
DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA PUENTE SOBRE EL RIO JAMA			JÉSICA ALEJANDRA GUACHO JENNY ESTEFANIA MORALES		
RUBRO Geotextil					
ABSCISA	DISTANCIA	LONGITUD		AREA Parc.(m2)	Vol Acum. (m2)
		LONGITUD	LONGITUD (m)		
0+070,00					
	10,00		92,000	920,00	920,00
0+080,00			92,000	920,00	1840,00
	10,00		92,000	920,00	2760,00
0+090,00			92,000	920,00	3680,00
	10,00		92,000	920,00	4600,00
0+100,00			92,000	920,00	5520,00
	10,00		92,000	920,00	6440,00
0+110,00			92,000	920,00	7360,00
	10,00		92,000	920,00	8280,00
0+120,00			92,000	920,00	9200,00
	10,00		92,000	920,00	10120,00
0+130,00			92,000	920,00	11040,00
	10,00		92,000	920,00	11960,00
0+140,00			92,000	920,00	12880,00
	10,00		92,000	920,00	13800,00
0+150,00			92,000	920,00	14720,00
	10,00		92,000	920,00	15640,00
0+160,00			92,000	920,00	16560,00
	10,00		92,000	920,00	17480,00
TOTAL :					9.200,00 m2

A continuación, se presenta el presupuesto referencial con los rubros más representativos dentro de la construcción de un puente.



Tabla 88
Presupuesto referencial

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS "ESPE"						
PROYECTO DE TESIS		AUTORES				
DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA PUENTE SOBRE EL RIO JAMA		JÉSICA ALEJANDRA GUACHO JENNY ESTEFANIA MORALES				
PRESUPUESTO						
Nro	RUBRO	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	TOTAL
1	303-2(1)	Excavación en suelo	m3	28646,2	15,62	447453,60
2	307-2(2)	Excavación y relleno para puentes	m3	4364,9	15,62	68179,70
3		Piedra Escollera (D=80cm)	m3	18400	0,31	5704,00
4	309-2(2)	Transporte de material de excavación (trasporte libre 500 m) 5km	m3/km	143231	0,31	44401,61
5	309-4(2)	Transporte de piedra escollera (30km)	m3/km	552000	0,31	171120,00
6		Geotextil	m2	9200	2,04	18768,00
TOTAL						755.626,91

CAPÍTULO VI

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- La cuenca hidrográfica de la zona de estudio tiene un área de 1295,66km² con una forma oval oblonga, la misma que contiene una gran red de afluentes y además de una topográfica llana.
- Dentro de los parámetros morfométricos de la cuenca se tiene: longitud del cauce principal: 106,99km, pendiente de la cuenca: 7,83%, velocidad del cauce natural de 0,98 m/s y manejando un tiempo de concentración según un promedio entre los métodos de Temez, Bransby – Williams y Sandoval es de 33,09 horas equivalente a 1985,4 minutos.
- El escurrimiento superficial del área de estudio tiene un potencial bajo debido a la caracterización del entorno, cobertura de suelo y demás parámetros morfométricos analizados.
- Los caudales de diseño son de 961,13 m³/s y 1237,52 m³/s para un periodo de retorno de 50 años y 100 años respectivamente.
- La cota de máxima de crecida para el caudal de diseño es de 9,90 msnm.
- La profundidad de la socavación general evaluada en el rio Jama para condiciones naturales es 5,81 m esto se produce debido a la alta velocidad del flujo la cual es de 5,41 m/s.
- Se ha tomado una altura de seguridad entre la cota de máxima crecida y el galibo de 1,95 m, además la distancia entre vigas y tablero de 3,35, dando como resultado la cota del tablero de puente a 15,20 msnm.

- Con la caracterización del tipo de suelo del lecho del río y los márgenes, se obtuvieron los diámetros de partículas para la determinación del coeficiente de rugosidad dando, así como resultado para el lecho del río 0,020, margen derecho 0,22 y margen izquierdo 0,18.
- La velocidad que se produce en la sección del puente es de 6.00 m/s para un caudal de 1237,03 m³/s es de, esta velocidad es elevada para el cauce por ende genera socavación en los márgenes.
- Como propuesta geométrica del puente se consideró criterios de la NEVI y ASSHTO, definiendo un ancho de tablero de 9,70m y mediante el software HEC RAS, se determinó una luz de puente de 90m.
- Como protección ante la socavación en base a los resultados emitidos por el software HEC RAS, se estableció un enrocado (RIP RAP) con un diámetro de 0,60 m con una longitud de 50 m aguas arriba y diámetro de 0,90m en una longitud 80 m aguas abajo.
- Con las dimensiones del enrocado diseñado se realizó un nuevo modelamiento en HEC RAS de paso del flujo, con lo cual se obtuvo que ya no se produce la socavación general y local en la zona del puente.

6.2 Recomendaciones

- Al colocar la escollera se debe conformar la geometría del cauce de acuerdo con lo diseñado, sin que ciertas rocas sobresalgan fuera del plano recomendado.

- Al colocar el geotextil se debe poner especial atención en que cubra las áreas consideradas en el diseño y esté firmemente anclado para evitar desprendimientos.
- Se recomienda que al pie de la escollera se realice una adecuada colocación del enrocado para evitar el deslizamiento de este.
- Debido a la presencia de construcciones cerca del río, se recomienda realizar el trazado del perfil del cauce, en la zona de aguas arriba, con el radio de curvatura lo más amplio posible.
- Se recomienda instalar en la zona del puente una estación hidrométrica para el registro de caudales y verificación del diseño para utilidad de otros proyectos de la zona.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO . (2002). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD*. Washington .

AASHTO. (2002). *Diseño de puente AASHTO*.

AASHTO. (1998). *Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el Método LRFD*.

Abadía, A. (11 de Octubre de 2011). *Flujo Crítico*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/doc/69167170/FLUJO-CRITICO>

Administradora Boliviana de Carreteras. (2013). *Manual de Carreteras: Hidrología y Drenaje*. La Paz: Administradora Boliviana de Carreteras.

Alexandra, R. (julio de 2012). *Introducción a la hidráulica de las obras viales*. Obtenido de Introducción a la hidráulica de las obras viales: <http://apiperu.com/Articulos/pilares.pdf>

Alvarado, Y., Arias, G., Lenz, G., & Yenny, M. (6 de abril de 2008). *Mecánica de fluidos*. Obtenido de <http://mecanicafluidos7mo.blogspot.com/2008/04/flujo-en-canales-abiertos.html>

Anónimo. (2018). *Sistema de Protección -Enrocados Puente Maruro*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/345550976/ANEXO-B>

Arenas, G. (4 de Junio de 1997). *Los Puentes en la Sociedad y sus Diferentes Estructuras*. Obtenido de Los Puentes en la Sociedad y sus Diferentes

Estructuras: <http://www.authorstream.com/Presentation/ivangallegoscast-1995787-los-puentes-la-sociedad/>

ASTM D-2487. (s.f.). *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*. Estados Unidos.

Azpurua, P., & Galbadón, A. (1976). *Recursos Hidráulicos y Desarrollo*. Rio de Janeiro: Tecnos.

Braja M, D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico: Thomson Editores.

Braja M, D. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico: Thomson Editores.

Campos, D. (1998). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. México: Universitaria Potosina.

Carvallo, P., & Delgado, J. (2013). *Estudio Hidrológico-Hidráulico del puente sobre el Rio Jadán, Parroquia Jadán, Cantón Gualaceo, Provincia del Azuay*. Cuenca.

Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá.

Cisneros, A. (21 de Agosto de 2017). *Calculo de socavación en Puentes*. Obtenido de Scribd: <https://es.scribd.com/document/356861708/Universidad-de-Cauca-Calculo-de-Socavacion-en-Puentes-pdf>

CLIMATE. (2000). Obtenido de <https://es.climate-data.org/location/179243/>

Córdova, M. (30 de Abril de 2016). *Parámetros geomorfológicos de cuencas hidrográficas*. Obtenido de Prontubeam: http://www.prontubeam.com/articulos/articulos.php?Id_articulo=26

Cueva, F., & Dr. Oñate, F. (2010). *Manual Hidrograma de Máxima Crecida*. Obtenido de SlideShare: <http://es.slideshare.net/hydrovlab/hidrograma-de-mxima-crecida>

Del Castillo , R. (2005). *La ingeniería de suelos en las Vías Terrestres*. Mexico .

Delgadillo, A., & Moreno, A. (2013). *Morfometría de Cuencas*. Mérida, Venezuela.: Universidad de los Andes.

Domínguez, M. (s.f.). *Hidrología*.

DSS Ambiente Ingeniería Innovación. (2009). *Estudio Hidráulico Río BÍO BÍO*. Obtenido de <https://www.yumpu.com/es/document/view/7585644/estudio-hidraulico-rio-bio-bio-puente-juan-pablo-ii-desembocadura>

El Comercio . (25 de Abril de 2017). Casas afectadas y destrucción de un puente se registra en Bolívar y en Cotopaxi por las lluvias. *El Comercio*.

El Telégrafo. (20 de Marzo de 2015). Deslaves y desbordamiento de ríos por fuertes lluvias en varias provincias. *El telégrafo*, pág. 1.

ENACON, S.A. (2012). *Estudio de crecida en bocatoma del Río Triful*. Santiago de Chile.

Faustino, J., & Jiménez, F. (2000). *Manejo de Cuencas Hidrográficas* . Turrialba.

Flores, R. (20 de Diciembre de 2015). *Flujo Gradualmente Variado*. Obtenido de Flujo Gradualmente Variado: <http://fgvrosemaryflores.blogspot.com/>

Frias , E. (4 de Marzo de 2015). *Hidrografía*. Obtenido de SlideShare: <https://es.slideshare.net/edefrias/la-hidrografia-45470070>

- Fuentes , J. A. (2004). *Análisis morfométrico de cuencas: caso de estudio del parque nacional pico de Tancítari*.
- Galiano , L., Toapaxi , J., Hidalgo , X., & Valencia, N. (2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Revista Politecnica* , 11.
- García Ruiz , J. (2006). *Conservación del Suelo* . Barcelona : REBERTE S.A.
- Gaspari , F. J. (2000). *Plan de ordenamiento territorial en cuencas serranas degradadas utilizando sistema de Información Geográficas*. Buenos Aires .
- Gaspari , F. J., Rodríguez Vagarí, A. M., Senisterra, G. E., Denegri, G., & Besteiro, S. (2012). Caracterización morfométrica de la cuenca alta del Río Sauce. *7mo Congreso de Medio Ambiente*, (pág. 25). Buenos Aires .
- Gaspari, F., Rodríguez, A., Senisterra, G., Delgado, M., & Besteiro, S. (2013). *Elementos metodológicos para el manejo de cuencas hidrográficas*. Buenos Aires: UNLP.
- Guamán, D., & Verdugo, J. (2014). *Estudio del revestimiento de taludes aguas arriba en las presas de tierra del Proyecto Pacalori*. Cuenca.
- Havryleno, S., Damiano, F., & Pizarro, M. (18 de Diciembre de 2017). *Estimación del número de curva en la cuenca del río Arrecifec*. Obtenido de http://geointa.inta.gov.ar/publico/POSTERS/HAVRYLENKO_Estimacion_del_numero_de_curva_en_la_cuenca_del_rio_arrecifes_UU01.pdf
- Herbozo, J. (2013). Prediseño de la presa de materiales sueltos pedregalito en el sector La Aguadita en la Provincia de Santa Elena.
- Hernandez. (2000). Obtenido de <http://gobnacionmanabi.gob.ec/la-gobnacion/>

Hidrologic Engineering Center. (2010). *Uder's Manual Versión 4.1*. US Army Corps of Engineers.: Davis, CA.

Hidrologic Engineering Center. (2010). *Uder's Manual Versión 4.1*. US Army Corps of Engineers.

Horton , R. (1932). *Dreinage- basin characteristics*. Transactions American Geophysical Union .

Ibáñez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. (2010). Métodos para la determinación del coeficiente de escorrentía. *Universidad Politecnica de Valencia*, 7.

Ibañex. (s.f.).

Ibañez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. (2011). Valencia, Universssidad Politécnica de Valencia:

<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10779/Tiempo%20de%20concentraci%C3%B3n.pdf>.

Ibáñez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. (2011). Métodos para la determinación del tiempo de concentracion de una cuenca hidrográfica. *Universidad Politecnica de Valencia* , 9.

Ibañez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. (2011). *Morfología de Cuencas Hidrográficas*.

Valencia. Universidad Politécnica de Valencia: Obtenido de: <https://riunet.upv.es/handle/10251/10782>.

INAMHI. (2015). *Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación* . Quito: INAMHI.

- INEN 0696. (2011). *Instituto Ecuatoriano de Normalización*. Obtenido de Análisis granulométrico en los áridos fino y grueso: <https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.nte.0696.2011.pdf>
- Instituto Nacional de Vías. (2007). *Manual de Drenaje para Carretera*. Bogotá: Ministerio de Transporte.
- Iroume, A. (17 de Noviembre de 1998). Estudios de los procesos hidrológicos en una cuenca experimental forestal andina de la IX Región. *Bosque*, 76. Obtenido de https://books.google.com.ec/books?id=nRGqX_pdaIgc&pg=PA76&dq=tiempos+de+concentracion+Giandotti&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwjYge3X3sbXAhVIVyYKHWk8BTcQ6AEIJDA#v=onepage&q=tiempos%20de%20concentracion%20Giandotti&f=false
- Jiménez, F., & Benegas, F. (2008). *Elementos Conceptuales de manejo, gestión y congestión de cuencas hidrográficas*. Costa Rica: CATIE.
- Junco, J. d. (2004). *Análisis Morfométrico de Cuencas: Caso de estudio del parque nacional pico de tancítaro*.
- León, A. (2014). Diseño de presa, de materiales sueltos en el río Grande del proyecto Multipropósito Chone.
- Londoño, C. (2001). *Cuencas Hidrograficas Bases conseptuales - Caracterización Planificación - Administración*. Ibagué.
- Lopez Cadenas de Llano , F. (1998). *Restauración Hidrológica Forestal de cuencas y control de la Erosión*. España : Mundi Prensa .

- Lopez, R. (Noviembre de 2001). *repositori.udl*. Obtenido de Propuesta de Modificación del método racional:
<https://repositori.udl.cat/bitstream/handle/10459.1/46519/004298.pdf>
- Lux, B. (2016). *Conceptos Básicos de Morfometría de Cuencas Hidrográficas*. Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala: Obtenido de:
<http://www.repositorio.usac.edu.gt/4482/>.
- Lux, B. (s.f.). *Conceptos Básicos de Morfometría de Cuencas Hidrográficas*.
- Mailapalli, D., Raghuvanshi, N., Singh, R., & Schmitz, G. (2 de Abril de 2008). *Spatial and Temporal Variation of Manning's Roughness Coefficient in Furrow Irrigation*. Obtenido de ASCE. :
[https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2008\)134:2\(185\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9437(2008)134:2(185))
- Marín, M., & Arellano, R. (2007). *Estudios Hidrológico-hidráulico y estructural del puente sobre el Río Oyacachi, en la Chaco, Provincia de Napo, República del Ecuador*. Quito.
- Martín, J. (2006). *Ingeniería de ríos*. Barcelona: UPC.
- Mayo, M. (2000). *Determinación de Regímenes de Caudales Ecológicos Mínimos*.
- Maza, J. y. (1998). Estabilización y Rectificación de Ríos. En C. N. Agua, *Manual de Ingeniería de Ríos* (págs. Capítulo 14, pág 28). México: UNAM.
- MIDUVI. (2014). *Proyecto nacional de gestión del riesgo para el hábitat y la vivienda*.
- Ministerio de Obras Públicas y Transporte. (2013). *Estudio Hidrológico e Hidráulico del Puente del Río Jama*. Quito: MOPT.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2013). *Manual de Carreteras. Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones . (s.f.). *Manual de hidrología , Hidráulica y Drenaje* .

Ministerios de Agricultura, G. A. (2015). *Mapa de Cobertura y uso de suelo*. Quito.

Monsalve, G. (2009). *Hidrología en la Ingeniería*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Monsalve, G. (2009). *Hidrología en la Ingeniería*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

MOP-001- F. (2002). *Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes*. Quito: MOP.

Morfe , J. (2009). Simulación del Campo de Ondas Sísmicas y caracterización de amplitud y período con fines de microzonificación . *FUNVISIS*, 29.

Morlans, M., & Pico, R. (19 de Mayo de 2015). *Colección Didáctica Cátedra de Ecología*. Obtenido de <http://ecologia-fca-unca.blogspot.mx/2015/05/cuenca-hidrografica.html>

Mott, R. (2006). *Mecánica de fluidos* . Mexico.

Muñoz, M. (2014). *Estudio y Diseño de obras de estabilización de cauces*. Bogotá.

Naranjo, M. (Septiembre de 2011). *SlideShare*. Obtenido de Estimación de Caudales Máximos en cuencas sin información, SlideShare: <https://es.slideshare.net/mgarcianaranjo/estimacin-de-caudales-mximos>

- Naranjo, M. (9 de Marzo de 2014). *Slideshare*. Obtenido de Socavación General y Erosión Local alrededor de Pilare y Estribo: <https://es.slideshare.net/mgarcianaranjo/socavacin-general-y-erpisin-local-alrededor-de-pilares-y-estribos>
- NEVI. (2012). *Especificaciones generales para la construccion de caminos y puentes*. Quito.
- Novak, P. M. (2001). *Estructuras Hidráulicas*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Novak, P., Moffat, A., & Nalluri, C. (2001). *Estructuras Hidráulicas*. Bogota: Mc Graw Hill.
- Núñez, J. (2001). *Manejo y Conservación de Suelos*. Costa Rica: Universidad Estatal a Distancia.
- Oñate, F., & Cueva, F. (17 de Noviembre de 2017). *Manual Hidrograma de Máxima Crecida*. Obtenido de SlideShare: <https://es.slideshare.net/hydrovlab/hidrograma-de-mxima-crecida>
- Ordoñez, J. (2011). *¿Que es Cenca Hidrológica?* Lima.
- Ordoñez, J. (2011). *Qué es cuenca hidrológica*. Lima: Sociedad Geográfica de Lima.
- Paulet, M., Ernesto, R., Fábregas, C., Carlos, M., & Fernández, M. (1982). *Intensidad Máxima y Erosividad de las Lluvias en la Republica Domimicana*. Santo Domingo : SURENA.
- Perozo, M., & Rincón, J. (2015). Evaluación hidráulica de un puente sobre una quebrada con régimen mixto y lecho móvil. *RIHA*, 10.

Proyecto GENSAI. (2014). *Planos Típicos de Protección de Puentes*. San Salvador: DACGER-MOP.

Racca, J. (2007). *Análisis Hipsométrico, frecuencia altimétrica y pendientes medias a partir de modelos digitales del terreno*. Rosario: Boletín del Instituto de Fisiografía y Geología 77(1-2).

Ramos Chagoya, E. (1 de Julio de 2008). *Gestiopolis*. Obtenido de <http://www.gestiopolis.com/metodos-y-tecnicas-de-investigacion/>

Rico, A., & Del Castillo, H. (2005). *Ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México.

Riesgos Climaticos . (2000). *Inundaciones* , 12.

Rincón, J., & Perozo, M. (2014). Comportamiento Hidráulica de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente. *Revista Ingeniería UC*, 10.

Rocha , A. (Sabado de Julio de 2010). *Introducción a la hidráulica de las obras viales*. Obtenido de *Introducción a la hidráulica de las obras viales*: <http://apiperu.com/Articulos/pilares.pdf>

Rodríguez , V. (2010). *Efectos de la restauración agro-hidrológica sobre el escurrimiento superficial en el Sierra de Pillahuinco*. La Plata.

Rojas, R. (2009). *Hidrología aplicada al manejo de cuencas* .

Ruíz, J. (2001). *Hidrología Evolución y Visión Sistemática: la morfometría de cuencas como aplicación*. Barinas: Unellez.

- Ruiz, R., & Humberto, T. (2008). *Manual de procedimientos de delimitación y codificación de unidades hidrográficas*. UICN SUR.
- SAGARPA. (2012). *Subsecretaria de Desarrollo Rural de México*. Obtenido de Hidrología Aplicada a las Pequeñas Obras Hidráulicas: http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/noticias/2012/Documents/FICHAS%20TECNICAS%20E%20INSTRUCTIVOS%20NAVA/INSTRUCTIVO_HIDROLOG%C3%8DA.pdf
- Salazar, M. (03 de Junio de 2011). *Tabla de clasificación SUCS*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/doc/57043507/Tabla-Clasificacion-Sucs-1>
- Sandoval, D. W., & Aguilera, I. E. (2014). Determinación de Caudales en Cuencas con poca Información Hidrológica. *Ciencia UNEMI*, 11.
- Sandoval, W. (2010). *El agua y la hidrología*. Quito.
- Sandoval, W. (2013). *Principios de la Hidráulica*. Quito: ESPE.
- Sandoval, W. (2018). Determinación de la velocidad y tiempo de concentración de una cuenca.
- Sandoval, W., & Aguilera, E. (2014). *Determinación de Caudales en Cuencas con Poca Información Hidrológica*. Ecuador: Revista Ciencia UNEMI.
- Sandoval, W., & Aguilera, P. (2014). Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica. *UNEMI*, 11.
- SCRIBD. (s.f.). *Hidrogramas*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/presentation/367420435/HIDROGRAMAS-EXPOSICION>

Seaurz, A. (2006). *Hidraulica de Puentes*. Peru.

Share, S. (2015). *Obras Hidráulicas - Huancayo*. Obtenido de <https://www.slideshare.net/RibBrian/14-obras-hidraulicas>

slideshare. (15 de Noviembre de 2017). Obtenido de <https://es.slideshare.net/harrycamposventura/definiciones-hidrologia-parametros-cuenca>

Sotelo, G. (2002). *Hidraulica de Canales*. México.

Strahler, A. (1964). *Quantitative Analysis of drainage basin and channel networks. Handbook of applied hydrology*.

Suarez, J. (1992). *Manual de Ingeniería para el Control de la Erosión*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial Santander.

Suarez, J. (2001). *Control de erosión en Zonas tropicales*. Bucaramanga. Colombia: Universidad Industrial de Santander.

Téllez, C. (2012). *Criterio de análisis de falla en bordos de protección en ríos*. Mexico.

Temez, J. (1978). *Cálculo Hidrometeorológico de caudales maximos en pequeñas cuencas naturales*. Madrid : 111p . Obtenido de Dirección General de Carreteras .

Toapaxi, J., L., G., Castro, M., Hidalgo, X., & Valencia, N. (2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Politécnica*, 11.

- UNAL. (2005). Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica. En R. Pérez, *Hidrometría* (págs. 237-273). Bogotá: Escuela de Geociencias y Medio Ambiente.
- University Corporation for Atmospheric Research. (2015). Guía de referencia para sistemas de alerta temprana de crecidas repentinas. NOAA, COMET.
- Vallejo, L., Mercedes, F., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Velez Upegui, J., Botero Hernandez , B., Parra Toro, J., Aristazabal Murillo, V., & Marulanda Aguirre, A. (2013). *Diseño Hidráulico e Hidrológico de obras de Ingeniería para Proyectos Viales*. Manizales.
- Velez, J. (Febrero de 2011). *Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales*. Obtenido de ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/236787017_Estimacion_del_tiempo_de_concentracion_y_tiempo_de_rezago_en_la_cuenca_experimental_urbana_de_la_quebrada_San_Luis_Manizales
- Vélez, U. (2013). *Diseño hidrológico e hidráulico de obras de ingeniería para proyectos viales*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Ven Te Chow. (1994). *Hidráulica de Canales abiertos*. Colombia .
- Viasus, L. (Septiembre de 2012). *Manejo de Cuencas Hidrográficas*. Obtenido de SlideShare: <https://es.slideshare.net/lviasusviasus/cuencas-reconocimiento>
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Lima: Villón.

Villoslada Quevedo , C. A. (2015). *Ensayos de Límite Líquido y Límite Plástico*.

Obtenido

de

SlideShare:

<https://es.slideshare.net/AngeloAlvarezSifuentes/informe->

[demecanicadesueloslaboratorionumero2-ensayo-de-lmite-lquido-y-lmite-](https://es.slideshare.net/AngeloAlvarezSifuentes/informe-)

[plstico](https://es.slideshare.net/AngeloAlvarezSifuentes/informe-)