



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTAS DE SOLUCIÓN PARA LA
REHABILITACIÓN DEL CANAL DE RIEGO “PUCARÁ”, UBICADO EN EL
CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Mario Alberto Coyago Vega

Alex Omar Quishpe Asero

TUTORA: Verónica Valeria Yépez Martínez

Quito - Ecuador

2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Mario Alberto Coyago Vega con documento de identificación N°1720136967 y Alex Omar Quishpe Asero con documento de identificación N°1725962771 manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 22 de febrero del 2023

Atentamente,

Mario Alberto Coyago Vega

1720136967

Alex Omar Quishpe Asero

1725962771

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Mario Alberto Coyago Vega con documento de identificación N°1720136967 y Alex Omar Quishpe Asero con documento de identificación N°1725962771 expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos los autores del Proyecto Técnico: “Diagnóstico y Propuestas de solución para la rehabilitación del Canal de Riego “Pucará”, ubicado en el Cantón Mejía, Provincia de Pichincha”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 22 de febrero del 2023

Atentamente,

Mario Alberto Coyago Vega

1720136967

Alex Omar Quishpe Asero

1725962771

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Verónica Valeria Yépez Martínez con documento de identificación N°1711285591, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: **DIAGNÓSTICO Y PROPUESTAS DE SOLUCIÓN PARA LA REHABILITACIÓN DEL CANAL DE RIEGO “PUCARÁ”, UBICADO EN EL CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA**, realizado por Mario Alberto Coyago Vega con documento de identificación N°1720136967 y Alex Omar Quishpe Asero con documento de identificación N°1725962771, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 22 de febrero del 2023

Atentamente,



Ing. Verónica Valeria Yépez Martínez, MSc.

1711285591

DEDICATORIA

A Dios por darme sabiduría, salud, fortaleza para superar los obstáculos, por brindarme sus bendiciones para alcanzar mis metas y por nunca abandonarme en el largo camino de la vida.

Dedico este proyecto a mi esposa, a mis hijos, les quedo eternamente agradecido por siempre estar a mi lado y darme aliento para superar los problemas. Ustedes son mi mayor motivación, mi razón para lograr este sueño, gracias por brindarme su apoyo incondicional, gracias por su comprensión, por su preocupación y sobre todo por confiar en que este día llegaría, por eso esta tesis es para ustedes.

A mis padres por inculcarme el sentido de la responsabilidad y por el apoyo que me brindaron para comenzar con mis estudios. Sus deseos de convertirme en un profesional, hoy lo estamos logrando.

Mario Coyago Vega

AGRADECIMIENTO

A la vida por enseñarme que los sacrificios y esfuerzos que uno hace, al final llega su recompensa.

Agradezco a mi familia por haberme entendido en los momentos que no pude estar presente por la responsabilidad que conlleva estudiar una carrera.

A la Ing. Verónica Yépez, por estar siempre dispuesta a solventar nuestras dudas y motivarnos a terminar el presente trabajo.

Al Ing. Iván Calero por el tiempo e información que nos brindó para la realización del proyecto.

A todos los familiares y amigos que me motivaron y animaron para seguir adelante con mis estudios en los momentos más difíciles.

Mario Coyago Vega

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a Dios, a la Virgen María de Agua Santa, quien supo guiarme por el camino correcto, por darme salud, fortaleza y sabiduría que me permitieron llegar a este objetivo impuesta en mi vida y nunca decaer ante las adversidades.

A mis padres Enrique Quishpe y Eva Asero por ser el pilar más importante en la vida, porque sin su cariño, comprensión, paciencia, apoyo incondicional, y confianza no habría sido posible cumplir esta meta. Recuerden que todo lo que soy se los debo a ustedes y no me alcanzara la vida para recompensar todo lo que han hecho por mí.

A mis hermanos por ser una parte clave en la vida, estar ahí alentándome y siempre confiando en que lo lograría. Ustedes que fueron mi motivación para cumplir este objetivo les dedico el resultado de este proyecto.

A mi familia que me inculcaron buenos consejos, el apoyo motivacional y el cariño que siempre me lo dieron. Gracias por confiar y saber que lo lograría.

También quiero dedicar este proyecto a mi novia Abigail, por tu paciencia, por tu generosidad, por tu cariño y sobre todo esa ayuda que sin esperar nada a cambio me lo diste durante la elaboración de mi proyecto.

Alex Omar Quishpe

AGRADECIMIENTO

Agradezco a la UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA, Facultad de Ingeniería Civil por prepararme profesionalmente y lograr cumplir el objetivo de convertirme en Ingeniero Civil.

Agradezco a la Ing. Verónica Yépez, por su paciencia, responsabilidad, enseñanza y su valioso aporte de motivación para lograr terminar el trabajo de titulación.

Al Ing. Iván Calero por su aporte de tan grandiosa información que aportó en nuestro trabajo de titulación. Gracias a su orientación y enseñanzas logramos cumplir con el trabajo de titulación.

Agradezco a Dios por darme la salud, vida y fortaleza que me permitieron cumplir mi meta.

Alex Omar Zuishpe

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Descripción del problema.....	2
1.2.1 Antecedentes	2
1.2.2 Importancia y Alcance del problema	3
1.3 Justificación	4
1.4 Objetivos.....	4
1.4.1 Objetivo General	4
1.4.2 Objetivos Específicos	4

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO	6
2.1 Levantamiento Topográfico	6
2.2 Levantamiento topográfico con RTK.....	6
2.3 Estudio Hidrológico.....	7
2.4 Estaciones Meteorológicas	7
2.5 Balance Hídrico	8
2.6 Estudio de suelos	8
2.7 Perfil Estratigráfico.....	9

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA	10
3.1 Tipo de investigación.....	10
3.1.1 Investigación documental.....	10
3.1.2 Investigación de campo	10

3.2	Métodos	10
3.2.1	Método descriptivo.....	10
3.2.2	Método analítico.....	10
3.3	Técnicas de recolección de información	11
3.4	Proceso Técnico de Ingeniería Civil.....	11
CAPÍTULO IV		
RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE.....		13
4.1	Recopilación de información existente.....	13
4.1.1	Análisis de la documentación existente	13
4.1.2	Identificación de la situación actual de la zona de estudio	13
4.2	Perspectiva social	15
4.2.1	Análisis de la situación actual y legal de la organización beneficiaria	15
4.2.2	Caracterización socio económica de la organización beneficiaria.....	17
4.2.3	Propuesta productiva	17
4.3	Levantamiento y estudio topográfico	17
4.3.1	Reconocimiento de campo	18
4.3.2	Metodología de trabajo.....	19
4.3.3	Planimetría y altimetría	20
CAPÍTULO V		
EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL CANAL DE RIEGO		21
5.1	Oferta y demanda hídrica	21
5.1.1	Oferta hídrica de agua de riego	21
5.1.2	Demanda hídrica de agua de riego	21
5.2	Evaluación del canal de riego.....	22
5.2.1	Estructura de control y distribución	22
5.2.2	Tubería metálica.....	29

5.2.3	Aporte de caudal de la quebrada Pucará.	34
5.2.4	Canal elevado de hormigón.....	36
5.2.5	Salto de agua	44
5.2.6	Pérdida de la superficie del canal	45
5.2.7	Estructuras de distribución	46
5.2.8	Ausencia de una caja sedimentadora.....	47
5.2.9	Abrevaderos de ganado	48
5.2.10	Derrumbes de paredes del canal por ausencia de zanjas de coronación	48
5.3	Matriz de importancia.....	49
5.4	Identificación de tramos críticos.....	54
5.4.1	Sectorización de canal	54

CAPÍTULO VI

ESTUDIO HIDROLÓGICO Y CARACTERIZACIÓN METEOROLÓGICA..... 61

6.1	Recopilación, análisis y evaluación de información existente	61
6.1.1	Delimitación de la microcuenca del sistema de riego “Pucará”.....	61
6.1.2	Estaciones meteorológicas consideradas en la zona de estudio	62
6.1.3	Recopilación de información existente	66
6.1.4	Análisis y evaluación de información existente	67
6.2	Estimación de caudales mínimos, medios y de avenida en la fuente	92
6.2.1	Método Racional	92
6.2.2	Determinación del tiempo de concentración	93
6.2.3	Determinación de las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia).....	94
6.3	Relleno y validación de datos obtenidos de los anuarios meteorológicos.....	94
6.3.1	Método de proporción normal.....	95
6.3.2	Análisis de correlación y regresión	97

6.3.3	Datos dudosos	102
6.3.4	Precipitación máxima Probable en 24 Horas	104
6.3.5	Coeficiente de escorrentía	108
6.3.6	Método del hidrograma unitario del SCS.....	109
6.3.7	Hietograma de Diseño	110
6.3.8	Precipitación Neta	112
6.3.9	Hidrograma unitario Sintético	113
6.3.10	Hidrograma triangular del SCS	114
6.3.11	Caudal Pico	115
6.3.12	Hidrograma adimensional del SCS	117
6.3.13	Curva de duración general CDG	118
6.3.14	Cuenca Sin Suficiente Información.....	119

CAPÍTULO VII

PROPUESTAS DE SOLUCIÓN..... 123

7.1	Concepciones iniciales	123
7.2	Flujos o deslizamiento de laderas	123
7.2.1	Criterios de Diseño para construcción de soluciones Estructurales.....	125
7.2.2	Métodos estabilizantes	126
7.3	Características Hidráulicas de las Estructuras de Retención	129
7.3.1	Capacidad de Vertedero	130
7.3.2	Diseño hidráulico de presas de retención de sedimentos	131
7.4	Diseño de los diques de retención de sedimentos grueso para el proyecto en estudio 138	
7.4.1	Cabeceras de las quebradas	141
7.4.2	Material de los diques de retención	141
7.4.3	Criterios básicos de diseño de diques de retención	141

7.4.4	Cálculos del dique	142
7.4.5	Tipos de diques en función de sus materiales	144
7.4.6	Mantenimiento de los diques.....	145
7.5	Ejemplo de cálculo con datos del proyecto	146
7.6	Propuesta de diseño del aliviadero lateral de excedentes para un caudal de crecida de 3.97 m ³ /s.....	147
7.6.1	Cálculo del aliviadero lateral no sumergido con contracción lateral para evacuar los caudales excedentes	147
7.6.2	Cálculo del vertedero frontal para evacuar el caudal de demanda.....	153
7.7	Propuesta de diseño del desarenador que trabajara con un caudal de 0.37 m ³ /s.....	159
7.7.1	Consideraciones para el diseño hidráulico	159
7.7.2	Diámetro de la partícula a Sedimentar	159
7.7.3	Velocidad horizontal de la partícula.....	160
7.7.4	Velocidad de sedimentación.....	162
7.7.5	Dimensionamiento de las cámaras desarenadoras.	164
7.8	Diseño hidráulico de la estructura de entrada.....	171
7.9	Diseño hidráulico de las estructuras de limpieza.....	172
7.9.1	Compuertas de lavado	174
7.9.2	Sección transversal del canal de limpieza	175
7.10	Propuesta de muros de gaviones para la estabilización de taludes en la abscisa 0+410 178	
7.10.1	Análisis estructural de los materiales para los gaviones	180
7.10.2	Rendimientos para la colocación de gaviones.....	181
7.10.3	Tramo de afectación de ladera por erosión	182
7.11	Propuestas de diseño de un acueducto en la abscisa 2+500 km donde se presenta el deslizamiento de la mesa del canal de riego.....	183

7.11.1	Ventajas y desventajas de un acueducto	184
7.11.2	Criterios Hidráulicos	185
7.11.3	Criterios Estructurales para la implantación del acueducto en la zona del proyecto 186	
7.12	Propuestas para solucionar el problema de los abrevaderos de ganado	186
7.12.1	Condiciones para establecer un abrevadero y bases a considerar	187
7.12.2	Dimensiones de los abrevaderos	188
7.12.3	Mantenimiento de los abrevaderos.....	189
7.13	Propuestas para evitar el deslizamiento de taludes del canal de riego por medio de zanjas de coronación	189
7.13.1	Diseño de Zanjas de corona	191
CONCLUSIONES.....		194
RECOMENDACIONES.....		196
REFERENCIAS		197
ANEXOS		206

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Ubicación geográfica Canal Pucará	14
Tabla 2	Beneficiarios del Canal Pucará	16
Tabla 3	Valores de coeficiente de velocidad obtenido por laboratorio	28
Tabla 4	Valores de coeficiente de velocidad obtenido obtenidos por laboratorio	29
Tabla 5	Valores de coeficiente n de Manning	37
Tabla 6	Valores de las velocidades máximas permisibles.	43
Tabla 7	Matriz de importancia	52
Tabla 8	Matriz de importancia	60
Tabla 9	Estaciones meteorológicas FONAG.....	63
Tabla 10	Estaciones meteorológicas FONAG de acuerdo con el área de influencia.....	66
Tabla 11	Clasificación de tamaños de cuencas	69
Tabla 12	Factores de forma Horton.....	73
Tabla 13	Rangos tipo de Forma	74
Tabla 14	Clasificación de cuencas de acuerdo con la pendiente.....	76
Tabla 15	Clasificación del drenaje	80
Tabla 16	Textura del Suelo de la cuenca.....	84
Tabla 17	Grupos hidrológicos del suelo SCS.....	86
Tabla 18	Resumen de la cobertura de uso de suelo de la microcuenca.....	90
Tabla 19	Numero de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas (condiciones de humedad antecedentes II e $I_a=2S$)	91
Tabla 20	Datos para la estimación de la precipitación	96
Tabla 21	Datos de precipitación media mensual completa	97
Tabla 22	Datos de precipitación media mensual completa	99
Tabla 23	Datos de precipitación media mensual incompleta para julio.....	101

Tabla 24	Datos de precipitación media mensual completa para julio	102
Tabla 25	Valores de kn para prueba de datos dudosos.....	103
Tabla 26	Parámetros estadísticos de las series de precipitación máxima en 24 horas	105
Tabla 27	Valores de intensidades	106
Tabla 28	Coefficiente de escorrentía, según Benítez et al. (1980)	109
Tabla 29	Resumen de la tabla de hietograma.....	111
Tabla 30	Resumen cobertura vegetal	133
Tabla 31	Coefficiente de permeabilidad del suelo	134
Tabla 32	Coefficiente de erosionabilidad de la cuenca	135
Tabla 33	Resumen parámetros de la cuenca para el cálculo de coeficiente de torrencialidad	136
Tabla 34	Clasificación y coeficientes de torrencialidad.....	137
Tabla 35	Sistemas recomendados de acuerdo al coeficiente de Torrencialidad	137
Tabla 36	Espaciamiento óptimo, en metros, entre diques de retención.	140
Tabla 37	Distribución recomendada del peso de rocas en función de su tamaño en un pequeño dique.....	145
Tabla 38	Iteraciones para encontrar la carga geométrica total H con $m=0.43$	149
Tabla 39	Iteraciones	152
Tabla 40	Iteraciones	155
Tabla 41	Iteraciones para encontrar H_o	156
Tabla 42	Escala de graduación de sedimentos	160
Tabla 43	El valor de a constante del diámetro	162
Tabla 44	Resumen dimensionamiento desarenador	166
Tabla 45	Coefficientes para el cálculo de desarenadores de baja velocidad	168
Tabla 46	Coefficientes para el cálculo de desarenadores de alta velocidad	168
Tabla 47	Resumen dimensionamiento desarenador	169

Tabla 48	Ancho total desarenador con dos cámaras	170
Tabla 49	Diseño hidráulico de la estructura de entrada y salida.	171
Tabla 50	Parámetros para el diseño de la sección de la rápida descarga.	176
Tabla 51	Ancho en función del caudal	176
Tabla 52	Diferentes tipos de materiales de relleno para gaviones	180
Tabla 53	Posibles dimensiones para abrevaderos	188

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Canal de riego “Pucará”	14
Figura 2 Equipo RTK.....	18
Figura 3 Canal de riego “Pucará”	19
Figura 4 Estructura de control y distribución de caudal del canal de riego Pucará	22
Figura 5 Características de la estructura de derivación.....	23
Figura 6 <i>Coefficientes de muro</i>	25
Figura 7 Dimensiones del vertedero de pared ancha	25
Figura 8 Coeficiente de caudal.....	26
Figura 9 Coeficiente de velocidad.....	27
Figura 10 Tubería metálica	30
Figura 11 Condición hidráulica de conducción a tubo parcialmente lleno	31
Figura 12 Función Geométrica para cálculo de la pendiente	32
Figura 13 Aporte de caudal de la quebrada Pucará.....	35
Figura 14 Aporte de caudal de la quebrada Pucará.....	35
Figura 15 Memoria fotográfica de pilares de gavión del canal elevado de hormigón.....	36
Figura 16 Memoria fotográfica del tramo de hormigón del canal de riego	38
Figura 17 Dimensiones canal de riego	38
Figura 18 Coeficiente de rugosidad ponderado	39
Figura 19 Tipos de canales.....	40
Figura 20 Función Geométrica para cálculo de la pendiente	41
Figura 21 Canal de riego “Pucará”	44
Figura 22 Salto de agua del canal de riego “Pucará”	45
Figura 23 Pérdida de la superficie del canal	46
Figura 24 Estructuras de distribución	46

Figura 25 Estructura de distribución y derivación de caudal	47
Figura 26 Inexistencia de caja sedimentadora	47
Figura 27 Abrevaderos de ganado.....	48
Figura 28 Canal de riego “Pucará”	49
Figura 29 Sector 1	55
Figura 30 Sector 2	55
Figura 31 Sector 3	56
Figura 32 Sector 4	57
Figura 33 Sector 5	58
Figura 34 Sector 6	58
Figura 35 Sector 7	59
Figura 36 Microcuenca del sistema de riego Pucará.....	62
Figura 37 Estaciones meteorológicas ubicadas en las parroquias el Chaupi y Machachi, cantón Mejía.....	65
Figura 38 <i>Estaciones hidrometeorológicas cercanas a la microcuenca “Pucará”</i>	65
Figura 39 <i>Microcuenca del sistema de riego Pucará</i>	68
Figura 40 <i>Índice de Circularidad de Miller</i>	71
Figura 41 <i>Pendiente media de la cuenca</i>	75
Figura 42 <i>Longitud del río de la microcuenca</i>	77
Figura 43 <i>Curva Hipsométrica</i>	78
Figura 44 <i>Orden de drenaje, drenaje principal de la cuenca Pucará</i>	81
Figura 45 <i>Definición de tipo de suelo de la cuenca según FAO</i>	83
Figura 46 <i>Diagrama triangular de las clases texturales básicas del suelo según el tamaño de las partículas, de acuerdo con el USDA</i>	85
Figura 47 <i>Cobertura y uso de suelo de la microcuenca</i>	87
Figura 48 <i>Clasificación de la capacidad de uso de suelo del suelo</i>	88

Figura 49 <i>Capacidad de uso de suelo de la cuenca a partir de SIGTIERRAS</i>	89
Figura 50 <i>Memoria fotográfica de la cobertura vegetal de la cuenca</i>	90
Figura 51 <i>Aplicación del método de regresión lineal</i>	100
Figura 52 <i>Límite inferior y superior, comparación de datos dudosos de la estación M 5027</i>	104
Figura 53 <i>Gráfica curvas IDF</i>	107
Figura 54 <i>Hietograma de la precipitación total</i>	112
Figura 55 <i>Hidrograma triangular Sintético, SCS</i>	114
Figura 56 <i>Hidrograma triangular Sintético, SCS</i>	115
Figura 57 <i>Hidrograma triangular Sintético, SCS</i>	117
Figura 58 <i>Hidrograma Adimensional Sintético, SCS</i>	118
Figura 59 <i>Esquema de cuencas vecinas</i>	120
Figura 60 <i>Curva de duración general</i>	122
Figura 61 <i>Representación gráfica de flujo hiperconcentrado granular</i>	125
Figura 62 <i>Influencia de las presas cerradas</i>	127
Figura 63 <i>Función de presas abiertas</i>	129
Figura 64 <i>Esquema de función de presas abiertas</i>	129
Figura 65 <i>Cobertura vegetal de la cuenca</i>	133
Figura 66 <i>Vista de varios diques de retención espaciados</i>	139
Figura 67 <i>Espaciamiento entre diques de retención (L). La línea A-B marca el punto de máxima</i>	139
Figura 68 <i>Espaciamiento óptimo entre diques de retención.</i>	140
Figura 69 <i>Esquema de disposición de vegetación en cabecera de la cárcava</i>	141
Figura 70 <i>Componentes de un dique de retención.</i>	142
Figura 71 <i>Anchura del vertedero en función del caudal y de la relación geométrica de vertedero Anchura – Profundidad (W / H)</i>	144

Figura 72 <i>Esquema de un dique de rocas</i>	145
Figura 73 <i>Vista transversal de los diques de control propuestos</i>	146
Figura 74 <i>Dimensiones de los diques de control de sedimentos</i>	147
Figura 75 <i>Coefficientes de muro</i>	149
Figura 76 <i>Esquema del aliviadero lateral de excedentes</i>	150
Figura 77 <i>Esquema del aliviadero lateral de excedentes</i>	151
Figura 78 <i>Corte transversal A-A del aliviadero lateral de excedentes</i>	151
Figura 79 <i>Sección del canal donde la profundidad de flujo con un caudal de crecida es $h=0.254m$</i>	152
Figura 80 <i>Vista en planta del sistema de derivación</i>	156
Figura 81 <i>Corte del vertedero de perfil práctico rectangular</i>	157
Figura 82 <i>Parámetros dimensionamiento de la rejilla</i>	158
Figura 83 <i>Rejilla de retención de material flotante</i>	158
Figura 84 <i>Curva esquemática de un grano de arena</i>	161
Figura 85 <i>Relaciones de dimensionamiento en planta y elevación de la cámara de sedimentación</i>	165
Figura 86 <i>Dimensiones desarenador con teoría de simple sedimentación.</i>	167
Figura 87 <i>Dimensiones desarenador considerando los efectos de retardarías de la turbulencia.</i>	169
Figura 88 <i>Longitud transición</i>	172
Figura 89 <i>Corte longitudinal desarenador</i>	173
Figura 90 <i>Área compuerta de lavado</i>	175
Figura 91 <i>Gráfica ancho en función del caudal de descarga</i>	177
Figura 92 <i>En el tramo de la abscisa 0+410 inicia un salto de agua hasta la abscisa 0+420, en donde se ve afectando las laderas.</i>	179
Figura 93 <i>Salto de agua en la abscisa 0+410</i>	179

Figura 94 <i>Esquema del muro de gaviones</i>	183
Figura 95 <i>Pérdida de la superficie del canal por deslizamiento del talud e incomunicación del transporte del canal. Abscisa 2+500</i>	184
Figura 96 <i>Abrevaderos de ganado en la abscisa 8+050 km</i>	187
Figura 97 <i>Abrevaderos de hormigón con dimensiones variables según la demanda</i>	189
Figura 98 <i>Derrumbes de paredes del canal por ausencia de zanjas de coronación.</i>	190
Figura 99 <i>Detalle de zanjas de coronación para el control de aguas superficiales en un talud</i>	191
Figura 100 <i>Abaco para el diseño rápido de canales de drenaje en taludes (Geotechnical engineering office, Hong Kong).</i>	192

RESUMEN

Al reconocer las causas por las que se produce la intercepción de flujo por el canal de riego Pucará en sus 10 kilómetros de longitud por medio de una prospección expeditiva y el estudio topográfico, nos permite identificar los tramos críticos y a la vez mediante una sectorización del canal, proponer la intervención de obras y trabajos para la rehabilitación de la conducción del agua de riego en estos puntos críticos.

Se evalúa que el mayor problema se encuentra en la quebrada Pucará, la cual arrastra sedimentos gruesos y finos por su cauce, y al no disponer de ninguna estructura de control de sedimentos, estos provocan la intercepción del flujo por el canal elevado de hormigón. Consecuentemente, es necesario realizar un estudio hidrológico de la cuenca aportante, para obtener el caudal medio y máximo de crecida, muy útiles para proponer diseños preliminares de estructuras de retención de sedimentos gruesos, como también un sistema de derivación el cual incluye aliviadero de excedentes, desarenador, ubicado aguas abajo en la entrada al canal de riego Pucará.

La propuesta de estas obras hidráulicas, y después de realizar un análisis de factibilidad con los usuarios del sistema de riego, sin duda servirán como base de diseños para rehabilitar y mejorar el transporte de flujo en el canal.

Palabras clave: Caudal, Canal, Diagnóstico, Cuenca

ABSTRACT

By recognizing the causes for the interception of flow through the Pucará irrigation canal in its 10 kilometers in length through an expedited prospecting and topographic study, it allows us to identify critical sections and at the same time through a sectorization of the canal, propose the intervention of works and works for the rehabilitation of the irrigation water conduction in these critical points.

It is assessed that the biggest problem is found in the Pucará stream, which drags coarse and fine sediments along its channel, and since it does not have any sediment control structure, these cause the interception of the flow through the elevated concrete channel. Consequently, it is necessary to carry out a hydrological study of the contributing basin, to obtain the average and maximum flood flow, very useful to propose preliminary designs of coarse sediment retention structures, as well as a diversion system which includes surplus spillway, sand trap, located downstream at the entrance to the Pucará irrigation canal.

The proposal for these hydraulic works, and after carrying out a feasibility analysis with the users of the irrigation system, will undoubtedly serve as the basis for designs to rehabilitate and improve flow transport in the canal.

Keywords: Flow, Channel, Diagnosis, Basin

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

Los canales de riego transportan agua desde una captación y abastecen las necesidades hídricas en los cultivos. Por lo tanto, se considera de gran utilidad contar con una conducción eficiente, que suministre de caudal a todos los usuarios dependientes del canal de riego.

En base a un diagnóstico previo del canal, se logra detectar los problemas de intercepción de flujo, la ausencia de estructuras de captación y control de sedimentos en la quebrada “Pucará” constituyen una dificultad para el transporte de agua, ya que todos los sedimentos acarreados en su cauce obstruyen el canal de hormigón elevado, llegando el agua a desbordarse del canal y provocando a largo plazo un peligro inminente al producirse la falla en los pilares de gaviones debido a la erosión en sus bases, consecutivamente la incomunicación del paso del agua por el colapso del canal.

El estudio hidrológico de la cuenca aportante es prioritario para conocer los caudales respectivos, que serán utilizados en el desarrollo de diseños hidráulicos preliminares. Por otro lado, mediante del levantamiento topográfico del canal nos permite sectorizar los tramos críticos, abscisar y proponer las posibles soluciones para rehabilitar la conducción.

Es importante mencionar que estas propuestas de solución son preliminares es decir están a un nivel de prefactibilidad, y para convertirlas en un proyecto viable dependerá del equipo de personas interesadas. Además, en algunos casos se necesita de estudios integrales para llevar a cabo las sugerencias de estructuras.

1.2 Descripción del problema

Existen dificultades en algunos tramos del canal de riego Pucará, los cuales producen obstrucción del flujo en tramos críticos como son: deslizamientos de paredes, ausencia de obras de captación y control de sedimentos, afectación y desestabilización de laderas. El estudio hidrológico de la cuenca es preeminente ya que por su quebrada aporta caudal directamente al canal de riego.

Los sedimentos que arrastra la quebrada Pucará en épocas de crecida y al no disponer de estructuras de control en su cauce, provoca la obstrucción en el canal de riego.

El derrumbe de las paredes del canal produce la congestión del agua de riego, produciendo un déficit del recurso, ya que en los terrenos colindantes carecen de zanjas de coronación.

1.2.1 Antecedentes

El canal “Pucará”, forma parte de un gran sistema de riego llamado “Nieves Toma”, y nace desde una estructura divisora de caudales tipo reloj. Esta estructura fue construida en el año 1972, y recibe un caudal medido de 540 lt/s aproximadamente, de los cuales deriva hacia el ramal del canal Pucará 1/10 de dicha cantidad. En su tramo inicial, recibe también flujo de agua que llega por una quebrada llamada “Pucará”, que nace de vertientes, afloramientos, escurrimientos superficiales y subterráneos (Pila Geovanna, Tesis de Grado, 2011).

El actual canal de riego tiene una longitud total de 10 kilómetros, su sección transversal es variable y las paredes son de suelo natural sin revestimiento.

En algunos tramos se presentan algunas deficiencias, tales como: ausencia de una estructura de control de sedimentos, erosión y deslizamientos de taludes del canal, abrevaderos; lo que conlleva a la intercepción del caudal hacia los usuarios dependientes del sistema de riego.

1.2.2 *Importancia y Alcance del problema*

El sistema de riego “Pucará” abastece a 800 hectáreas de superficie. El 80 % de territorio del cantón Mejía corresponde a grandes hacendados, por lo que la ganadería es la actividad económica más importante, en menor cantidad la agricultura y floricultura, todas estas dependen para su productividad del agua de riego.

Las deficiencias en el canal del canal de riego Pucará, afecta gravemente la economía de las personas que se dedican a la producción de leche y productos alimenticios, debido a la ausencia de agua de riego, provocando un decrecimiento en el rendimiento de la leche por la falta de alimento para mantener el ganado, pérdidas de sembríos que necesitan del agua de riego para su desarrollo, afectando la economía de los productores.

Al realizar un recorrido por todo el canal de riego y por medio de la observación en campo, se puede diagnosticar los problemas que producen el impedimento del flujo de agua por el canal, por medio de acciones básicas de ingeniería se puede intervenir con propuestas de solución, para luego, mediante un análisis de factibilidad por parte de los usuarios del canal se desarrollen dichas propuestas.

Disponer de un canal sin intercepciones en el transporte de flujo, producirá notablemente mejorías en el rendimiento tanto agrícola como ganadero de las haciendas dependientes del agua de riego.

1.3 Justificación

Los usuarios del canal de riego “Pucará” del cantón Mejía, provincia de Pichincha no disponen de un sistema de riego adecuado, por lo cual se aplicará un diagnóstico previo de la acequia para el desarrollo de las propuestas de soluciones para rehabilitar el canal y de esta manera mitigar los daños encontrados en los tramos críticos, prolongar la eficiencia del canal con el objetivo de transportar el caudal que necesitan las haciendas que dependen de este recurso.

Los beneficiarios serán los usuarios del canal de riego “Pucará” y la junta de regantes, ya que podrán contar con un documento que les brindará la información necesaria para construir y restaurar los puntos críticos del canal. De esta manera mejorarán: el abastecimiento de agua, la producción agrícola, florícola y la alimentación del ganado.

El propósito fundamental del presente proyecto es reconocer las causas por las que se producen la intercepción de caudal, identificando los tramos críticos por medio de una sectorización y la topografía del canal, consecutivamente proponer la intervención de obras y trabajos para la rehabilitación de la conducción del agua de riego.

1.4 Objetivos

1.4.1 *Objetivo General*

Evaluar las deficiencias en el canal de riego, mediante un diagnóstico previo en los tramos críticos, para elaborar propuestas de solución, rehabilitar y mejorar la conducción y el abastecimiento de caudal.

1.4.2 *Objetivos Específicos*

Realizar un estudio hidrológico de la cuenca de la quebrada “Pucará”, mediante los parámetros morfométricos e intensidad de lluvia con el objetivo de determinar la disponibilidad de agua.

Identificar en las captaciones y a lo largo del canal de conducción los problemas geológico- geotécnicos, constructivos, hidráulicos (fugas y pérdidas de agua por filtración) y de operación, mediante las respectivas acciones básicas de ingeniería, para identificar los tramos críticos.

Sectorizar la conducción en función de los problemas identificados para investigar la magnitud y las causas de los problemas en cada sector o tramo.

Proponer medidas de intervención, mediante el diagnóstico previo, con el fin de enfrentar los problemas identificados en cada tramo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Según la base de datos de las concesiones elaborada por el Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica (2020), y citado por (PDOT, Cantón Mejía, 2019-2023) “el cantón Mejía cuenta con 590 concesiones (40%), permisos que son aprovechados para el riego, seguido por el consumo humano con 393 (27%) de un total de 1.444 autorizaciones que se han identificado para el cantón”. Estas zonas representan una alta economía para el cantón Mejía siendo el territorio el mayor productor de leche y cultivos de la provincia de Pichincha.

2.1 Levantamiento Topográfico

Un levantamiento topográfico es un estudio técnico como punto de partida antes de iniciar algún proyecto u obra de construcción, que se lo realiza con herramientas como son: teodolito, estación total, estación con RTK, todos estos muy útiles para medir, procesar y transmitir los datos del terreno conociendo a detalle la descripción de una superficie, identificando obras existentes, puntos o tramos críticos con su respectiva ubicación, dimensión y cotas; así como también definir obras complementarias que se requieran en un proyecto.

Luego del procesamiento de los datos, podemos obtener los planos en planta, el perfil longitudinal, conocer secciones transversales y verificar el sentido de las pendientes de un canal de riego.

2.2 Levantamiento topográfico con RTK

Con el avance y la expansión de la tecnología se implementaron levantamientos topográficos con posicionamiento satelital GPS. Similar al funcionamiento de una estación total, el funcionamiento con RTK tiene muchas ventajas cuando se trabaja en áreas con cielo abierto. El levantamiento topográfico en RTK (Real Time Kinematic) de siglas inglesas, consiste en un método cinemático de obtención de coordenadas en tiempo real con GPS, con

una precisión de 1-2 centímetros.

Este sistema RTK funciona con una estación de referencia con las coordenadas conocidas que provee correcciones instantáneas para estaciones móviles, un receptor y un módem de radiotransmisor.

2.3 Estudio Hidrológico

El estudio hidrológico nos permite caracterizar las crecidas máximas y extraordinarias, por medio de una cuantificación de los componentes de balance hídrico obteniendo la disponibilidad de caudal en una cuenca hidrográfica de interés.

Consecuentemente para obtener una mejor planificación y gestión de las obras hidráulicas complementarias y del recurso hídrico de riego.

2.4 Estaciones Meteorológicas

Las estaciones meteorológicas son lugares donde se realizan mediciones de variables como son: precipitación, temperatura, evapotranspiración. Para su funcionamiento necesitan de instrumentos como: barómetro, sensores, pluviómetros, evaporímetros, además de personal capacitado. Muy útiles para recopilar información y establecer un patrón climático de la zona, dicha investigación es imprescindible en el sector de la agricultura ya que nos ayuda a predecir mejor las precipitaciones, aumentando la productividad en este sector.

El estudio hidrológico y climatológico de las cuencas hidrográficas de interés para “el embalse deben realizarse con período de registro de información hidrometeorológica mínimo de 10 años, confiable y obtenido de fuentes y/o entidades como el INAHMI, y con metodologías acorde a la disponibilidad de información de la propia cuenca o extrapoladas según estudios regionales”. Manual de Costos y presupuesto de Obras Hidráulicas. (Canales). Ing. Walter Ibáñez.

2.5 Balance Hídrico

El balance hídrico es una ecuación basada en el principio de conservación de la masa o ecuación de continuidad, muy útil para conocer las características de una cuenca hidrográfica. Este principio dice que “cualquier diferencia entre las entradas y salidas deben reflejarse en un cambio en el almacenamiento de agua dentro del área”. (UNESCO, 1988)

$$\text{Entradas} = \text{Salidas} + \text{Cambio en el almacenamiento}$$

Para la estimación de balances hídricos en cuencas hidrográficas de grandes extensiones se puede extrapolar con datos de cuencas con pequeñas áreas, ya que la escala no constituye un problema importante, sino los aspectos relevantes que marcan la influencia en la capacidad de almacenamiento de una cuenca son: el relieve, la vegetación, las características del suelo. Bosch y Hewlett, 1982.

2.6 Estudio de suelos

El estudio de suelos es un conjunto de actividades ya sean de campo, laboratorio y gabinete, que nos permite conocer las características físico-mecánicas del suelo natural en el cual están implantados las diferentes obras civiles. Manual de Costos y Presupuestos de Obras Hidráulicas. Ing. Walter Ibáñez.

Este estudio permite determinar la capacidad portante del suelo en el caso de recomendar cimentaciones para el diseño de estructuras, considerando normas técnicas.

Las calicatas o excavaciones en el suelo, son técnicas de inspección directa del suelo que nos permiten identificar el tipo de materiales de los estratos del suelo, tomar muestras, o realizar algún ensayo de campo. La sección mínima de una calicata debe ser de 1 metro por 1 metro, la profundidad puede ser variable de acuerdo a las necesidades de información, siendo una profundidad mínima de 1 metro.

2.7 Perfil Estratigráfico

Un perfil estratigráfico es una representación gráfica tanto vertical como horizontal de la composición y disposición de los estratos de un suelo. Para realizar este perfil se debe tener datos de perforaciones, datos de prospección física o visual.

El perfil estratigráfico deberá contener toda la información necesaria, “al trabajar con calicatas se debe tener un espesor mínimo de 1.00 m de profundidad por debajo de la subrasante, con la finalidad de indicar zonas con problemas de estabilidad de taludes, fuertes pendientes”.

Manual de Costos y presupuesto de Obras Hidráulicas. (Canales). Ing. Walter Ibáñez.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de investigación

3.1.1 *Investigación documental*

Dado que el objetivo de estudio será el diagnóstico del canal de riego Pucará en el cantón Mejía, provincia de Pichincha. El tipo de investigación que se aplicará en este proyecto es la investigación documental, que de acuerdo a Baena (2014), “La investigación documental es la búsqueda de una respuesta específica a partir de la indagación en documentos”.

3.1.2 *Investigación de campo*

De acuerdo a Cajal (2022), “La investigación de campo o trabajo de campo es la recopilación de información fuera de un laboratorio o lugar de trabajo. Es decir, los datos que se necesitan para hacer la investigación se toman en ambientes reales no controlados” (p.1).

3.2 Métodos

3.2.1 *Método descriptivo*

El método que se aplicara en este proyecto es el método descriptivo, que de acuerdo a Abreu (2014), “Se refiere a un método cuyo objetivo es exponer con el mayor rigor metodológico, información significativa sobre la realidad en estudio con los criterios establecidos por la academia” (p.198). Este método se utilizará porque permite identificar los efectos y causas del problema de estudio.

3.2.2 *Método analítico*

En el desarrollo del proyecto técnico se va utilizar el método analítico, para comprender este método haremos referencia lo que define en el siguiente artículo.

El método analítico ha sido la de un procedimiento que descompone un todo en sus elementos básicos y, por tanto, que va de lo general (lo compuesto) a lo específico (lo

simple), es posible concebirlo también como un camino que parte de los fenómenos para llegar a las leyes, es decir, de los efectos a las causas. (Lopera, Ramírez, Zuluaga, Ortiz, 2010, p.3)

3.3 Técnicas de recolección de información

En el proyecto de investigación se va utilizar las siguientes técnicas: observación y entrevista.

La utilización de la técnica de observación o exploración se adapta a la investigación del proyecto, según Rodríguez (1982) “Sirven al investigador para relacionarse con el objeto y construir por sí mismo la realidad estudiada. Tienen el propósito de recopilar información empírica sobre la realidad del fenómeno a estudiar” (p.60)

3.4 Proceso Técnico de Ingeniería Civil

Se realizará una evaluación del canal de riego por medio de una prospección técnica expeditiva para diagnosticar en los tramos críticos el porqué de la intercepción del flujo de agua. Se indagará documentación existente del caudal de concesión de cada usuario ya sea para abrevaderos y riego de predios.

Mediante la selección de las estaciones meteorológicas representativas cercanas a la zona del proyecto, podremos determinar las variables como son: precipitación, temperatura, evapotranspiración, muy útiles para recopilar información y establecer un patrón climático de la zona, dicha investigación es imprescindible en el sector de la agricultura ya que nos ayuda a predecir mejor las precipitaciones, aumentando la productividad en este sector.

Se investigará en el portal del Instituto Geográfico Militar IGM archivos shapefile para la obtención de las curvas de nivel, ríos, acequias que pertenecen al cantón Mejía, mediante el software ya sea ArcGIS, Global Mapper y Google Earth se exportara información encontrada para proceder a realizar la delimitación de la cuenca que abastece de caudal a la quebrada Pucará

y esta a su vez al canal de riego.

Se realizará un levantamiento topográfico del canal de riego con la ayuda de la estación total o ya sea otro sistema de levantamiento topográfico como el RTK, con el cual obtendremos los planos en planta de la obra hidráulica, secciones del canal, dimensiones de diferentes obras complementarias, reconocimiento de puntos en los sitios críticos para su posterior replanteo y conocer la pendiente longitudinal.

Con los datos obtenidos en el estudio del proyecto, y mediante conocimientos hidráulicos se realizará los respectivos diseños preliminares como son: diques de control de sedimentos, obra de captación, aliviadero lateral de excedentes, desarenador con sus componentes hidromecánicos.

CAPÍTULO IV

RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

4.1 Recopilación de información existente

El presente proyecto contempla métodos de recolección de datos cuantitativos con la finalidad de obtener fundamentos en cifras de todos los parámetros relacionados al diagnóstico del canal Pucará y métodos de investigación cualitativos con el propósito de obtener características de la situación actual del mismo.

La recolección de información contempla un trabajo intenso y sistematizado en conjunto con los miembros del Directorio de Aguas Nieves Toma, Mantilla y Pucará jurisdicción de las parroquias: Machachi, El Chaupi, y Aloasí, cantón Mejía, provincia de Pichincha. Por medio del representante legal del canal de riego Pucará, se obtiene la delimitación precisa del recorrido del canal, así como, la información administrativa inherentes a sus competencias en el área de estudio.

4.1.1 *Análisis de la documentación existente*

Posterior a la recopilación de información es trascendental el análisis de la veracidad de los archivos. El representante legal del canal de riego Pucará con Registro Único del Contribuyente (RUC) N°:1792863988001, se encuentra en estado activo a partir de su constitución el 2 de septiembre del 2005. Es una sociedad jurídica del sector privado obligado a llevar contabilidad cuya sede se encuentra en la Estación calle Plaza de toros, provincia de Pichincha, Cantón Mejía, parroquia Aloasí.

La actividad principal es la captación de agua de ríos, lagos, pozos, distribución de agua por medio de tuberías, camiones u otros medios a usuarios residenciales, comerciales, industriales y de otro tipo.

4.1.2 *Identificación de la situación actual de la zona de estudio*

El Canal de riego “Pucará” se encuentra ubicado en la provincia de Pichincha, cantón Mejía. Forma parte de un gran sistema de riego llamado “Nieves Toma”, y nace desde una estructura divisora de caudales tipo reloj. Esta estructura fue construida en el año 1972, y recibe un caudal medido de 540 lt/s aproximadamente (Pila Quinga, 2011),

de los cuales deriva hacia el ramal del canal Pucará 1/10 de dicha cantidad. En su tramo inicial, recibe también flujo de agua que llega por una quebrada llamada “Pucará”, que nace de vertientes, afloramientos, escurrimientos superficiales y subterráneos, por lo tanto, inicialmente esta acequia conduce un caudal medido de 240 lt/s aproximadamente. Sus especificaciones geográficas del inicio del canal, así como el final del canal se presenta a continuación en la

Tabla 1.

Tramo	Datos Geográficos		
	ESTE	NORTE	ALTITUD
Inicio	762321.00 m	9935121.00 m	3400 m.s.n.m
Final	765690.00 m	9941864.00 m	3330 m.s.n.m

Tramo	Datos Geográficos		
	ESTE	NORTE	ALTITUD
Inicio	762321.00 m	9935121.00 m	3400 m.s.n.m
Final	765690.00 m	9941864.00 m	3330 m.s.n.m

Tabla 1

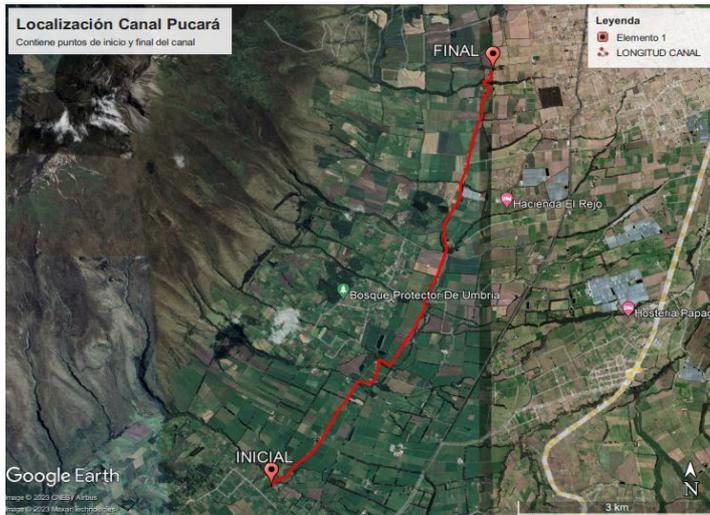
Ubicación geográfica Canal Pucará

Nota. La tabla presenta los datos geográficos de inicio y final del canal Pucará en formato UTM. Elaborado por: Los autores

En la **Error! Not a valid bookmark self-reference.** se indica en el mapa la ubicación de los puntos geográficos inicial y final del canal Pucará.

Figura 1

Canal de riego “Pucará”



Nota. Los puntos de color rojo representan las coordenadas del canal de inicio y final.
Elaborado por: Los autores, a través de Google Earth 2022

4.2 Perspectiva social

El Canal de riego “Pucará” actualmente cuenta con una longitud total de 10 kilómetros (En la *Error! Not a valid bookmark self-reference.* se indica en el mapa la ubicación de los puntos geográficos inicial y final del canal Pucará.

Figura 1) y su sección transversal es variable, en algunos tramos se presentan tuberías de acero, canales de hormigón sobre pilares de gaviones, alcantarillas, y las paredes son de suelo natural sin revestimiento.

La importancia de este sistema de riego radica en el abastecimiento de 800 hectáreas de superficie, de las cuales el 80 % de territorio del cantón Mejía corresponde a grandes hacendados, en ese sentido, la ganadería como la actividad económica más importante y en menor cantidad la agricultura y floricultura, todas estas dependen para su productividad del agua de riego.

En ese contexto, los beneficiarios del canal de riego “Pucará” son los usuarios regantes y la junta administradora de regantes, debido a que la documentación actual no es pertinente y por lo tanto contar con un documento actualizado posibilita la gestión adecuada para la construcción y restauración de los puntos críticos del canal y con ellos contribuir a la mejora del nivel de servicio en cuanto a el abastecimiento de agua, la producción agrícola, florícola y la alimentación del ganado.

4.2.1 *Análisis de la situación actual y legal de la organización beneficiaria*

Actualmente el canal de riego “Pucará” es deficiente, llegando incluso a no disponer del agua de riego en ninguna hacienda, provocando grandes pérdidas económicas con sus productos.

Por lo tanto, se considera de gran utilidad contar con un canal de riego óptimo, que sin duda alguna pueda servir para mejorar el abastecimiento del caudal de todos los usuarios del canal de riego.

Así el grupo objetivo de este proyecto son los siguientes actores:

- Usuarios del canal de riego “Pucará”, encargados de realizar labores de agricultura y ganadería, y además contribuir al desarrollo productivo del país, en la Tabla 2 se muestran los beneficiarios directos.
- Junta de regantes (Directorio de Aguas Nieves Toma, Mantilla y Pucará), dedicados a mantener, contribuir a la mejora de los canales de riego, además de obtener información técnica para el desarrollo futuro de nuevos canales modernos de riego.

Tabla 2

Beneficiarios del Canal Pucará

Nº	NOMBRE CONCESIONARIO	PROPIEDAD	ADJUDICACIÓN L/S
1	Iñiguez Samuel Lcdo.	El Paraíso	15.00
2	Altamirano Carlos	Altamira	13.36
3	Calderón Luis/Álvarez Jorge	El Edén	0.11
4	Chiriboga Mónica/Adolfo Ch	La Laurita	13.36
5	Chiriboga Ed/Calderón Luis	El Corazón	13.36
6	Chiriboga James/Tejada Miriam	La Esperanza	13.36
7	Chiriboga, Patricio/Roldan Francisco	La Lolita	13.36
8	Cisneros José	El Establo	14.00
9	Ing. Cruz Enrique	San Luis	14.00

10	Landázuri W. Marcia De Mora	El Refugio	19.00
11	Landázuri W. Margarita De R.	Ucshapamba	15.00
12	Landázuri W. Mariana	San Félix	17.50
13	Landázuri Luis/ J. Antonio Chiriboga	Rumipungo	27.90
14	Tamariz Esteban	Rancho San Francisco	13.36
15	Espinosa Diego/Chiriboga Ric.	Agrocoex/El. Porvenir	13.36
		TOTAL	216,03

Nota. La tabla presenta el listado de beneficiarios directos del canal Pucará y su adjudicación de caudal. Elaborado por: Los autores, a través de Directorio de Aguas Nieves Toma, Mantilla y Pucará.

4.2.2 Caracterización socio económica de la organización beneficiaria

Las numerosas deficiencias en el canal de transporte, como también la falta de asistencia técnica al realizar la limpieza y mantenimiento de la acequia, afecta gravemente la economía de las personas que se dedican a la producción de leche y productos alimenticios, ya que dichas haciendas no dispondrán de agua de riego, provocando un decrecimiento en el rendimiento de la leche por la falta de alimento para mantener el ganado, pérdidas de sembríos que necesitan del agua de riego para su desarrollo, afectando la economía de los productores.

4.2.3 Propuesta productiva

Disponer de un adecuado sistema de conducción, producirá notablemente mejorías en el rendimiento tanto agrícola como ganadero de las haciendas dependientes del agua de riego. Además, nos permite conseguir un caudal mínimo para todos los usuarios del sistema, con la premisa que el agua es un recurso natural escaso, consumiendo de este solamente con lo necesario evitando en lo posible pérdidas de flujo.

El propósito fundamental del presente proyecto es reconocer las causas por las que se producen el desabastecimiento de caudal, identificando los tramos críticos por

medio de una topografía del canal y a la vez donde se necesita la intervención de obras y trabajos para la rehabilitación de la conducción del agua de riego.

4.3 Levantamiento y estudio topográfico

El reconocimiento de las características topográficas del lugar de emplazamiento del canal Pucará es parte importante del estudio, por lo tanto, para su definición integral se empleó un receptor RTK marca Trimble R8-2.

Su operación consiste en dos receptores, la estación base localizada en un punto fijo con alcance de recepción de 5 km de radio y la antena o Rover (Figura 2) encargada de recibir la información satelital y transmitirla a la estación base.

El uso del RTK, se justifica por la precisión centimétrica de trabajo, no obstante, debe considerarse que la interferencia en las señales deriva en un error entre 50 cm a 1 m.

Figura 2

Equipo RTK

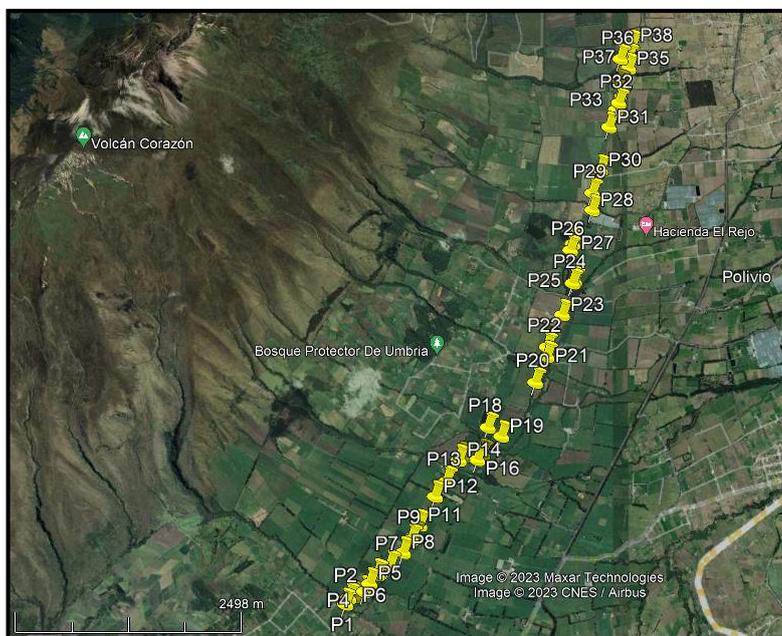


Nota. La figura muestra el receptor Rover del equipo RTK. Elaborado por: Los autores.

4.3.1 Reconocimiento de campo

Para obtener información de primera mano se lleva a cabo una inspección del lugar de estudio, esencial para el desarrollo del proyecto, la información es recopilada por la observación directa y el levantamiento topográfico georreferenciado como se observa en la Figura 3.

Figura 3
Canal de riego “Pucará”



Nota. Los puntos de color amarillo representan las coordenadas del canal, con una longitud: 10.30 kilómetros. Elaborado por: Los autores, a través de Google Earth 2022

El empleo del receptor RTK marca Trimble R8-2, permitió una recopilación de 1681 puntos, y una longitud total levantada de 10.30 km.

4.3.2 Metodología de trabajo

Para la recopilación de la información resulta indispensable mantener un proceso sistemático, en esa medida se parte de la investigación documental existente de las cuencas hidrográficas que abastecen al canal de riego Nieves Toma, investigación que proporciona datos de caudal antes del sistema de distribución a los diferentes canales de riego, como sistema de riego Nieves Toma, Mantilla, y Pucará, así también se aborda la documentación existente del caudal de concesión de cada usuario ya sea para abrevaderos y riego de predios implicado en el canal Pucará.

En segundo lugar, se ejecuta un trabajo de campo el cual consiste en la realización de un recorrido por todo el canal de riego y por medio de la observación en campo, diagnosticar los problemas que se producen en el canal. A través de procedimientos y metodologías técnicas entre ellas el levantamiento topográfico del canal con equipo RTK, determinación de caudales y aplicación de fundamentos hidráulicos, se verifica las condiciones hidráulicas de trabajo del canal.

En función de las falencias diagnosticadas se llega a la propuesta de obras hidráulicas complementarias, que constituyen soluciones viables en cuanto a lo económico y a la disponibilidad de recursos por parte de los propietarios de los terrenos colindantes.

4.3.3 Planimetría y altimetría

Concluido el levantamiento topográfico y con ayuda del software computacional AutoCAD Civil 3D se procesa los datos recogidos con el receptor RTK marca Trimble R8-2. El trabajo se desarrolló en base a la elaboración de las curvas de nivel del sitio configurado a franjas de 5 metros. En ese sentido se han identificado las siguientes características:

- Canal natural de construcción rústica de forma rectangular de las siguientes dimensiones: ancho promedio de 1.70 m y profundidad variable.
- Longitud total del canal 10.30 kilómetros

- Canal de hormigón elevado de 0.90 m x 0.60 m sobre pilares de gaviones de una longitud de 11.50 m
- Ausencia de una estructura de control de sedimentos en la quebrada Pucará
- Estructuras de derivación (óvalos)
- Tuberías de acero extendidos en 160 m aproximadamente.

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN HIDRÁULICA DEL CANAL DE RIEGO

5.1 Oferta y demanda hídrica

5.1.1 *Oferta hídrica de agua de riego*

La oferta hídrica es la proporción de agua que posterior a la precipitación sobre una cuenca y finalizadas la evapotranspiración e infiltración del suelo y la cobertura vegetal, esta se escurre por los cauces y demás corrientes superficiales que satisfacen los cuerpos de agua (Castilla Naranjo, 2015).

La oferta hídrica de la cuenca además corresponde al volumen de agua que está disponible para solventar la demanda que se genera por las actividades sociales y económicas que generan los habitantes beneficiarios del canal Pucará. El canal Pucará, forma parte de un gran sistema de riego llamado “Nieves Toma” que recibe un caudal medido de 540 lt/s aproximadamente, de los cuales deriva hacia el ramal del canal Pucará 1/10 de dicha cantidad. En su tramo inicial, recibe también flujo de agua que llega por una quebrada llamada “Pucará”, que nace de vertientes, afloramientos, escurrimientos superficiales y subterráneos, por lo tanto, inicialmente esta acequia conduce un caudal medido de 240 lt/s aproximadamente.

5.1.2 *Demanda hídrica de agua de riego*

La demanda de agua es la cantidad necesaria del recurso hídrico para su uso, considerando su distribución sostenible que permita mantener el ciclo del agua natural (Aranda Giraldo & Castillo Pinedo, 2019). El canal de riego Pucará principalmente satisface las necesidades agropecuarias por lo tanto su fin esta direccionado a la demanda de agua para fines de riego, y se determina a partir las adjudicaciones o concesiones de agua otorgadas para cada usuario ambiental de la microcuenca en estudio. El sistema Pucará solventa las necesidades de 800 hectáreas de superficie, donde el 80 % de territorio del cantón Mejía corresponde a grandes hacendados, por lo que la demanda total del recurso es de 216.03 litros por segundo como se observa en la Tabla 2.

5.2 Evaluación del canal de riego

5.2.1 Estructura de control y distribución

La estructura de control tiene la finalidad de mantener el nivel de agua en el sistema de distribución, mientras que este deriva el agua de riego para que llegue a cada una de las parcelas. Según Arteaga Tovar (2014) las define como aquellas estructuras de la operación o regulación que posibilitan el control, manejo y distribución del agua destinada para riego por medio de los canales de forma eficiente empleando para ello mecanismos como compuertas.

El canal Pucará nace desde una estructura divisora de caudales tipo reloj construida en el año 1972, de la cual se deriva 1/10 de caudal hacia el ramal. Esta estructura se encuentra en la abscisa 0+000, del plano topográfico derivado de este proyecto, con coordenadas 762321.00 m Este y 9935121.00 m Norte y se observa en la Figura 4.

Figura 4

Estructura de control y distribución de caudal del canal de riego Pucará



Nota. La flecha define la derivación del caudal del sistema Nieves Toma al canal Pucará.

Fuente: Elaborado por los autores, a través de investigación de campo.

A partir de la estructura existente, siendo esta un vertedero, como se indica en la **Error! Not a valid bookmark self-reference.**, para encontrar el caudal máximo en el vertedero, se empleó las correspondientes ecuaciones para vertederos de pared ancha que se presentan a continuación:

Figura 5

Características de la estructura de derivación



Nota. La figura muestra las medidas geométricas de la estructura de derivación.

Fuente: Elaborado por los autores, a través de investigación de campo.

5.2.1.1 Procedimiento de determinación de caudal máximo en vertedero de pared ancha

1. Verificación de si el vertedero es efectivamente de pared ancha con los siguientes parámetros.

$$2H \leq \delta \leq 8H \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

H: carga geométrica del vertedero

δ : espesor del vertedero

Por lo tanto, con las dimensiones tomadas se tiene: $H= 0.15$ m y $\delta= 0.35$ m

$$2 * 0.15 \leq \delta \leq 8 * 0.15$$

$$0.30 \text{ m} \leq 0.35 \text{ m} \leq 1.20 \text{ m}$$

Con esto se comprueba que efectivamente el vertedero es de pared ancha.

2. Inspección visual (Figura 7), esta permite definir que el vertedero no es sumergido y es con contracción lateral y por lo tanto se emplea la siguiente fórmula:

$$Q = m * \varepsilon * b * \sqrt{2 * g * H^3} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

H_0 : carga total

m: coeficiente de caudal

b: ancho de la pared del vertedero

g: aceleración de la gravedad

ε : coeficiente de contracción lateral que puede ser determina con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = 1 - 0.2 * \zeta_m * \frac{H}{b} \quad (\text{Ec. 3})$$

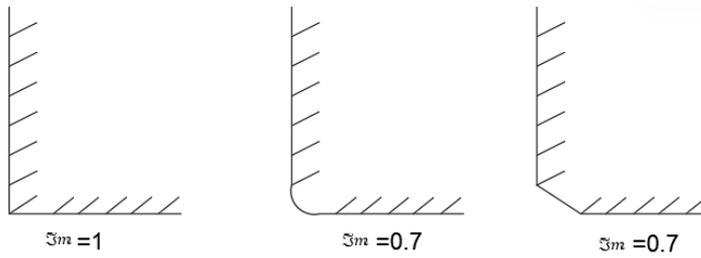
ζ_m =coeficiente de efecto de muro

$$\zeta_m = 1$$

Según la configuración de los muros se adopta un coeficiente, que se lo indica en la Figura 6.

Figura 6

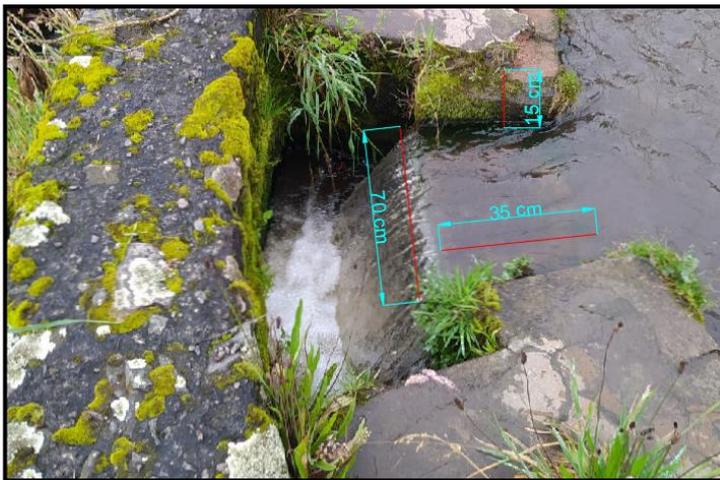
Coefficientes de muro



Elaborado por: Los autores

Figura 7

Dimensiones del vertedero de pared ancha

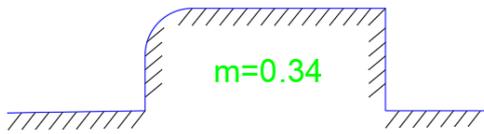


Nota. La figura presenta las medidas del vertedero de pared ancha. Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo.

En función de los datos recolectados en la investigación de campo se tiene: $b = 0.70$ m y asumiendo que $H = H_0$, se adopta un coeficiente de caudal (m) de 0.34 de un vertedero de pared ancha, debido a la geometría y forma en la cresta del vertedero como se muestra en la Figura 8, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$, entonces:

Figura 8

Coefficiente de caudal



Elaborado por: Los autores

$$Q = 0.34 * 0.96 * 0.70 * \sqrt{2 * 9.8} * 0.15^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 0.0587 \frac{m^3}{s}$$

$$Q = 58.76 \text{ lt/s}$$

Con respecto a la profundidad h , que por sí misma se establece sobre un vertedero de pared ancha no sumergido existen tres criterios, los cuales se detallan a continuación:

- i. **Criterio de Balange:** Este criterio nos hace referencia a que la profundidad h corresponde al máximo caudal que puede evacuar el vertedero.

$$h = \frac{2}{3} * H_o \quad (\text{Ec. 4})$$

$$h = \frac{2}{3} * 0.15$$

$$h = 0.10 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

Y la ecuación de Q máx. propuesta por Balange es:

$$Q_{\text{máx}} = b * h * \varepsilon * \varphi * \sqrt{2 * g(H_o - h)} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

φ = coeficiente de velocidad

Debido a la configuración del vertedero se adopta un valor de coeficiente de velocidad φ de 0.97 como se observa en la Figura 9.

Figura 9

Coefficiente de velocidad



Elaborado por: Los autores.

$$Q_{\text{máx}} = 0.70 * 0.10 * 0.96 * 0.97 * \sqrt{2 * 9.8 * (0.15 - 0.10)}$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.064 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{máx}} = 64.52 \text{ lt/s}$$

- ii. **Criterio de Bahmetyev:** Este criterio establece que la profundidad h corresponde a la menor energía, es decir, la profundidad que por sí sola se establece sobre el vertedero de pared ancha es la profundidad crítica. Es decir, $h = h_{cr}$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

q =caudal unitario, $q = \frac{Q}{b}$

g =aceleración de la gravedad

$$q = \frac{0.06452}{0.7}$$

$$q = 0.091 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot \text{m}$$

$$q = 91.42 \frac{\text{lt}}{\text{s}} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{0.091^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 0.094\text{m}$$

$$h_{cr} = 9.4 \text{ cm}$$

iii. **Criterio de laboratorio:** De acuerdo a investigaciones de laboratorio la profundidad h es diferente a las profundidades de Balange y Bahmetyev, es decir:

$$h \leq h_{cr} \leq \frac{2}{3} H_0 \quad (\text{Ec. 7})$$

De acuerdo al criterio de laboratorio la profundidad h se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\frac{Q}{b} = q = \varphi_1 * h * \sqrt{2 * g * (H_0 - h)} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde

φ_1 = coeficiente de velocidad obtenido en laboratorio como función del producto (εm)

$$\varphi_1 = f(\varepsilon m) \quad (\text{Ec. 9})$$

Mediante la Tabla 3 se obtiene los valores de coeficiente de velocidad φ_1 .

Tabla 3

Valores de coeficiente de velocidad obtenido por laboratorio

εm	0.3	0.32	0.34	0.36
φ_1	0.77	0.84	0.90	0.96

Nota. Elaborado a partir de mecánica de fluidos II, Teoría de flujos uniformes con superficie libre, Universidad Politécnica Salesiana

Dado que el coeficiente de descarga m por la configuración del vertedero es igual a 0.34, se obtiene un valor $\varphi_1 = 0.90$.

Con la ayuda de la ecuación (Ec. 8) y mediante una serie de interacciones se determina el valor de la profundidad h , este corresponde al valor que cumpla la igualdad, los resultados se muestran a continuación en la Tabla 4.

$$0.091 = 0.90 * h * \sqrt{2 * 9.8 * (0.15 - h)}$$

Tabla 4

Valores de coeficiente de velocidad obtenido obtenidos por laboratorio

f(h)	h (m)
0.090	0.070
0.091	0.072

Nota. Elaboración propia a partir de iteraciones de cálculo

Por lo tanto, el valor de h encontrado es = 0.072 m o 7.2 cm.

Entonces, el valor de caudal es el siguiente:

$$\frac{Q}{b} = q$$

$$Q = q * b$$

$$Q = 0.091 * 0.70$$

$$Q = 0.063 \frac{m^3}{s}$$

$$Q = 63.7 \frac{lt}{s}$$

Para efectos de control en los primeros metros de canal, debido a que se presenta una tubería metálica, se trabaja con el caudal máximo obtenido, es decir con un caudal máximo que se descarga en la estructura divisoria tipo reloj. Esto es:

$$Q_{\text{máx}} = 64.52 \text{ lt/s}$$

5.2.2 Tubería metálica

Esta es una tubería metálica de 0.60 m de diámetro y de 8 m de longitud, la cual se encuentra en malas condiciones, con presencia de óxido y deteriorada, además con pendiente negativa. Esta se encuentra en la abscisa 0+060 y se observa en la

Figura 10.

Figura 10

Tubería metálica



Nota. La imagen presenta la inspección de la tubería metálica. Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo.

Se comprueba que el diámetro de la tubería metálica a sección parcialmente llena puede evacuar el caudal máximo que sale de la estructura divisoria tipo reloj.

$$Q_{\text{máx}} = 64.52 \text{ lt/s}$$

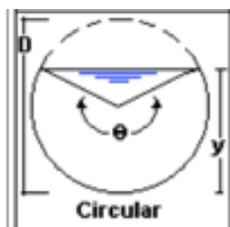
El calado de una sección circular parcialmente llena se encuentra dada por la siguiente relación:

$$h = \frac{D}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right) \quad (\text{Ec. 10})$$

La hidráulica de los canales circulares muestra que la capacidad máxima se establece cuando el calado del agua alcanza una relación con respecto al diámetro de alrededor de 0,80. Por lo tanto, en base a las dimensiones de la tubería existente se tienen que el diámetro es de 0.60 m y asumiendo que se cumple la relación diámetro/calado al 80% como se observa en la Figura 11, se obtiene lo siguiente:

Figura 11

Condición hidráulica de conducción a tubo parcialmente lleno



Elaborado por: Los autores

$$0.80 * 0.60 = \frac{0.60}{2} * \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)$$

Se obtiene el siguiente valor del ángulo θ

$$\theta = 254^\circ \text{ ó } \theta = 4.43 \text{ rad}$$

Mediante las ecuaciones de conductos circulares parcialmente llenos se puede determinar los parámetros hidráulicos como Área (W), Perímetro mojado (P), Radio hidráulico (R), necesarios para posteriormente determinar el caudal con la fórmula de Chezy.

5.2.2.1 Área (W)

$$W = \frac{(\theta - \text{sen}\theta) * D^2}{8} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$W = \frac{(4.43 - \text{sen } 4.43) * 0.60^2}{8}$$

$$W = 0.24 \text{ m}^2$$

5.2.2.2 *Perímetro mojado (P)*

$$P = \frac{\theta * D}{2} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$P = \frac{4.43 * 0.60}{2}$$

$$P = 1.32 \text{ m}$$

5.2.2.3 *Radio hidráulico (R)*

$$R = \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) * \frac{D}{4} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$R = \left(1 - \frac{\text{sen } 4.43}{4.43}\right) * \frac{0.60}{4}$$

$$R = 0.18 \text{ m}$$

5.2.2.4 *Cálculo del coeficiente de Chézy*

El coeficiente de Chézy es el coeficiente empleado para el cálculo de la velocidad del agua en canales abiertos. Se determina mediante la siguiente expresión.

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{Ec. 14})$$

Según el tipo de material de revestimiento de la tubería y según tablas se adopta un coeficiente de Manning de 0.010, correspondiente a metal liso.

$$C = \frac{1}{0.010} * 0.18^{\frac{1}{6}}$$

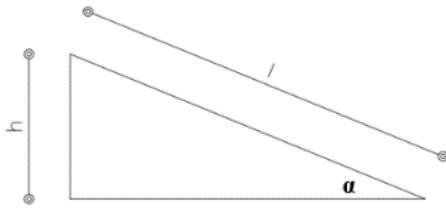
$$C = 75.14 \frac{\text{m}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}}$$

5.2.2.5 *Pendiente*

Con la gráfica de la Figura 12, se calcula mediante relaciones trigonométricas la pendiente de la tubería.

Figura 12

Función Geométrica para cálculo de la pendiente



Elaborado por: Los autores

$$\text{Sen}(\alpha) = \frac{h}{l} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$\text{Sen}(\alpha) = \frac{0.01}{8} = 0.125\%$$

$$S_o = 0.125\%$$

Donde:

l = longitud de la tubería

l = 8 m

5.2.2.6 Cálculo del caudal

$$Q = C * A * \sqrt{S_o * R} \quad (\text{Ec. 16})$$

$$Q = 75.14 * 0.24 * \sqrt{\frac{0.125}{100} * 0.18}$$

$$Q = 0.27 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q = 270 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

Por lo tanto, se evidencia que el caudal máximo que sale de la estructura divisoria es de 64.52 lt/s y que, en sus primeros recorridos por el canal, la tubería puede evacuar el caudal máximo ya que se cumple la siguiente relación:

$$Q_{\text{máx}} < Q_{\text{tubería}} \quad (\text{Ec. 17})$$

$$64.52 \frac{\text{lt}}{\text{s}} < 270 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

5.2.2.7 Cálculo de velocidad

La consideración de la velocidad de las aguas con superficie libre tiene gran importancia en los proyectos fundamentales: si es muy baja, se deposita el material contenido en el agua, produciéndose sedimentación en la tubería, ocasionando la destrucción y taponamiento en los tubos, para lo cual, habrá que realizarse un mantenimiento continuo, lo que ocasionaría un perjuicio económico al sistema y producirá un malestar en los usuarios. Si es muy alta, se produce socavación y erosión en las paredes de la tubería. Debido al carácter abrasivo de los materiales sólidos, debe evitarse que la velocidad sea excesivamente alta. De acuerdo a las normas y a la experiencia se establece que las velocidades deben estar en un rango mínimo 0.40 m/s y máximo de 5 a 6 m/s.

$$Q = \text{Vel} * \text{Área} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$\text{Vel} = \frac{0.067 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.28 \text{m}^2}$$

$$\text{Vel} = 0.24 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La velocidad de la tubería es 0.24 m/s por lo cual no cumple con la normativa de velocidad mínima de flujo que es de 0.3 m/s a 0.4 m/s lo cual no garantiza la auto limpieza de la tubería.

5.2.3 Aporte de caudal de la quebrada Pucará.

Es importante mencionar que en esta quebrada no se dispone ninguna estructura de captación como se observa en la Figura 13 y Figura 14, esta quebrada arrastra sedimentos gruesos y finos, los mismos que ingresan directamente al canal de riego. Este ingreso de caudal al canal de riego se encuentra en la abscisa 0+080.

Figura 13

Aporte de caudal de la quebrada Pucará



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

Figura 14

Aporte de caudal de la quebrada Pucará



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.4 Canal elevado de hormigón

Esta estructura tiene una sección transversal de 0.90 m x 0.60 m, con una longitud de 11.5 m sobre pilares de gaviones de piedra. Al ser interceptado el agua por la acumulación de sedimentos, el agua desborda y provoca el socavamiento de los pilares como se observa en la Figura 15, representando a largo plazo un colapso inminente. La obstrucción total del canal por los sedimentos deriva en una limpieza manual constantemente. La estructura se encuentra en la abscisa 0+145.

Figura 15

Memoria fotográfica de pilares de gavión del canal elevado de hormigón



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.4.1 *Determinación de caudal máximo en el canal rectangular elevado de hormigón*

5.2.4.1.1 *Coefficiente de rugosidad*

Este coeficiente es un índice que nos permite determinar la resistencia del flujo en un canal, y sus valores correspondientes se observan en la **Tabla 5** Valores de coeficiente n de ManningTabla 5.

Tabla 5

Valores de coeficiente n de Manning

Superficie	Condiciones			
	Perfectas	Buenas	Regulares	Malas
Canales y Zanjas				
Canales revestidos con concreto	0.012	0.014*	0.016*	0.018
En tierra, alineados y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca, con salientes y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Dragados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra, enhierbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030	0.033	0.035
Corrientes naturales				
1. Limpios, bordos rectos, llanos, sin hendiduras ni charcos profundos	0.025	0.0275	0.030	0.033
2. Igual a 1, pero con algo de hierbas y piedra	0.030	0.033	0.035	0.040
3. Sinuoso, algunos charcos y escollos limpios	0.033	0.035	0.040	0.045
4. Igual a 3, de poco tirante con pendiente y sección menos eficientes	0.040	0.045	0.050	0.055
5. Igual a 3, algo de hierba y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
6. Igual a 4, secciones pedregosas	0.045	0.050	0.055	0.060
7. Ríos perezosos, cauce enhierbado o con charcos profundos	0.050	0.060	0.070	0.080
8. Cauces muy enhierbados	0.075	0.100	0.125	0.150

Nota. La tabla presenta los valores del coeficiente n de Manning usados comúnmente en la práctica. Fuente: Rojas Canales de Desviación; Ciancaglini, N. 1966, Argentina, UNESCO, citado por Rojas (2015).

El coeficiente de rugosidad del canal se lo adopta para las paredes y el fondo del canal de hormigón como se observa en la Figura 16, para las paredes se toma un coeficiente de $n=0.014$ y el fondo del canal $n=0.016$. En la

Figura 17 se indica las dimensiones del canal de hormigón.

Figura 16

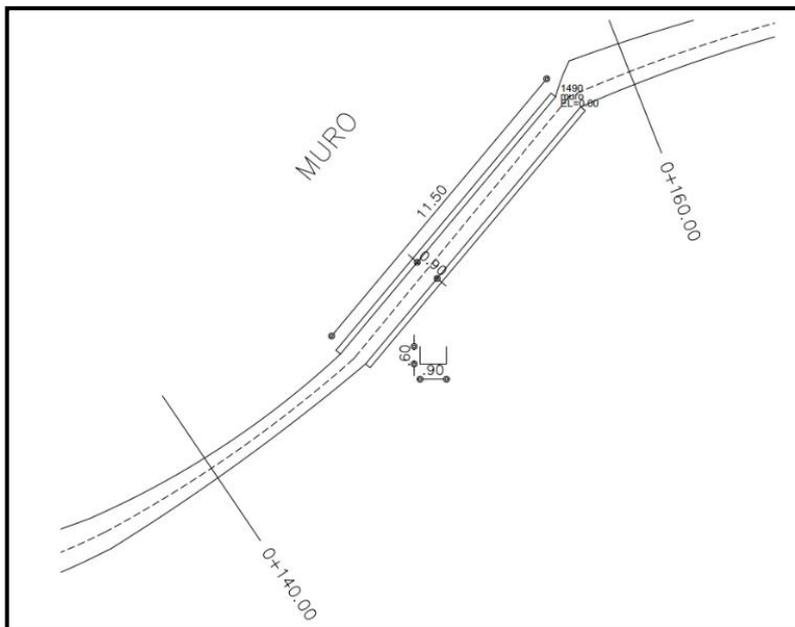
Memoria fotográfica del tramo de hormigón del canal de riego



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

Figura 17

Dimensiones canal de riego



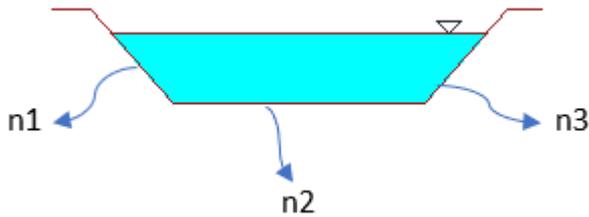
Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

A partir de la selección del coeficiente de Manning se procede a calcular el n

ponderado que se lo expresa en la ecuación 19, la Figura 18 muestra una gráfica representativa de las condiciones de las paredes y el fondo de la estructura, con lo que adoptamos diferentes valores de rugosidad.

Figura 18

Coeficiente de rugosidad ponderado



Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

$$n_{\text{ponderado}} = \frac{n1 \cdot x1 + n2 \cdot x2 + n3 \cdot x3}{\sum_i^n x_i} \quad (\text{Ec. 19})$$

$$n_{\text{ponderado}} = \frac{0.014 \cdot 11.50 + 0.016 \cdot 11.50}{11.50 + 11.50}$$

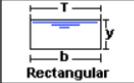
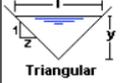
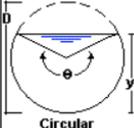
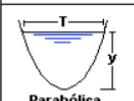
$$n_{\text{ponderado}} = 0.015$$

5.2.4.1.2 Área canal

En la Figura 19 se muestra las ecuaciones de los parámetros hidráulicos, utilizados para determinar las propiedades geométricas en canales abiertos.

Figura 19

Tipos de canales

Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\frac{\text{sen}\theta}{2})D$ ó $\frac{2\sqrt{y(D-y)}}{2}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Nota. La figura presenta las ecuaciones para el cálculo de las propiedades geométricas en canales abiertos. Fuente: (FRENCH, HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS, 1988)

$$W = b * h \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

W = Área del canal

b = Ancho del canal

h = Altura del canal

$$W = 0.90\text{m} * 0.60\text{m}$$

$$W = 0.54\text{m}^2$$

5.2.4.1.3 Perímetro

$$P = b + 2h \quad (\text{Ec. 21})$$

$$P = 0.90\text{m} + 2(0.6\text{m})$$

$$P = 2.10\text{m}$$

5.2.4.1.4 Radio Hidráulico

$$Rh = \frac{b * h}{b + 2h} \quad (\text{Ec. 22})$$

$$Rh = \frac{0.54\text{m}^2}{2.10\text{m}}$$

$$Rh = 0.257\text{m}$$

5.2.4.1.5 Cálculo del coeficiente de Chézy

$$C = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{1}{6}} \quad (\text{Ec. 23})$$

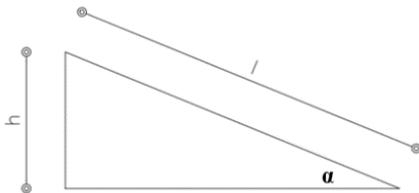
$$C = \frac{1}{0.016} * 0.257^{\frac{1}{6}} = 53.15 \frac{\text{m}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}}$$

5.2.4.1.6 Pendiente

Con la gráfica de la Figura 20, se calcula mediante relaciones trigonométricas la pendiente del canal rectangular.

Figura 20

Función Geométrica para cálculo de la pendiente



Elaborado por: Los autores

$$\text{Sen}(\alpha) = \frac{h}{l} \quad (\text{Ec. 24})$$

$$\text{Sen}(\alpha) = \frac{0.01}{11.50} = 0.086\%$$

5.2.4.1.7 Cálculo del caudal

$$Q = C * A * \sqrt{So * Rh} \quad (\text{Ec. 25})$$

$$Q = 53.15 * 0.54 * \sqrt{\frac{0.0869}{100} * 0.257}$$

$$Q = 0.428 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q = 428.91 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

5.2.4.1.8 Cálculo de Velocidad

Son dos las condiciones que debe cumplir la velocidad media de flujo con superficie libre, estas son:

1. La velocidad media debe ser menor o igual a la velocidad máxima permisible
2. La velocidad media debe ser mayor o igual velocidad mínima permisible

Si la primera condición no se cumple se produce erosión del canal, causando su destrucción. El incumplimiento de la segunda condición es variable, es decir, si la velocidad máxima permisible es menor que la velocidad mínima permisible, o cuando la pendiente del terreno es pequeña y no permite llegar a velocidades iguales o mayores a la mínima permisible.

Lo descrito anteriormente mencionado implica que se debe incumplir la condición dos como única opción, y por consecuencia, da origen a un incremento la frecuencia del mantenimiento y limpieza del canal durante el año, así como la suspensión del servicio.

$$Q = \text{Vel} * \text{Área} \quad (\text{Ec. 26})$$

$$\text{Vel} = \frac{0.428 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.54 \text{m}^2}$$

$$\text{Vel} = 0.79 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Con un caudal máximo de abastecimiento del canal la velocidad máxima es 0.79 m/s, por lo cual cumple la primera condición, la velocidad máxima permisible para canales de hormigón (Figura 21), va de 5 m/s a 10 m/s como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6*Valores de las velocidades máximas permisibles.*

Material	Velocidad máx permisible m/s
Arenas	0.2-0.6
Gravas	0.6-1.2
Limos	0.7-1
Arcillas	1.0-1.8
Roca Sedimentaria	2.5-4.5
Rocas Cristalinas	20-25
Revestimiento de Piedra	2.0-3.5
Revestido de Hormigón	5.0-10

Elaborado por: Los autores, a partir de Mecánica de Fluidos II- Universidad Politécnica Salesiana

Por lo tanto, se tiene que la velocidad media es de $0.79 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s}$. La velocidad mínima permisible está condicionada a las características del sedimento que transporta en suspensión el flujo y la capacidad de transporte que tiene el flujo de dicho sedimento.

Para estimaciones preliminares la velocidad mínima permisibles puede ser determinada con las siguientes ecuaciones empíricas referenciales.

$$\text{Vel min permisible} = 0.64 * R^{0.5} \quad (\text{Ec. 27})$$

$$\text{Vel min permisible} = 0.30 * R^{0.25} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$\text{Vel min permisible} = 0.64 * (0.257)^{0.5} \quad (\text{Ec. 29})$$

$$\text{Vel min permisible} = 0.45 \text{ m/s}$$

La velocidad min permisible es menor a la velocidad media por lo que cumple la segunda condición de flujo superficie libre.

Velocidad media $0.79 \text{ m/s} > 0.45 \text{ m/s}$

Figura 21

Canal de riego "Pucará"



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.5 Salto de agua

En el trayecto de sistema de riego Pucará se encuentra un salto de agua de una altura de 2.80 m. La fuerza viva adquirida en la caída produce un socavamiento en el lecho y con el tiempo se ha sido produciendo un equilibrio en el canal. Además, se observa que existe una afectación de laderas. Este efecto se localiza en la abscisa 0+410 y se la puede observar en la Figura 22.

Figura 22

Salto de agua del canal de riego "Pucará"



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.6 Pérdida de la superficie del canal

La pérdida de la superficie del canal es un efecto del deslizamiento del talud lo cual provoca una incomunicación del transporte de agua. La acumulación de sedimentos y la falta de zanjas de coronación han sido la causa para el derrumbe en este tramo. Esto se observa en la abscisa 2+500 y se la observa en la Figura 23.

Figura 23

Pérdida de la superficie del canal



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.7 Estructuras de distribución

Como estructuras de distribución se consideran a los óvalos para permitir el ingreso del agua a cada usuario. Los óvalos son de hormigón y están trabajando en buenas condiciones, como se observa en la Figura 24 y Figura 25 .

Figura 24

Estructuras de distribución



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

Figura 25

Estructura de distribución y derivación de caudal



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.8 Ausencia de una caja sedimentadora

La acumulación de sedimentos genera la obstrucción del flujo. La ausencia de una caja sedimentadora, se encuentra en la abscisa 6+680 y se observa en la Figura 26.

Figura 26

Inexistencia de caja sedimentadora



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.9 *Abrevaderos de ganado*

Estos abrevaderos se encuentran en la abscisa 8+050 y la afectación del canal se lo observa en la Figura 27. Es necesario un muro con entrada lateral en estos tramos de abrevaderos para disponer de agua para el consumo de los animales.

Figura 27

Abrevaderos de ganado



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.2.10 *Derrumbes de paredes del canal por ausencia de zanjas de coronación*

El agua utilizada en los sembríos al no existir zanjas de coronación, evacua directamente al canal provocando en ciertos tramos el derrumbe de las paredes del canal, esto deriva en la obstrucción del flujo de agua. Esto se evidencia en la abscisa 8+170 y se lo observa en la Figura 28.

Figura 28

Canal de riego "Pucará"



Elaborado por: Los autores, a través de investigación de campo

5.3 Matriz de importancia

La matriz de importancia es un método analítico mediante el cual se puede definir un nivel de importancia a cada impacto, es decir una valoración cualitativa de cada factor (Peña Merladet, 2016), es por tal motivo que se lo emplea, como una forma de valorar los impactos identificados en el canal Pucará (ver Tabla 7).

Los impactos se evalúan en función de los siguientes parámetros:

- Signo (+/ -): es la naturaleza del impacto, y se refiere a su aspecto beneficioso (+) o perjudicial (-) de las distintas acciones que van a actuar sobre los distintos factores considerados.
- Intensidad(i), es el grado probable de destrucción, se valora en una escala de 1 a 12 donde, 1 es una afectación mínima y 12 una destrucción total.
- Extensión (EX): se refiere a la influencia del impacto con relación al proyecto, esta puede ser valoradas en las siguiente categorías y puntajes
 - Puntual: 1
 - Parcial: 2
 - Extenso: 4
 - Total: 8

- Crítica:12
- Momento (MO): es el plazo de la manifestación del impacto, hace referencia al tiempo entre la acción y la aparición del impacto
 - Largo plazo: 1
 - Medio plazo: 2
 - Inmediato:4
 - Crítico: 8
- Persistencia (PE) = tiempo de permanencia del efecto provocado por el impacto desde su aparición.
 - Fugaz: 1
 - Temporal: 2
 - Permanente: 4
- Reversibilidad (RV): es la posibilidad de volver a las condiciones originales antes del daño.
 - Corto plazo: 1
 - Medio plazo: 2
 - Irreversible: 4
- Sinergia (SI): Sinergia o reforzamiento de dos o más efectos simples
 - Sin sinergismo: 1
 - Sinérgico: 2
 - Muy sinérgico: 4
- Acumulación (AC): Acumulación o efecto de incremento progresivo
 - Simple: 1
 - Acumulativo: 4
- Efecto (EF): es la relación causa efecto, es decir, la forma en la que se manifiesta el efecto sobre un factor.
 - Indirecto: 1
 - Directo: 4
- Períodicidad (PR): es la regularidad con la que se presenta el efecto.
 - Irregular: 1
 - Periódico: 2
 - Continuo: 4
- Recuperabilidad (MC): grado posible de reconstrucción por medios humanos

- Recuperabilidad Inmediato: 1
- Recuperable: 2
- Mitigable: 4
- Irrecuperable: 8

Entonces la importancia se determina mediante la siguiente ecuación:

$$I = \pm [3i + 2EX + MO + PE + RV + SI + AC + EF + PR + MC] \quad (\text{Ec. 30})$$

De donde la importancia puede categorizarse de acuerdo con los siguientes criterios:

- Irrelevante o compatible: si la importancia es menor que 25
- Moderado: si la importancia esta entre 25 y menor que 50
- Severo: si la importancia esta entre 50 y menor que 75
- Crítico: si la importancia es mayor que 75

Tabla 7

Matriz de importancia

Componente	Impacto	Evaluación											Importancia del impacto	Calificación		
		S	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC				
Estructura de control y distribución	Derivación y distribución del agua de riego	+	12	12	8	2	2	4	4	4	4	4	4	92	Crítico	Positivo
	Óxido	-	10	8	2	2	4	2	4	4	2	2	2	68	Severo	Negativo
Tubería metálica	Tubería fracturada	-	12	12	4	4	4	2	4	4	2	2	2	86	Crítico	Negativo
	Pendiente negativa	-	12	12	2	4	2	2	4	4	4	4	4	86	Crítico	Negativo
	$Q_{\max} < Q_{\text{tubería}}$	+	12	12	2	2	1	2	4	4	2	2	2	79	Crítico	Positivo
	$V_{\min} < V_{\text{tubería}}$	-	1	12	2	2	1	2	4	4	2	2	2	46	Moderado	Negativo
	$V_{\max} > V_{\text{tubería}}$	+	12	12	2	2	1	2	4	4	2	2	2	79	Crítico	Positivo
Aporte de caudal de la quebrada Pucará.	Arrastre de sedimentos gruesos y finos	-	6	2	2	2	2	2	4	4	2	2	2	42	Moderado	Negativo
	Ausencia de estructura de captación	-	5	8	2	4	2	2	1	1	2	2	2	47	Moderado	Negativo
	Socavamiento de los pilares	-	11	12	1	2	2	2	4	4	2	4	4	78	Crítico	Negativo
Canal elevado de hormigón	Obstrucción total del canal por los sedimentos	-	12	12	2	2	2	2	4	4	2	4	4	82	Crítico	Negativo
	$V_{\min} < V_{\text{tubería}}$	+	12	12	2	2	2	2	4	4	2	2	2	80	Crítico	Positivo
	$V_{\max} > V_{\text{tubería}}$	+	12	12	2	2	2	2	4	4	2	2	2	80	Crítico	Positivo
Salto de agua	Socavamiento en el lecho	-	11	8	1	2	2	2	4	4	2	4	4	70	Severo	Negativo
	Afectación de laderas	-	12	8	1	4	4	4	4	4	2	4	4	79	Crítico	Negativo
	Deslizamiento del talud	-	12	8	1	4	4	4	4	4	2	8	8	83	Crítico	Negativo
Pérdida de la superficie del canal	Incomunicación del transporte del canal	-	12	12	8	2	2	4	4	4	2	4	4	90	Crítico	Negativo
	Acumulación de sedimentos	-	10	8	2	2	2	2	4	4	2	2	2	66	Severo	Negativo
	Falta de zanjas de coronación	-	10	8	1	2	2	2	4	1	2	2	2	62	Severo	Negativo
Estructuras de distribución	Buen estado de trabajo de la estructura	+	12	12	4	2	2	4	4	4	2	4	4	86	Crítico	Positivo
Ausencia de una caja sedimentadora	Sedimentos genera la obstrucción del flujo	-	12	8	4	2	2	2	4	4	2	2	2	74	Severo	Negativo
Abrevaderos de ganado	Construcción de muro con entrada lateral para favorecer el abrevadero de animales	+	12	4	2	4	4	4	1	1	2	2	2	64	Severo	Positivo
	No existe zanjas de coronación	-	12	8	2	2	2	2	4	1	2	2	2	69	Severo	Negativo

Derrumbes de paredes del canal por ausencia de zanjas de coronación	Derrumbe de las paredes del canal	-	12	12	2	4	4	4	4	4	2	4	88	Crítico	Negativo
	Obstrucción del flujo de agua	-	12	8	4	2	2	4	4	4	2	2	76	Crítico	Negativo

Elaborado por: Los autores, a partir de investigación de campo

A través de la matriz de importancia mostrada en la tabla 7, podemos determinar los componentes del canal que tiene mayor consideración para rehabilitar el canal de riego, es decir los impactos con calificación crítica negativa.

5.4 Identificación de tramos críticos

En función de los tramos críticos encontrados y con la topografía realizada, se puede sectorizar el canal con la finalidad de tener mayor precisión en el sitio del tramo crítico con su respectivo abscisado.

5.4.1 Sectorización de canal

La sectorización está realizada en base a la magnitud de los problemas en los tramos críticos encontrados por medio de una prospección expeditiva. Estos problemas afectan más gravemente la conducción de flujo en el canal de riego.

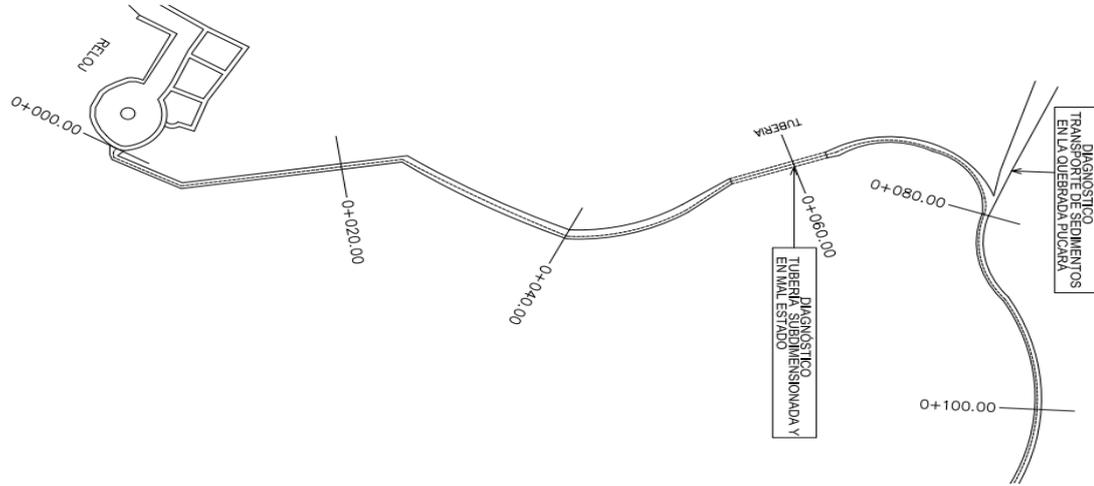
5.4.1.1 Sector 1

Este tramo inicia en la abscisa 0+000 hasta la abscisa 0+080 (ver Figura 29), donde se presentan lo siguiente:

- Tubería con pendiente negativa
- Ingreso de caudal con sedimentos de la quebrada Pucará

Figura 29

Sector 1



Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

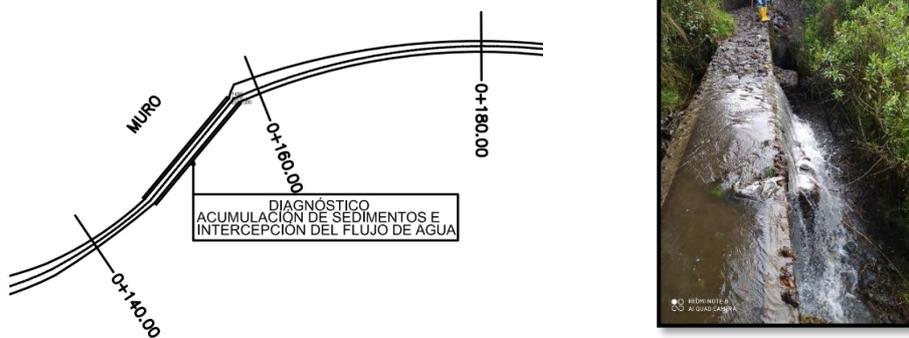
5.4.1.2 Sector 2

Este tramo inicia en la abscisa 0+140 hasta la abscisa 0+160 (ver Figura 30), donde se presenta:

- Acumulación de sedimentos gruesos.
- Acumulación de sedimentos finos.
- Intercepción de flujo en el canal de hormigón.

Figura 30

Sector 2



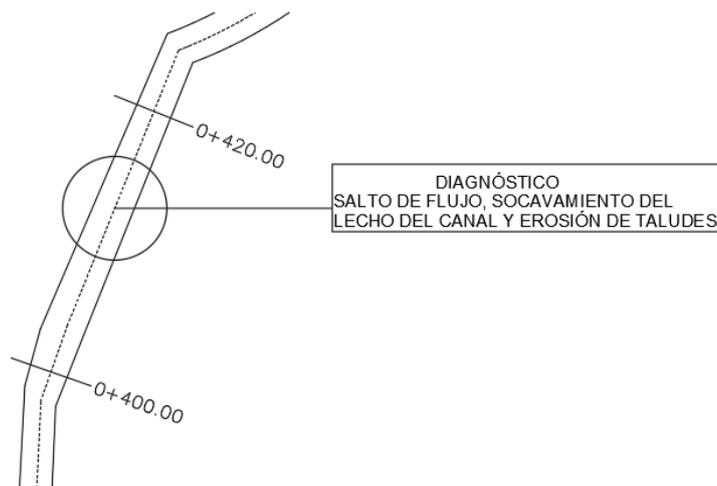
Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

5.4.1.3 Sector 3

En el tramo de la abscisa 0+405 inicia un salto de agua hasta la abscisa 0+415(ver Figura 31), en donde se evidencia principalmente una afectación a las laderas.

Figura 31

Sector 3



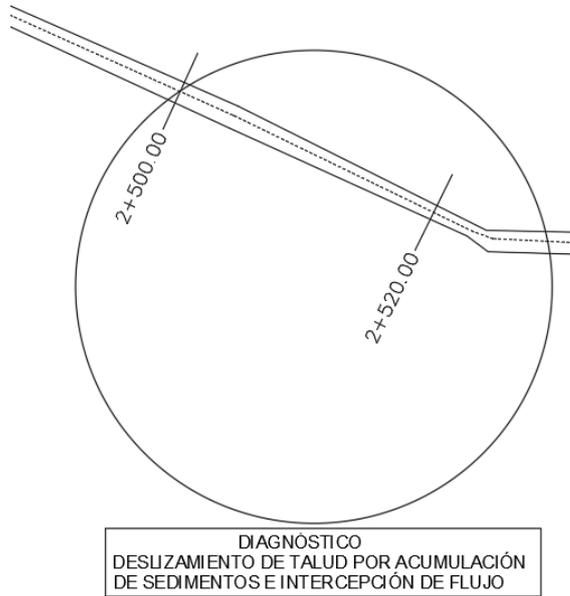
Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

5.4.1.4 Sector 4

En el tramo de la abscisa 2+500 hasta la abscisa 2+530 (ver Figura 32), debido a la acumulación de sedimentos y ausencia de zanjas de coronación se ha generado un deslizamiento de talud.

Figura 32

Sector 4



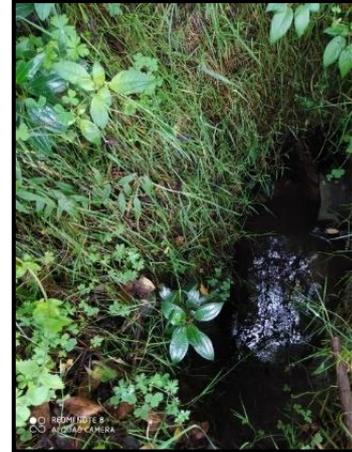
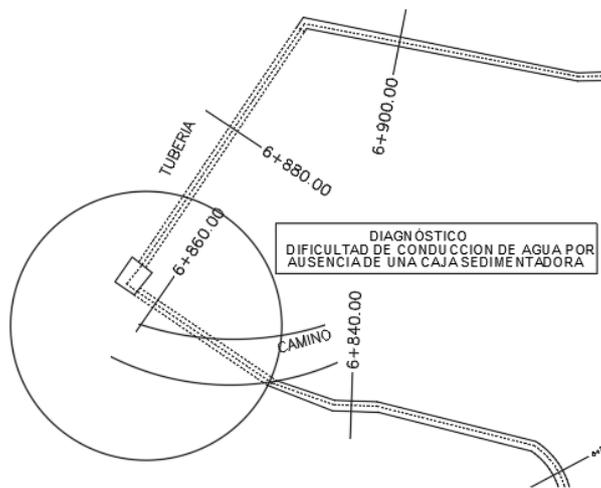
Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

5.4.1.5 Sector 5

En la abscisa 6+860 debido al cambio de dirección del flujo por las tuberías presentes y a la ausencia de una caja sedimentadora, se produce la acumulación de sedimentos y la obstrucción de agua, esto se lo observa en la Figura 33.

Figura 33

Sector 5



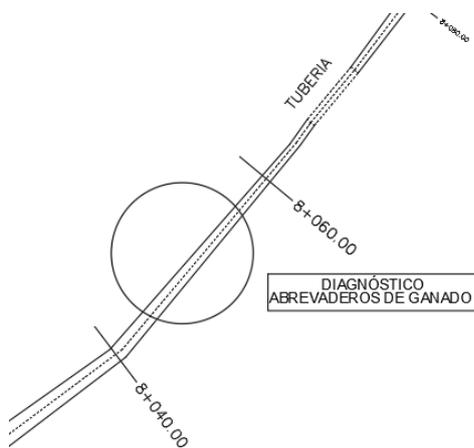
Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

5.4.1.6 Sector 6

En la abscisa 8+040 hasta la abscisa 8+050 se presentan abrevaderos de ganado (ver Figura 34).

Figura 34

Sector 6



Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

5.4.1.7 Sector 7

En la abscisa 8+160 hasta la abscisa 8+180 se presenta un daño a las paredes del canal debido a la ausencia de zanjas de coronación, consecuentemente la obstrucción total del flujo de agua (ver Figura 35).

Figura 35

Sector 7



Elaborado por: Los autores, a través de Civil 3D

En la Tabla 8 se realiza un análisis a través de la matriz de importancia, para determinar los problemas que más afectan en la conducción del agua, según la sectorización del canal.

Tabla 8*Matriz de importancia*

Componente	Impacto	Evaluación											Importancia del impacto	Calificación	
		S	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC			
Sector 1	Tubería con pendiente negativa	-	12	12	2	4	2	2	4	4	4	4	86	Crítico	Negativo
	Caudal con sedimentos	-	6	2	2	2	2	2	4	4	2	2	42	Moderado	Negativo
Sector 2	Acumulación de sedimentos	-	12	12	2	2	2	2	4	4	2	4	82	Crítico	Negativo
	Intercepción del flujo de agua	-	12	8	4	2	2	4	4	4	2	2	76	Crítico	Negativo
Sector 3	Salto de flujo	-	11	8	1	2	2	2	4	4	2	4	70	Severo	Negativo
	Afectación a las laderas	-	12	8	1	4	4	4	4	4	2	4	79	Crítico	Negativo
Sector 4	Deslizamiento de talud por acumulación de sedimentos	-	12	8	1	4	4	4	4	4	2	8	83	Crítico	Negativo
	Intercepción del flujo de agua	-	12	8	4	2	2	4	4	4	2	2	76	Crítico	Negativo
Sector 5	Falta de sedimentador	-	12	8	4	2	2	2	4	4	2	2	74	Severo	Negativo
Sector 6	Abrevaderos de ganado	+	12	4	2	4	4	4	1	1	2	2	64	Severo	Positivo
Sector 7	Ausencia de zanjas de coronación	-	10	8	1	2	2	2	4	1	2	2	62	Severo	Negativo

Elaborado por: Los autores, a partir de investigación de campo

CAPÍTULO VI

ESTUDIO HIDROLÓGICO Y CARACTERIZACIÓN METEOROLÓGICA

6.1 Recopilación, análisis y evaluación de información existente

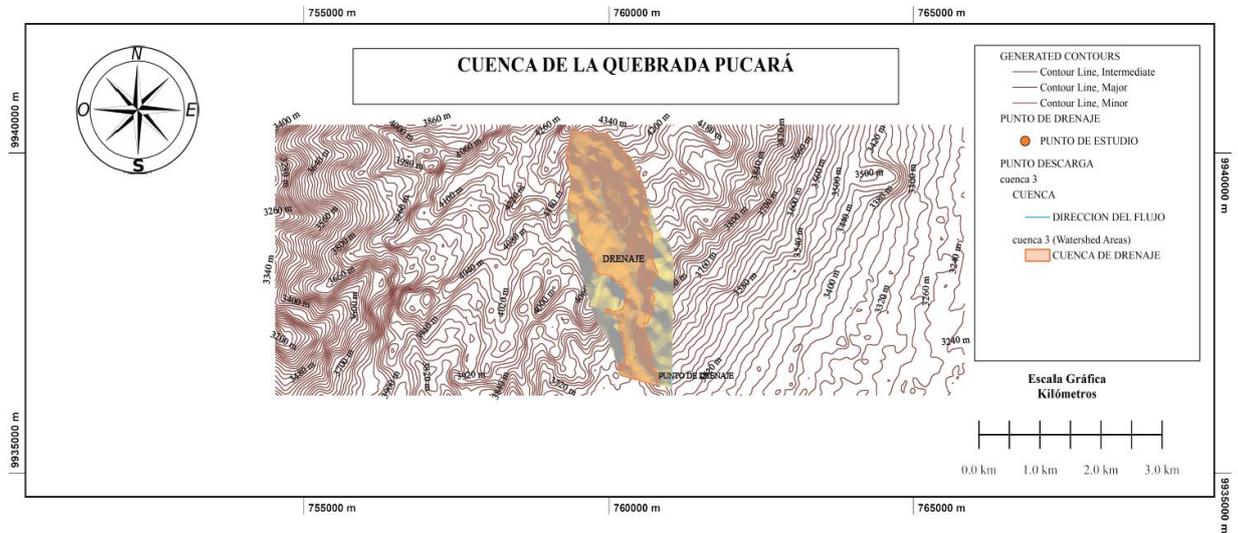
6.1.1 *Delimitación de la microcuenca del sistema de riego “Pucará”*

Una cuenca hidrográfica es una unidad física natural delimitada por la propia naturaleza y por la presencia de divisorias debido a las zonas de escurrimiento de aguas de tipo superficial las cuales se reúnen en un punto denominado de cierre o desagüe (Garay & Agüero, 2018). A su vez estas se pueden subdividir en cuencas de orden inferior o sub cuencas, microcuencas y finalmente quebradas.

En la delimitación de la microcuenca para el sistema Pucará, se realiza a partir de criterios topográficos e hidrográficos, por lo tanto, se identifica en primer lugar el punto de drenaje o desagüe. Este se localiza ubicado en la parroquia El Chaupi perteneciente al cantón Mejía en la zona 17 M a una altitud de 3596 m.s.n.m cuyas coordenadas son 760787.494 Este y 9936382.062 Norte. A partir de este punto se delinearon las divisorias de la microcuenca a través de las curvas de nivel del sitio elaboradas en función de la información cartográfica digital del Ecuador a escala 1:50000 obtenida del Geo Portal Instituto Geográfico Militar en formato shapefile, información procesada en el programa Global Mapper y Google Earth. La microcuenca delimitada se presenta en la Figura 36 en la macro ubicación del lugar de investigación, podemos identificar la cuenca hidrológica con el punto de salida hacia la quebrada Pucará, caudal adicional que suma al canal de riego.

Figura 36

Microcuenca del sistema de riego Pucará



Nota. Contiene la delimitaci3n hidrográfica del sistema Pucará. Elaborado por: Los autores, a través de Geo Mapper, 2022

6.1.2 Estaciones meteorol3gicas consideradas en la zona de estudio

Las estaciones meteorol3gicas son un conjunto de dispositivos que permiten la recolecci3n de datos atmosféricos de interés para estudios meteorol3gicos, estas pueden ser automáticas o manuales (Barona-Posligua, Paredes-Morillo, & Ponce-Jara, 2022).

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), poseen informaci3n como: precipitaci3n, temperatura y presi3n atmosférica, desde el año que entraron en funcionamiento con una frecuencia horaria a partir de la recolecci3n de datos por estaciones automáticas, caracterizadas por transmitir datos de forma directa de forma continua las 24 horas del día, los 365 días del año.

El fondo para la protecci3n del agua (FONAG) para asegurar el uso adecuado del agua, integrando el monitoreo climático e hidrol3gico en el área del Distrito Metropolitano de Quito implement3 nuevas redes hidrometeorol3gicas, entregando anuarios hidrometeorol3gicos desde el año 2007 hasta el año 2021. Estas nuevas estaciones sirven como complemento para el análisis hidrol3gico de la quebrada “Pucará”.

Las estaciones meteorológicas monitoreadas por el FONAG, cercanas a la cuenca de la quebrada “Pucará”, con sus respectivas coordenadas y altitudes sobre el nivel del mar, se presentan a continuación en la Tabla 9:

Tabla 9

Estaciones meteorológicas FONAG

Código	Estación	Tipo	Cant ón	Parroq uia	Coordenadas UTM			Inicio operación
					N	E	A	
M5026	Cotopaxi Norte	Control	Mejía	Machac hi	99376	7845	367	jun-07
					18	73	0	
M5027	Loma Illinizas	Hurco	Mejía	El Chaupi	99362	7603	372	jun-07
					80	17	7	
M5076	Mudadero	Pluviómetri ca	Mejía	Machac hi	99317	7891	386	ene-12
					50	48	6	
M5077	REI	Pluviómetri ca	Mejía	El Chaupi	99303	7571	398	ene-12
					65	74	3	
M121	Refugio-Cotopaxi	Meteorológ ica	Mejía	Machac hi	99270	7704	480	oct-95
					76	62	0	
ATP01PT 01	P. Tungurahua	Pluviómetri ca	Mejía	Machac hi	99331	7937	394	sep-17
					76	64	8	
ATP01PT 02	P. Chamilco 02	Pluviómetri ca	Mejía	Machac hi	99348	7928	397	sep-17
					10	46	3	
ATP02PT 01	P. Chamilco 01	Pluviómetri ca	Mejía	Machac hi	99386	7932	411	sep-17

Nota. La tabla presenta las estaciones meteorológicas monitoreadas por el FONAG, próximas a la cuenca de la quebrada “Pucará”. Elaborado por: Los autores

El anuario del FONAG ubica las estaciones meteorológicas en coordenadas en el sistema UTM (Universal Transversal Mercator). Así como también, cada estación consta con su respectiva altitud en metros sobre nivel del mar (msnm).

6.1.2.1 Criterios para la elección de las estaciones meteorológicas en el área de estudio

Las selecciones de estaciones meteorológicas como se observa en la Figura 37,

están condicionadas por ciertos criterios que permiten alcanzar una fiabilidad en los estudios, estos son:

Instrumentación: Las estaciones deben poseer todos aquellos dispositivos que permitan el registro de los eventos de precipitación al tiempo para obtener registro extensos y confiables.

- **Registros históricos:** la determinación de la climatología de una zona tiene relación directa con la cantidad de datos disponibles, es recomendable contar con al menos un registro de un período de 10 años (Llambí, et al., 2012)
- **Factores externos:** condiciones como la falta de mantenimiento en los instrumentos, daños inevitables en los equipos, generando la pérdida de datos, derivando así en un registro incompleto de información en las diferentes estaciones meteorológicas. Ante estos incidentes, existen diversas metodologías que permiten el relleno de los datos faltantes de forma que la variación en el comportamiento no sea anormal.
- **Localización de la estación:** la selección de una estación para el estudio está vinculada a la proximidad del centroide de la cuenca en análisis, se considera que debe estar en radio de influencia de 15 km trazado con respecto al centro de la cuenca o microcuenca (Bustamante, 2019). En el caso de las estaciones hidrométricas su radio de influencia este alrededor de los 50 km, siempre que compartan características con similares condiciones hidrológicas (Almeida, 2010).

Además, en el estudio de una cuenca hidrográfica, las estaciones meteorológicas deben tener un registro detallado de ciertas variables importantes que caracterizan este tipo de análisis, las más relevantes son:

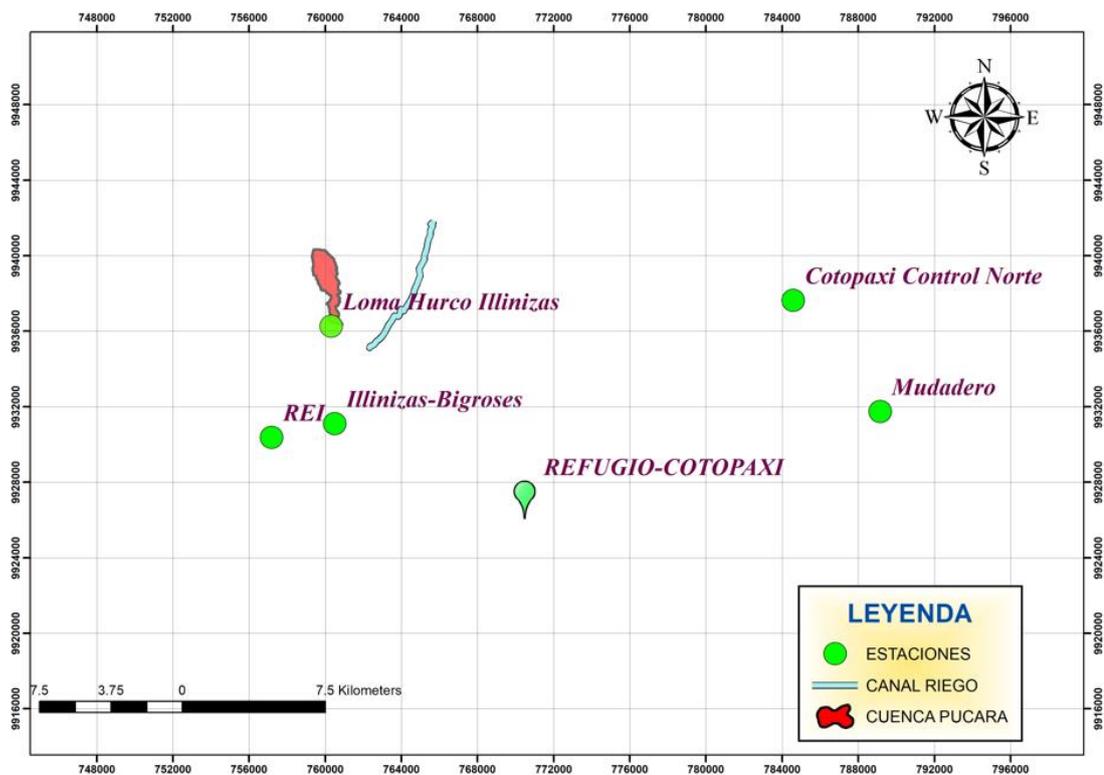
- **Precipitación:** es un factor climático relevante mediante el cual se determina el volumen de escorrentía y la velocidad, a partir de la medición de la intensidad de lluvia, frecuencia, y duración. La ejecución de un estudio de precipitación contempla lo siguiente: Análisis de distribución mensual y anual, variación espacial y altitudinal, y valores característicos mensuales y anuales.
- **Temperatura:** el análisis de la temperatura depende de aspectos como:

Medias mensuales y anuales, variación de la temperatura anual y variación altitudinal y espacial.

- **Evaporación:** este análisis está vinculado a aspectos como: la variación temporal altitudinal y espacial.

Figura 37

Estaciones meteorológicas ubicadas en las parroquias el Chaupi y Machachi, cantón Mejía.

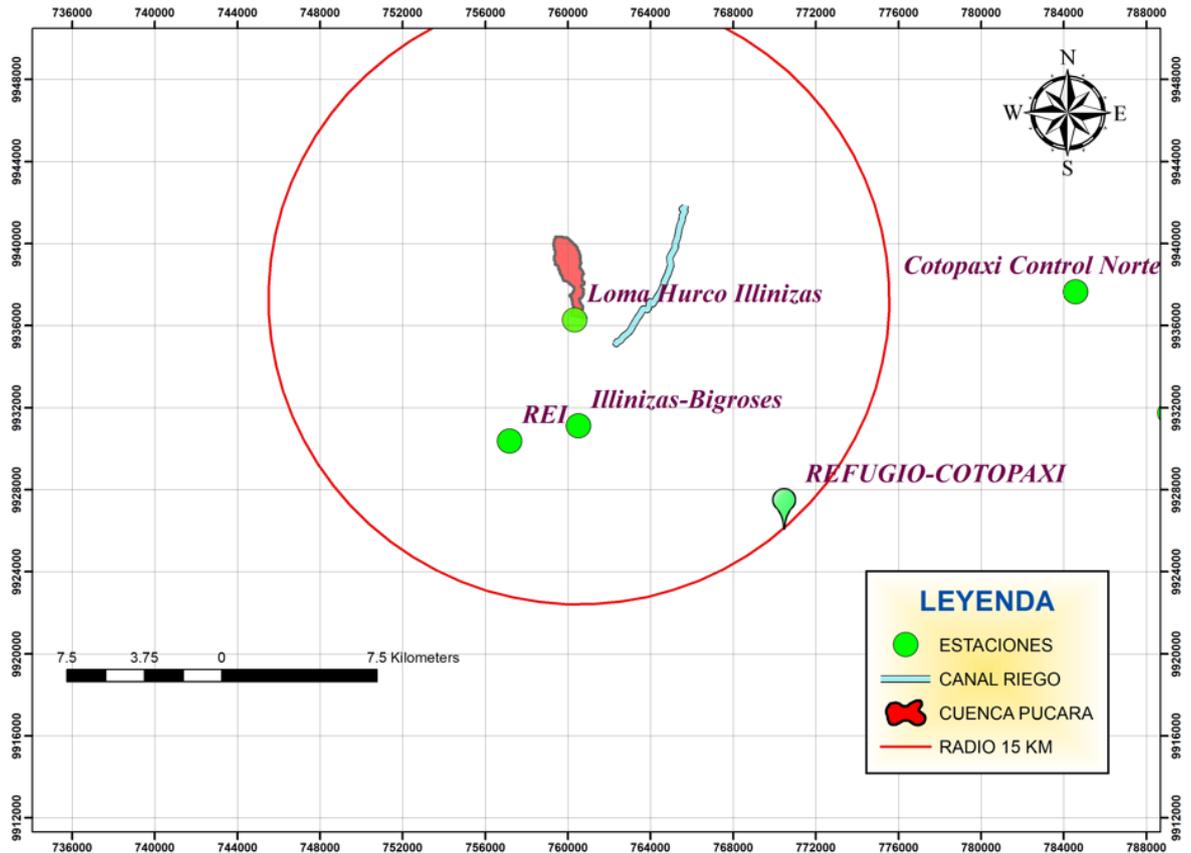


Nota. Contiene la localización de estaciones meteorológicas próximas a la microcuenca “Pucará”. Elaborado por: Los autores

En la Figura 38 se indica las estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca, dentro de un radio de 15 km.

Figura 38

Estaciones hidrometeorológicas cercanas a la microcuenca “Pucará”.



Nota. Contiene la delimitación de estaciones meteorológicas próximas a la microcuenca “Pucará” dentro de un radio de 15 km. Elaborado por: Los autores

6.1.3 Recopilación de información existente

De acuerdo la información de las estaciones meteorológicas disponibles que son monitoreadas por el FONAG y con los criterios de selección de estaciones de trabajo, se han identificado con tres estaciones meteorológicas, las cuales se caracterizan por estar en un radio de influencia de 15 km, así como la existencia de registro superior a los 10 años.

Por lo tanto, dichas estaciones se presentan a continuación en la Tabla 10:

Tabla 10

Estaciones meteorológicas FONAG de acuerdo con el área de influencia

Código	Estación	Tipo	Cantón	Parroquia	Coordenadas UTM			Inicio operación
					N	E	A	
M1231	Illinizas	Meteorológica	Mejía	Machachi	993110	76050	3461	oct-95
	Bigroses				6	2		
M5027	Loma Hurco	Meteorológica	Mejía	El Chaupi	993628	76031	3727	jun-07
	Illinizas				0	7		
M5077	REI	Pluviométrica	Mejía	El Chaupi	993036	75717	3983	ene-12

Nota. La tabla presenta las estaciones meteorológicas monitoreadas por el FONAG, consideradas para el estudio. Elaborado por: Los autores

6.1.4 Análisis y evaluación de información existente

Definida las estaciones de trabajo y toda la documentación disponible inherente al estudio se analiza los diferentes componentes que conlleva un estudio hidrológico. En primer lugar, se parte del análisis de la morfología de la microcuenca, posteriormente se determina la razón de circularidad de Miller, factor de forma Horton, índice de compacidad, pendiente media, drenaje de la cuenca, caracterización del suelo, cálculo del valor de la curva número, cálculo de infiltración por el método SCS.

6.1.4.1 Morfología de la microcuenca del sistema de riego Pucará

La morfología se refiere a las características físicas de una cuenca en su relación con el comportamiento de los caudales que transitan dentro de esta, estos parámetros permiten realizar estimaciones con fines de aprovechamiento o control (Lux Cardona, 2016). Las variables que contempla un análisis morfológico son de tipo lineal, como: superficie, relieve y drenaje, con ellos se logra comprender las características físicas que caracterizan a la cuenca.

6.1.4.2 Parámetros asociados a la forma de la cuenca

6.1.4.2.1 Área de la Cuenca

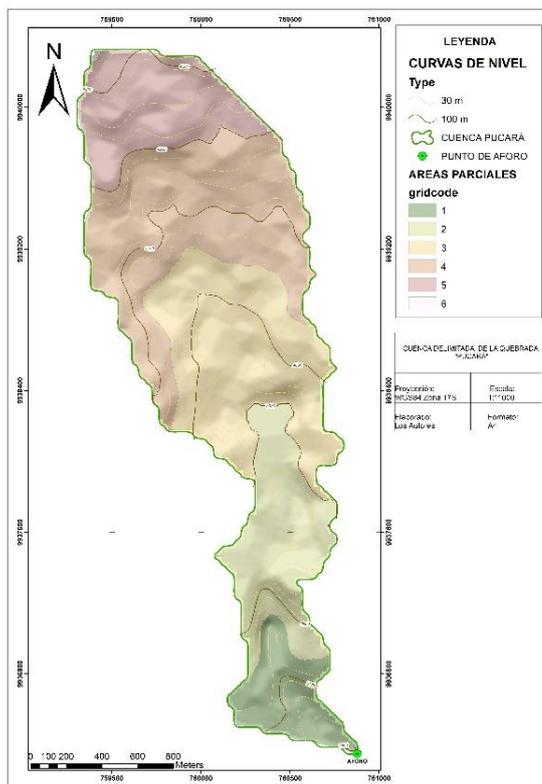
Se define como la proyección horizontal de toda el área de drenaje, delimitada por las líneas divisoras de aguas de un sistema de escorrentía el cual se dirige de forma directa o indirectamente a un mismo cauce natural (Ordoñez, 2011).

La unidad para expresar el área normalmente es kilómetros cuadrados (km²) y se considera un factor importante, pues el error en su determinación afecta directamente a los resultados, por ejemplo, este valor, tiene influencia el criterio de la magnitud del caudal, pues bajo consideraciones normales, los caudales promedio, promedios mínimos y máximos instantáneos tienden a crecer en razón directa con el área de la cuenca (Londoño, 2001).

El uso del software ArcGIS y sus herramientas que integran el paquete computacional empleado en este estudio, permite el trazado de la cuenca, en la Figura 39 se presenta el trazado de la cuenca “Pucará”, la cual cuenta con una superficie de 314.17 hectáreas o 3.14 km².

Figura 39

Microcuenca del sistema de riego Pucará



Nota. Contiene la superficie que integra la microcuenca “Pucará”. Elaborado por: Los autores, a través de ArcGIS

De acuerdo con el tamaño de la cuenca Campos Aranda (1992) clasifica las

cuenclas según lo describe la Tabla 11. Por tanto, para el sistema de riego Pucará se define que corresponde a una microcuenca.

Tabla 11

Clasificación de tamaños de cuencas

Rangos de áreas (km ²)	Clasificación
<25	Microcuenca
25-250	Pequeña
250-500	Intermedia-pequeña
500-2500	Intermedia-grande
2500-5000	Grande
>5000	Muy Grande

Nota. La tabla clasificación de tamaños de cuenca según el área que presentan. Elaborado por: Los autores adaptados de Campos Aranda (1992)

6.1.4.2.2 *Perímetro de la Cuenca*

Es la longitud medida sobre un plano horizontal del contorno del área de la cuenca o la denominada divisoria de aguas. Es un parámetro expresado en unidades de metros (m) o kilómetros (km) y adquiere su importancia pues su relación con el área da una orientación sobre la forma de la cuenca (Londoño, 2001).

Mediante la herramienta software ArcGIS aplicada en este estudio se determina un perímetro de 10.94 km (ver Figura 39), para la microcuenca del sistema de riego Pucará.

6.1.4.2.3 *Longitud de cuenca*

Se define como la distancia de la línea recta con dirección paralela al cauce principal que parte desde el punto de cierre o desfogue de la cuenca hasta un punto aguas arriba en el que la línea divisoria y el cauce principal se intersecan. Generalmente el cauce principal no se extiende hasta el límite de la cuenca, por lo tanto, se proyecta un trazado desde el punto de cierre hasta el límite de la cuenca, bajo el criterio del camino más probable para el recorrido del agua precipitada (Garay & Agüero, 2018).

La longitud determinada para la microcuenca Pucará es de 4.22 kilómetros, dato obtenido del software ArcGIS (ver Figura 39).

6.1.4.2.4 Ancho de la cuenca

Es la relación entre el área y la Longitud de la cuenca (Garay & Agüero, 2018). Esta relación se calcula con la expresión que se muestra a continuación, obteniendo así el ancho promedio de la cuenca:

$$W = \frac{A}{L} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

A= rea de la cuenca (Km²)

L= Longitud de la cuenca (Km)

W= Ancho de la cuenca (Km)

$$W = \frac{3.14 \text{ Km}^2}{4.22 \text{ Km}}$$

$$W = 0.74 \text{ Km}$$

A partir de la **Error! Reference source not found.** se obtiene el ancho promedio de la microcuenca “Pucará” que equivale a 0.74 kilómetros o 744 metros.

6.1.4.2.5 Razón de Circularidad de Miller

Garay y Agüero (2018). mencionan la predominancia de los factores geológicos en la modelación de fisiografía de una región y, específicamente con la forma que tienen las cuencas hidrográficas. Por lo tanto, se compara la forma de una cuenca con diferentes formas ideales, pero generalmente son ovoides con la desembocadura en el extremo angosto.

El ndice de circularía de Miller es una razón circular adimensional que compara el área de la cuenca con el área de un círculo que tiene el mismo perímetro de la cuenca (Dalaviee, 2020)

La razón de circularidad de Miller se puede calcular a través de la siguiente de la expresión:

$$R_c = 12.566 \frac{A}{P^2} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

R_c = Razón Circularidad de Miller

A = Área de la cuenca (Km^2)

P = Perímetro de la cuenca (Km)

Entonces:

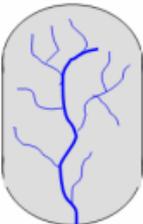
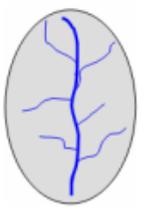
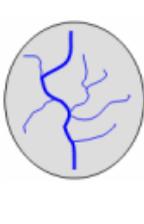
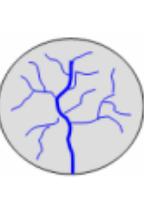
$$R_c = 12.566 \frac{3.14}{(10.94)^2}$$

$$R_c = 0.32$$

Los valores del coeficiente de circularidad de Miller varían entre 0 y 1, en la Figura 40 se define la forma que adopta una cuenca según rangos establecido de este coeficiente.

Figura 40

Índice de Circularidad de Miller

Índice de Circularidad de Miller (I_c)	0 - 0,25	0,25 – 0,50	0,50 – 0,75	0,75 – 1
	Oblonga	Ovalada	Oval	Circular
$I_c = \left(\frac{4\pi A}{P^2} \right)$ <p>I_c= Índice de circularidad de Miller A= Área de la cuenca (m^2) P= Perímetro de la cuenca (m)</p>				
Producción sostenida de caudales	Muy alto	alto	moderado	bajo
Potencial a crecientes	bajo	moderado	alto	Muy alto

Nota. Rangos de circularidad según Miller. Fuente: Duarte Iglesias (2017)

Para la cuenca del sistema Pucará, el índice de circularidad de Miller obtenido es 0.32, lo cual indica que se trata de una forma ovalada con una producción de caudales alta y potencial a crecientes moderada.

6.1.4.2.6 Factor de Forma de Horton

El factor de forma pretende determinar qué tan alargada puede ser una cuenca, pues la escorrentía sobre una cuenca de forma alargada, no se concentra tan rápidamente a diferencia de una cuenca de forma redonda. De la misma manera, un factor de forma bajo tiene mejor probabilidad de tener crecientes simultáneamente sobre toda su superficie, que una de la misma superficie y un factor de forma mayor, es decir un factor de forma superior a 1, forma con mayor facilidad las crecidas (Londoño, 2001)

El factor de forma es la relación entre el ancho promedio y la longitud axial de la cuenca, como se muestra en la siguiente expresión:

$$kf = \frac{W}{L} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

Kf= Factor de Forma

W= Ancho de la cuenca (Km)

L= Longitud axial de la cuenca (Km)

Entonces:

$$Kf = \frac{0.74 \text{ Km}}{4.22 \text{ Km}}$$

$$Kf = 0.18$$

El factor de forma para la microcuenca es de 0.18, y mediante la interpretación de los valores aproximados de los factores de forma especificados en la Tabla 12 podemos afirmar que su forma es muy alargada al posicionarse en el rango menor a 0.22 de los valores establecidos.

Tabla 12

Factores de forma Horton

Valores Aproximados	Forma de la cuenca
< 0,22	Muy alargada
0,22 - 0,30	Alargada
0,30 - 0,37	Ligeramente alargada
0,37 - 0,45	Ni alargada, ni ensanchada
0,45 - 0,60	Ligeramente ensanchada
0,60 - 0,80	Ensanchada
0,80 - 1,20	Muy Ensanchada
> 1,20	Rodeando el Desagüe

Nota. La tabla presenta los rangos aproximados de forma para cuencas. Elaborado por:
Los autores

6.1.4.2.7 Índice o coeficiente de compacidad

El coeficiente de compacidad o de Graveliús, describe la geométrica de la cuenca a través de la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro equivalente de un círculo de área que el de la cuenca hidrográfica (Ordoñez, 2011).

A continuación, se muestra la fórmula para la determinación del índice de compacidad:

$$K_c = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

K_c = Índice de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (Km)

L = Área de la cuenca (Km²)

Entonces:

$$Kc = \frac{0.28 * 10.94 \text{ Km}}{\sqrt{3.14 \text{ Km}^2}}$$

$$Kc = 1.73$$

Existen tres categorías que permiten determinar la forma de la cuenca según este parámetro, estos se especifican en la Tabla 13.

Tabla 13

Rangos tipo de Forma

Kc	Forma
1 – 1,25	Redonda a oval Redonda
1,25 – 1,5	Oval Redonda a oval oblonda
1,5 – 1,75	oval oblonda a Rectangular oblonda

Nota. La tabla presenta los rangos aproximados de tipo de forma para cuencas según el índice de compacidad. Fuente: Meza Aliaga et al (2014).

El índice de compacidad de la microcuenca del sistema Pucará, en función de los rangos definidos indican que se encuentra entre los rangos 1,5 -1,75, por lo que se determina que la cuenca tiene forma “oval oblonda a Rectangular oblonda” (ver Figura 39).

6.1.4.3 Parámetros de relieve

El relieve de la cuenca tiene influencia sobre la respuesta hidrológica, inclusive mayor que la forma de la misma, por lo tanto, constituye un parámetro de gran importancia, de manera general, se tiene que a mayor relieve menor tiempo de generación de escorrentía.

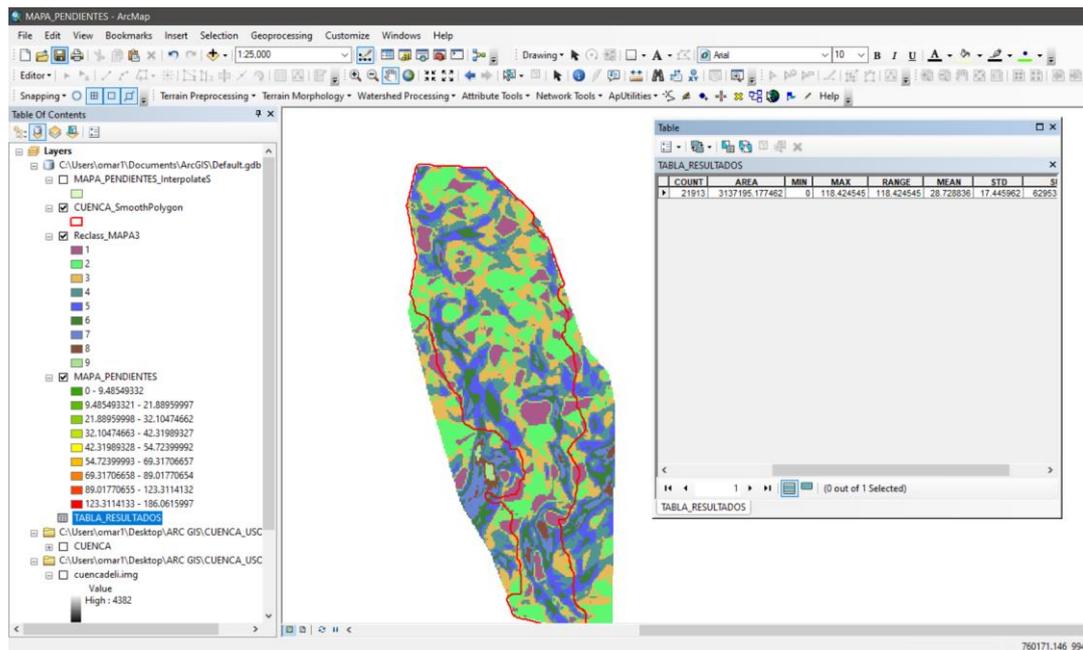
6.1.4.3.1 Pendiente media de la cuenca (S)

La pendiente es un parámetro que mide la variabilidad en la inclinación de una cuenca, a través de esta se definen fenómenos erosivos o de sedimentación que se producen en la superficie, donde existe mayor incidencia de erosión en zonas altas, mientras que en zonas bajas se presentan problemas de sedimentación y deficiencias en el drenaje.

Mediante el uso de la herramienta ArcGIS, como se muestra en la Figura 41 se determina la pendiente media de la microcuenca del sistema Pucará, obteniendo un valor de 28.72 %.

Figura 41

Pendiente media de la cuenca



Nota. Pendiente media de la microcuenca del sistema Pucará. Elaborado por: Los autores, a través de ArcGIS

De acuerdo con la Tabla 14, se determina el tipo de relieve según la pendiente media de la cuenca, en ese sentido, para un valor de 28.72 %, se estima que corresponde a un relieve fuertemente accidentado.

Tabla 14*Clasificación de cuencas de acuerdo con la pendiente*

Pendiente media (%)	Tipo de relieve
0-3	Plano
3-7	Suave
7- 12	Medianamente accidentado
12-20	Accidentado
20-35	Fuertemente accidentado
35-50	Muy fuertemente accidentado
50-75	Escarpado
>75	Muy escarpado

Nota. La tabla presenta el tipo de relieve de la cuenca de acuerdo con la pendiente media.

Fuente: (Plan de ordenación y manejo de la cuenca del Río la Vieja)

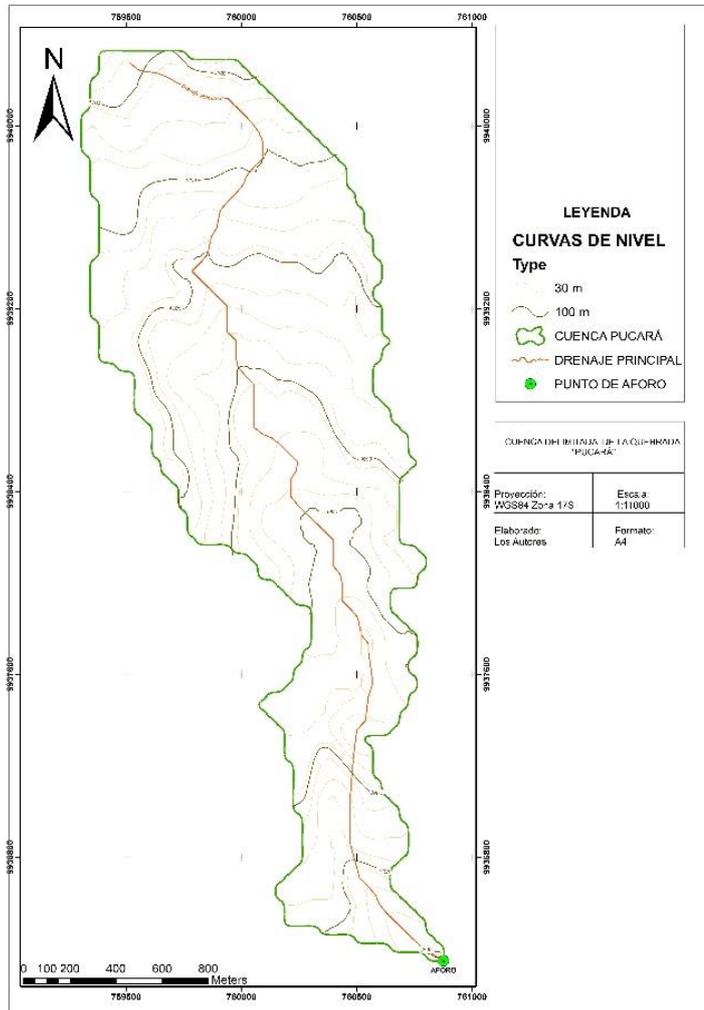
6.1.4.3.2 *Pendiente media del río*

Es la inclinación respecto a la horizontal con que el agua escurre y está definida por el cociente que existe entre el desnivel altitudinal del cauce y su longitud (Peña Urrea , 2015).

La longitud del cauce principal se indica en la Figura 42, y tiene un valor de 4.915 kilómetros.

Figura 42

Longitud del río de la microcuenca



Nota. La imagen presenta el valor de la longitud del cauce del río principal de la microcuenca. Elaborado por: Los autores, a través de ArcGIS

La expresión para el cálculo de la pendiente media del río es la siguiente:

$$I_r = \frac{C_{\text{máx}} - C_{\text{min}}}{10 * L_r} \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

I_r = Pendiente media del río

Máx.= Cota máxima (m.s.n.m)

Cmín=Cota mínima (m.s.n.m)

Lr= Longitud del río (km)

Entonces:

$$I_r = \frac{(4380 - 3600)\text{msnm}}{10 * 4.915 \text{ Km}}$$

$$I_r = 15.86\%$$

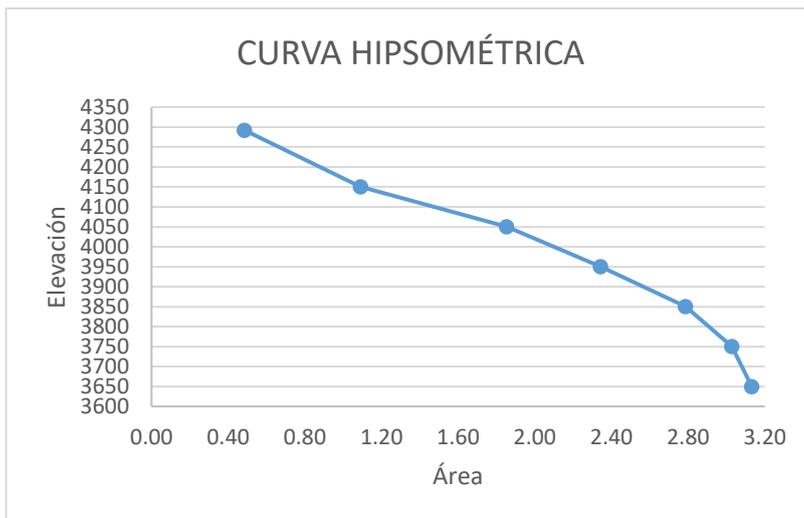
6.1.4.3.3 Curva hipsométrica

Permite saber cómo se distribuye el área en cada nivel, lo que de alguna manera refleja la topografía de la cuenca.

Los valores de altura para los ordenados están disponibles para graficar la curva hipsométrica, mientras que el valor de abscisas es el área acumula de un rango de elevaciones, como se presenta en la Figura 43.

Figura 43

Curva Hipsométrica



Nota. La imagen presenta la curva hipsométrica del lugar de la cuenca. Elaborado por: Los autores, a través de Excel

6.1.4.3.4 *Altitud media de la cuenca*

Es la relación que existe entre la acumulación de la variación de altura media de dos curvas de nivel contiguas por el área intrínseca entre ambas curvas de nivel, sobre el área total de la cuenca. (Bustamante, 2019)

La expresión para el cálculo de la altitud media de la cuenca es la siguiente:

$$H_{media} = \frac{\Sigma(AI * HI)}{\Sigma A} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde

AI= Área comprendida entre dos curvas de nivel consecutivas (km²)

HI= Altitud media ente cotas adyacentes (m)

A= Área total de la cuenca(km²)

$$H_{media} = \frac{126313.16}{3.13} = 4026.76 \text{ m. s. n. m}$$

La altitud media de la cuenca es 4026.76 msnm.

6.1.4.4 *Parámetros de drenaje*

El sistema de drenaje de una cuenca puede dividirse en dos factores: la densidad de drenaje y el grado de ramificación.

6.1.4.4.1 *Densidad de drenaje*

Es un parámetro que permite definir la complejidad a través de la cuantificación del grado de desarrollo de un sistema hidrográfico, se determina como la relación entre la longitud total del cauce y su propia área. Además, a mayor densidad de drenaje se estima que el tiempo de escorrentía es menor, por lo tanto, se constituye como un factor de peligrosidad (Camino, y otros, 2018).

La densidad de drenaje se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Dd = \frac{L}{A} \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

L= longitud total de drenaje (Km)

A= Área de la cuenca (Km²)

Dd= Densidad drenaje

Entonces:

$$Dd = \frac{4.915 \text{ Km}}{3.14 \text{ Km}^2}$$

$$Dd = 1.565 \frac{\text{Km}}{\text{Km}^2}$$

Según la densidad de drenaje determinada cuyo valor es $1.565 \frac{\text{Km}}{\text{Km}^2}$, corresponde a un tipo de drenaje bueno y se lo puede observar en la Tabla 15.

Tabla 15

Clasificación del drenaje

Densidad de drenaje (km/km ²)	Categoría
Dd < 0.5	Drenaje Pobre
0.5 ≤ Dd < 1.5	Drenaje Regular
1.5 ≤ Dd < 2.5	Drenaje Bueno
2.5 ≤ Dd < 3.5	Drenaje Muy Bueno
≥ Dd 3.5	Drenaje Bien drenado

Nota. La tabla presenta la clasificación de la red de drenaje de en función de la densidad de drenaje. Fuente: Delgadillo y Páez citado por Camino et al. (2018)

6.1.4.5 Grado de ramificación

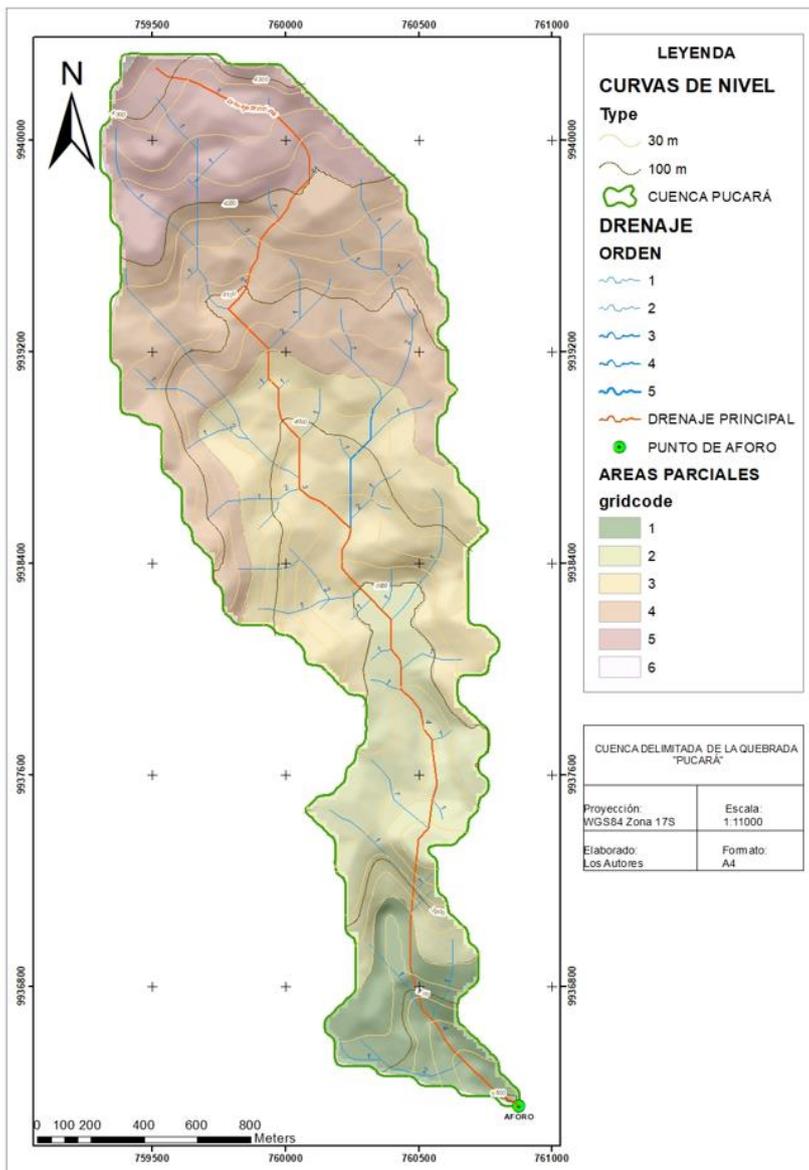
Es el orden de los ríos de una cuenca. Cuando los ríos son nacientes, es decir no tienen tributarios son denominados de orden 1, la unión de ramificaciones de orden 1 se las conoce como de orden 2, la unión de ríos de orden 2 se denominan de orden 3 y así

sucesivamente.

En la Figura 44 se presenta el orden identificado en la microcuenca del sistema de riego Pucará, cuyo orden corresponde al número 5.

Figura 44

Orden de drenaje, drenaje principal de la cuenca Pucará



Nota. La imagen muestra la red de drenaje de la microcuenca del sistema Pucará Elaborado por: Los autores, a través de ArcGIS.

6.1.4.6 Suelos

Los suelos constituyen un elemento importante en los ecosistemas terrestres, ofrecen nutrientes y el soporte a la vegetación. Así mismo es base de la vida humana y la sociedad pues es el sitio donde se asientan las personas, animales, plantas, y permite la producción. El suelo es un elemento que tiene estrecha relación con la cuenca y tiene funciones trascendentales, entre ellas ser un medio filtrante que posibilita la recarga de acuíferos y de esa forma influyendo en la calidad del agua.

Sin embargo, el suelo también se puede degradar y poner en peligro las funciones del mismo, la erosión por ejemplo es uno de los principales problemas. La degradación del suelo de la misma forma es un proceso, producto de las actividades del ser humano que hacen que su capacidad actual y futura disminuya (Quelal Montenegro, 2020).

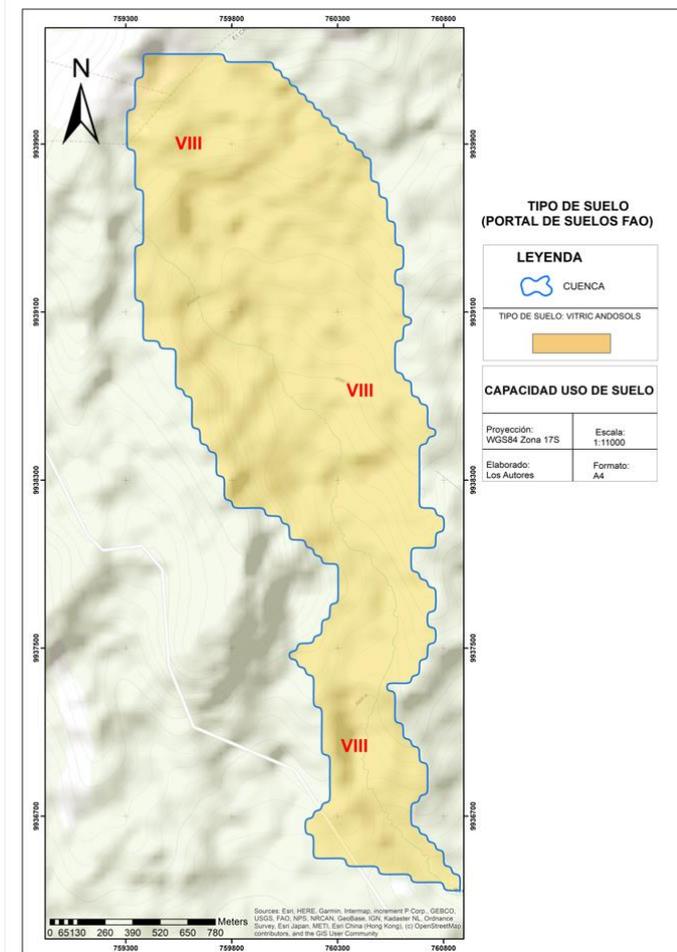
6.1.4.6.1 Tipo de suelo

La tipología del suelo de la cuenca tiene influencia en la cantidad de agua que se infiltra y percola, así mismo influye en la cantidad y la calidad de aguas subterráneas (Araue Arellano, 2019).

De acuerdo a la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura FAO, se define que la cuenca posee un tipo de suelo VIII y se observa en la Figura 45.

Figura 45

Definición de tipo de suelo de la cuenca según FAO.



Nota. Se detalla el tipo de suelo de la microcuenca. Elaborado por: Los autores, a través de ArcGIS.

6.1.4.6.2 Textura del suelo

Se define como la proporción de partículas de diámetro inferior a 2 mm existentes en el suelo, como por ejemplo la arena, limo y arcilla contenidos en el suelo (Gisbert Blanquer, Ibáñez Asensio, & Moreno Ramón, 2010). Principalmente se identifican el suelo arenoso, arcilloso y franco, a su vez en función de la cantidad de partículas que integran al suelo respecto a otro adquieren el nombre del de mayor proporción, por ejemplo, en un suelo con presencia de arena y franco con prevalencia de arena se denomina franco arenoso, y de la misma forma en sentido contrario (Cadena

citado por Bustamante, (2019).

6.1.4.6.3 Diagrama textural

Es una herramienta útil propuesta por la USDA (United States Department of Agriculture) con el propósito de determinar las clases texturales del suelo basados en los porcentajes de arena, limo y arcilla (Gisbert Blanquer , Ibáñez Asensio, & Moreno Ramón, 2010).

Consiste en un triángulo equilátero donde en cada lado corresponde una escala de 0 a 100, donde el cero es el 100 de la cara antecesora y el 100 es el cero de la siguiente, siempre siguiendo el sentido de las manecillas del reloj (Gisbert Blanquer , Ibáñez Asensio, & Moreno Ramón, 2010).

El procedimiento general consiste en ubicar dos de los valores de porcentajes de la fracción de partículas e intersecándolos trazando una recta desde la fracción textural correspondiente. Con solo dos componentes puede definirse el valor representativo, o textura del suelo pues la tercera es función de las dos primeras pues entre las tres suman el 100%. Es así como se definen las clases texturales pues el triángulo tiene definido zonas que corresponden a cada tipo.

En la Tabla 16 se indica la clasificación de porcentaje de material que compone el suelo de la microcuenca del sistema de riego Pucará. Donde al emplear el diagrama textural que se observa en la

Figura 46, se obtiene que el tipo del suelo de cuenca en su totalidad es tipo FRANCO.

Tabla 16

Textura del Suelo de la cuenca

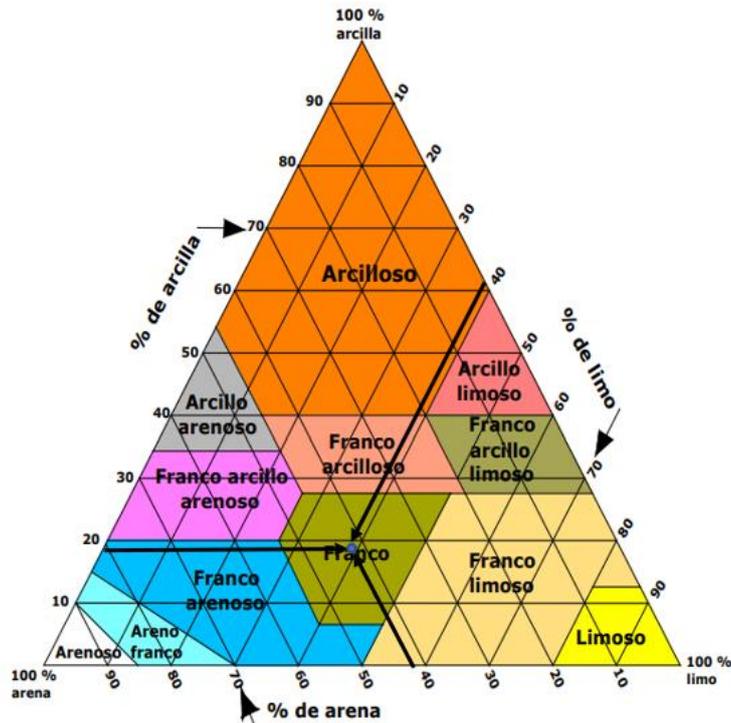
FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS

CÓDIGO DE SUELO	Porcentaje de arena	Porcentaje de limo	Porcentaje de arcilla
Tv	42.5%	39.7%	18.0%

Nota. Clasificación del suelo de la cuenca en estudio. Fuente: FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS, 2007

Figura 46

Diagrama triangular de las clases texturales básicas del suelo según el tamaño de las partículas, de acuerdo con el USDA.



Nota. Selección del tipo de textura del suelo de la microcuenca Pucará. Elaborado por: Los autores

6.1.4.6.4 Clasificación Hidrológica del Suelo

La clasificación de los suelos en grupos hidrológicos es empleada para definir la complejidad de la relación suelo-cobertura. Este se define en base a la textura que presenta el suelo y correlaciones planteadas por varios autores. En este estudio se toma como referencia a Bradbury et al (2000) citado en agua y SIG (2017), en la Tabla 17 se define el tipo de grupo.

Tabla 17*Grupos hidrológicos del suelo SCS*

Grupo hidrológico del suelo	Infiltración cuando están muy húmedos	Características	Textura
A	Rápida	Alta capacidad de infiltración > 76 mm/h	Arenosa Arenosa-limosa Franca
B	Moderada	Capacidad de infiltración 76-38 mm/h	Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa Franco-arcillosa
C	Lenta	Capacidad de infiltración 36-13 mm/h	Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa
D	Muy Lenta	Capacidad de infiltración <13 mm/h	Arcillosa

Nota. Clasificación de grupos hidrológicos del Servicio de Conservación de Suelos de EE.UU. (SCS). Fuente: Bradbury et al., (2000)

En consideración del resultado de la textura del suelo, donde se define como un suelo franco, el grupo hidrológico correspondiente es el tipo B con una capacidad de infiltración de 36-78 mm/hora, de infiltración moderada cuando están muy húmedos

6.1.4.6.5 *Capacidad de uso de suelo*

Es una clasificación técnica basada en la interpretación a partir de la combinación de los efectos del clima, y características permanentes del suelo. Tiene como finalidad diferenciar clases de capacidad de uso en base a lo cual se define su relativa adaptabilidad al cultivo de ciertos productos en la zona.

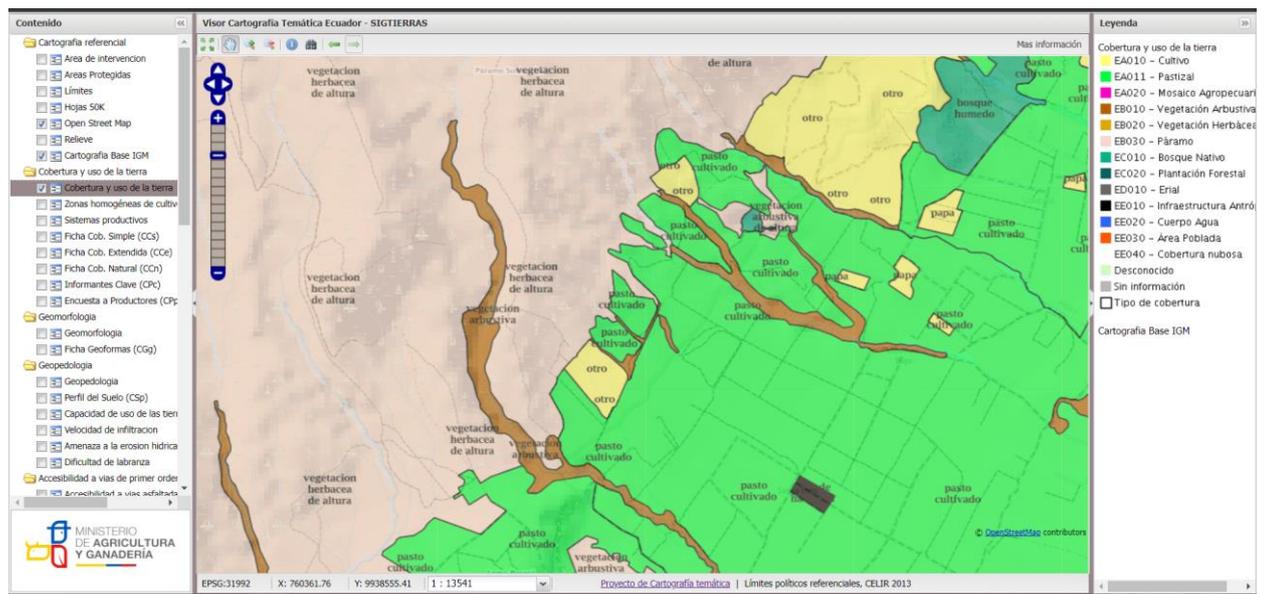
6.1.4.6.6 *Cobertura y uso de suelo*

La cobertura hace referencia a la cubierta biofísica dispuesta sobre la superficie

de la tierra, sean elementos naturales o antrópicos. Por otro lado, el uso del suelo es la ocupación que el ser humano le atribuye a cada tipo de cobertura de suelo (SIGTIERRAS, 2022). Los principales tipos de uso de suelo son agrícola, forestal y ganadero como se identifica en la Figura 47.

Figura 47

Cobertura y uso de suelo de la microcuenca



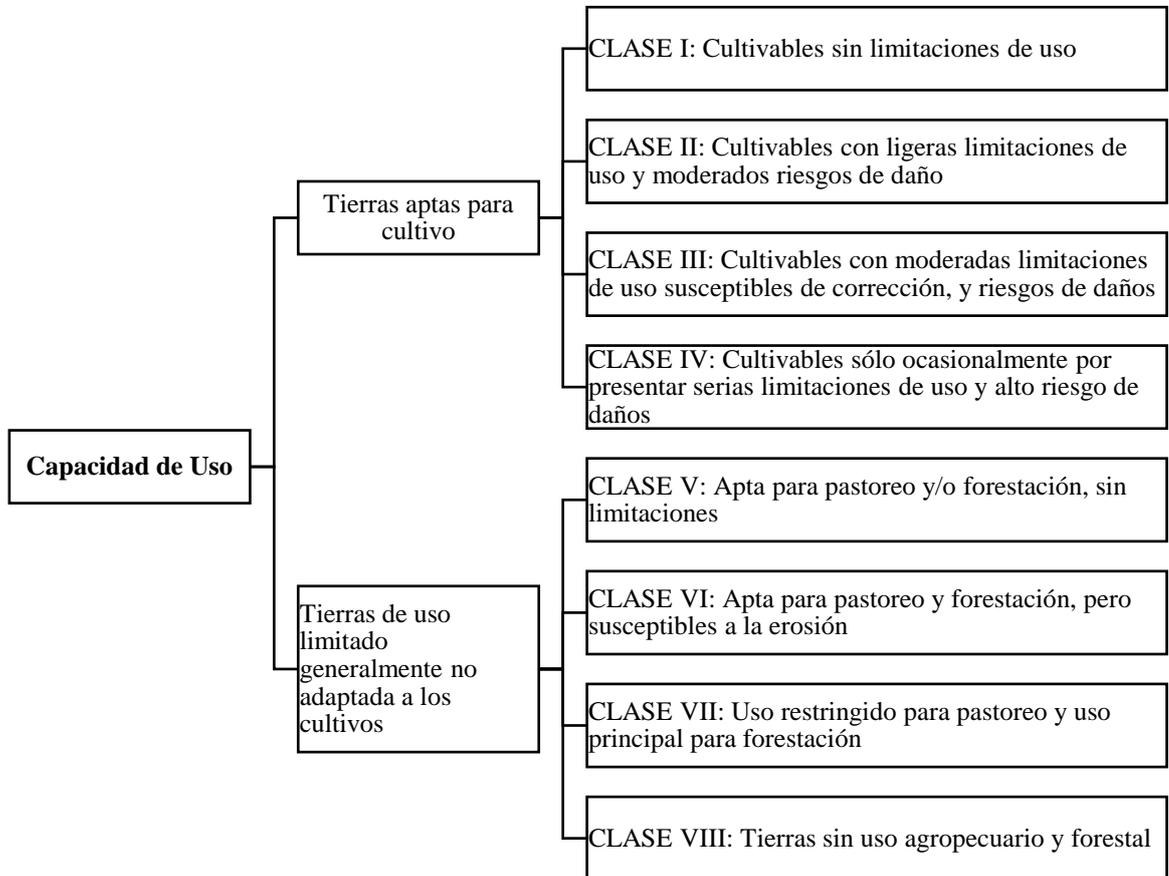
Nota. Definición de Cobertura y uso de suelo de la microcuenca del sistema Pucará. Elaborado por: Los autores, a través de plataforma SIGTIERRAS (*Geoportal del Agro Ecuatoriano*, 2022).

6.1.4.7 Capacidad uso de tierras

La categorización por la capacidad de uso permite evidenciar de forma simple y sintetizada las fortalezas y limitaciones para el uso agrícola, ganadero y forestal. Existen 8 categorías convencionales para definir la capacidad de uso, como se observa en la Figura 48.

Figura 48

Clasificación de la capacidad de uso de suelo del suelo



Nota. Resumen de la clasificación de la capacidad de uso de suelo Elaborado por: Los autores, a partir de (Zelada & Maquire , 2005).

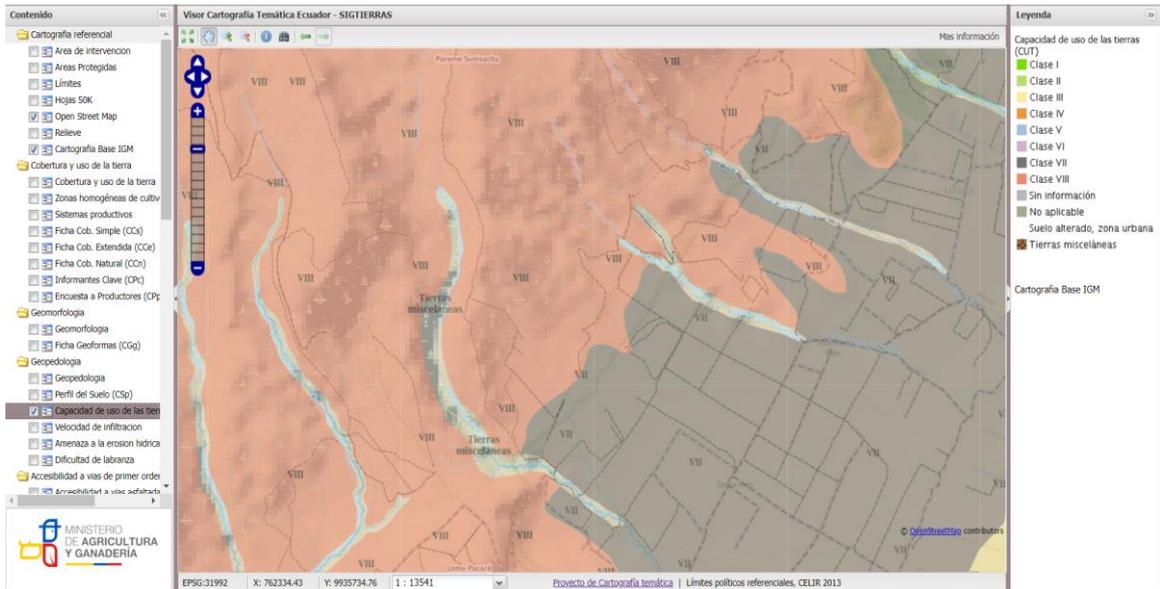
A partir de la plataforma SIGTIERRAS (ver Figura 49), se determinan los dos tipos de capacidad de uso predominantes:

- **Clase VII.:** caracterizado por estar limitados de forma permanente y severa al emplear pastos o silvicultura. Las pendientes de este tipo de suelos son fuertes, erosionadas, accidentados, someros, áridos o inundados. El aprovechamiento es mediano o pobre por lo tanto debe manejarse cuidadosamente.
- **Clase VIII.** Se caracteriza por no ser apto para silvicultura y para pastos,

sino que son aptos para fauna silvestre, esparcimiento o usos hidrológicos. Sus características son: ser esqueléticos, pedregosos, rocosos desnudas, en pendientes extremas, entre otros.

Figura 49

Capacidad de uso de suelo de la cuenca a partir de SIGTIERRAS



Nota. Definición de la capacidad de uso de suelo de la microcuenca del sistema Pucará. Elaborado por: Los autores, a través de plataforma SIGTIERRAS (*Geoportal del Agro Ecuatoriano, 2022*).

6.1.4.7.1 Cobertura vegetal

Se refiere a la capa de vegetación natural que cubre la superficie terrestre (Educación Ambiental, 2022).

A partir de la información generada de la plataforma SIGTIERRAS como se muestra en la Figura 49 **Error! Reference source not found.**, e información visual de campo Figura 50, se determina el uso, siendo este el agrícola que posee la cuenca y se lo resume como se indica en la Tabla 18.

Figura 50

Memoria fotográfica de la cobertura vegetal de la cuenca



Nota. Cobertura vegetal de la microcuenca del sistema Pucará. Elaborado por: Los autores

Tabla 18

Resumen de la cobertura de uso de suelo de la microcuenca

USO AGRÍCOLA	% ÁREA PARCIAL
Praderas o pastizales	2%
Sabana	98%

Nota. Resultados del estudio de suelo. Elaborado por: Los autores

En base al resumen de Tabla 18 se determina que la cobertura vegetal es de 98% para Sabana y 2% para praderas y pastizales.

6.1.4.8 *Determinación del número de curva*

El número de curva es un parámetro de la hidrología que permite determinar cuál es el potencial de escorrentía que se presenta en una cuenca hidrográfica y se puede observar en la Tabla 19. Su definición depende del tipo, densidad y tratamiento de

coberturas y del grupo hidrológico (Díaz Carvajal & Mercado Fernández, 2017).

Tabla 19

Numero de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas (condiciones de humedad antecedentes II e Ia=2S)

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA GRUPOS DE SUELOS HIDROLÓGICOS			
		A	B	C	D
Pastos, forraje para pastoreo ¹	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Prados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segados para heno	---	30	58	71	78
Maleza mezclada con pasto de semilla con la maleza como principal elemento ²	Mala	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30 ³	48	65	73
Combinación de bosques y pastos (huertas o granjas con árboles) ⁴	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques ⁵	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes	---	59	74	82	86

Fuente: (Angulo & Velásquez, 2017)

Se determina que el valor de numero de curva es CNII= 58 correspondiente a (grados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segados para heno).

En el cálculo de caudal máximo de escorrentía es la perteneciente a la **Condición de humedad antecedentes húmedas (CNIII)**, como se muestra en la siguiente expresión.

$$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + (0.13 * CN_{II})}$$

$$CN_{III} = \frac{23 * 58}{10 + (0.13 * 58)}$$

$$CN_{III} = 76.05$$

6.1.4.9 Cálculo de la infiltración por el método SCS

6.1.4.9.1 Determinación de la Abstracción Inicial

La abstracción inicial está en función de características y usos del suelo. Un análisis empírico hecho por el SCS encontró que la mejor forma para estimar Ia es:

$$Ia = 0.2 * S \quad (\text{Ec. 38})$$

$$S = 25.4 * \left[\frac{1000}{CN} - 10 \right] \quad (\text{Ec. 39})$$

Donde:

Ia = Abstracción inicial

S = Infiltración potencial (mm)

CN = Numero de curva

Entonces:

$$S = 25.4 * \left[\frac{1000}{76.05} - 10 \right]$$

$$S = 80.94 \text{ mm}$$

6.2 Estimación de caudales mínimos, medios y de avenida en la fuente

6.2.1 Método Racional

El método racional se basa en el supuesto de que los eventos de precipitación de intensidad constante ocurren a lo largo de la cuenca de captación (Pérez, 2015).

Mediante este método es posible determinar el escurrimiento máximo producido por una lluvia de intensidad constante que cae uniformemente sobre la superficie de una

cuenca con un rango permisible de 300 a 500 hectáreas (Ha).

El método racional es un modelo hidrometeorológico para obtener el caudal máximo de una cuenca en un período de retorno dado, mediante la siguiente fórmula:

$$Q = 0.278 * C * I * A \quad (\text{Ec. 40})$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

C = Coeficiente de esorrentía

A= Área de la cuenca en Km²

6.2.2 *Determinación del tiempo de concentración*

Se define como el tiempo que tarda el agua que cae en el punto más alejado hasta llegar al punto base, punto de control o desembocadura de la cuenca. Esto se puede definir mediante un modelo matemático que tiene en cuenta variables como la longitud del cauce, pendiente, entre otras. El tiempo de concentración se utiliza para determinar posibles inundaciones repentinas en una cuenca en función de sus características físicas. Hay muchas formas de calcular el tiempo de concentración (Aparicio Mijares, 1992, p. 208).

En el análisis del tiempo de concentración se lo opta por la ecuación desarrollado por Kirpich, cuya expresión es:

$$t_c = 0.398 * \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76} \quad (\text{Ec. 41})$$

Donde:

t_c= tiempo de concentración

L = Longitud del cauce (Km)

S= Pendiente media de la cuenca(m)

La pendiente se calcula con la cota mayor y menor de la cuenca sobre la longitud del cauce, cota mayor 4380msnm y menor 3600msnm.

$$S = \frac{4380 - 3600}{4915} = 0.1586$$

$$t_c = 0.398 * \left[\frac{4.915}{0.158^{0.25}} \right]^{0.76}$$

$$t_c = 2.69\text{Hr} = 161.47\text{min}$$

6.2.3 Determinación de las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia)

La curva intensidad-duración-frecuencia desarrollada por el INAMHI en la actualización del estudio de lluvias intensas Quito-Ecuador 2015, permite determinar la intensidad. Estas ecuaciones se eligen para la mayor intensidad de lluvia diaria máxima considerada respecto a la estación más cercana y aborda 73 estudios de lluvias intensas (Bustamante, 2019).

La estación M5027 Loma Hurco Illinizas, es la referida para el área de estudio, se trata de una estación Meteorológica de coordenadas N 9936280 E 760317 a una altitud de 3727 msnm. El motivo de esta selección se basa en la ubicación de la misma, ya que se encuentra cerca del lugar del proyecto, la estación cuenta con 15 años de registro desde el año 2007 hasta 2021 contando con registros de precipitación mensual y máxima diaria.

6.3 Relleno y validación de datos obtenidos de los anuarios meteorológicos

Cuando existen varios observatorios o estaciones con las mismas características en un área, el análisis de todas estas resulta innecesario, es por esa razón que resulta prudente emplear la información histórica de una sola estación, y utilizar las demás para completar los datos faltantes con las estaciones vecinas (Almeida, 2010)

La realización de un Estudio Hidrológico requiere de bases de datos de las cuencas correspondientes, pero estos son derivados de instrumentos que inevitablemente se dañan por diversas causas por lo que se generan una gran cantidad

de datos incompletos que requieren procesamiento estadístico, comúnmente utilizado para complementar y verificar datos faltantes.

6.3.1 *Método de proporción normal.*

El método consiste en el valor normal de precipitación anual en la estación "x", también llamado valor de precipitación de estación cercana, o índice (1,2, n), y la ponderación de cada una de las estaciones cercanas.

Para completar los datos faltantes, toda vez que se conocen otras estaciones meteorológicas cercanas durante este período, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$P_x = \frac{1}{n} \left[\left(\frac{N_x}{N_1} \right) * P_1 + \left(\frac{N_x}{N_2} \right) * P_2 + \dots + \left(\frac{N_x}{N_n} \right) * P_n \right] \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde:

n= Número de estaciones meteorológicas con datos de registros continuos cercanas a la estación "x"

P_x= precipitación de la estación "x" durante el período de tiempo por completar

P₁ a P_n = Precipitación de la estación 1 a n durante el período de tiempo por completar

N_x= precipitación media anual a nivel multianual de la estación "x"

N₁ a N_n = precipitación media anual a nivel multianual de las estaciones de 1 a n

Al realizar un análisis de las estaciones meteorológicas de trabajo, con su base de datos de series continuas de registro de precipitaciones, se logra desarrollar los correspondientes rellenos de datos faltantes, presentándose con un ejemplo, utilizando el método de la proporción normal.

Se procede con el relleno de datos de la estación Reserva Ecológica Illinizas (REI) con código M5077 en el mes de febrero y marzo del año 2014, con la ayuda de la estación más cercana y la única con registros completos de precipitaciones mensuales en dicho año, que es Loma Hurco Illinizas con código 5027.

A continuación, se presenta en la Tabla 20, los datos necesarios para la

estimación de la precipitación, las celdas en amarillo representan los datos faltantes:

Tabla 20

Datos para la estimación de la precipitación

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL (mm)		
	P1	PX
AÑO 2014	M5027	M5077
ENERO	138.5	5.9
FEBRERO	140	ND
MARZO	158.5	ND
ABRIL	149.5	5.4
MAYO	181.1	164.7
JUNIO	80.3	81
JULIO	24.5	33.9
AGOSTO	25.2	20.5
SEPTIEMBRE	90.3	67
OCTUBRE	114.9	121
NOVIEMBRE	67	53.9
DICIEMBRE	106.3	95.8
	<i>NI</i>	<i>Nx</i>
PROMEDIO	106.3416667	64.91

Elaborado por: Los autores, a partir de datos de la investigación

$$P_{febrero} = \frac{1}{1} * \left[\frac{64.91}{106.34} * 140 \right]$$

$$P_{febrero} = 85.46 \text{ mm}$$

$$P_{marzo} = \frac{1}{1} \left[\frac{64.91}{106.34} * 158.5 \right]$$

$$P_{\text{marzo}}=96.75 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se presenta a continuación en la Tabla 21, los datos rellenos

Tabla 21

Datos de precipitación media mensual completa

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL (mm)		
	P1	PX
AÑO 2014	M5027	M5077
ENERO	138.5	5.9
FEBRERO	140	85.46
MARZO	158.5	96.75
ABRIL	149.5	5.4
MAYO	181.1	164.7
JUNIO	80.3	81
JULIO	24.5	33.9
AGOSTO	25.2	20.5
SEPTIEMBRE	90.3	67
OCTUBRE	114.9	121
NOVIEMBRE	67	53.9
DICIEMBRE	106.3	95.8
	<i>NI</i>	<i>Nx</i>
PROMEDIO	106.3416667	64.91

Elaborado por: Los autores, a partir de datos de la investigación

6.3.2 Análisis de correlación y regresión

Este análisis es muy útil en hidrología y también se usa a menudo como una forma de completar los datos faltantes de una estación en base a otra estación que requiere una base de datos completa.

Se define como correlación a la relación entre dos o más variables, generalmente cuando los valores de una variable retroceden sobre la otra, es decir, cuando hay una

línea de regresión que se ajusta a la nube de puntos, se puede estimar los datos de las variables tomando como referencia los datos de la otra variable (Gutiérrez, 2014).

Para determinar el grado de dependencia entre estas series de datos se utiliza el coeficiente de correlación (r) y la fórmula de cálculo entre n pares de valores de las variables es:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) * (Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 * \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}} \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde:

X =variable independiente

Y =variable dependiente

\bar{X} =promedio de los valores de x

\bar{Y} =promedio de valores de y

Los valores que adopta este coeficiente de correlación se encuentran entre valores de 1 y -1. Si r se acerca al valor de 1, se puede decir que la correlación es perfecta positiva, caso contrario si r se acerca al valor de -1, es una correlación perfecta negativa. En el caso de que r se acerque a 0, se puede decir que las variables x e y , no se correlacionan linealmente.

Por lo general para el relleno de datos hidrometeorológicos se pueden adoptar valores de coeficiente de correlación que estén entre los siguientes rangos. $0.7 \leq r \leq 1$

Para determinar el grado de r se puede utilizar el criterio de valoración propuesto por Chaddock y Appolov, como sigue a continuación en la Tabla 22:

Tabla 22*Datos de precipitación media mensual completa*

<i>Valoración del coeficiente r según Chaddock y Appollov</i>			
Rango de r	Grado de correlación Chaddock	Rango de r	Bondad de pronóstico de Appollov
<0.3	Muy bajo	-	-
0.3-0.5	Bajo	-	-
0.5-0.7	Medio	<0.6	Insuficiente
0.7-0.9	Bueno	>0.6	Bajo
0.9-1.0	Muy bueno	>0.8	Suficiente
r=1	Funcional	>0.9	Buena

Fuente: Gutiérrez, C, 2014

En el caso que exista una regresión, se puede generar una ecuación que describa la relación entre dos variables, denominada ecuación de regresión lineal simple, la cual tiene la siguiente forma, que no es más que la ecuación de la recta:

$$y_i = a + b x_i + e_i \quad (\text{Ec. 44})$$

Donde:

 y_i =variable dependiente

a y b = términos independientes que son obtenidos por medio de fórmulas, geometría analítica, o a su vez mediante hojas electrónicas al elegir la línea de tendencia y consecuentemente nos arroja la ecuación de la misma

 x_i =variable independiente e_i =residuo o error

A manera de ejemplo, se procede a tomar los datos de las precipitaciones mensuales del año 2015 de las estaciones Loma Hurco y REI, los cuales tienen un coeficiente de correlación bueno, según la tabla de Chaddock y Appollov.

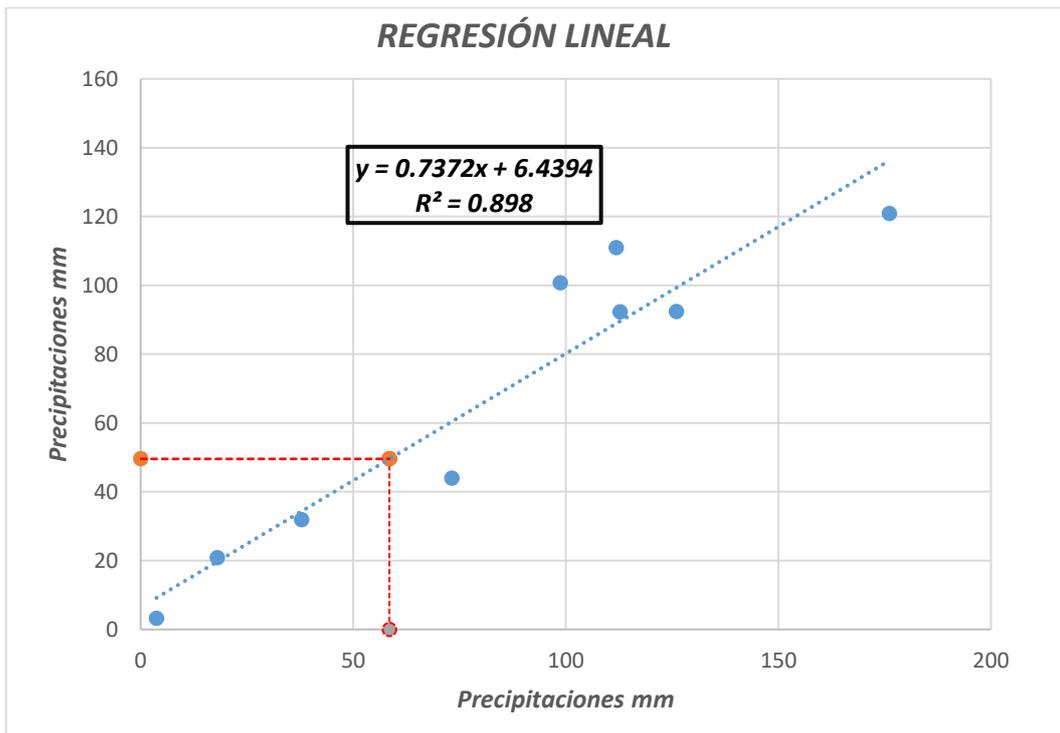
Con la ayuda del software Excel, ya que mediante este se puede obtener la

ecuación de regresión al igual que el coeficiente r, se procede hacer el relleno de datos faltantes por el método de correlación y regresión.

En la Figura 51 se indica la aplicación del método de regresión lineal.

Figura 51

Aplicación del método de regresión lineal



Nota. Ecuación de correlación y regresión lineal. Elaborado por: Los autores, a través de Microsoft Excel

En la Tabla 23, se indica la precipitación mensual del año 2015 de las estaciones M5027 Y M5077.

Tabla 23*Datos de precipitación media mensual incompleta para julio*

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL (mm)		
	PX	PY
AÑO 2015	M5027	M5077
ENERO	112.8	92.3
FEBRERO	73.2	43.9
MARZO	176.1	120.9
ABRIL	111.9	110.9
MAYO	98.7	100.7
JUNIO	37.9	31.9
JULIO	58.5	ND
AGOSTO	3.7	3.2
SEPTIEMBRE	18	20.8
OCTUBRE	126	92.4
NOVIEMBRE	153.7	139.1
DICIEMBRE	48.7	29.8

Elaborado por: Los autores, a partir de datos de la investigación

Después de los respectivos análisis para el relleno de datos, en la Tabla 24 se indican las celdas en amarillo como datos rellenos.

Tabla 24*Datos de precipitación media mensual completa para julio*

PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL (mm)		
	PX	PY
AÑO 2015	M5027	M5077
ENERO	112.8	92.3
FEBRERO	73.2	43.9
MARZO	176.1	120.9
ABRIL	111.9	110.9
MAYO	98.7	100.7
JUNIO	37.9	31.9
JULIO	58.5	49.57
AGOSTO	3.7	3.2
SEPTIEMBRE	18	20.8
OCTUBRE	126	92.4
NOVIEMBRE	153.7	139.1
DICIEMBRE	48.7	29.8

Nota. Dato rellenado en color amarillo por el método de regresión lineal. Elaborado por: Los autores, a partir de datos de la investigación

En el Anexo 2 se muestra la base de datos del registro anuario meteorológico dispuesto por el FONAG (Fondo Para la Protección del Agua) con el correspondiente relleno de datos de la estación M5027 respecto al área de estudio.

6.3.3 Datos dudosos

Los datos dudosos (Outliers) son puntos de datos que se desvían significativamente de la tendencia del resto de los datos. Estos pueden deberse a errores de registro o adquisición de datos que dificultan el ajuste de la distribución (Leiva & Rodríguez, 2016).

Para detectar los datos dudosos se determinan los umbrales superior e inferior para cada serie de datos de caudales máximos de las estaciones en análisis. VenTe Chow

recomienda las siguientes fórmulas:

$$YH = y + Kn * Sy \quad (\text{Ec. 45})$$

$$YL = y - Kn * Sy \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde

YH=umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas

YL= umbral inferior para datos dudosos en unidades logarítmicas y media de los logaritmos de los caudales

Sy= desviación estándar de los logaritmos de los caudales

Kn= valor tabulado para una muestra de tamaño n (tomado del libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow).

En la Tabla 25 se muestra los valores de Kn para realizar la prueba de datos dudosos, una vez obtenido el valor de Kn se obtiene el umbral de datos dudosos máximo y mínimo.

Tabla 25

Valores de kn para prueba de datos dudosos

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

Fuente: (Leiva & Rodríguez, 2016)

De la misma forma el valor de la desviación estándar de los logaritmos de los caudales se calcula mediante:

$$S_y = \sqrt{\frac{1}{N-1} * \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2} \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

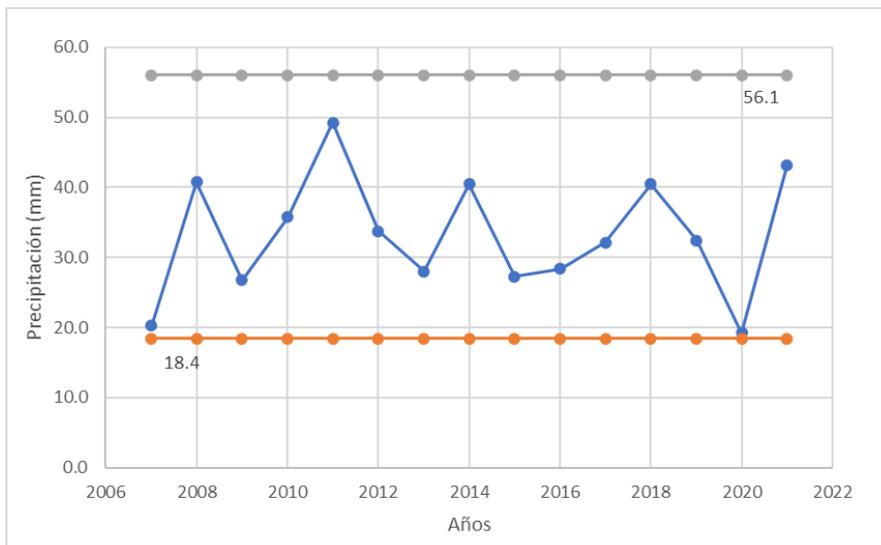
\bar{y} = Promedio de los logaritmos en base 10 de los datos

En el **Error! Reference source not found.** se observa los valores de la precipitación máxima y mínima aceptada a través del método Water Resources Council.

En la Figura 52 se observa que los datos obtenidos del anuario de la FONAG de la estación M5027 se encuentran dentro del rango establecido por el método, donde precipitación máxima y mínima son $Ph_{\text{máx}}=56.067\text{mm}$, $Ph_{\text{min}}=18.42$.

Figura 52

Límite inferior y superior, comparación de datos dudosos de la estación M 5027



Elaborado por: Los autores, a través de Microsoft Excel

6.3.4 Precipitación máxima Probable en 24 Horas

Es la cantidad de precipitación teórica más elevada para una determinada duración que tiene lugar sobre una determinada zona y en un espacio temporal

especifico (Casas, Lorente, Rodríguez, & Redaño, 2005). Para este estudio se consideran las series de precipitación máxima diaria disponibles al momento para determinar los valores de precipitación máxima esperada para diferentes períodos de retorno. Las series de datos se analizaron utilizando las distribuciones de probabilidad más comunes, entre ellas: Normal, Exponencial, LogNormal, Gamma, Pearson III, LogPearson III y Gumbel y posteriormente se empleó la prueba de bondad de Kolmogorov - Smirnov para identificar las distribuciones de mejor ajuste como se muestra en el **Error! Reference source not found.** (Ávila, Cárdenas, & Gonzáles, 2015, pp. 22-23).

Una vez realizado la prueba de bondad de Kolmogorov se observa que la mejor opción es analizar con la distribución de probabilidades Log Normal, en el **Error! Reference source not found.** se presentan la precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno.

En la Tabla 26 se muestra el resumen de los valores de los parámetros estadísticos Log Normal siendo la que mejor se ajusta en el proyecto.

Tabla 26

Parámetros estadísticos de las series de precipitación máxima en 24 horas

Numero de datos; n	15
Suma; Σ	22.6052
Máximo	1.6924
Mínimo	1.2833
Promedio; X prom	1.5070
Desviación estándar; s	0.11723255
Coficiente asimetría; Cs	-0.44884587
$K=Cs/6$	-0.07480764

Elaborado por: Los autores

Por medio de los valores del **Error! Reference source not found.** se procede a generar los valores de intensidad para diferentes períodos de retorno a través de la ecuación mostrada:

$$I = \frac{P_D}{D} \quad (\text{Ec. 48})$$

Donde:

PD = precipitación máxima de duración D, en mm

D = duración de la precipitación, en horas

En la Tabla 27 se observa que en la columna 1 se presenta la duración en minutos y en la fila 2 el tiempo de retorno, a partir de la columna 3 fila 4 se presenta la intensidad en mm/ h para diferentes períodos de retorno y duración.

Tabla 27

Valores de intensidades

Duración (Horas)	Duración (min)	Período de Retorno (Años)								
		2.00	5.00	10.00	25.00	50.00	100.00	200.00	500.00	1000.00
Intensidad (mm/hr)										
0.08	5	105.79	132.77	149.51	169.69	184.16	198.22	212.03	230.06	243.61
0.17	10	62.90	78.94	88.90	100.90	109.50	117.86	126.07	136.79	144.85
0.25	15	46.41	58.24	65.59	74.44	80.79	86.96	93.02	100.93	106.87
0.33	20	37.40	46.94	52.86	60.00	65.11	70.08	74.96	81.34	86.13
0.42	25	31.64	39.71	44.71	50.75	55.08	59.28	63.41	68.80	72.86
0.50	30	27.59	34.63	39.00	44.26	48.04	51.71	55.31	60.01	63.55
0.58	35	24.58	30.85	34.74	39.43	42.79	46.06	49.27	53.46	56.61
0.67	40	22.24	27.91	31.43	35.67	38.71	41.67	44.57	48.36	51.21
0.75	45	20.36	25.55	28.77	32.66	35.44	38.15	40.81	44.27	46.88
0.83	50	18.81	23.61	26.59	30.18	32.75	35.25	37.70	40.91	43.32
0.92	55	17.51	21.98	24.75	28.09	30.49	32.82	35.10	38.09	40.33
1.00	60	16.41	20.59	23.19	26.32	28.56	30.74	32.89	35.68	37.78
2.00	120	9.76	12.24	13.79	15.65	16.98	18.28	19.55	21.22	22.47
3.00	180	7.20	9.03	10.17	11.55	12.53	13.49	14.43	15.65	16.58
4.00	240	5.80	7.28	8.20	9.31	10.10	10.87	11.63	12.62	13.36
5.00	300	4.91	6.16	6.94	7.87	8.54	9.19	9.84	10.67	11.30
6.00	360	4.28	5.37	6.05	6.87	7.45	8.02	8.58	9.31	9.86
7.00	420	3.81	4.79	5.39	6.12	6.64	7.14	7.64	8.29	8.78
8.00	480	3.45	4.33	4.87	5.53	6.00	6.46	6.91	7.50	7.94

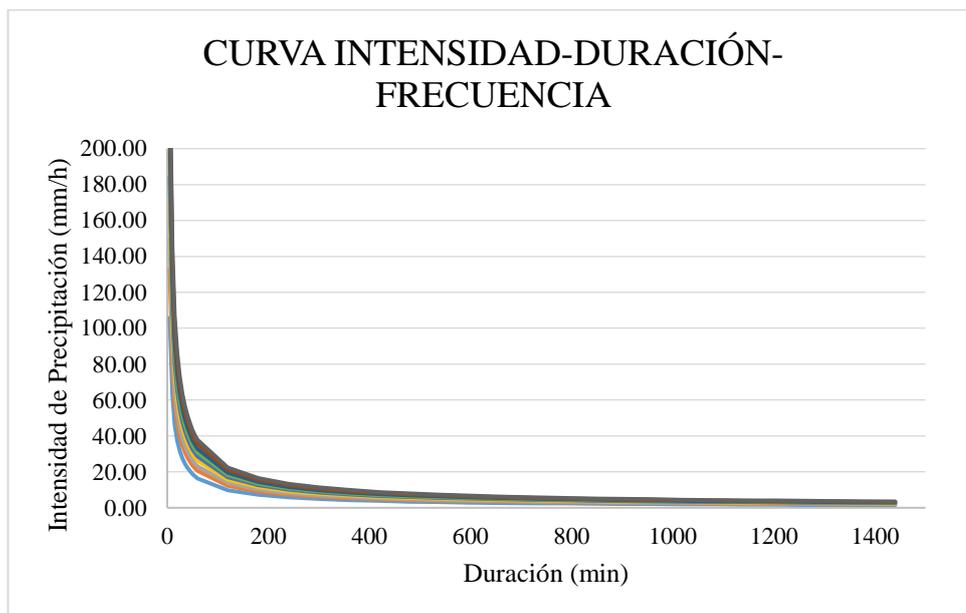
9.00	540	3.16	3.96	4.46	5.07	5.50	5.92	6.33	6.87	7.27
10.00	600	2.92	3.66	4.12	4.68	5.08	5.47	5.85	6.35	6.72
11.00	660	2.72	3.41	3.84	4.36	4.73	5.09	5.44	5.91	6.26
12.00	720	2.54	3.19	3.60	4.08	4.43	4.77	5.10	5.53	5.86
13.00	780	2.40	3.01	3.39	3.84	4.17	4.49	4.80	5.21	5.52
14.00	840	2.27	2.85	3.20	3.64	3.95	4.25	4.54	4.93	5.22
15.00	900	2.15	2.70	3.04	3.45	3.75	4.03	4.31	4.68	4.96
16.00	960	2.05	2.57	2.90	3.29	3.57	3.84	4.11	4.46	4.72
17.00	1020	1.96	2.46	2.77	3.14	3.41	3.67	3.93	4.26	4.51
18.00	1080	1.88	2.36	2.65	3.01	3.27	3.52	3.76	4.08	4.32
19.00	1140	1.80	2.26	2.55	2.89	3.14	3.38	3.61	3.92	4.15
20.00	1200	1.73	2.18	2.45	2.78	3.02	3.25	3.48	3.77	4.00
21.00	1260	1.67	2.10	2.36	2.68	2.91	3.13	3.35	3.64	3.85
22.00	1320	1.62	2.03	2.28	2.59	2.81	3.03	3.24	3.51	3.72
23.00	1380	1.56	1.96	2.21	2.51	2.72	2.93	3.13	3.40	3.60
24.00	1440	1.51	1.90	2.14	2.43	2.63	2.84	3.03	3.29	3.48

Elaborado por: Los autores

Con los resultados de la Tabla 27, se realiza las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia) como se observa en la Figura 53.

Figura 53

Gráfica curvas IDF



Elaborado por: Los autores, a través de Microsoft Excel

Obtenida las curvas IDF a través de una regresión lineal múltiple como se muestra en el **Error! Reference source not found.** se determina la ecuación de la intensidad que está en función del período de retorno y la duración, la ecuación de intensidad es la siguiente:

$$I \text{ máx} = \frac{K * T^m}{D^n}$$
$$I = \frac{358.063 \times T^{0.1273}}{D^{0.750}} \quad (\text{Ec. 49})$$

Donde:

I máx =intensidad máxima de lluvia, en mm/h

T = período de retorno, en años

D = duración, en minutos

6.3.5 *Coefficiente de escorrentía*

El coeficiente de escorrentía **C** se define como la relación entre la cantidad de agua perdida por percolación o evaporación en el suelo y la cantidad de agua depositada en la superficie del terreno. Este factor es una función de parámetros como “la forma de la superficie de la cuenca (pendiente de la cuenca), características del terreno (tipo de vegetación y cobertura, tipo de suelo y áreas impermeables), almacenamiento y otras características de detención” (Rodríguez , Torres, & León , 2000, p. 16).

El coeficiente de escurrimiento **C**, es considerado una variable que su determinación implica con un alto grado de incertidumbre pues representa una relación adimensional entre la capa de escorrentía superficial y la capa de precipitación producida por una cuenca en particular (Chiarito, Zimmermann, & Méndez, 2018).

En la Tabla 28 se indica los coeficientes de escorrentía que está en función de la cobertura vegetal y la pendiente de la cuenca, el valor que se adquiere es de 0.35 al encontrarse en (bosques, vegetación densa y un tipo de suelo semipermeable), el valor seleccionado es la alternativa que mejor se ajusta a las condiciones de estudio en este proyecto.

Tabla 28*Coefficiente de escorrentía, según Benítez et al. (1980)*

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

Fuente: Lemus & Navarro (2003)

Obtenido los parámetros de intensidad y coeficiente de escorrentía para el área de estudio, se calcula el caudal máximo de escurrimiento a través del método racional con un período de 50 años y un tiempo de concentración de 161.47 min. El cálculo se lo presenta a continuación:

$$I = \frac{358.063 \times 50^{0.1273}}{161.47^{0.750}} = 13.007 \text{ mm/h}$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 13.007 \text{ mm/h} * 3.14 \text{ Km}^2$$

$$Q = 3.97 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \approx 3973.92 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

6.3.6 Método del hidrograma unitario del SCS

Los hidrogramas unitarios sintéticos surgen como la solución a las situaciones en las que no se cuentan con datos históricos de las cuencas hidrográficas. Se trata de un modelo hidrológico desarrollado mediante una formulación empírica que permiten

determinar el escurrimiento en función de las características morfométricas de la zona de estudio, en definitiva, relaciona parámetros propios de la metodología como: caudal pico, tiempo al pico, tiempo base y otros con los procesos hidrológicos que se presentan en la cuenca, siendo ellos el área, pendiente, longitud del cauce principal y otros (Vargas-Garay, Torres-Goyeneche, & Carrillo-Soto, 2019).

Una vez estimadas las propiedades morfométricas deseadas, se puede calcular el hidrograma. Esto se combina con la precipitación disponible para producir un hidrograma de descarga directa de la cuenca de estudio. Si desea la descarga máxima asociada con un período de retorno particular, se realiza una convolución sobre la precipitación disponible con ese período de retorno, y se asume que el pico del hidrograma de liberación directa representa la descarga máxima requerida por su probabilidad de ocurrencia, Smith, 1997 citado por (EAFIT).

6.3.7 *Hietograma de Diseño*

El hietograma de diseño se determina en base al análisis estadístico de varios elementos, como la altura, duración y forma que intervienen en los eventos lluviosos. Una vez definido, se transforma en parámetros de escorrentía a través del modelo lluvia-escorrentía, además la tormenta de diseño es la que guía la probabilidad de ocurrencia (Arnaud, 1997). La generación de los hietogramas permite conocer la evolución de las lluvias que se han registrado en un rango específico de tiempo.

$$I = \frac{358.063 \times T^{0.1273}}{D^{0.750}} \quad (\text{Ec. 50})$$

Se parte de la condición crítica, bajo la premisa que el tiempo de concentración será igual a la duración de la lluvia (D), es decir, que la cuenca contribuye de forma eficaz al desagüe en el momento que la tormenta finaliza. Se determina de ese modo lo siguiente:

$$D = T_c = 161.47 \text{ min} \approx 160 \text{ min}$$

Para un período de retorno de 50 años se determina la intensidad para un intervalo de tiempo que sea igual o similar el tiempo de concentración estimado en este estudio, en la Tabla 29 se encuentra el resumen del hietograma según el método de

bloques alternos (alternating block method, Chow et al. 1994).

Tabla 29

Resumen de la tabla de hietograma

MÉTODO DE BLOQUES ALTERNOS						
Duración	Intensidad	Profundidad acum.	Profundidad incremental	Tiempo		Precipitación
min	mm/h	mm	mm	min	min	
20	62.29	20.76	20.76	0	20	1.15
40	37.04	24.69	3.93	20	40	1.45
60	27.33	27.33	2.63	40	60	2.04
80	22.02	29.36	2.04	60	80	3.93
100	18.63	31.05	1.68	80	100	20.76
120	16.25	32.50	1.45	100	120	2.63
140	14.47	33.77	1.28	120	140	1.68
160	13.10	34.92	1.15	140	160	1.28
180	11.99	35.96	1.04	160	180	1.04

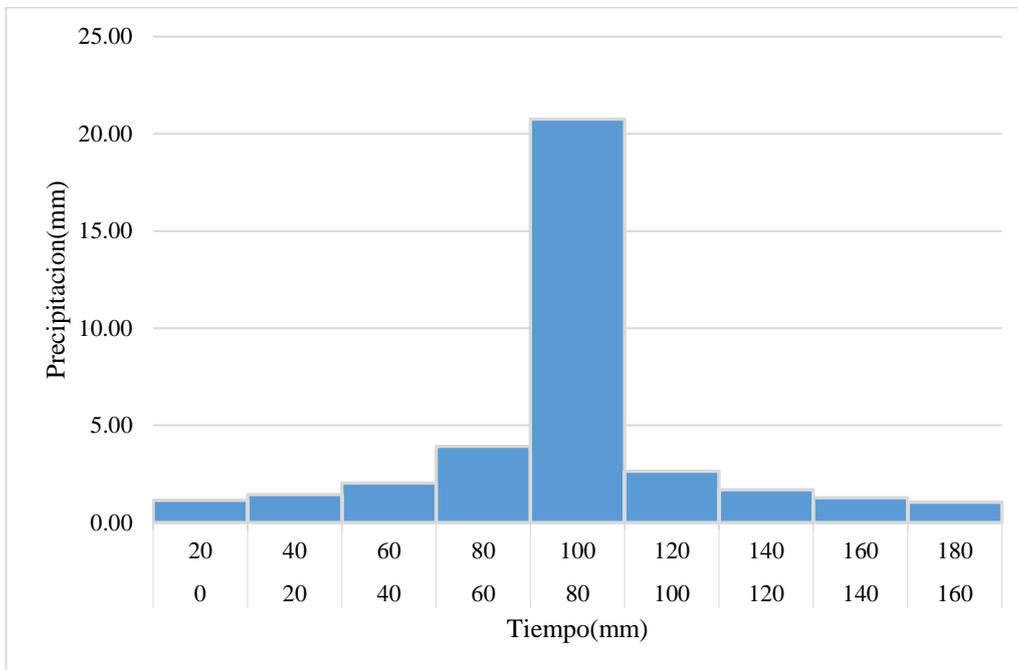
Elaborado por: Los autores

En la columna dos de la Tabla 29 se muestra la intensidad a partir de las curvas IDF o de la ecuación generada del mismo, en la tercera columna se encuentra la precipitación para cada tiempo de duración, la columna sexta se reordena los bloques y se obtiene la distribución final de precipitaciones.

En la Figura 54. se muestra el hietograma resultante de la precipitación máxima de la cuenca.

Figura 54

Hietograma de la precipitación total



Elaborado por: Los autores, a través de Microsoft Excel

6.3.8 Precipitación Neta

La precipitación neta se define la parte de la precipitación que genera escorrentía directa y es esa la que se denomina P neta, P efectiva o P en exceso. Por otro lado, la parte de la precipitación que no genera escorrentía subsiste como retención superficial o se infiltra y que posteriormente se evapotranspira o llega a la escorrentía subterránea, esto se denomina abstracción, y se entiende como el agua perdida para la escorrentía directa (Lizarazo, Peñaloza, & Toloza, 2019)

Este método es conocido bajo la denominación Curve Number Method, y posibilita el cálculo de la precipitación neta por medio de la abstracción inicial tomada como el aproximadamente el 20% de la abstracción total, la precipitación neta (Pn) se determina con la siguiente ecuación:

$$Pn = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{(P + 0.8 * S)} \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde:

Pn= Precipitación neta (mm)

P= Precipitación total, (35.96mm)

S= Infiltración total, (80.94 mm)

$$Pn = \frac{(35.96\text{mm} - 0.2 * 80.94\text{mm})^2}{(35.96\text{mm} + 0.8 * 80.94\text{mm})}$$

$$Pn = 3.88\text{mm}$$

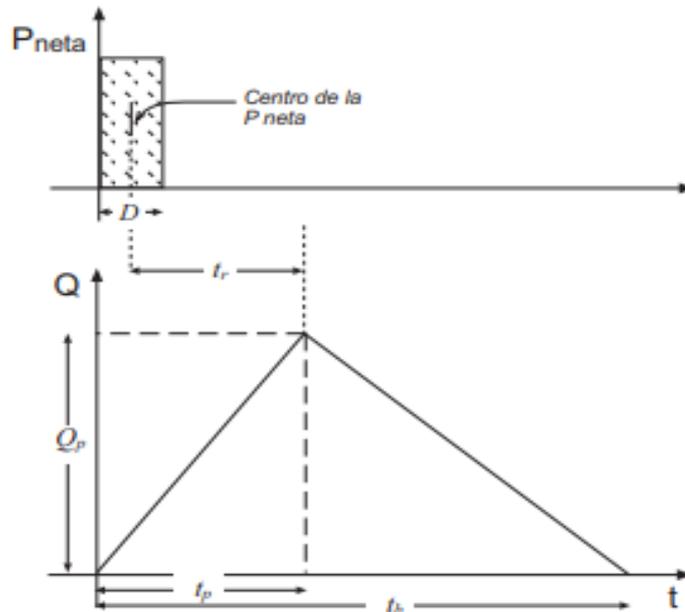
6.3.9 *Hidrograma unitario Sintético*

La aproximación de la respuesta de una cuenca pequeña frente a precipitaciones cortas y homogéneas puede ser definida por medio de fórmulas empíricas que se basan en las características físicas propias de la misma como el área, la pendiente media, longitud del cauce (Sánchez, 2012).

Se esquematiza la forma del hidrograma como un triángulo, el mismo que se aprecia en la Figura 55, se evidencia que, pese a su excesiva simplicidad, está en la capacidad de brindar los parámetros fundamentales del hidrograma, entre ellos: caudal punta (Q_p), el tiempo base (t_b) y el tiempo en el que se produce la punta (t_p). Así mismo se puede evidenciar de forma gráfica la precipitación neta (D) y el tiempo de retardo o respuesta (t_r) (Sánchez, 2012).

Figura 55

Hidrograma triangular Sintético, SCS



Fuente: Sánchez, 2017, p. 5

6.3.10 Hidrograma triangular del SCS

La realización del esquema del hidrograma como un triángulo se requiere las coordenadas de la punta del hidrograma (tiempo de punta y caudal de punta) y la abscisa del punto final (tiempo base) (Sánchez, 2012). (Ver Figura 56)

De forma general el proceso para la definición del esquema hidrográfico según Rojo Hernández (2001) es el siguiente:

1. Definir los parámetros morfométricos en unidades del sistema inglés.
2. Estimar el tiempo de concentración
3. Estimar el tiempo de retardo
4. Estimar la duración de la precipitación efectiva del hidrograma unitario
5. Estimar el tiempo pico

6. Calcular el caudal pico
7. Definir abscisas y ordenadas

Figura 56

Hidrograma triangular Sintético, SCS

<p>Tiempo de la punta (horas): $t_p = 0,5 \cdot D + t_r \approx 0,5 \cdot D + 0,6 \cdot t_c$ (7)</p> <p>Tiempo base (horas): $t_b = 2,67 \cdot t_p$ (8)</p> <p>Caudal de la punta (m^3 / seg):³ $Q_p = \frac{P \cdot A}{1,8 \cdot t_b}$ (9)</p>	<p>t_p = tiempo de la punta (horas) D = Duración de la precipitación neta (horas) t_r = tiempo de retardo, <i>Lag</i> (horas) t_c = tiempo de concentración (horas) t_b = tiempo base (horas) Q_p = Caudal de la punta (m^3 / seg) P = precipitación neta (mm.) A = superficie de la cuenca (km^2)</p>
---	---

Fuente: Sánchez (*Sánchez, 2012, p. 5*)

6.3.11 Caudal Pico

Según el diccionario Geotécnico (2020) el caudal pico es el máximo caudal que se produce por un cuerpo de agua debido a un evento creciente de lluvia, se representa como el pico de un hidrograma. Cuando se alcanza el caudal pico se deduce que toda la cuenca contribuye al caudal que se refleja en el hidrograma.

$$Q_p = \frac{P * A}{1.8 * t_b} \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde la duración de la precipitación neta se puede obtener con la siguiente expresión:

$$D = 2 * \sqrt{t_c} \quad (\text{Ec. 53})$$

$$D = 2 * \sqrt{\frac{161.47}{60}}$$

$$D = 3.27 \text{ horas}$$

El tiempo de la punta base se obtiene partir de la ecuación mostrada en la Figura 56:

$$t_p = 0.5 * D + 0.6t_c \quad (\text{Ec. 54})$$

$$t_p = 0.5 * 3.27 \text{ horas} + 0.6 * 2.691 \text{ horas}$$

$$t_p = 3.25 \text{ horas}$$

El tiempo base se determina la crecida se obtiene con la siguiente expresión:

$$t_b = 2.67 * t_p \quad (\text{Ec. 55})$$

$$t_b = 2.67 * 3.25 \text{ horas}$$

$$t_b = 8.6775 \text{ horas}$$

Al obtener parámetros característicos del hidrograma triangular SCS, la precipitación neta y el parámetro morfológicos de la cuenca como el área se obtiene el caudal pico con la siguiente expresión.

$$Q_p = \frac{3.88 \text{ mm} * 3.14 \text{ Km}^2}{1.8 * 8.6775 \text{ horas}}$$

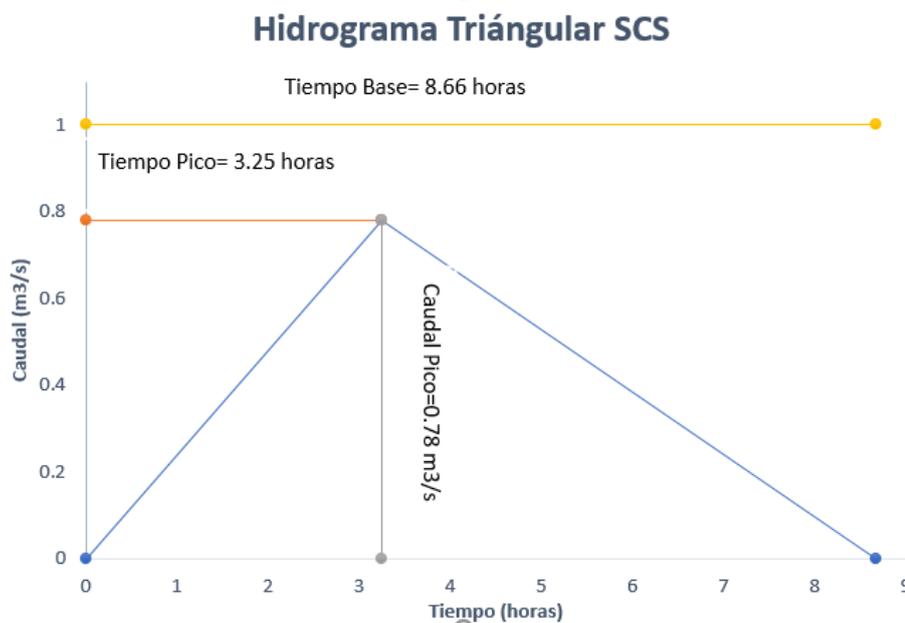
$$Q_p = 0.78 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Q_p = 780 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

Obteniendo todos los parámetros del hietograma triangular representamos gráficamente en la Figura 57.

Figura 57

Hidrograma triangular Sintético, SCS



Elaborado por: Los autores

6.3.12 *Hidrograma adimensional del SCS*

El hidrograma en forma de triángulo, puede ser transformado a la similar de los hidrogramas reales para su interpretación. Este proceso se logra por medio del hidrograma adimensional. Se considera la gran cantidad de hidrogramas, por lo tanto, se convierte las coordenadas de la manera en la que las coordenadas de la punta en todos sean de $Q_p = 1$ y $t_p = 1$, en otras palabras, es definirlos como del mismo tamaño. Los investigadores del SCS han deducido los hidrogramas de crecida generalmente poseen una forma similar al presentado en la Figura 57, cuyas coordenadas se reflejan en el anexo 1 (Sánchez, 2012).

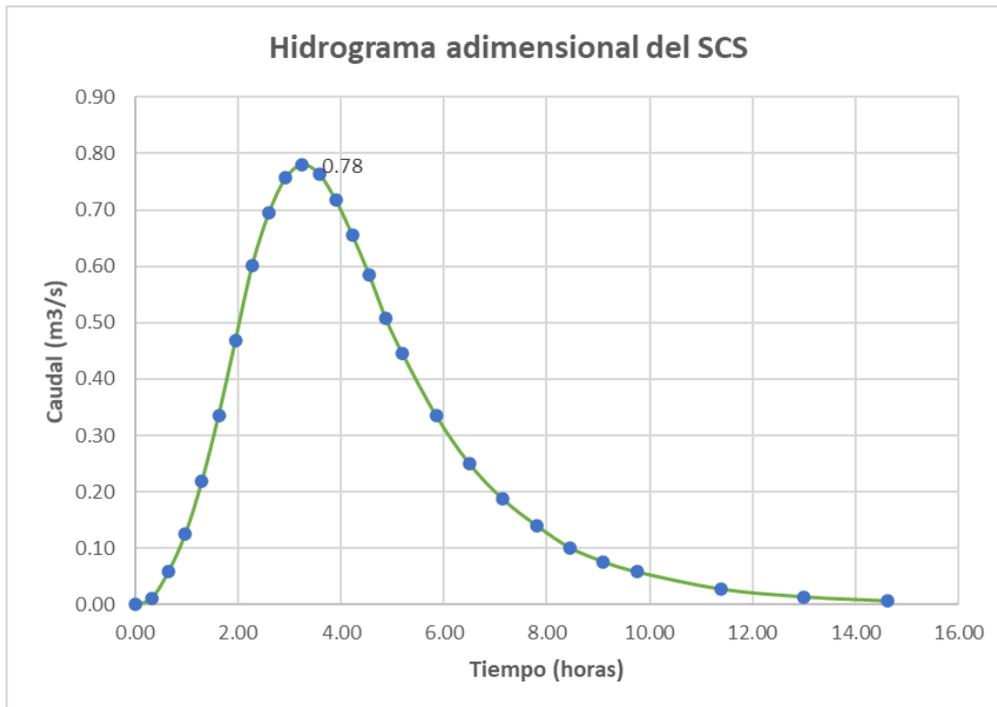
En el Anexo 1 se muestra las coordenadas de la punta del hidrograma

adimensional del SCS y adicionalmente las coordenadas del hidrograma del proyecto.

En la Figura 58 se muestra en los ejes de la abscisa el tiempo en horas y en las ordenadas el caudal en metros cúbicos sobre segundo multiplicado por las coordenadas del hidrograma adimensional del SCS respectivamente. El caudal pico de crecida del proyecto es de $0.78 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 58

Hidrograma Adimensional Sintético, SCS



Elaborado por: Los autores

6.3.13 Curva de duración general CDG

Es una metodología estadística probabilística aplicada para la evaluación de los caudales medio y mínimos, la misma que consiste en una distribución de frecuencias acumulativas. Esta es muy útil en la determinación de la distribución de los caudales en el tiempo e integran un factor esencial como parámetro para el diseño hidráulico (Ríos, 2010)

Cuando se define la frecuencia de los caudales, la curva CDG permite identificar la forma en la que se distribuyen los caudales a lo largo del tiempo y mediante ello determinar los caudales mínimos, medios y máximos que constituyen la base del diseño

(Bustamante, 2019).

6.3.13.1 Caudales mínimos

El caudal mínimo según la Real Academia Española (RAE, 2021) hace relación al valor de caudal que deben mantenerse para el uso y desarrollo de actividades sanitarias o ecológicas.

Se considera una limitante en la práctica hidrológica nacional los valores de uso del recurso hídrico considerado como mínimo a aquellos que se encuentran en las frecuencias 70, 80, 90 o 95% y que estos valores sean igualados o excedidos, tomando como referencia la serie de caudales medios diarios o mensuales (Almeida, 2010)

La Curva de Duración General (CDG) contempla valores relacionados al caudal máximo, medio y mínimo respectivamente con las siguientes referencias porcentuales.

- Probabilidad de excedencia de 90% a 95%: Caudal ecológico
- Probabilidad de excedencia de 70%: Caudal mínimo
- Probabilidad de excedencia de 50%: Caudal medio
- Probabilidad de excedencia de 10%: Caudal máximo

6.3.14 Cuenca Sin Suficiente Información

Ante la falta de información de las cuencas sobre los caudales, la deducción de una Curva de Duración General no puede realizarse, no obstante, se puede relacionar dos cuencas que tengan similares características hidrológicas por medio de otros métodos que lo permitan (Almeida, 2010). Como requisito, está la disposición de los registros de caudales medios diarios o mensuales, de un período representativo mínimo de 10 años.

La estación H158 Pita Aj Salto cuenta con los registros de caudales medios diarios y estos datos son recopilados del anuario hidrológico del INAHMI con un área de drenaje de 214 km², sin embargo, la base de datos conformada cuenta únicamente con información para el período 1995-2008 en valores diarios, debido a que la estación es la única que se encuentra cerca de la cuenca en estudio. La información disponible presenta vacíos en algunos meses y años, por lo tanto, se cuenta con un período de

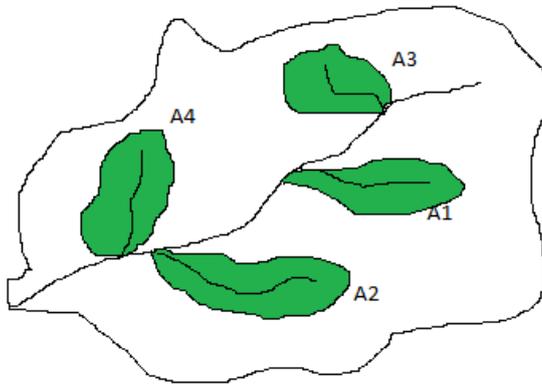
registro de 13 años (ver **Error! Reference source not found.**).

Para el empleo de los caudales registrados en la estación hidrométrica H158 Pita Aj Salto se ha realizado la transferencia de los datos a la zona de estudio por medio de la relación de proporcionalidad de áreas entre las cuencas consideradas.

Como se observa en la Figura 59, la cuenca 1, posee similares características hidrológicas a la cuenca 2, esta última es la cuenca de interés, entonces para la cuenca 2, no se poseen datos y es posible deducir su propia curva a partir de la suposición de la relación Q/A. esta suposición permite asumir que para cada porcentaje del tiempo es igual a la de la cuenca con datos de caudal, siendo A el valor correspondiente al área de drenaje.

Figura 59

Esquema de cuencas vecinas



Elaborado por: Los autores

El método por relación de áreas permite estimar caudales en sitios de aprovechamiento mediante la siguiente expresión (INVIAS, 2009):

$$Q_2 = \left[\frac{A_2}{A_1} \right]^X * Q_1 \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde:

A_1 = Área de drenaje de la cuenca 1, (km^2);

Q_1 = Caudal de la cuenca 1, (m^3/s);

A_2 = Área de drenaje de la cuenca 2, (km^2);

Q_2 = Caudal de la cuenca 2, (m^3/s).

X = Exponente que fluctúa entre 0.5 y 0.75 está en función de la cantidad de datos para realizar la investigación

Por lo tanto, se realiza la transferencia de caudales con la ecuación anteriormente citada, teniendo en cuenta los siguientes datos.

A_1 : 214 km^2

A_2 : 3.14 km^2

Q_1 : datos obtenidos del anuario hidrológico

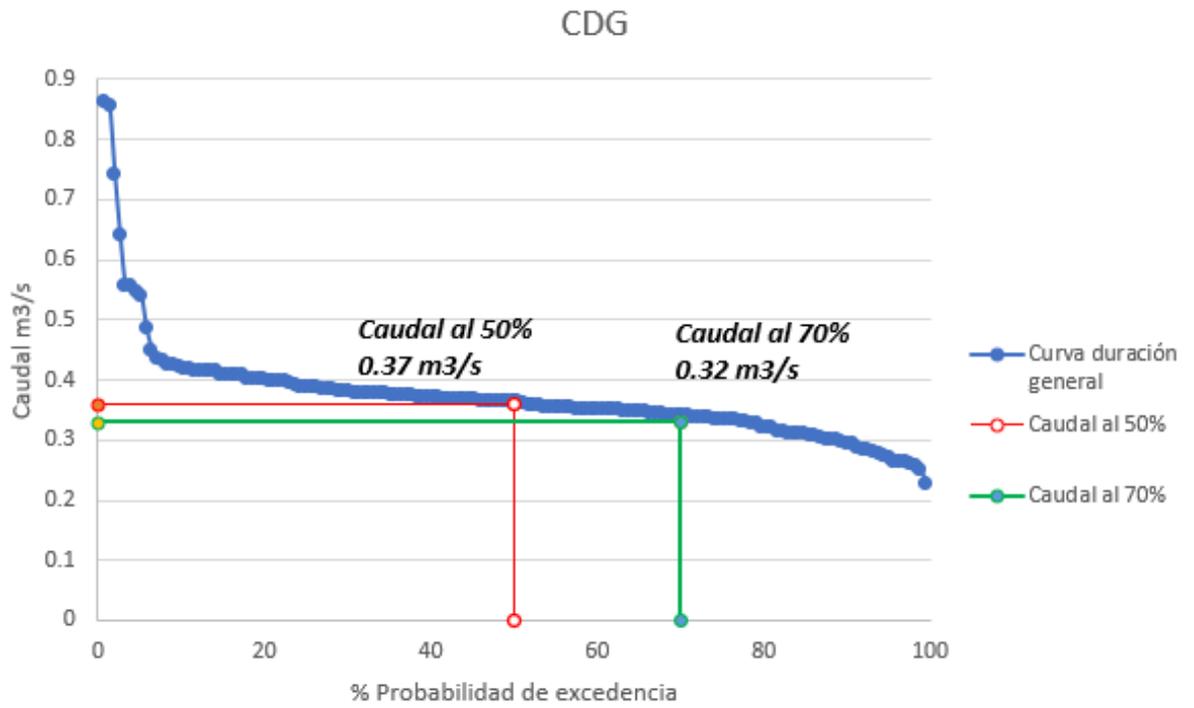
Q_2 : datos a ser obtenidos por transferencia de datos (ver **Error! Reference source not found.**)

X : 0.5

El valor del área de la cuenca Pucará es de 3.14 Km^2 mientras que el área de la cuenca de la estación H 158 es 214 Km^2 , evidenciando que la cuenca donde se tienen aforos (H 158) es mucho más grande que la no aforada. Sin embargo, al no contar con curvas de duración regionales construidas a partir de caudales medios multianuales información que no es disponible, que es otro método para la transposición de caudales, teniendo en cuenta que las condiciones climatológicas entre ambas cuencas trazadas son similares se procede a utilizar la ecuación del método de relación por áreas, por lo tanto, se obtiene la curva de duración general para la cuenca Pucará, como se observa en la Figura 60.

Figura 60

Curva de duración general



Elaborado por: Los autores

Q medio = 370 lt/s

Q mínimo = 320 lt/s

CAPÍTULO VII

PROPUESTAS DE SOLUCIÓN

7.1 Concepciones iniciales

El inicio del plan de mejoras se ve influenciado por el establecimiento de una premisa importante derivada del diagnóstico, según la cual es importante mencionar que, debido al difícil acceso dentro de la cuenca, no ha sido posible identificar la erosión ya sea en laderas o en el lecho de la quebrada, bajo este contexto se debería hacer un estudio de la cuenca para controlar estos focos erosivos y así mitigar al arrastre de sedimentos aguas abajo.

En base a los objetivos específicos del proyecto, luego de realizar el diagnóstico de la cuenca, y en base a los datos disponibles de caudales y topográficos, se propone realizar lo siguiente:

1. Debido al arrastre de sedimentos de gran tamaño y acumulación de estos en la unión con el canal de riego Pucará, se propone realizar estructuras de control llamados diques, para evitar el paso de sedimentos gruesos al sistema de captación.
2. Construir un aliviadero de excedentes con compuerta y un vertedero de captación para el caudal de demanda, bajo la premisa de que el caudal de crecida y el caudal medio calculado anteriormente en el capítulo VI es de $3.97 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.
3. Construir un desarenador que trabaje con el caudal necesario para retener las partículas de diámetro 0.2 mm y mayores.

7.2 Flujos o deslizamiento de laderas

De acuerdo con las características de los flujos se pueden distinguir varios tipos, sin embargo, están predominantemente caracterizados por la concentración y tipo de sedimento. En base a lo mencionado estos pueden ser:

- Flujos de lodos: suelen ser viscosos con gran cantidad de arcillas y limos
- Flujos hiperconcentrados granulares: son aquellos que pueden modelarse como flujos de agua y
- Flujos de detritos: se componen de partículas gruesas que colisionan entre sí.

Mediante la prospección expeditiva de la quebrada Pucará y la visualización del tipo de sedimentos acumulados en el canal de riego cuando se presentan las crecidas podemos decir

que se trata de flujos hiperconcentrados granulares.

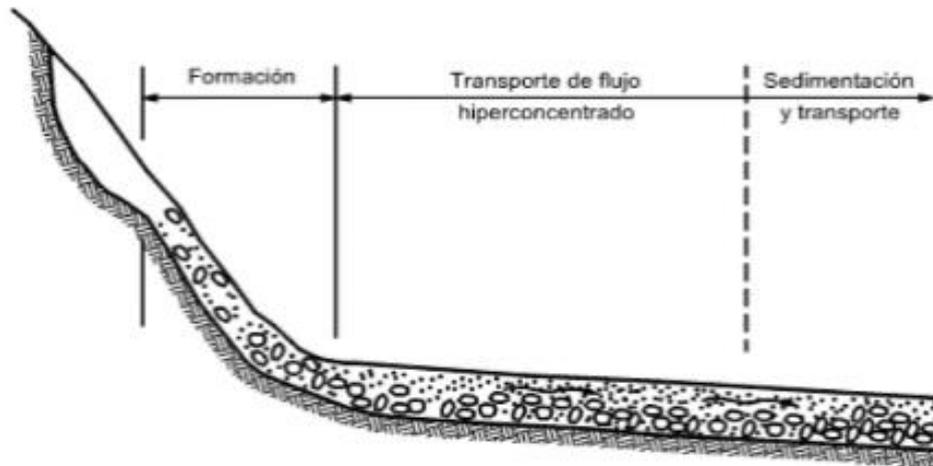
Este tipo de flujo se caracteriza por tener una concentración superior al 30% y menor al 60% en volumen, pero su rasgo diferenciador respecto a los flujos de lodos radica en que este no es viscoso debido a que la granulometría de los sedimentos es mucho más gruesa. Además, transportan grandes cantidades de arena en suspensión dinámica y materiales más gruesos, entre ellos: gravas, cantos y bloques; esto hace que la mezcla no sea cohesiva. Dado que la mezcla de agua y sedimento carece de cohesión, el flujo hiperconcentrado tiene un comportamiento que es de forma turbulento débil razón por la que se la denomina fluido newtoniano. Lo anterior permite aplicar el modelo de Manning y la hidráulica tradicional (Suárez, Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico, 2004).

En las situaciones donde el flujo presenta concentraciones de sólidos relativamente bajas, estos se concentran en la parte inferior; no obstante, cuando se aumenta la concentración las partículas se dispersan a través de todo el flujo. Adicionalmente al incrementar más la concentración de sedimentos el flujo adquiere un comportamiento no newtoniano lo cual deriva en que se transforme en un flujo de Debris. El movimiento característico de los flujos hiperconcentrados radica en una parcialidad, donde algunas partículas se mueven como carga de fondo y otras como suspendida, esto hace que adquiere un cierto valor de plasticidad formando patrones de deformación a lo largo de la corriente. Por otro lado, cuando las partículas se van sedimentando lo hacen en primer lugar las más gruesas y posteriormente las más finas, este patrón hace que se genere un depósito clasificado de partículas (Suárez, 2001).

En la Figura 61 se presenta esquemáticamente un flujo hiperconcentrado granular.

Figura 61

Representación gráfica de flujo hiperconcentrado granular



Fuente: (Suárez Díaz, 2001)

Nota. Tomado de Suarez (2001)

7.2.1 Criterios de Diseño para construcción de soluciones Estructurales

El diseño de obras de control de torrentes para flujos detríticos, hiperconcentrados o densos, es similar al diseño de la crecida en la hidrología, sin embargo, los datos disponibles son escasos, de modo que no permiten un desarrollo para los períodos de retorno.

No existen estándares de diseño universales para la construcción de obras de control de torrentes, estos diseños están íntimamente relacionados con las características de las áreas en estudio y las características físicas del flujo, haciendo de cada proyecto un diseño especial.

7.2.1.1 Frecuencia de los eventos

La frecuencia de los eventos no es solo dependiente de la intensidad de las precipitaciones o del caudal de descarga de los cauces, sino que depende de otras variables como:

- Condiciones climáticas locales
- Antecedentes de precipitaciones calidad de nieve (en caso de ocurrencia)
- Características del cauce
- Existencia de material para ser removido

- Mecanismos de desencadenamiento.

7.2.1.2 Acciones correctivas en los Torrentes

La erosión que se origina por el escurrimiento incontrolado y la continua evolución de la degradación de las cuencas, son los factores que causan el proceso de deterioro del suelo, estos se intensifican por la existencia de materiales susceptibles a ser erosionados, es por esto que es necesario tomar acciones de control que son propias de la ingeniería. Como lo menciona Morassutti Fabris (2020) según el sitio de aplicación pueden ser:

7.2.1.2.1 Acciones de la Cuenca de recepción:

Las medidas más comunes para la cuenca de recepción son la forestación, enfajinado, construcción de obras de drenaje, colocación de mallas ancladas, terracedo de laderas, estabilización de deslizamientos, construcción de muros, construcción de traviesas para el control de cárcavas, etc. Estas acciones tienen la finalidad de capturar el flujo detrítico, y así reducir el volumen de la descarga de sedimentos.

7.2.1.2.2 Acciones en el cauce de transporte (garganta):

En este tramo es común la construcción de presas, construcción de umbrales de fondo o traviesas, protección de márgenes o la canalización del cauce.

7.2.1.2.3 Acciones en el cono de deyección:

Esta área, por ser la más vulnerable, generalmente implica obras costosas como la protección de márgenes o la canalización de los cauces.

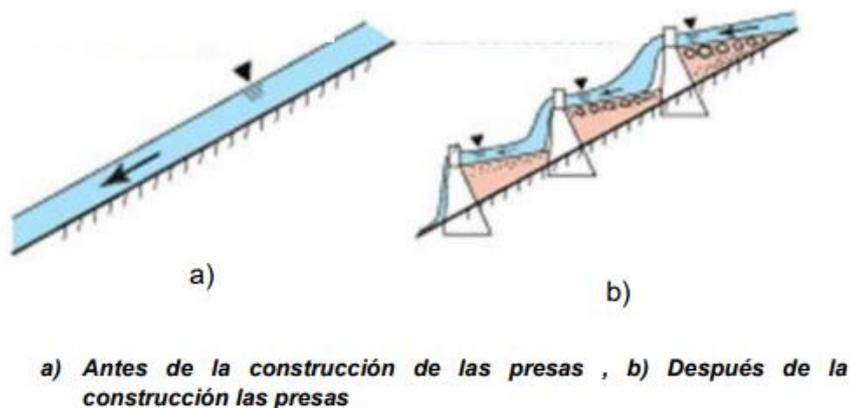
7.2.2 Métodos estabilizantes

En la ingeniería fluvial es común que el fondo de un río sea estabilizado por medio de la construcción de obras transversales, de orilla a orilla, como presas de retención de sedimentos o como traviesas o umbrales de fondo. Para la estabilización de los torrentes se emplea como método general la reducción de la fuerza erosiva de la corriente, esto se logra al reducir la velocidad del flujo mediante la construcción de presas escalonadas a lo largo del cauce, las cuales en un inicio funcionan como un freno casi total del flujo torrencial, almacenando los sedimentos transportados, que una vez colmatada regulan el flujo del agua y sedimentos mediante la reducción de la pendiente, el aumento del ancho del cauce y la disipación de la energía cinética del flujo en las caídas sucesivas al pie de cada presa (Morassutti Fabris, 2020)

La construcción de presas de retención en su primera fase operativa es almacenar el material arrastrado y, una vez obstruido, regular el flujo de sedimentos reduciendo la pendiente del canal (Figura 62). Estas presas deben construirse preferentemente aguas abajo de la extensión del valle para proporcionar una mayor capacidad de almacenamiento de sólidos.

Figura 62

Influencia de las presas cerradas



Nota. Tomado de Morassutti Fabris (2020)

En algunos casos, dependiendo de la importancia de la infraestructura existente aguas abajo, puede ser necesario excavar periódicamente y remover parte de la masa de sedimentos acumulada después de la represa para restaurar la capacidad de almacenamiento confiable. En la mayoría de los casos, el material detrás de las represas se puede usar en la construcción como base granular para caminos, aceras o como agregado para concreto.

7.2.2.1 Presas de Retención de Sedimentos

Las presas de retención de sedimentos son básicamente estructuras para modificar y estabilizar rápidas y cursos de agua naturales en general. El tipo de presa más común utilizado en la corrección de torrentes es la presa de gravedad. Recibió este nombre porque resiste los impactos provocados por la acción de su propio peso. Existen presas de diferentes tamaños y formas según el destino y la topografía de la zona. Una presa tiene un cuerpo que se fija al talud lateral y una abertura llamada rebosadero por donde circula el caudal de agua para evitar la erosión y socavación de los estribos laterales.

El vertedero es generalmente trapezoidal y debe dimensionarse para que el flujo proyectado pueda atravesarlo sin excederlo, también se debe considerar que la descarga dirigida a través del aliviadero debe ubicarse en el medio del curso rápido, lejos de los diques propensos a la erosión. Es importante bloquear las alas a la misma altura para evitar que el flujo de agua encuentre otro camino preferido para desbordarse durante inundaciones excepcionales. Se pone énfasis en la parte inferior del ala donde la erosión puede amplificarse y debilitar el estribo y en consecuencia destruir la presa.

Una presa de retención es una obra de corrección de los cursos de agua, la cual cumple con las siguientes funciones:

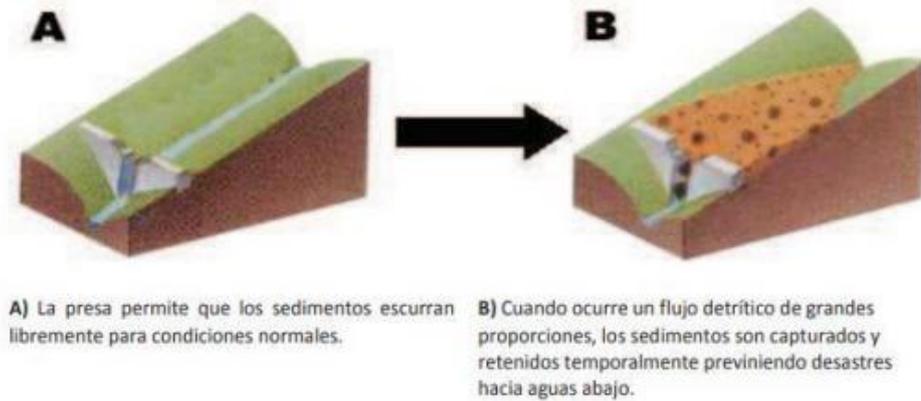
- Capturar el flujo detrítico, de tal manera que reduzca el volumen de la descarga de sedimentos.
- Aumentar el período de tiempo entre el inicio del flujo y a la llegada al río.
- Evitar el movimiento de sedimentos en el lecho.
- Capturar rocas y troncos en la cabeza del flujo.
- Reducir la concentración de sedimentos en la corriente.
- Reducir el máximo de la descarga

7.2.2.1.1 Tipos de Presas de Retención de Sedimento:

Por presa de retención, dique de retención o estructura de retención de sedimentos, se entiende al componente empleado para referirse a las presas abiertas, así como las cerradas. Por un lado, las presas cerradas son estructuras con un muro cuyo diseño se enfoca en la retención de los sólidos que escurren por el lecho del cauce y así modificar el lecho del torrente, esto reduce la pendiente y permite la estabilización del lecho del cauce. Mientras que la presa abierta cuenta con un área abierta diseñada para la retención de rocas de mediano a gran tamaño (rocas, cantos rodados, troncos, etc.) que son las que tiene el mayor poder de erosión sobre el cauce y de carácter destructivo en las áreas ubicadas aguas abajo (Morassutti Fabris, 2020). En la Figura 63 y Figura 64 se indican los esquemas de funcionamiento de presas abiertas.

Figura 63

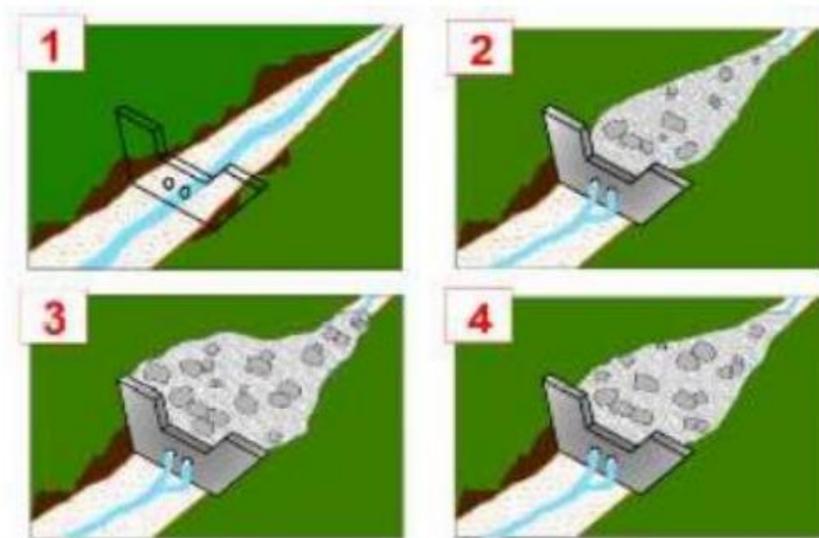
Función de presas abiertas



Nota. Tomado de Morassutti Fabris (2020)

Figura 64

Esquema de función de presas abiertas



Nota. Tomado de Morassutti Fabris (2020)

7.3 Características Hidráulicas de las Estructuras de Retención

En el diseño hidráulico de las presas de retención de sedimentos se contempla el análisis

de aquellos elementos que la conforman siendo estos: el vertedero, el dissipador de energía y la erosión aguas abajo.

Morassuti (2016) recomienda que siempre que sea posible debe diseñarse un vertedero lo más largo con la finalidad de que la altura de las láminas en la vertiente se reduzca, el propósito de esto último es lograr una profundidad menor y esta a su vez reduce los esfuerzos sobre la estructura y además un menor caudal por unidad de ancho. En definitiva, se logra menores velocidades de caída y una reducción en la socavación al pie de la presa. Para el diseño del vertedero se realiza bajo la suposición de la presa colmatada y la altura de agua sobre el vertedero corresponde a la altura de agua que se genera por el caudal de diseño obtenido del estudio hidrológico.

En ese sentido, la estructura se emplaza en el cauce que tiene las características de estudio, que, aunque con abundante presencia de rocas y gravas gruesas, existen abundantes materiales finos en los sitios donde se pueden implantar las presas. Se considera más seguro entonces implementar también un dissipador de energía con enrocado concebido hasta la distancia de caída de la lámina vertiente, de tal forma que el enrocado se vea limitado en lo máximo posible a la socavación regresiva que se pueda generar y acorace la fundación de las presas.

El valor tomado para el caudal de diseño del vertedero es aquel que se determina con el pico de la creciente definida por medio del estudio hidrológico para un cierto período de retorno, donde las características propias de la obra y su importancia de estructuras aguas abajo son factores esenciales e influyentes. Entre los diseños más comunes se encuentran los vertederos trapezoidales o rectangulares, estos se ubican sobre la presa y centrados sobre el cauce, con caída libre hacia aguas abajo.

7.3.1 Capacidad de Vertedero

Como se ha mencionado con anterioridad, el caudal de diseño del vertedero será aquel que resulte del estudio hidrológico, sin embargo, este está sujeto a errores y consideraciones subjetivas, pero constituyen una buena aproximación. En tal caso es necesario, aplicar fórmulas sencillas y aproximadas con la finalidad de facilitar el cálculo de la capacidad para este tipo de obras.

7.3.2 Diseño hidráulico de presas de retención de sedimentos

7.3.2.1 Selección del tipo de presa

Justificado por la zona de estudio y en razón de la disponibilidad de rocas, gravas gruesas, se determina que el tipo de Presa apropiado corresponde al de rocas.

7.3.2.2 Determinación de la Altura del Dique de Retención

El cauce es el factor que determina la sección transversal, además considerando que la presa debe cubrir la profundidad total del cauce y tomando en cuenta las dimensiones del vertedor, la altura del dique será diseñada para un período de retorno de 50 años.

7.3.2.3 Talud

De acuerdo a lo recomendado por Bureau of Reclamation (EEUU, 1977) adoptarán los siguientes taludes para todas las presas.

- Talud Aguas Arriba (Z1)

2 H: 1 V

- Talud Aguas Abajo (Z2)

2 H: 1 V

7.3.2.4 Cálculo del coeficiente de torrencialidad

El coeficiente permite clasificar curso de agua como un río o un torrente, incluso clasificarlos según su potencial erosivo, aquel empleado para conseguir este fin es el Coeficiente de torrencialidad K_b de ŠKOPEK (1988).

El torrente es el curso de agua que circula por zonas de montaña que tiene grandes pendientes, comúnmente por sobre el 6% y cuya velocidad es superior a 6m/s, estos se pueden diferenciar de acuerdo a su morfología, hidrología y régimen hidráulico (Andrango Almagro & Piedra Zambrano, 2014).

- Por su morfología un torrente se integra de tres partes, la cuenca de recepción, el cauce de desagüe y el cono de deyección o abanico fluvial.
- Por su hidrología un torrente se puede diferenciar de un río por su velocidad de crecimiento del caudal.

- Por su régimen hidráulico se relaciona con la pendiente, pues una elevada pendiente es sinónimo de gran capacidad de arrastre de sólidos.

La ecuación del coeficiente de torrencialidad es la que muestra a continuación:

$$K_b = \frac{Db * P * \bar{h} * C * E * (S + 1)^{1/2}}{Lp * (S_f + 1)^{1/2}} \quad (\text{Ec. 57})$$

Donde:

K_b : coeficiente de torrencialidad.

Db : densidad de drenaje (km/km^2).

P : perímetro de la cuenca (km).

\bar{h} : altura media de la cuenca (km).

C : coeficiente de permeabilidad del suelo (Tabla 31).

E : coeficiente de erosionabilidad de la cuenca (Tabla 32).

S : superficie de la cuenca (km^2).

Lp : longitud del curso de agua principal (km).

S_f : superficie cubierta con vegetación forestal (km^2).

7.3.2.5 Superficie cubierta con vegetación forestal

$$S_f = 0.6S_1 + 0.8S_p + S_0 \quad (\text{Ec. 58})$$

Donde:

S_1 : superficie de la cuenca con cobertura forestal (km^2).

S_p : superficie de la cubierta de pastos permanentes y praderas (km^2).

S_0 : superficie de la cubierta de pastizales degradados o cultivos con escasa cobertura (km^2).

Se define de manera visual la superficie de la cubierta vegetal ya sea forestal, pastos permanentes y praderas, pastizales degradados. En la Figura 65 se observa la vegetación de la cuenca.

Figura 65

Cobertura vegetal de la cuenca



Elaborado por: Los autores

A través de la observación directa en campo se establece los porcentajes de cobertura vegetal que posee la cuenca, se determina el área en kilómetros ocupadas por cada cubierta vegetal, en la Tabla se muestra dichos valores.

Tabla 30

Resumen cobertura vegetal

Cobertura	Unidades
Cobertura Forestal	20%*3.14=0.628 Km ²
Pastos y Praderas	78%*3.14=2.44 Km ²
Pastizales degradados o cultivos con escasa cobertura	2%*3.14=0.628 Km ²

Elaborado por: Los autores

Establecido los valores se calcula el parámetro de superficie cubierta con vegetación forestal:

$$S_f = 0.6(0.628) + 0.8(2.44) + 0.628$$

$$S_f = 2.95 \text{ Km}^2$$

7.3.2.6 Coeficiente de Permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad es un indicador del grado de infiltración de un suelo, este permite clasificar las zonas que son susceptibles a riesgos de inundación causada por la deficiente absorción o escorrentía del suelo, este coeficiente es de suma importancia para el diseño al momento de realizar cualquier tipo de construcción (Fierro , Parra, & Vásquez, 2017). Los valores que adopta el coeficiente de permeabilidad según el tipo de suelo se observan en la Tabla 31.

Tabla 31

Coeficiente de permeabilidad del suelo

Grado de permeabilidad	Tipo de suelo	C
Totalmente impermeable	muy arcilloso	1,00
	roca consolidada	1,00
Impermeable	arcilloso, turbera	0,90
	marisma	0,80
No muy permeable	franco arcilloso	0,70
	suelo gris forestal	0,70
	franco arcilloso	0,65
Permeable	franco	0,60
	chernozem	0,60
	franco arenoso	0,55
Muy permeable	arenoso	0,45
	franco arenoso	0,45
	gravas	0,45

Nota. Tomado de Andrango Almagro y Piedra Zambrano (2014)

Se determina que el coeficiente de permeabilidad es 0.60 al contar con un tipo de suelo “FRANCO”.

7.3.2.7 Coeficiente de Erosionabilidad

También denominado factor k, es el factor que permite estimar las pérdidas de suelo debido a la erosión hídrica, se relaciona también a la textura, estructura, estabilidad de agregados, pedregosidad superficial (Gisbert Blanquer, Ibáñez Asensio, & Moreno Ramón, 2012). Los valores del coeficiente de erosionabilidad se indican en la Tabla 32 .

Tabla 32

Coeficiente de erosionabilidad de la cuenca

E	Intensidad erosiva en la cuenca de drenaje y en su cauce
1,0	En la cuenca aparecen todos los tipos de procesos erosivos. Cauce muy degradado por erosión transversal y avance longitudinal. Continuo arrastre en transporte de acarreo. Superficie de la cuenca muy expuesta a los procesos erosivos. Pendiente de las vertientes superior al 50%.
0,9	En más del 80% de la cuenca existe erosión en regueros y cárcavas. En el cauce predomina el transporte de materiales en forma de acarreo.
0,8	Más del 50% de la cuenca sufre erosión en regueros y cárcavas. La pendiente de las laderas es mayor al 30%. Existe un apreciable transporte de materiales y una intensa acumulación de materiales gruesos en el lecho.
0,7	La erosión en regueros predomina en la cuenca. La pendiente de laderas es mayor del 20%. Existe transporte de gravas y guijarros en el cauce.
0,6	La erosión laminar predomina en la cuenca. Esporádicamente se produce erosión en cárcavas. Existe una considerable erosión longitudinal y transversal en el cauce, con transporte de gravas.
0,5	La erosión laminar afecta a más del 50% de la superficie. En el cauce existe transporte y acumulación de gravas. Las pendientes de las laderas son mayores del 20%.

Nota. Tomado de Andrango Almagro y Piedra Zambrano (2014)

Se determina que el coeficiente de erosionabilidad es 0.7 al tener una pendiente media de la cuenca del 28.72% y tras la expedición se observa el acarreo de transporte de grava. En la Tabla 33 se observa el resumen de los parámetros necesarios para el cálculo del coeficiente de torrencialidad.

Tabla 33*Resumen parámetros de la cuenca para el cálculo de coeficiente de torrencialidad*

Parámetro	Valor	Unidad
Área	3,14	km ²
Perímetro	10,94	km
Ancho	0,74	km
Pendiente Media Del Río	15,86	%
Densidad Drenaje	1,565	
Cota Parte Alta	4380	msnm
Cota Parte Baja	3600	msnm
Altitud media de la cuenca (\bar{h})	4026,76	msnm
Coeficiente De Permeabilidad Del Suelo (C)	0.6	
Superficie cubierta con vegetación forestal (S_f)		
Coeficiente De Erosionabilidad (E)	0.7	
Longitud Cauce Principal	4,22	km

Elaborado por: Los autores, a partir de datos de la investigación

Se calcula el coeficiente de torrencialidad, con la siguiente expresión:

$$K_b = \frac{1.565 * 10.94 * 4.026 * 0.6 * 0.7 * (3.14 + 1)^{1/2}}{4.22 * (2.95 + 1)^{1/2}}$$

$$K_b = 7.00$$

De acuerdo al cálculo coeficiente de torrencialidad $K_b=7.00$ se categoriza el torrente de acuerdo a la Tabla 34.

Tabla 34*Clasificación y coeficientes de torrencialidad*

Categoría	Kb	Características del curso de agua
I	< 0,1	Comportamiento no torrencial.
II	0,1 - 0,4	Torrente con potencial erosivo bajo.
III	0,4 - 0,7	Torrente con potencial erosivo medio.
IV	0,7 - 1,0	Torrente con potencial erosivo alto.
V	> 1,0	Torrente muy altamente erosivo.

Nota. Tomado de Andrango Almagro y Piedra Zambrano (2014)

Se determina que pertenece a la categoría V donde $K_b > 1$ y es un torrente muy altamente erosivo.

En función de la categoría identificada del torrente, es recomendable adoptar un tipo de sistema de obras de control de torrentes, eso se contrasta en la Tabla 35.

Tabla 35*Sistemas recomendados de acuerdo al coeficiente de Torrencialidad*

CATEGORÍA	Kb	SISTEMA
I	< 0,1	Protección de laderas en caso de ser necesario.
II	0,1 - 0,4	Dique de retención de sedimento grueso. Umbrales de fondo.
III	0,4 - 0,7	Dique de retención de sedimento grueso. Dique cerrado de depositación con orificios de salida de caudal. Umbrales de fondo.

CATEGORÍA	Kb	SISTEMA
IV	0,7 - 1,0	Dique de retención de sedimento grueso. Dique cerrado de depositación con orificios de salida de caudal. Umbrales de fondo. Cuenco disipador. Cuenco laminador.
V	> 1,0	Dique de retención de sedimento grueso. Dique cerrado de depositación con orificios de salida de caudal. Umbrales de fondo. Cuenco disipador. Cuenco laminador. Rápida gradeada. Obras de disipación de energía. Revestimiento del cauce.

Nota. Tomado de Andrango Almagro y Piedra Zambrano (2014)

De acuerdo al $K_b > 1$ se determina el tipo de sistema que es necesario para la retención de sedimentos. Al encontrarse en la categoría V se opta por el diseño preliminar de dique de retención de sedimentos gruesos.

7.4 **Diseño de los diques de retención de sedimentos grueso para el proyecto en estudio**

El diseño de los diferentes tipos de diques de retención de sedimentos está en base a diversos criterios de construcción recomendados por los manuales de control de cárcavas. Estas estructuras por ser de pequeño tamaño, con una altura común 1.5 m, generalmente no requieren de estudios profundos de estabilidad de los diques, no obstante, para obras de mayor complejidad y envergadura se debe ejecutarse siguiendo los manuales de estructuras y cimentaciones (Ayuso Muñoz, J. et al., 2010).

Los diques de retención tienen el propósito de frenar la velocidad para que el sedimento se deposite antes de que el agua pase por lo alto del muro de retención, estos están contruidos a lo largo de la quebrada (Gómez et al., 2011).

El espaciamiento de los diques se basa en un criterio básico, este es la aproximación a la condición donde el nivel máximo del agua detrás de un dique llegue hasta el pie del dique de retención situado inmediatamente aguas arriba, esto se puede evidenciar en la Figura 66 y Figura 67. La finalidad es conseguir que no se genere ninguna sección que no contenga el agua en la quebrada, pues se busca reducir la velocidad. El factor económico es una razón por la cual no es posible seguir este criterio en campo por lo que existen valores de referencia, estos se detallan en la

Tabla 36, estos consideran además un factor de corrección empírico.

Figura 66

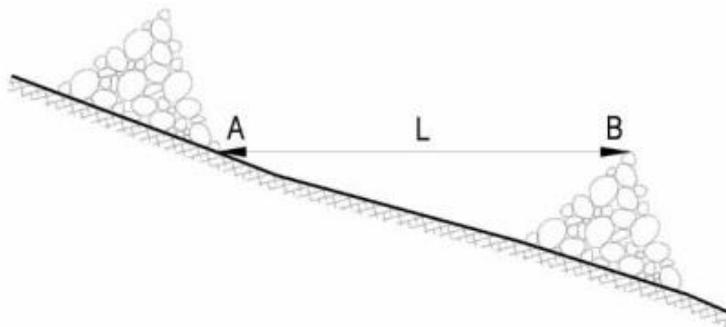
Vista de varios diques de retención espaciados



Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

Figura 67

Espaciamiento entre diques de retención (L). La línea A-B marca el punto de máxima elevación de agua



Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

Tabla 36

Espaciamiento óptimo, en metros, entre diques de retención.

Pendiente cárcava %	2	6	10	16	20	24	30	40
Altura dique m								
0.1	17	6	3	2	2	1	1	1
0.3	50	17	10	6	5	3	2	2
0.5	83	28	17	11	8	4	3	3
0.7	117	39	23	15	12	6	5	4
0.9	150	50	30	19	15	8	6	5
1.1	183	61	37	23	19	9	8	6
1.3	217	72	44	27	22	11	9	7
1.5	250	83	50	32	25	13	10	8
1.7	283	95	57	36	29	15	12	9
1.9	317	106	64	40	32	17	13	10

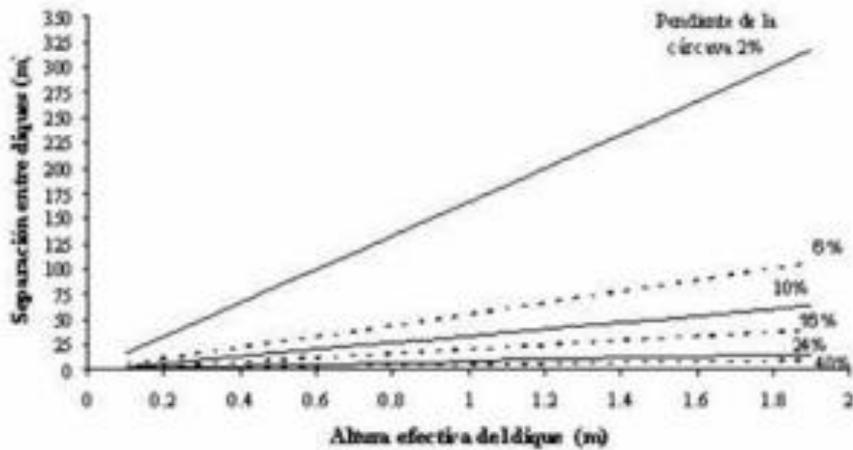
Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

Este espaciamento es dependiente de la pendiente de la quebrada y de la altura del dique. Se puede emplear la Figura 68 y la

Tabla 36, para determinar el espaciamento desde un punto práctico. Sin embargo, es importante tener en cuenta que estos valores son una aproximación por lo tanto pueden variar, es decir son flexibles al diseño, obteniendo un resultado más eficiente.

Figura 68

Espaciamento óptimo entre diques de retención.



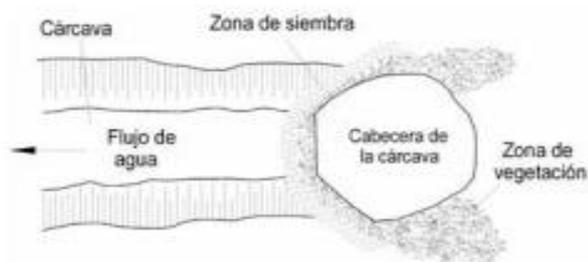
Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

7.4.1 Cabeceras de las quebradas

Para el control de la quebrada este debe comenzar por la cabecera, pues es donde se empieza a originar. La medida de control consiste en la plantación en los bordes de la quebrada de vegetación de tipo herbáceo o leñosa con la finalidad de frenar la velocidad del agua y que las raíces de las plantas tengan mejor adherencia al terreno, esto puede observarse en la Figura 69. (Gómez et al., 2011).

Figura 69

Esquema de disposición de vegetación en cabecera de la cárcava



Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

7.4.2 Material de los diques de retención

Los diques de contención pueden estar hechos de una variedad de materiales y deben

seleccionarse en función de la disponibilidad y el costo. La mayoría de las presas de seguridad suelen estar hechas de partes porosas, porque permitir que fluya algo de agua a través de ellas reduce la carga sobre la estructura y las hace más económicas. Además, debido a que es flexible, tiene cierto margen de maniobra cuando se comprime para adaptarse mejor al terreno. Para este fin se pueden utilizar rocas, piedras, estacas, ramas o estacas y mallas de alambre (Gómez et al., 2011).

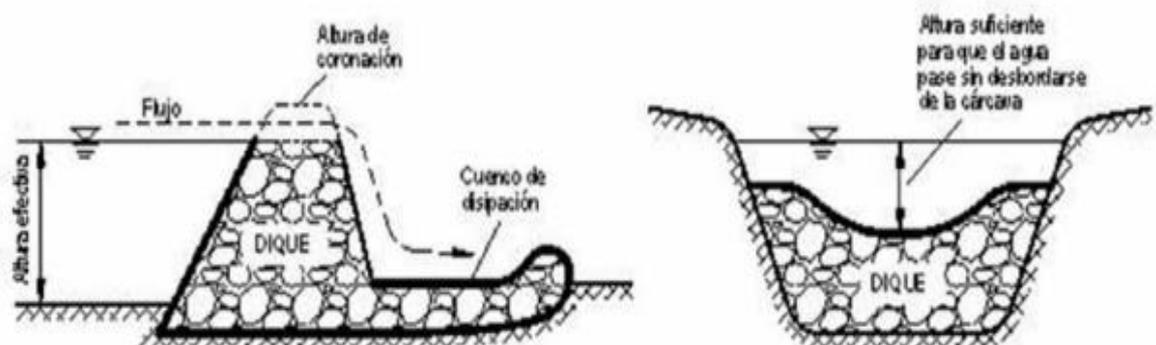
7.4.3 Criterios básicos de diseño de diques de retención

1. Por razones de seguridad y costo, se debe construir represas a menos de 1,2 metros de donde el agua comienza a fluir (derrame).
2. Debe haber un lugar de rebajada en el centro por donde el exceso de agua pueda drenar, no importa lo pequeño que sea, lo mencionado permite que fluya el agua sobre la pared, a esto se le denomina aliviadero.
3. Cuando cae al agua, el lecho debe reforzarse para reducir el impacto del agua que cae. Por lo general, esta área de distribución de energía debe ser de 1,5 a 2 veces la altura real del dique.
4. Un buen diseño debe tener en cuenta la forma y el tamaño de estos elementos. Al hacerlo, se reducirán problemas como que el agua circule por los bordes del dique, inutilizándola, o que la presa se derrumbe debido a la socavación en el fondo.

El esquema de la Figura 70 nos indica los componentes de un dique de retención de rocas.

Figura 70

Componentes de un dique de retención.



Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

7.4.4 Cálculos del dique

1. Se determina la anchura del dique de retención, A_p , esta corresponde a la longitud de dique para cerrar la quebrada, su expresión es la siguiente:

$$A_p = A_{fc} + \frac{(H_{\text{máx}}(A_{sc} - A_{fc}))}{P_c} \quad (\text{Ec. 59})$$

Donde:

A_{fc} = anchura de la quebrada en su fondo,

A_{sc} = anchura de la quebrada en el punto más alto de la sección donde se construye el dique,

P_c = profundidad total de la quebrada, y

$H_{\text{máx}}$ = altura efectiva del dique (medida desde la altura máxima de agua en la coronación del aliviadero) (Gómez et al., 2011).

2. Tras del dique de retención puede almacenarse un volumen de sedimentos, este se denomina V_s y su máxima capacidad se calcula mediante:

$$V_s = 0.5 H_e A_p D_p \cos(\Psi) \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde

D_p = separación entre diques de retención

Ψ = ángulo correspondiente a la pendiente de la quebrada.

3. El aliviadero se diseña para que sea capaz de evacuar el caudal de diseño rebosando por el centro del dique de retención sin que ésta alcance los lados del dique y comience a erosionar las paredes de la quebrada. Suelen ser de sección rectangular o trapezoidal, siendo mejor esta última porque mueven con mayor eficiencia las ramas y los escombros que pueden atascarse (Gómez et al., 2011).

El aliviadero en los diques de retención se suele dimensionar como un vertedero de

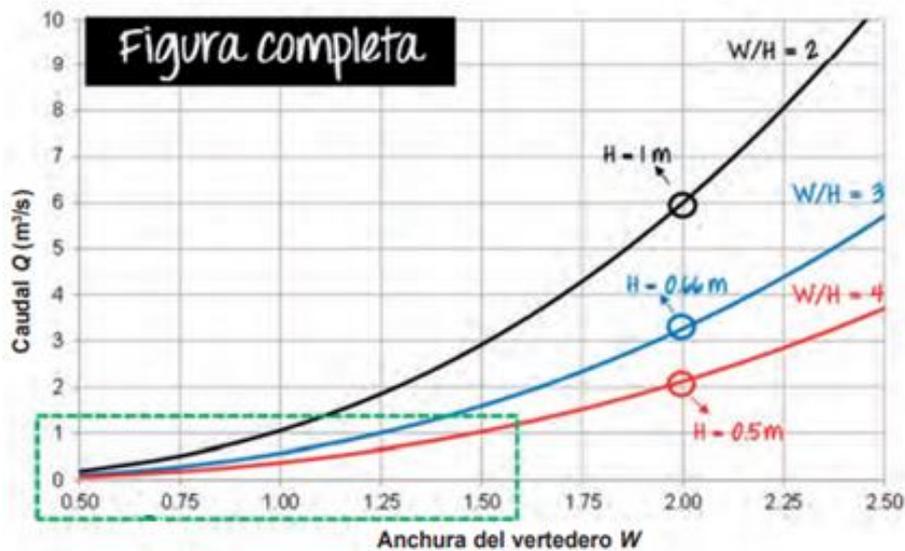
pared gruesa y su dimensionamiento se determina mediante la siguiente ecuación y tomando en consideración los valores de la

Figura 71:

$$Q = C. W. H^{1.5} \quad (\text{Ec. 61})$$

Figura 71

*Anchura del vertedero en función del caudal y de la relación geométrica de vertedero
Anchura – Profundidad (W / H).*



Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

7.4.5 Tipos de diques en función de sus materiales

Las dimensiones de los diques de piedra y roca no deben ser demasiado pequeños para evitar que sean arrastradas por el agua. Como regla general, no debe haber bloques de material de menos de 10 cm de diámetro, y las piedras de menos de 14 cm de diámetro no deben exceder el 25% del peso total de las piedras utilizadas. Aunque no es una regla general, la distribución de rocas para diques de altura efectiva entre 1 y 2 m puede usarse como una aproximación de la Tabla 37. La Figura 72 muestra el esquema para la construcción de un dique de rocas y piedras (Gómez et al., 2011).

Tabla 37

Distribución recomendada del peso de rocas en función de su tamaño en un pequeño

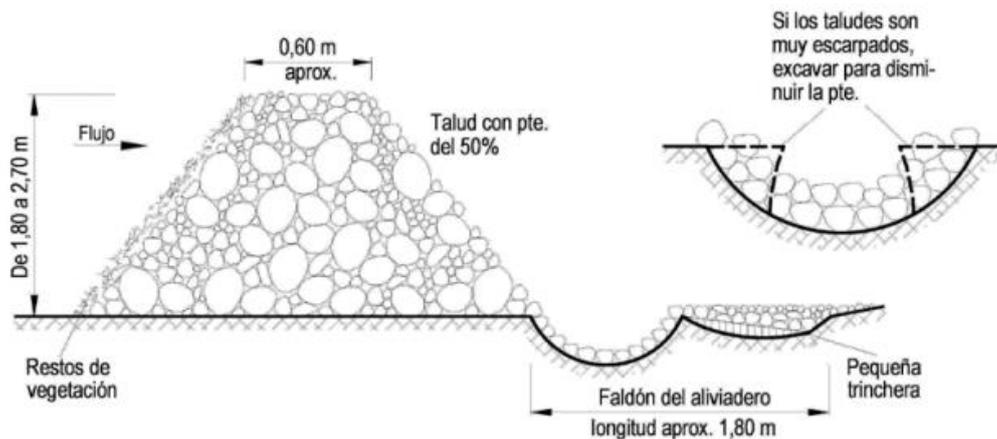
dique

Diámetro cm	Porcentaje peso total
10-14	25
15-19	20
20-30	25
31-45	30

Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

Figura 72

Esquema de un dique de rocas



Nota. Tomado de Gómez et al., (2011)

7.4.6 *Mantenimiento de los diques*

El mantenimiento de los diques de retención y de la quebrada restaurada es un factor igual de importante como la instalación y se puede resumir en una serie de puntos básicos (Gómez et al., 2011).

1. Inspeccionar los diques de forma continuada después de cada tormenta importante. Si se está en una temporada de sequía debe de hacerse periódicamente (cada 3-6 meses).
2. Reparar los daños inmediatamente después de ser identificados, procurando mantener el dique de acuerdo a su diseño original.
3. Retirar los restos acumulados tales como palos, ramas y sedimentos para dejar libre el aliviadero y funcionando a su máxima capacidad de desagüe.

7.5 Ejemplo de cálculo con datos del proyecto

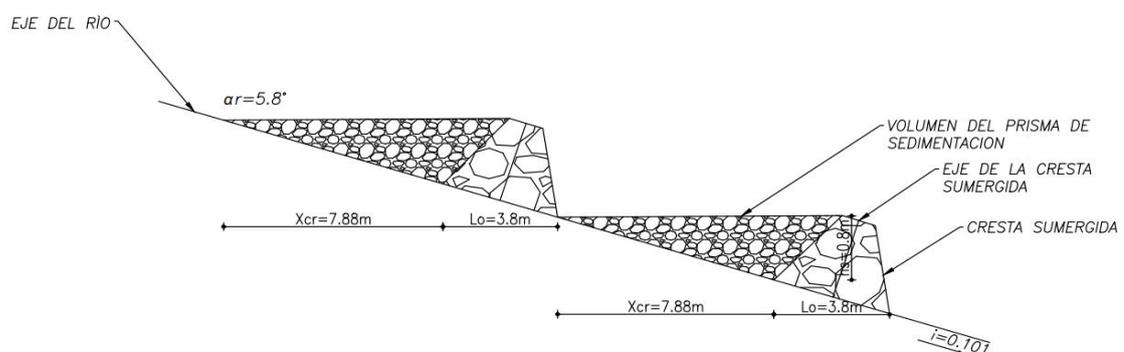
En el

Anexo 9 se muestra un ejemplo con los datos del proyecto, usando las respectivas tablas y figuras anteriormente mencionadas, en el cual se observa el volumen de sedimentos con un espaciamento de 37 m entre diques es de 44.54 m^3 por cada dique, también el dimensionamiento del aliviadero recomendado en el dique es de $1.70 \times 0.60\text{m}$

En la Figura 73 se detalla el espaciamento entre diques y el volumen de prisma de sedimentación.

Figura 73

Vista transversal de los diques de control propuestos

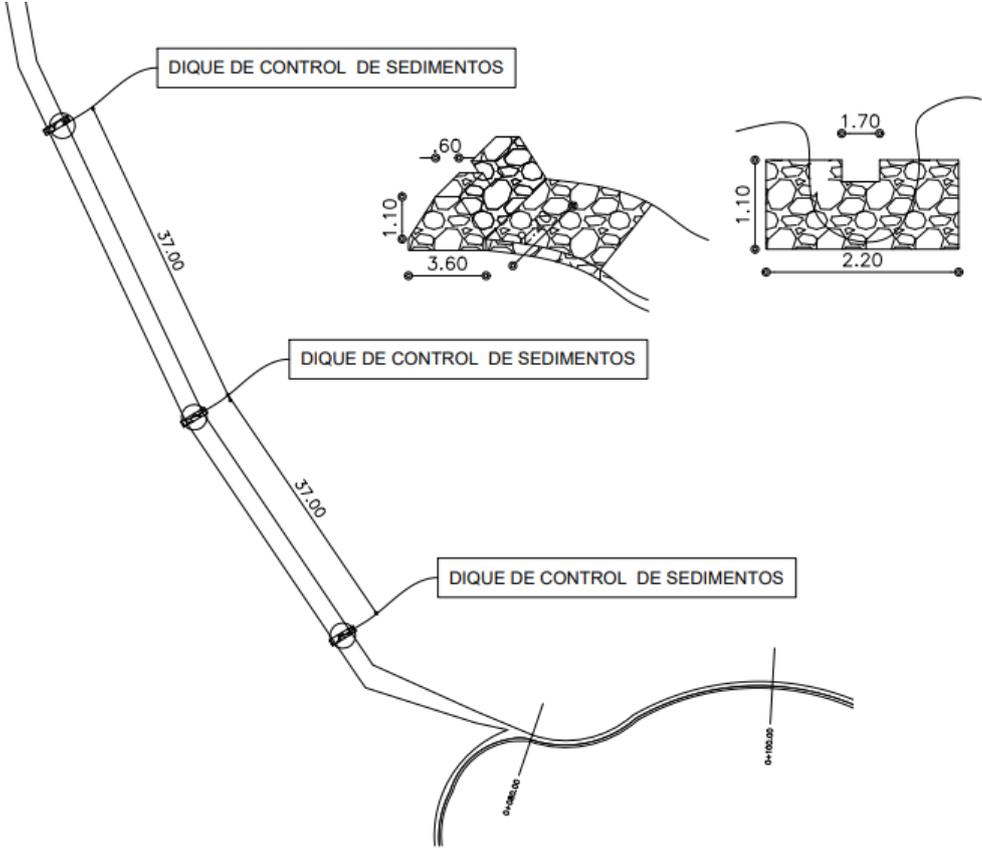


Elaborado por: Los autores

En la Figura 74 se detalla la ubicación de los diques con el espaciamiento, así como también las dimensiones de cada dique.

Figura 74

Dimensiones de los diques de control de sedimentos



Elaborado por: Los autores

7.6 Propuesta de diseño del aliviadero lateral de excedentes para un caudal de crecida de 3.97 m³/s

Datos disponibles obtenidos en el capítulo VI

$$Q \text{ crecida} = 3.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.6.1 Cálculo del aliviadero lateral no sumergido con contracción lateral para evacuar los caudales excedentes

n= coeficiente de rugosidad de Manning

n=0.014 (Hormigón)

b= ancho del aliviadero= 2m

Debido a la configuración del aliviadero no tenemos velocidad de acercamiento V_0 , por lo tanto, podemos decir que la carga geométrica H es igual a la carga total H_0 .

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g} \quad (\text{Ec. 62})$$

$$\frac{V_0^2}{2g} = 0$$

$$H_0 = H$$

Con la ayuda de la ecuación para vertederos de perfil práctico rectangulares se determina la carga total H.

$$Q = m * \epsilon * b * \sqrt{2 * g} * H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{Ec. 63})$$

$$\epsilon = 1 - 0.15 * \zeta m * \frac{H}{b}$$

Donde:

H= Carga geométrica del vertedero

H_0 = carga total

δ =espesor del vertedero

C1= alto de la pared vertedero aguas arriba

b= ancho o frente del vertedero

g= gravedad

ζ_m =coeficiente de efecto de muro

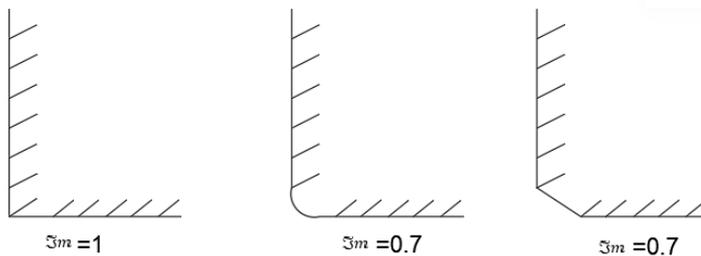
$\zeta_m = 1$

m=coeficiente de descarga para vertederos rectangulares o trapezoidales= 0.43

Según la configuración de los muros se adopta un coeficiente, que se lo indica en la Figura 75.

Figura 75

Coeficientes de muro



Elaborado por: Los autores

$$Q = m * \epsilon * b * \sqrt{2 * g * H^3}$$

$$3.97 = 0.43 * 1 - 0.15 * 1 * \frac{H}{2} * 2 * \sqrt{2 * 9.81 * H^3}$$

Con ayuda de iteraciones, se encuentra el valor de H y esto se evidencia en la tabla 38

Tabla 38

Iteraciones para encontrar la carga geométrica total H con m=0.43

Vertedero rectangular con contracción			
Q	H	b	ϵ

3.88	1.07	2	0.92
3.98	1.09	2	0.92

Elaborado por: Los autores

Por lo tanto, $H= 1.09$ m

Para el dimensionamiento del aliviadero o vertedero práctico rectangular no sumergido y con contracción lateral adoptamos un alto de pared del vertedero (C1) aguas arriba de 0.40 m y un espesor del vertedero (δ) de 1m ya que se cumple la relación:

$$0.5 H \leq \delta \leq 2H \quad (\text{Ec. 64})$$

$$0.5 (1.09) \leq \delta \leq 2(1.09)$$

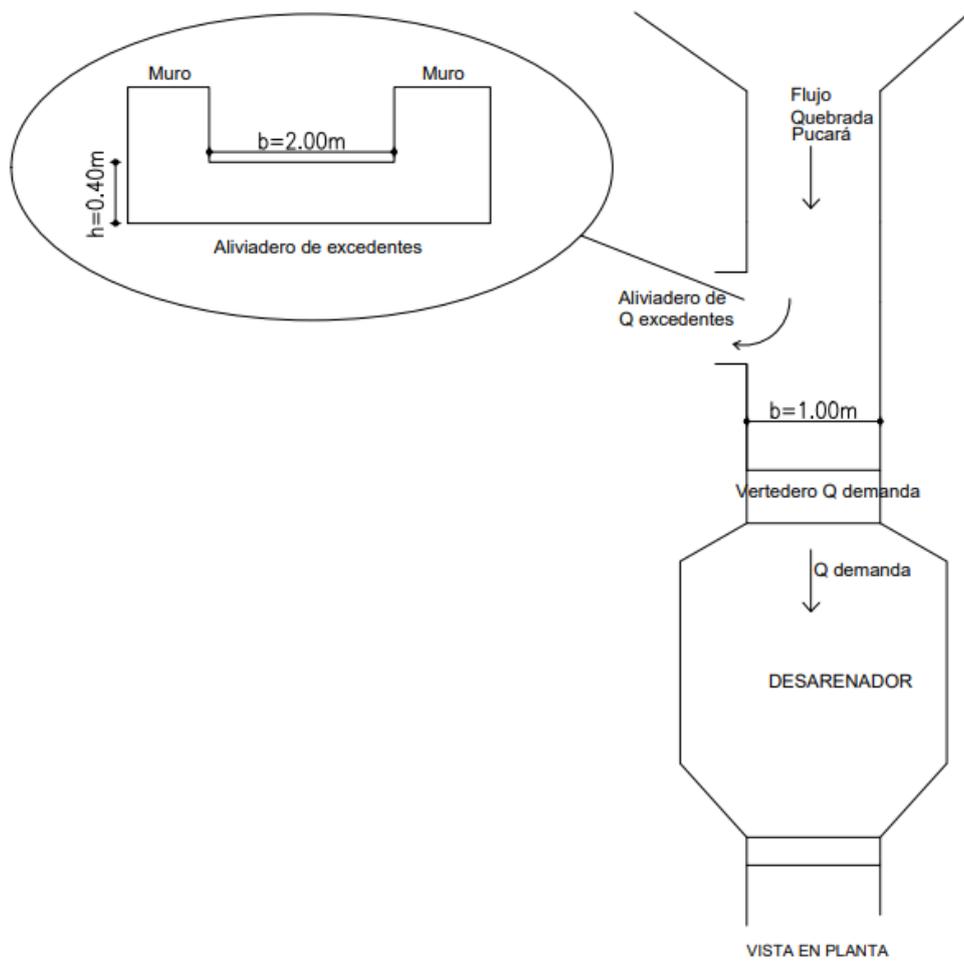
$$0.55 \leq \delta \leq 2.20$$

Para una mejor comprensión todos estos parámetros se indican en la Figura 76,

Figura 77 y **Figura 78**.

Figura 76

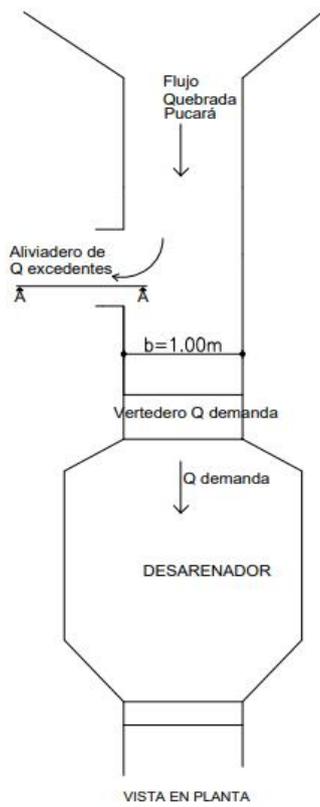
Esquema del aliviadero lateral de excedentes



Elaborado por: Los autores

Figura 77

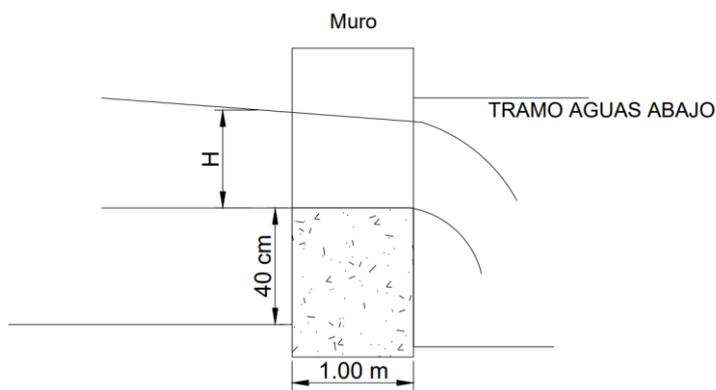
Esquema del aliviadero lateral de excedentes



Elaborado por: Los autores.

Figura 78

Corte transversal A-A del aliviadero lateral de excedentes



Elaborado por: Los autores

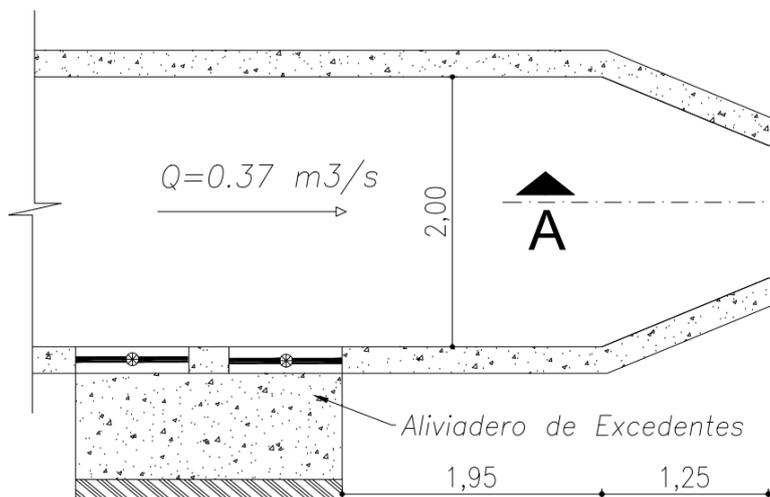
Para determinar la velocidad de flujo cuando se presente el caudal de máxima crecida en el canal de hormigón se tiene:

$$Q = V * W \quad (\text{Ec. 65})$$

Donde, W = sección de flujo, la cual por medio de la ecuación de Chezy se tiene una profundidad de flujo de 0.254 m con un ancho de canal de 2.00 m, como se observa en la Figura 79. Las iteraciones para encontrar la profundidad de flujo se observan en la Tabla 39.

Figura 79

Sección del canal donde la profundidad de flujo con un caudal de crecida es $h=0.254\text{m}$



Elaborado por: Los autores

Tabla 39

Iteraciones

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$h \text{ (m)}$	$W \text{ (m}^2)$	$X \text{ (m)}$	R
3.86	0.25	0.5	2.5	0.20
3.97	0.2544	0.5088	2.5088	0.20

Nota. Iteraciones para encontrar la profundidad de flujo con un ancho $b=2.00$ y para un caudal máximo de crecida. Elaborado por: Los autores

La velocidad se determina mediante:

$$V = \frac{Q}{W} \quad (\text{Ec. 66})$$

$$V = \frac{Q}{W}$$

$$V = \frac{3.97 \text{ m}^3/\text{s}}{2.00\text{m} * 0.2544\text{m}}$$

$$V = 7.80 \text{ m/s}$$

En cuanto a velocidad máxima permisible para el hormigón se tiene que es de 5 -10 m/s

En cuanto a velocidad mínima permisible mediante la fórmula empírica se define mediante la siguiente expresión:

$$V_{\min} = 0.64 * R^{0.5} \quad (\text{Ec. 67})$$

$$V_{\min} = 0.64 * 0.20^{0.5}$$

$$V_{\min} = 0.29 \text{ m/s}$$

Por lo tanto, se puede decir que cumplen en cuanto a las velocidades de flujo.

7.6.2 Cálculo del vertedero frontal para evacuar el caudal de demanda

Con la finalidad de direccionar el flujo se propone desarrollar unos muros de encausamiento. Por tal razón del ancho promedio de 2m que tiene la quebrada se realiza los muros quedando un ancho del canal y a la vez frente del vertedero de 1.00 m que evacua el caudal medio, quedando este tramo de hormigón.

Datos disponibles

Caudal medio= 370 lt/s

n= coeficiente de rugosidad de Manning

n=0.014 (hormigón)

b= 1.00 m

So= 0.101

El canal de hormigón tendrá una forma rectangular, razón por la cual se tiene los siguientes parámetros en función de su sección transversal

$$W = b * h \quad (\text{Ec. 68})$$

$$X = b + 2h$$

$$R = \frac{W}{X}$$

Donde

W= sección de flujo

X= perímetro mojado

R= radio hidráulico

So= pendiente del cauce

Con la ayuda de la ecuación de Chezy, con el dato de caudal medio, se expresa la ecuación en función de la profundidad h.

$$Q = C * W * \sqrt{So * R} \quad (\text{Ec. 69})$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

Donde:

C= coeficiente de Chezy

$$0.37 = \frac{1}{0.014} * \left(\frac{1.00 * h}{1.00 + 2 * h} \right)^{\frac{1}{6}} * 1.00 * h * \sqrt{0.10 * \left(\frac{1.00 * h}{1.00 + 2 * h} \right)}$$

A través de iteraciones obtenemos la profundidad del flujo (h) y se observa en la Tabla 40.

Tabla 40

Iteraciones

Q (m³/s)	h (m)	W (m²)	X (m)	R
0.30	0.08	0.08	1.16	0.07
0.37	0.09	0.09	1.18	0.08

Nota. Iteraciones para encontrar profundidad de flujo en el canal de hormigón (h) para el caudal de demanda de 370 lt/s Elaborado por: Los autores

7.6.2.1 Cálculo de la carga total H_o en el vertedero de perfil práctico rectangular no sumergido y sin contracción lateral para evacuar el caudal de demanda

Datos

$$b = 1.00\text{m}$$

$$m = 0.43$$

$$Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$g = 9.81\text{m}/\text{s}^2$$

$$Q = m * b * \sqrt{2 * g} * H_o^{\frac{3}{2}} \quad (\text{Ec. 70})$$

Donde:

m= coeficiente de descarga

g=gravedad

H_o =Carga total en el vertedero

$$0.37 = 0.43 * 1.00 * \sqrt{2 * 9.81} * H_o^{\frac{3}{2}}$$

Por medio de iteraciones encontramos H_o , como se observa en la Tabla 41.

Tabla 41

Iteraciones para encontrar H_o

Vertedero rectangular		m=	0.43
Q	H_o	b	
0.36	0.33	1	
0.37	0.334	1	

Elaborado por: Los autores

Se adopta un alto de la pared del vertedero aguas arriba de 0.25 m y se determina el espesor de la pared (δ), con la siguiente relación:

$$0.5 H \leq \delta \leq 2H \quad (\text{Ec. 71})$$

$$0.5 (0.334) \leq \delta \leq 2(0.334)$$

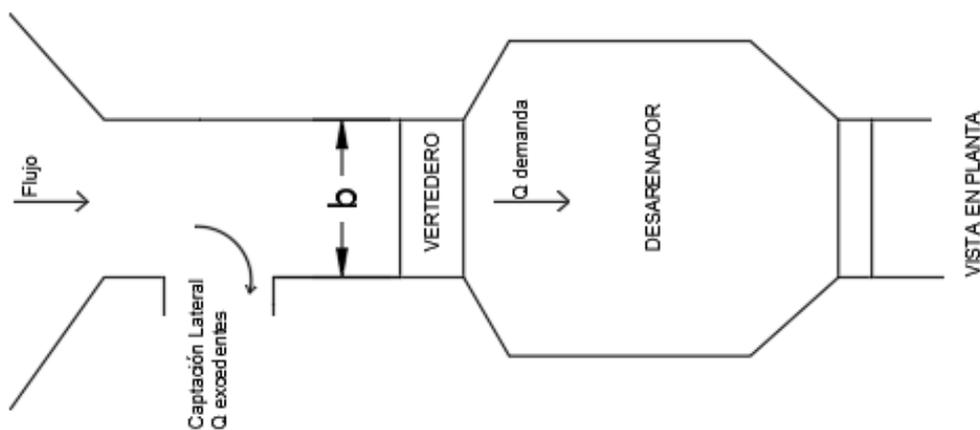
$$0.167 \leq \delta \leq 0.668$$

Por lo tanto, adopto un δ de =20 cm

A continuación, se presenta un esquema en la Figura 80 y Figura 81 con las dimensiones del vertedero practico rectangular por donde pasara el caudal de demanda de 370 lt/s.

Figura 80

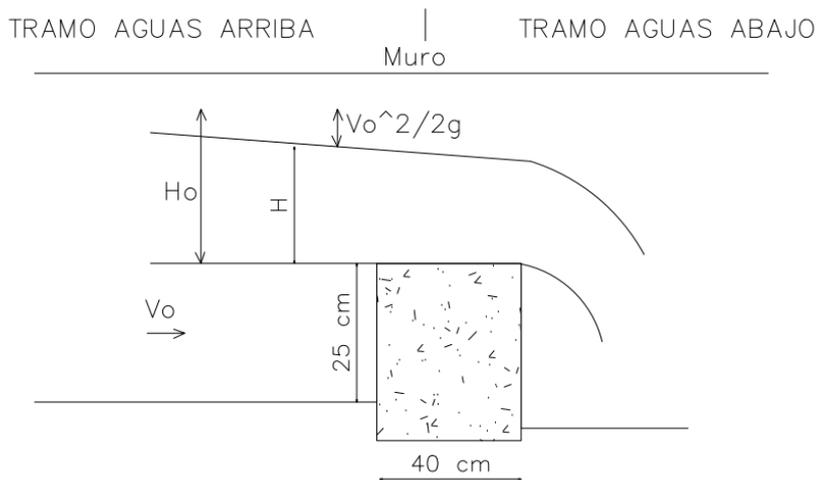
Vista en planta del sistema de derivación



Elaborado por: Los autores

Figura 81

Corte del vertedero de perfil práctico rectangular



Elaborado por: Los autores

7.6.2.2 *Diseño rejilla*

El agua superficial se recolecta mediante redes especiales para uso en ríos de montaña que tienen grandes fluctuaciones en el flujo entre períodos de bajamar y pico de inundación. El elemento básico del diseño es una red proyectada con barras transversales o paralelas en la dirección del flujo. Otros tipos de entradas también tendrán rejillas para restringir el ingreso de material líquido a la estructura de recolección (Salazar Cano, 2004).

7.6.2.2.1 *Inclinación de las rejillas*

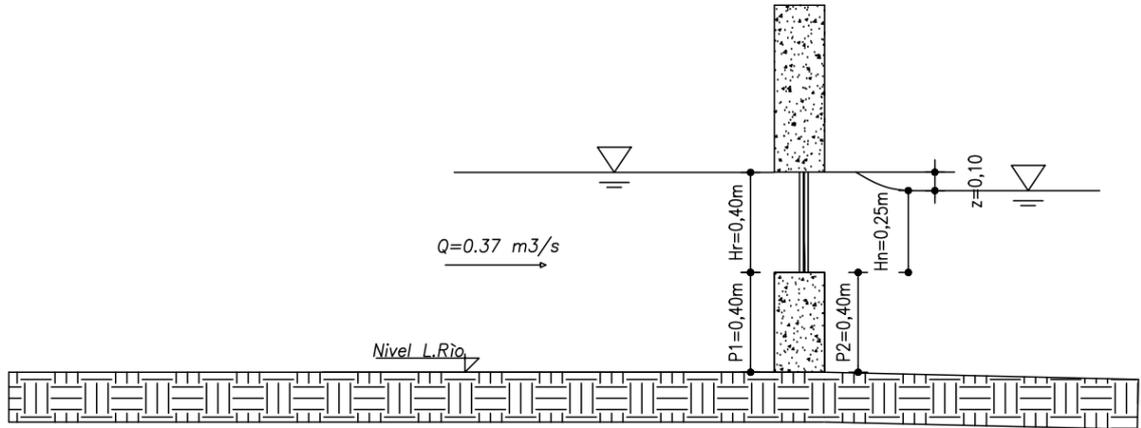
Las rejillas utilizadas para recolectar agua superficial de los ríos de montaña deben tener una pendiente de 10 a 20 % aguas abajo de la red. En otros tipos de estructuras de rejillas, la inclinación del paso desde la horizontal es de 70° a 80° (Salazar Cano, 2004).

7.6.2.2.2 *Separación entre barrotes*

Para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, deben estar a una separación entre 75 mm y 150 mm. En el transporte de gravas finas, propio de ríos es de 20 mm y 40 mm (Salazar Cano, 2004). El dimensionamiento de la rejilla se lo hace con los parámetros mostrados en la Figura 82.

Figura 82

Parámetros dimensionamiento de la rejilla

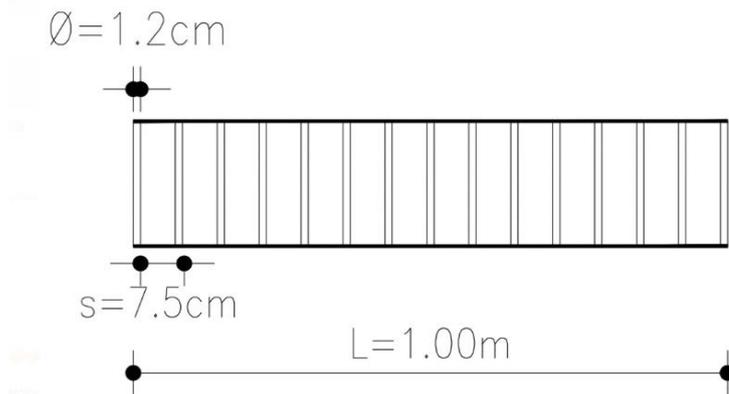


Elaborado por: Los autores

La rejilla a la entrada del desarenador será con las dimensiones que se muestra en la Figura 83 y la memoria de cálculo del diseño de la reja se muestra en el Anexo 10.

Figura 83

Rejilla de retención de material flotante



Elaborado por: Los autores

7.7 Propuesta de diseño del desarenador que trabajara con un caudal de 0.37 m³/s

7.7.1 Consideraciones para el diseño hidráulico

En el diseño hidráulico de la cámara de desarenación se debe tomar en cuenta que existen desarenadores de baja velocidad que tiene un valor de 0.20 a 0.60 m/s, y desarenadores de alta velocidad para grandes centrales hidroeléctricas con velocidades que van desde 1.00 a 1.50 m/s llamados desarenadores de alta velocidad. Generalmente cuando se selecciona una velocidad media de flujo inferior a los 0,2 m/s se obtienen desarenadores relativamente anchos pero cortos, lo cual los hace ineficientes; por otro lado, con una velocidad de 0,6 m/s los desarenadores obtenidos son muy largos (Proaño, 2013).

7.7.2 Diámetro de la partícula a Sedimentar

En el diseño de los desarenadores se toma en cuenta un diámetro de partícula de los sedimentos y es la cual responde el diseño, lo cual indica que aquella que sean superiores al diámetro seleccionado son las que se depositan (Proaño, 2013).

En el presente proyecto se adopta como diámetro de partícula de la arena mediana que es igual a 0.25mm como se muestra en la Tabla 42.

Tabla 42

Escala de graduación de sedimentos

Tabla N°2. 2. Escala de graduación de sedimentos, American Geophysical Union Agu (1947)

CLASIFICACIÓN	RANGO DE TAMAÑOS (mm)	
Canto rodado muy grande	4000-2000	
Canto rodado grande	2000-1000	
Canto rodado mediano	1000-500	
Canto rodado pequeño	500-250	
Guijarro grande	250-130	
Guijarro pequeño	130-64	
Grava muy gruesa	64-32	
Grava gruesa	32-16	
Grava mediana	16-8	
Grava fina	8-4	
Grava muy fina	4-2	
Arena muy gruesa	2.000-1.000	2-1
Arena gruesa	1.000-0.500	1-1/2
Arena mediana	0.500-0.250	1/2-1/4
Arena fina	1.250-0.125	1/4-1/8
Arena muy fina	0.125-0.062	1/8-1/16
Limo gruesa	0.062-0.031	1/16-1/32
Limo mediana	0.031-0.016	1/32-1/64
Limo fina	0.016-0.008	1/64-1/128
Limo muy fina	0.008-0.004	1/128-1/256

Nota. Tomado de Proaño (2013).

7.7.3 Velocidad horizontal de la partícula

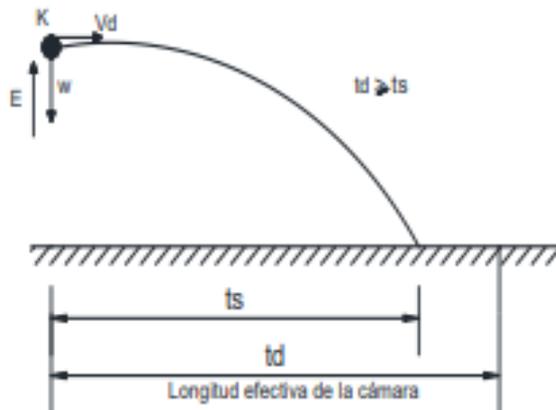
Se considera el movimiento parabólico de la partícula para realizar la evaluación de la trayectoria de caída dentro de la cámara, donde se tiene una componente horizontal constante de la velocidad (V_d) y una componente vertical igual a la velocidad de sedimentación (w) de la partícula en un medio estático. Esa suposición se basa en que la corriente de agua es reducida a una velocidad mínima y se distribuye uniformemente a lo largo de la sección de la cámara. Además, debe cumplir un criterio que permite que se deposite la partícula y es que el tiempo de transcurso del agua por la cámara, no debe ser menor que el tiempo que la partícula en suspensión (Proaño, 2013).

Por otro lado, el tiempo de sedimentación (t_s) debe cumplir que sea inferior al tiempo de recorrido o desplazamiento del agua a lo largo de la cámara. Comúnmente las materias en suspensión, se componen de partículas de diferentes tamaños de grano, mismas que al ingresar al desarenador con turbulencia, requieren de una para asentarse, es ahí donde está la importancia del diseño para obtener un tramo de transición bien diseñado (Proaño, 2013).

En la Figura 84 se observa la curva esquemática de un grano de arena “k”, depositado bajo la influencia de la turbulencia.

Figura 84

Curva esquemática de un grano de arena



Nota. Tomado de Proaño (2013).

Donde:

V_d = velocidad horizontal de sedimentación

w = velocidad vertical de sedimentación

E = empuje ascensional dinámico que se debe a turbulencias

t_s = tiempo de sedimentación

t_d = tiempo de desplazamiento.

Un criterio que debe cumplirse es que la velocidad horizontal V_d no debe sobrepasar un valor máximo con la finalidad de:

- Favorecer al depósito de la partícula.

- Evitar el arrastre de la partícula sedimentada
- Que la partícula que está en proceso de depósito no sea arrastrada otra vez

$$Vd = a\sqrt{d} \quad (\text{Ec. 72})$$

Donde:

Vd = velocidad horizontal de sedimentación que está en función del diámetro de la partícula a ser retenida (m/s).

d = diámetro granular (mm).

a = constante en función del diámetro

El valor de a constante del diámetro se lo hace a través de la Tabla 43.

Tabla 43

El valor de a constante del diámetro

Valores de a en función del diámetro		
Diámetro de la partícula (mm)	valor del factor " a " según:	
	Camp	R.S. Varhney
>0,1	0,36	0,55
0,1-1	0,44	0,66
<0,1	0,51	0,77

Nota. Tomado de Proaño (2013).

$$Vd = 0.44\sqrt{0.25} = 0.22m/s$$

La velocidad de sedimentación horizontal es de 0.22 m/s utilizando el factor 0.44 propuesto por Camp.

7.7.4 Velocidad de sedimentación

Existen varias fórmulas que permiten el análisis del proceso de sedimentación de una partícula en agua tranquila, así como tablas y nomogramas, estas herramientas incorporan criterios de peso específico del material a sedimentarse (ρ_s , gr/cm^3), Peso específico del agua

turbia (ρ , gr/cm³) (Proaño, 2013). Para este proyecto las técnicas empleadas son las siguientes:

Se considera la fórmula empírica impuesta por Krey y Scotti-Foglieni, la cual se basa en lo siguiente:

Scotti-Foglieni. Surdy establece un proceso similar donde se mide la velocidad esencial de la corriente líquida que tiene en equilibrio un cierto grano de arena, en base a investigaciones sobre modelos como sifón auto elevador descargador de gastos sólidos, se han deducido la siguiente relación para el diámetro del material aspirado y su velocidad de sedimentación.

$$w = 3.8\sqrt{d} + 8.3d \quad (\text{Ec. 73})$$

Donde:

d = diámetro de la partícula, (m)

$$w = 3.8 \sqrt{\frac{0.25}{1000}} + 8.3 * \frac{0.25}{1000} = 0.062\text{m/s}$$

Krey. Para granos en agua calma se ha deducido que:

$d(\rho_s - 1) = 0.007w^{1.2}$ Para granos de diámetro menor o igual a 2mm

$d(\rho_s - 1) = 0.00064w^2$ Para diámetros mayores de 2mm

Donde:

w = velocidad de sedimentación, (m/s)

d = diámetro de la partícula, (m)

ρ_s = peso específico del material a sedimentar (gr/cm³)

$$w = \sqrt[1.2]{\frac{d(\rho_s - 1)}{0.007}}$$

$$w = \sqrt[1.2]{\frac{(\frac{0.25}{1000} \text{ m})(2.43 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} - 1)}{0.007}} = 0.084\text{m/s}$$

El valor de la velocidad de sedimentación de la partícula es de 0.084 m/s, valor que se

toma de forma arbitraria al no ser velocidades muy dispares entre los dos métodos.

7.7.5 Dimensionamiento de las cámaras desarenadoras.

Para las cámaras sedimentadoras, la geometría para condiciones normales de operación, se toma considerando que estas deben solventar que el agua se clarifique según las necesidades del proyecto, así como que no se interrumpa su abastecimiento, adicionalmente cuidar la evacuación periódica de los sedimentos sin pérdida excesiva de agua (Proaño, 2013).

7.7.5.1 Determinación de la profundidad de la cámara desarenadora

Es importante tener en cuenta que la altura de agua en el desarenador no debe ser superior al remanso en el canal de ingreso, si esto no se cumple, es una causa de generación de sedimentación, por lo tanto, la altura del tanque de sedimentación debe cumplir la siguiente condición (Proaño Procel, 2013):

$$1.5m \leq h \leq 4m \quad (\text{Ec. 74})$$

Con base a lo mencionado se asume una altura mínima para el tanque del desarenador de 1.5 metros.

7.7.5.2 Caudal de diseño de cada cámara

Las cámaras del desarenador, deben funcionar con el caudal parcial para cada una de ellas, pero su dimensionamiento se lo realiza considerando un incremento del 50% ya que durante las operaciones de mantenimiento se deshabilita una y la otra conduce todo el caudal, es decir, sigue operando (Proaño Procel, 2013).

El caudal de las cámaras desarenadoras es el caudal necesario que se necesita distribuir en el canal de riego por lo que; el caudal de entrada al desarenador será igual a 0.37 m³/s y el número de cámaras propuestos N=2.

$$Q_{dc} = \frac{Q_{entrada}}{N} * 150 \quad (\text{Ec. 75})$$

Donde:

Q_{dc} = caudal de diseño de cada cámara

Q entrada = caudal de entrada al desarenador

N= número de cámaras

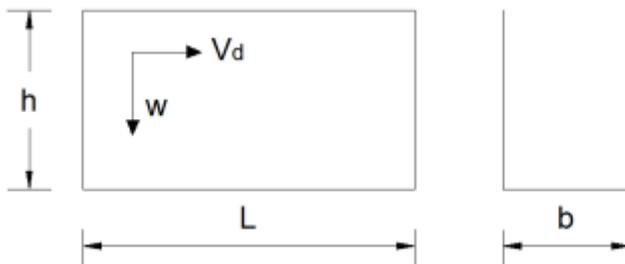
$$Q_{dc} = \frac{0.37 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2} * 1,50 = 0.28 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

7.7.5.3 Dimensionamiento en planta de la cámara de desarenación con la teoría de simple sedimentación.

Sin considerar los efectos del flujo turbulento respecto a la velocidad de sedimentación, el dimensionamiento se lo puede realizar tomando en cuenta las siguientes relaciones (Proaño Procel, 2013). Las relaciones para el dimensionamiento de una cámara de sedimentación se observan en la Figura 85.

Figura 85

Relaciones de dimensionamiento en planta y elevación de la cámara de sedimentación



Fuente: Tomado de Proaño Procel (2013)

7.7.5.3.1 Ancho de la cámara desarenadora (b)

El ancho de la cámara desarenadora se calcula con la siguiente ecuación:

$$b = \frac{Q_{dc}}{h * V_d} \quad (\text{Ec. 76})$$

7.7.5.3.2 Longitud de la cámara desarenadora (L)

$$L = \frac{h * V_d}{w} \quad (\text{Ec. 77})$$

7.7.5.3.3 Tiempo sedimentación (t_s)

$$t_s = \frac{h}{w} \quad (\text{Ec. 78})$$

7.7.5.3.4 Tiempo desplazamiento (t_d)

$$t_d = \frac{L}{Vd} \quad (\text{Ec. 79})$$

En la Tabla 44 y Figura 86 se muestra el resumen de los cálculos realizados de las dimensiones asumiendo la teoría de simple sedimentación donde se desprecia un flujo turbulento sobre la velocidad, para una mejor visualización se presenta en la hoja de cálculo en el Anexo 11.

Tabla 44

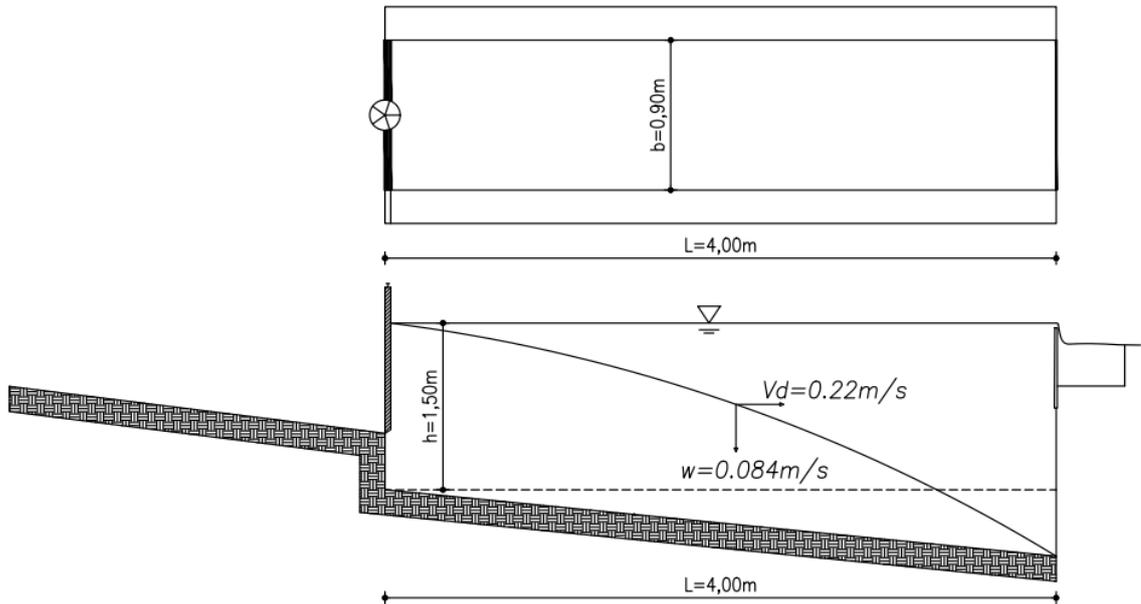
Resumen dimensionamiento desarenador

Nomenclatura	Valor	Unidad	Descripción
N=	2	unidades	Numero de cámaras
Qdc=	0,28	m ³ /s	Caudal de diseño
B=	0,84	m	Ancho desarenador
	0,90	m	
L=	3,93	m	Longitud desarenador
	4,00	m	
h=	1,50	m	Altura desarenador
ts=	17,86	s	Tiempo sedimentación
td=	18,18	s	Tiempo desplazamiento
Vc=	5,40	m ³	Volumen desarenador
V agua=	4,96	m ³	Volumen de agua
Vc ≥ Vol. agua			
CUMPLE			

Elaborado por: Los autores

Figura 86

Dimensiones desarenador con teoría de simple sedimentación.



Elaborado por: Los autores

7.7.5.3.5 Dimensionamiento en planta de la cámara de desarenación considerando los efectos de retardarías de la turbulencia.

Bajo condiciones de movimiento del agua, se reduce la velocidad de sedimentación, y se determina mediante: $w - w'$, donde w' representa a la reducción de velocidad por efectos de la turbulencia (Proaño Procel, 2013).

7.7.5.3.6 Reducción de la velocidad de flujo (w')

$$w' = \frac{Vd}{5.7 + 2.3 * h} \quad (\text{Ec. 80})$$

7.7.5.3.7 Longitud de la cámara desarenadora (L)

$$L = \frac{h * Vd}{w - w'} \quad (\text{Ec. 81})$$

Se aplica un coeficiente de corrección K para el caso de desarenadores de bajas velocidades, este factor varía en función de las velocidades de escurrimiento en el tanque, por lo tanto, la longitud de la cámara sedimentadora se calcula como:

$$L_c = k \frac{h * V_d}{w - w'} \quad (\text{Ec. 82})$$

Los valores de k se obtienen de la Tabla 45 y Tabla 46 que se muestra a continuación:

Tabla 45

Coefficientes para el cálculo de desarenadores de baja velocidad

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0,2	1,25
0,3	1,5
0,5	2

Nota. Tomado de Proaño Procel (2013).

Cuando los desarenadores tienen alta velocidad con valores de 1 m/s a 1.50 m/s, se estima que la influencia de la turbulencia en la caída de los granos de 1 mm es baja, los valores de k, para este caso se muestran a continuación (Proaño Procel, 2013).

Tabla 46

Coefficientes para el cálculo de desarenadores de alta velocidad

Dimensiones de la partícula a eliminar (d=mm)	K
1	1
0,5	1,3
0,25-0,30	2

Nota. Tomado de Proaño Procel (2013).

El valor de k para el diseño del desarenador se optó por escoger valores de la Tabla 46 donde el valor de “k” es igual a k=2, el tamaño de la partícula impuesta en el proyecto es de diámetros 0.25 mm.

7.7.5.3.8 Tiempo sedimentación (ts)

$$t_s = \frac{h}{w - w'} \quad (\text{Ec. 83})$$

En la Tabla 47 y Figura 87 se muestra el resumen de los cálculos realizados de las dimensiones del desarenador considerando los efectos de retardarías de la turbulencia, para una mejor visualización se presenta en la hoja de cálculo ver Anexo 12.

Tabla 47

Resumen dimensionamiento desarenador

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción
N=	2	unidad	Número de cámaras
Qdc=	0,28	m ³ /s	Caudal de diseño
B=	0,84	m	Ancho desarenador
	0,90	m	
h=	1,50	m	Altura desarenador
w'=	0,024	m/s	Reducción de la velocidad de flujo
L=	5,50	m	Longitud desarenador
K=	2,00		Coefficiente de desarenador
Lc=	11,01	m	Longitud desarenador corregida
	11,10	m	
ts=	25,02	s	Tiempo sedimentación
Vc=	14,99	m ³	Volumen desarenador
V agua=	6,94	m ³	Volumen de agua

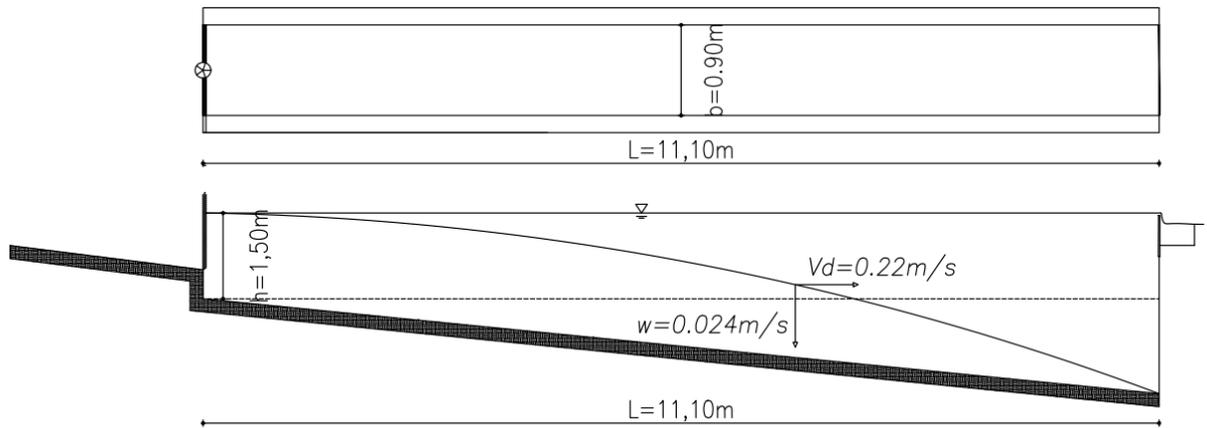
Vc ≥ Vol. agua

CUMPLE

Elaborado por: Los autores

Figura 87

Dimensiones desarenador considerando los efectos de retardarías de la turbulencia.



Elaborado por: Los autores

7.7.5.3.9 Ancho total de la estructura de desarenación

El ancho total del desarenador se realiza con la siguiente ecuación, en la Tabla 48 se muestra el ancho del desarenador:

$$bt = (b * N) + (\text{espesor} * (N + 1)) \quad (\text{Ec. 84})$$

Tabla 48

Ancho total desarenador con dos cámaras

Símbolo	Valor	Unidad
N=	2	unidades
Espesor=	0,2	m
B=	0,90	m
B total=	2,4	m

Elaborado por: Los autores

7.8 Diseño hidráulico de la estructura de entrada

Julian Hinds y el Bureau of Reclamation, en base a las experiencias en sus investigaciones relacionadas al tema, han encontrado que para $\alpha = 12^{\circ}30'$, se consiguen pérdidas de carga mínimas en transición; además este ángulo de transición puede tomar el valor como máximo de hasta $22^{\circ}30'13$, un valor superior a esa ocasión que el cambio de la transición sea brusco. Para el cálculo se aplica la siguiente expresión mediante la que determina la longitud de la transición recta.

$$L = \frac{T1 - T2}{2 * \text{tag}(22.30)} \quad (\text{Ec. 85})$$

En la Tabla 49 se muestra la longitud de transición que tendrá la estructura de entrada y salida y se observa en la Figura 88.

Tabla 49

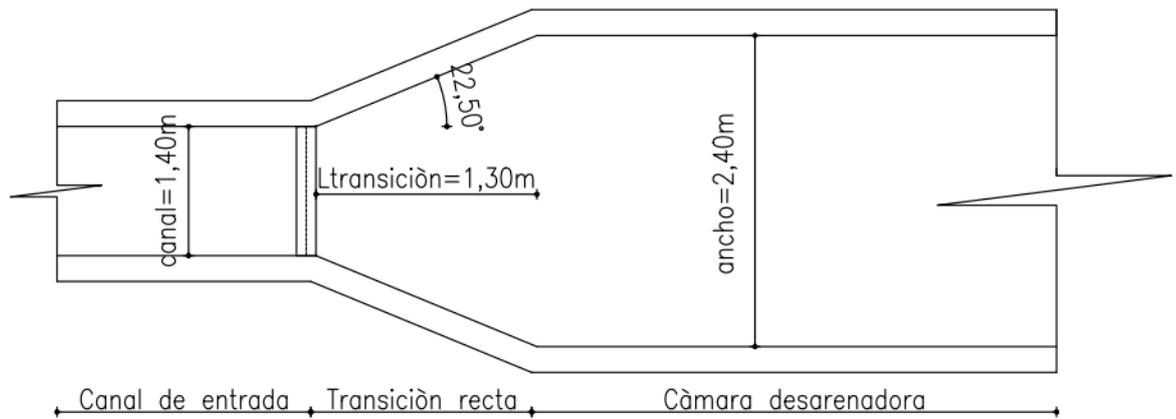
Diseño hidráulico de la estructura de entrada y salida.

Símbolo	Valor	Unidad
T1=	2,4	m
α=	22,5	grados
T2=	1,40	m
L	1,207	m
transición=	1,30	m

Elaborado por: Los autores

Figura 88

Longitud transición.



Elaborado por: Los autores

7.9 Diseño hidráulico de las estructuras de limpieza.

Las estructuras de limpieza tienen el fin de permitir el desalojo de los materiales sedimentados. Con el objetivo de que las arenas se puedan movilizar hacia la compuerta de salida estas son construidas con una pendiente fuerte que va desde 2% a 6%, además debe tomarse en cuenta que este incremento en la altura por esta pendiente no se incluye en el tirante de cálculo, sino que este volumen adicional sirve como depósito para las arenas. Adicionalmente es necesario realizar un estudio de la cantidad y tamaño de las partículas sedimentadas con la finalidad de asegurar que la capacidad del desarenador sea la adecuada y no implique que deba ser lavado de forma muy regular (Proaño Procel, 2013).

El cálculo de la estructura de limpieza está considerado como un desarenador de pendiente doble, donde las tolvas para la limpieza se localizan al final del segundo tercio de la longitud total de la cámara de sedimentación (Proaño Procel, 2013).

En la Figura 89 se muestra el corte longitudinal del desarenador con doble pendiente y la memoria de cálculo se adjunta en el Anexo 13.

7.9.1 Compuertas de lavado

El proceso de lavado del desarenador consiste en cerrar las puertas de ingreso, no obstante, en situaciones de emergencia implica que el desarenador debe ser capaz de vaciarse incluso con las compuertas habilitadas, esto es un indicador que señala que deben diseñarse para un caudal del canal sumado al caudal de lavado, el cual se obtiene mediante la relación del volumen del desarenador y el tiempo de lavado (Proaño Procel, 2013).

$$Q_v = Q_{dc} + Q_1 \quad (\text{Ec. 86})$$

$$Q_1 = \frac{V_c}{t_l} \quad (\text{Ec. 87})$$

Donde:

Q_v = caudal de vaciado.

Q_{dc} = caudal de diseño de cada cámara.

Q_1 = caudal de lavado.

V_c = volumen de cada cámara.

t_l = tiempo de lavado.

Un aspecto importante a verificar es que el fondo de las compuertas, sin importar el número que sean, deben estar en un punto más alto que el punto del río al cual se conducen las aguas del lavado, además que la pendiente sea lo suficiente para que la velocidad sea capaz de generar el arrastre de las arenas, para tal efecto se estima que la velocidad que asegura el lavado debe ser de 3 – 5 m/s.

Generalmente, lo mencionado con anterioridad y otras condiciones de tipo topográfico impiden que se cumplan estas consideraciones, por lo que después de estimar la ubicación ideal, obliga a que se desplace aguas abajo del canal (Proaño Procel, 2013).

En la Figura 90 se muestra el área de las compuertas de lavado.

Figura 90

Área compuerta de lavado

$Q_1 = \frac{V_c}{t_1}$			$Q_v = Q_1 + Q_{dc}$		
Q1=	0,004	m3/s	Qv=	0,282	m3/s
$Q_v = C_d A_o \sqrt{2gh_c}$					
Ao=	0,072	m2	V=	3,891	m/s

Elaborado por: Los autores

Las dimensiones resultantes del cálculo son muy pequeñas por lo que se recomienda una compuerta de dimensiones 0.5 m x 0.5m.

7.9.2 Sección transversal del canal de limpieza

Las formas transversales que puede adoptar un canal son diversas, pero las más comunes son la trapezoidal y rectangular. El ancho b de un canal, debe ser económica y es la conjugación del volumen del hormigón a emplear con el volumen de la misma excavación, en ese sentido, es común elaborar un gráfico de costo frente al valor de b, en la que se evidencia las curvas de la relación del movimiento de tierras y el volumen de hormigón que se emplea. A partir de estas curvas se identifica el punto mínimo y el ancho óptimo (Proaño Procel, 2013).

En este caso práctico se desprecia los factores económicos por lo que el diseño solo responde al cumplimiento de los parámetros hidráulicos. Es así que se asume que bajo estas condiciones hay varias soluciones de diseño de tipo trapezoidal, semicircular, rectangular y otros, pero todas deben satisfacer la fórmula de Manning (Proaño Procel, 2013).

$$Q = \frac{1}{n} A * R^{\frac{2}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 88})$$

Donde:

Q= caudal de diseño del canal

A= área de la sección transversal

R= radio hidráulico

So= pendiente longitudinal del canal

n= coeficiente de rugosidad de Manning

Para el cálculo de la sección transversal se considerará una sección cuadrada con los siguientes datos que se muestran en la Tabla 50.

Tabla 50

Parámetros para el diseño de la sección de la rápida descarga.

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción
n=	0,017	Sin unidad	Coeficiente rugosidad del material
y=	0,5	m	Calado
So=	10	%	Pendiente
°Qv=	0,282	m ³ /s	Caudal de vaciado
z=	0		Talud

Elaborado por: Los autores

Con los parámetros impuesto para la sección del canal de limpieza se encuentra el ancho necesario de canal, a continuación, se elabora una gráfica caudal ancho en función de caudal como se muestra a continuación en la

Tabla 51 y se observa en la Figura 91.

Tabla 51

Ancho en función del caudal

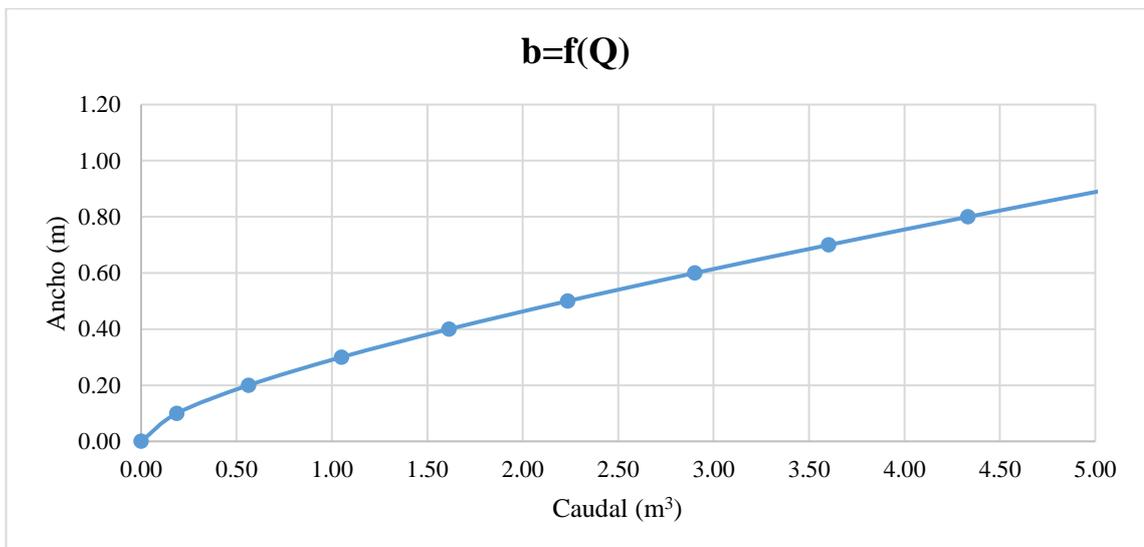
b	Q
(m)	(m ³ /s)
0,00	0,00
0,10	0,19
0,20	0,56
0,30	1,05
0,40	1,61

0,50	2,24
0,60	2,90
0,70	3,60
0,80	4,33
0,90	5,09
1,00	5,86
1,10	6,65
1,20	7,45
1,30	8,27
1,40	9,09

Elaborado por: Los autores

Figura 91

Gráfica ancho en función del caudal de descarga



Elaborado por: Los autores

Con el objetivo de generar un mejor control en la carga de energía (Ho-H) originado por el aliviadero lateral de excedente y el vertedero del caudal de demanda se propone el uso de compuertas. El equipamiento hidromecánico se coloca en la sección de captación donde las compuertas principales para la regulación del caudal de agua que ingresa al canal de derivación y que por lo general son de maniobra individual. Esta captación incluye un diafragma y en la

aproximación al orificio incorpora muros de encause.

No obstante, a pesar de que se sedimenta en el orificio de entrada, una porción del sedimento pasa a la obra se captación como material en suspensión y luego a la cámara de sedimentación.

El desarenador se constituye de dos cámaras cuya sección transversal es de un área relativamente superior a la de la derivación y las secciones de orificio de entrada a la toma de obra. Los orificios de entrada y salida de un desarenador están provistos de compuertas de servicio.

El nivel de la cresta de salida está situado en el fondo de la cámara, prácticamente al mismo nivel de la cresta de entrada; bajo la cresta de salida se localizan las galerías purga provistas de compuertas, y estas están dotadas de su propio mecanismo de maniobra, por otro lado, las galerías de purga se conectan con el colector de purga, que desagua aguas abajo.

En el ingreso de desarenador la velocidad del agua disminuye y eso permite que las partículas suspendidas se depositen en el fondo de la cámara, estos sedimentos se acumulan y son evacuados de forma periódica hacia el tramo agua abajo, para este propósito en forma secuencial se cierran las compuertas de orificio de salida y se abren las compuertas destinadas para la purga. Estos orificios de entrada deben colocarse aguas arriba en este caso este tramo hace referencia a la captación y por lo tanto requiere que este provisto de rejillas y diafragma. A continuación, en el Anexo 14 se presenta un esquema de los elementos del sistema de derivación.

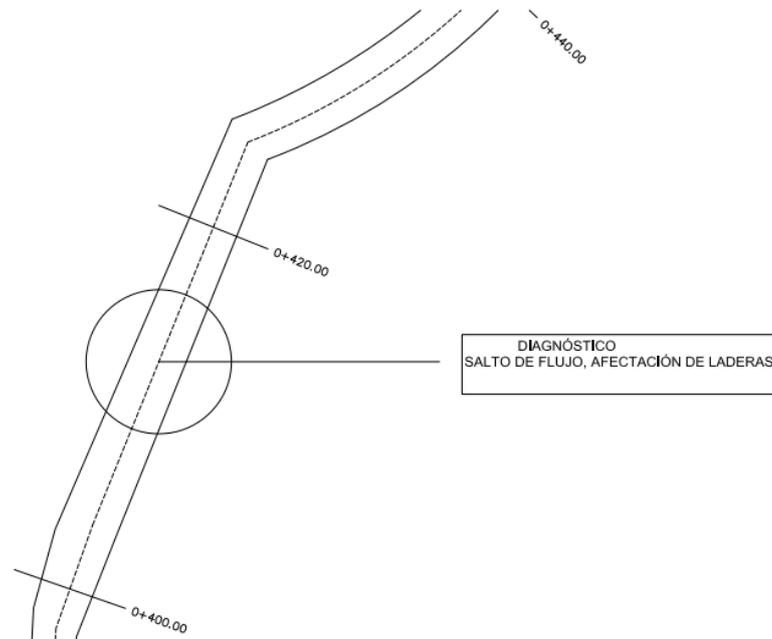
7.10 Propuesta de muros de gaviones para la estabilización de taludes en la abscisa 0+410

Este mecanismo de protección surge debido a que en este tramo se encuentra con un salto de agua de 2.80m, donde la fuerza viva adquirida en la caída produjo un socavamiento en el lecho y con el tiempo se encontró un equilibrio en el canal. Lo que se observa es que existe una afectación de laderas, razón por la cual se propone efectuar muros de gaviones para evitar la erosión de los mismos.

En la Figura 92 se observa el tramo topográfico donde se encuentra el problema con afectación de laderas, y en la Figura 93 se detalla un esquema del problema anteriormente mencionado.

Figura 92

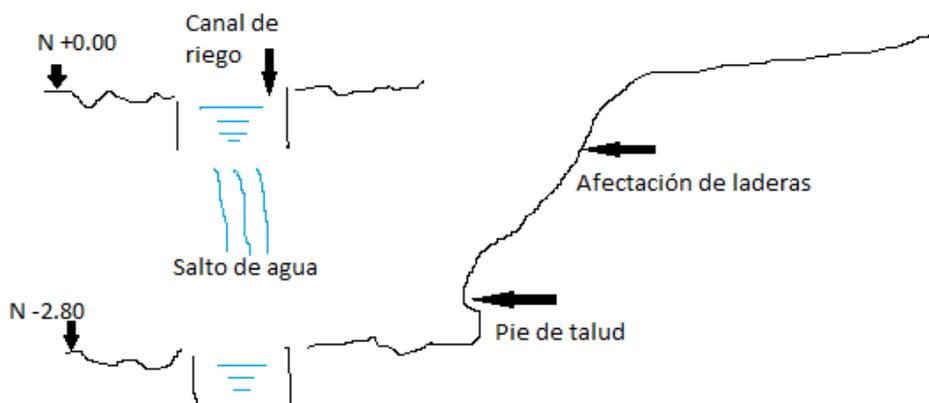
En el tramo de la abscisa 0+410 inicia un salto de agua hasta la abscisa 0+420, en donde se ve afectando las laderas.



Elaborado por: Los autores

Figura 93

Salto de agua en la abscisa 0+410



Elaborado por: Los autores

7.10.1 Análisis estructural de los materiales para los gaviones

Son varios los factores que alteran la estabilidad de un talud, entre ellos se tiene aspectos de los agentes naturales, tales como presiones hidrostáticas, la intemperie, deforestación, erosión y otros (Chanquín, 2004). Por ellos los materiales con los cuales se construyen los gaviones deben poseer buena resistencia, durabilidad y seguridad. Algunas consideraciones básicas que pueden tomarse en cuenta para su selección son las siguientes:

- Cuando se emplea solo piedras grandes, el peso se reduce, al contrario, si se emplea piedra pequeña para la construcción del gavión, no obstante, a mayor tamaño de la roca, mejor es el drenaje siendo esta una de las funciones principales de estos muros (Chanquín, 2004).
- Es recomendable emplear rocas de diferentes tamaños para que la estabilidad generada por el peso y el drenaje sean beneficiadas a la par (Chanquín, 2004).
- Para materiales de relleno en la Tabla 52 se presenta varios tipos de materiales y el peso, bajo una admisión de 40% de espacios vacíos (Chanquín, 2004).

Tabla 52

Diferentes tipos de materiales de relleno para gaviones

Material de Relleno	Pesos	
	Lb/p ³	Kg/m ³
Basalto	103.00	1650.00
Ladrillo	78.00	1240.00
Concreto Roto	84.00	1340.00
Granito	100.00	1600.00
Caliza	90.00	1440.00
Arenisca	87.00	1390.00
Ripio	94.00	1500.00
Escoria	94.00	1500.00

Nota. Tomado de (Chanquín, 2004)

Los materiales granulares con las especificaciones citadas garantizan que el anclaje de la malla sea adecuado, y pueden hacer frente a cambios de humedad del suelo, los muros de gaviones poseen ciertas características, a continuación, se presentan las representativas:

- **Flexibilidad:** favorece a la adaptación de las deformaciones del terreno contribuyendo a su estabilidad y eficiencia (Chanquín, 2004).
- **Resistencia:** esta propiedad es debido al peso de la estructura, la fricción de las piedras, resistencia a compresión, tensión de tracción (Chanquín, 2004).
- **Permeabilidad:** permite el drenaje de las aguas de infiltración eliminando el empuje hidrostático (Chanquín, 2004).
- **Fácil implementación:** su colocación es fácil y económica, por lo que no se requiere el uso de maquinaria compleja, además para el relleno puede emplearse piedra canto rodado o piedra partida, cuyo llenado es manual o con otro equipo auxiliar (Chanquín, 2004).
- **Adaptabilidad:** la estructura se integra de forma armónica con el paisaje, favorece a la generación de vegetación sin causar inconvenientes, pues esta crece según la estructura del muro (Chanquín, 2004).

El llenado de las canastas puede ser con piedra de canto rodado, de cantera o material adecuado, sin embargo, debe tomarse en cuenta que no se puede emplear piedra deleznable que contenga óxido de hierro, excesiva alcalinidad o que este compuesto de sustancias salinas pues estos pueden causar daños en la malla a pesar de que estén protegidas con zinc (Chanquín, 2004).

Adicionalmente, las piedras no deben tener rajaduras, fisuras ni otros defectos que ocasionen su deterioro por causas naturales, o reducir su tamaño generando que salga de la malla que los contiene, y no se permite cantidades de tierra, arena, arcilla o piedra fina superior al 5% del peso de relleno de la piedra

7.10.2 Rendimientos para la colocación de gaviones

Son varios los factores que intervienen en el éxito de este tipo de estructuras, estos son:

- Ubicación del proyecto
- Acceso al proyecto
- Reconocimiento del lugar para extracción de piedra
- Costo de mano de obra para recolección de piedra

- Asesoría y adiestramiento para el armado de las canastas de gavión y otras

La lista anterior son las más generales pero cada una de ellas afecta de distinta diferente según el proyecto, además que esta misma naturaleza hace que surjan otros factores. Se estima que un rendimiento esta alrededor de los 20.00 m³ /diarios de gavión con una cuadrilla de 25 personas (Chanquín, 2004).

Así mismo, considerando que estas estructuras se adaptan fácilmente al entorno, es recomendable aplicar sistemas constructivos para la estabilización y protección de taludes. En definitivas, estas son estructuras que brindan una solución confiable y efectiva, para la estabilización y protección de taludes gracias a su versatilidad, flexibilidad, permeabilidad, durabilidad y economía (Chanquín, 2004).

7.10.3 Tramo de afectación de ladera por erosión

Los muros de gaviones son estructuras de gravedad y están diseñados de acuerdo con la práctica estándar de ingeniería. Los sujetadores entre bloques de gaviones se deben considerar muy específicamente para evitar el movimiento de los elementos de aislamiento y asegurar paredes lisas (Soto Contreras, 2017).

El muro propuesto deberá construirse en la abscisa 0+410 km hasta la abscisa 0+420 km en forma de escalones internos. Cabe mencionar algo muy importante, se requerirá de un estudio de suelo con la finalidad de obtener datos de laboratorio sobre el mismo.

Una prueba de suelo puede confirmar que el suelo tiene una buena capacidad de carga, por lo que no es necesaria ninguna construcción adicional, y considerando también si la pendiente no estará sujeta a cargas pesadas, se supone que este no dañará la estructura de gaviones (Soto Contreras, 2017).

Existe una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Pero se propone utilizar cajas de 2m x 1m x 1m. Por tal razón sus dimensiones propuestas son:

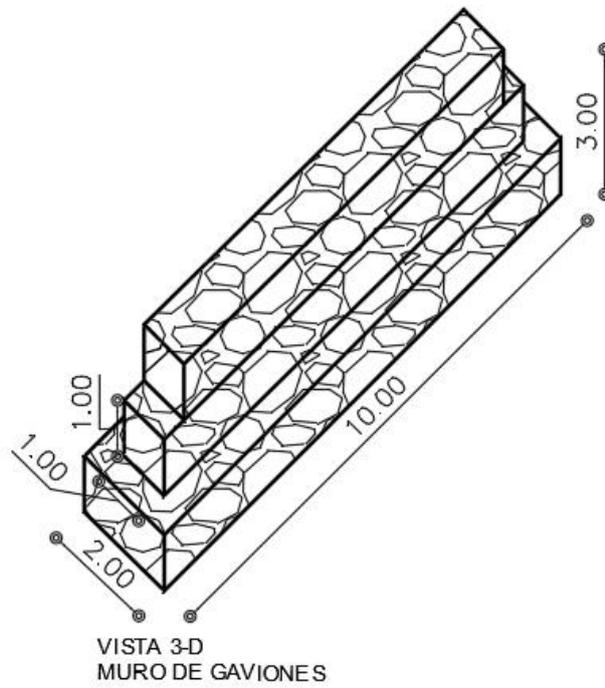
- En la base un colchón de: 10 metros de longitud, 2 metros de ancho, 1 metro de altura
- En la parte superior: 10 metros de longitud, 1.00metros de ancho, 1 metro de altura

Según la topografía del relieve se propone una altura de 3 metros, por tal razón se necesitará un volumen de piedra existente en el lugar de 40 m³.

Para mejor descripción se detalla el siguiente esquema mostrado en la Figura 94.

Figura 94

Esquema del muro de gaviones



Elaborado por: Los autores

7.11 Propuestas de diseño de un acueducto en la abscisa 2+500 km donde se presenta el deslizamiento de la mesa del canal de riego

En la Figura 95 se observa el deslizamiento de talud.

Figura 95

Pérdida de la superficie del canal por deslizamiento del talud e incomunicación del transporte del canal. Abscisa 2+500



Elaborado por: Los autores

En el trayecto del canal, en la abscisa 2+500 km se presentó una falla por deslizamiento de talud, por lo que es necesario crear una vía de comunicación. Considerando un desnivel de 8m desde el suelo firme hasta la cota del lecho del canal, y una longitud de incomunicación del canal de 24 m, la propuesta de solución para salvar este desnivel es mediante la estructura hidráulica llamada acueducto.

Se entiende como acueducto al conducto que trabaja como un canal y esta soportado por apoyos similares a un puente, los cuales se diseñan para resistir su peso propio y el peso del agua que circula por el acueducto, bajo esta consideración el acueducto no se modifica en alineamiento y sección y se conserva su pendiente (Arce, et al., 2017).

7.11.1 Ventajas y desventajas de un acueducto

Su principal ventaja es que el flujo del agua no se obstaculiza, pero tiene la desventaja es su costo pues es una estructura similar a un puente por lo que su diseño se realiza en función de las cargas que soporta sus apoyos para que soporte a la superestructura. Una opción para no generar un acueducto es buscar alternativas de modificación de la alineación del canal, pero esto implica expropiaciones de terrenos aledaños (Arce, et al., 2017).

7.11.2 Criterios Hidráulicos

Para el diseño hidráulico se debe contar con datos mínimos como:

- Características hidráulicas del canal de riego
- Cotas del lecho del canal, tanto aguas arriba como aguas abajo

El flujo del agua que ingresa en un acueducto debe ser lo más uniforme posible para ello se debe orientar y alinear en el sentido que no se genere obstáculos en el canal ni en el acueducto (Arce, et al., 2017). Este acueducto se diseña para un régimen de flujo subcrítico o también supercrítico, eso da la particularidad en el perfil longitudinal del canal de riego, generando un efecto aguas arriba, esto implica que debe implementarse secciones de control desde aguas arriba del acueducto con dirección hacia aguas debajo de acuerdo con el tipo de flujo pues esto influye en los cálculos hidráulicos (Arce, et al., 2017).

Los componentes que se toman en cuenta en el diseño del acueducto son:

- La transición aguas arriba y aguas abajo del acueducto
- La estructura elevada

7.11.2.1 Zonas de transición

Son aquellas donde se generan un cambio en la velocidad del flujo tanto aguas arriba como aguas abajo del acueducto. Cuando las velocidades antes del acueducto son altas, estas deben ser reducidas con zonas de transición, y según el libro “Hidráulica de canales abiertos” de VEN TE CHOW, el ángulo para la línea que conecta el muro lateral de la estructura con el talud del canal de riego es de 12.5° (Arce, et al., 2017).

7.11.2.2 El tramo elevado

La eficiencia de la sección hidráulica se obtiene cuando la relación entre el ancho (b) y el tirante (y) se encuentra entre 1.0 y 3.0, en este rango, para cualquier relación b/y, área mojada, velocidad y perímetro mojado son casi idénticos, bajo condiciones de pendiente del fondo del acueducto de valores de 0.0001 y 0.100 y para caudales pequeños hasta $2.85 \text{ m}^3/\text{seg}$. La velocidad de agua que corresponde a la sección más económica del acueducto es más alta que en un canal en tierra y por tanto la pendiente también es mayor (Arce, et al., 2017).

7.11.2.3 Protecciones en el fondo del canal y los taludes de la erosión

Cuando el caudal de agua atraviesa el acueducto entra en contacto nuevamente con el

canal y es necesario proteger este contacto durante los primeros metros para evitar o controlar la erosión en la estructura del cauce.

7.11.3 Criterios Estructurales para la implantación del acueducto en la zona del proyecto

- Una de las solicitudes para implantar un acueducto son las condiciones del suelo, por lo que se debe realizar ensayos donde se planea la construcción. Estos ensayos consisten en perforaciones que deben ser de mínimo 2 metros bajo la cota de la cimentación (Arce, et al., 2017).
- El ensayo resultante de las perforaciones permite conocer la capacidad portante del suelo, presión lateral en las paredes, ángulo de fricción interna, peso específico del material seco, peso específico del material bajo agua (Arce, et al., 2017).

7.12 Propuestas para solucionar el problema de los abrevaderos de ganado

Es de vital importancia abastecer de agua al ganado para su adecuada nutrición y crecimiento, ya que los bovinos necesitan grandes cantidades de agua y la producción se vería seriamente afectada si su consumo se restringiera.

En ciertos tramos la alta carga ganadera ha provocado el deterioro del canal de riego ya que no existen estructuras conocidas como abrevaderos. Ya sea por falta de mantenimiento o bien por un manejo inadecuado en estos puntos de abastecimiento de agua ha provocado que el canal se destruya. (Ver Figura 96)

Dichos abrevaderos son estructuras para captar agua y almacenarla, que se utilizan en épocas de estiaje, disminuyendo el recorrido de los animales en busca de agua y generando así un ahorro de energía.

Figura 96

Abrevaderos de ganado en la abscisa 8+050 km



Elaborado por: Los autores

7.12.1 Condiciones para establecer un abrevadero y bases a considerar

La entrada de agua de abastecimiento se la tomará del canal de riego, los abrevaderos cumplen mejor su función manteniendo al ganado en un radio menor a 2 km, debido a la frecuencia de consumo voluntario de una vaca es de 3.4 veces por día.

El diseño de estas estructuras depende de dos variables, la primera es la demanda de agua y la segunda la distancia hacia la fuente de dotación, en ese sentido los propietarios de los animales según estos dos factores y el número de animales que posee definen el número de abrevaderos necesarios (Secretaría de agricultura ganadería, desarrollo rural pesca y alimentación, 2019).

7.12.2 Dimensiones de los abrevaderos

Como se menciona anteriormente las dimensiones dependerá de la cantidad de animales y la reserva que se desea tener, que debe ser de al menos 5 días. Como norma general, se recomienda 0.95 m de ancho y 0.60 m de profundidad, con longitudes de 2.5 a 10 m para ganado mayor.

Se presenta a continuación en la Tabla 53 las posibles dimensiones para abrevaderos

Tabla 53

Posibles dimensiones para abrevaderos

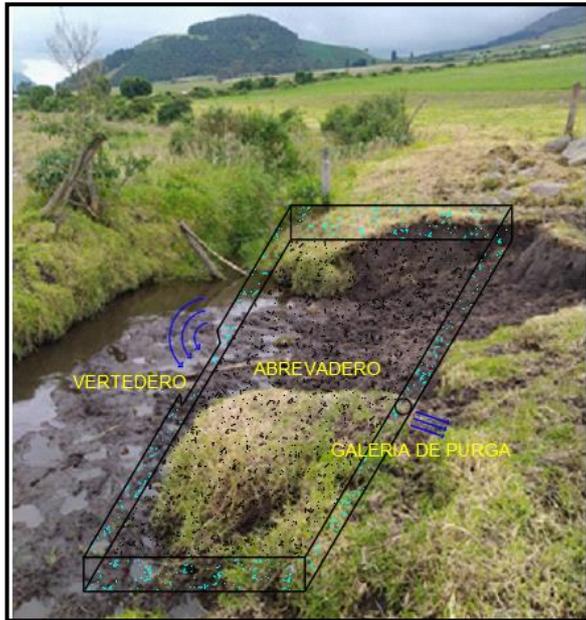
ANCHO	PROFUNDIDAD	LARGO	VOLUMEN	GANADO MAYOR
M	m	m	m³	cabezas
0.95	0.6	2.5	1.425	20-35
0.95	0.6	5	2.85	36-71
0.95	0.6	7.5	4.275	72-93
0.95	0.6	10	5.7	94-142

Nota. Tomado de secretaria de agricultura ganadería, desarrollo rural pesca y alimentación (2019)

En la Figura 97 se demuestra un esquema de un abrevadero en las zonas donde se necesita estas estructuras.

Figura 97

Abrevaderos de hormigón con dimensiones variables según la demanda



Elaborado por: Los autores

7.12.3 *Mantenimiento de los abrevaderos*

Las actividades de mantenimiento básicas que implica un abrevadero es la eliminación de vegetación, extracción de sedimentos con el fin de evitar el desbordamiento y evitar los sólidos suspendidos para que no se produzca eutrofización. Las labores de lavado pueden gestionarse hacia la superficie siempre que la topografía lo posibilite, sino se procede de forma manual (Secretaría de agricultura ganadería, desarrollo rural pesca y alimentación, 2019).

7.13 **Propuestas para evitar el deslizamiento de taludes del canal de riego por medio de zanjás de coronación**

En la abscisa 8+170 km se evidencia constantes derrumbes de tierra, debido a la falta de zanjás de coronación. (Ver Figura 98)

Figura 98

Derrumbes de paredes del canal por ausencia de zanjas de coronación.



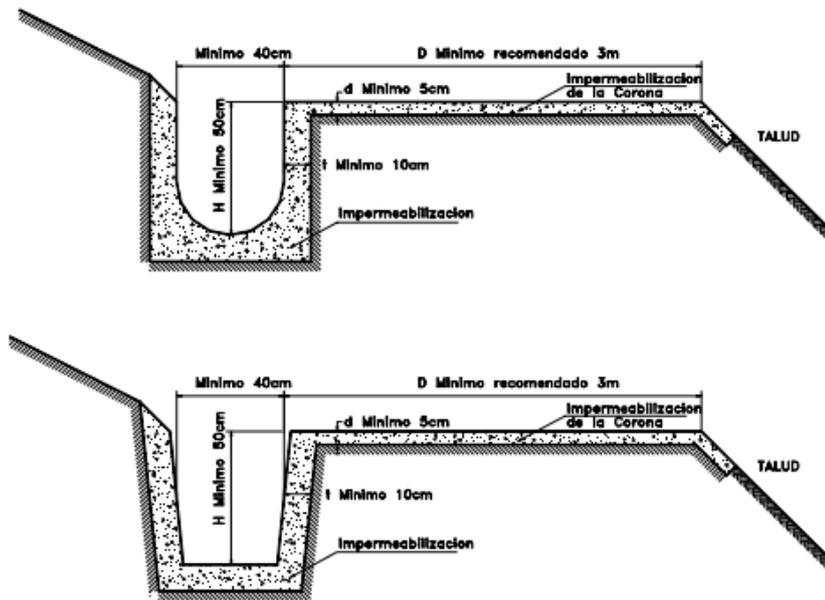
Elaborado por: Los autores

El agua utilizada en los sembríos al no existir zanjas de coronación, evacua directamente al canal provocando en ciertos tramos el derrumbe de las paredes del canal y provocando la obstrucción del flujo de agua.

Según Suárez (2001), la zanja de coronación se emplea para la interceptación y conducción de las aguas lluvia para evitar su paso por el talud, esta se construye cerca del borde superior del talud con la finalidad de evitar el deslizamiento por corteo o la falla de la corona del talud. (Ver Figura 99)

Figura 99

Detalle de zanjas de coronación para el control de aguas superficiales en un talud



Nota. Tomado de Suárez (2001)

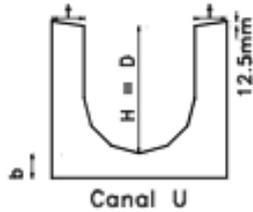
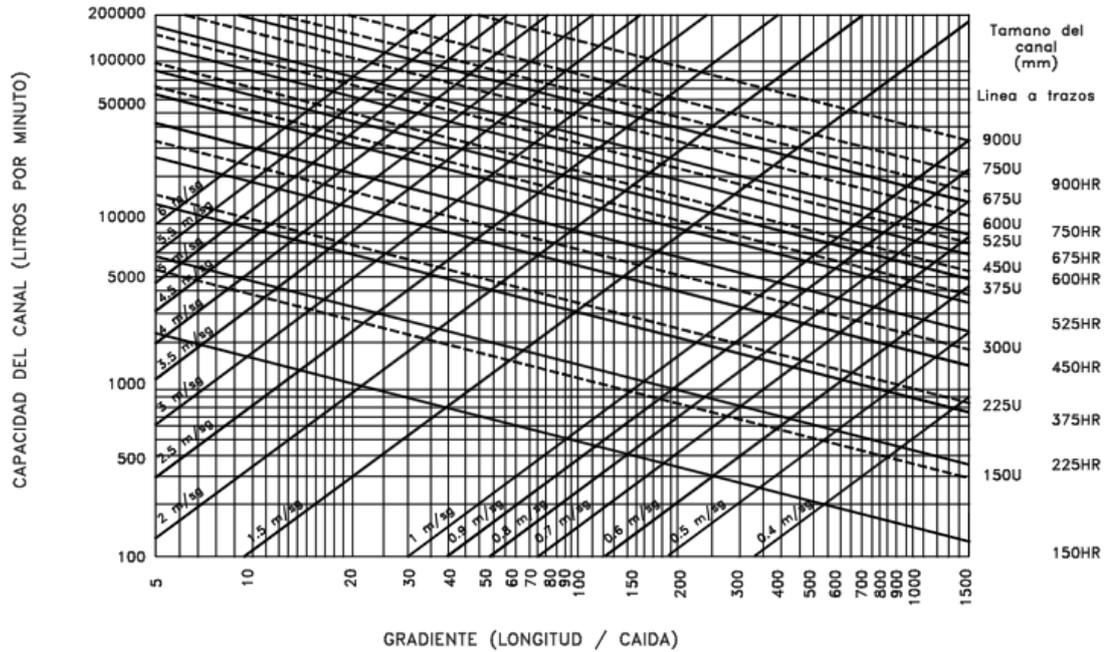
La topografía de la zona y los caudales estimados a receptor son factores influyentes en el dimensionamiento y ubicación de la zanja de coronación. Por lo general, se emplean zanjas de forma rectangular de 40 cm de ancho mínimo y 50 cm de altura, la cual se dispone a lo largo de la curva de nivel para asegurar el buen drenaje y que esta se localice tras las grietas de tensión en la corona, esta separación se recomienda que sea de 3 metros desde el borde de la corona (Suárez, 2001).

7.13.1 Diseño de Zanjas de corona

La velocidad de flujo para evitar la sedimentación es el parámetro que orienta la pendiente mínima de los canales, esta debe ser de mínimo 2% para que no se produzca sedimentación. Así mismo, la velocidad no debe ser menor a 1.3 m/segundo para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años. La fórmula de Manning se emplea para dimensionar el canal bajo a adopción de que la velocidad máxima permisible es 4 m/seg y con un coeficiente de rugosidad de 0.013 para una zanja construida en hormigón (Suárez, 2001). Para obtener las dimensiones del canal de coronación se pueden aplicar también tablas, como las indicadas en la Figura 100.

Figura 100

Abaco para el diseño rápido de canales de drenaje en taludes (Geotechnical engineering office, Hong Kong).



Ejemplo ①

1. Caudal = 4000 litros/min.
2. Gradiente = 1 en 40
3. Tamano requerido = 225U o 300HR
4. Velocidad = 2.2 m/sec. (< 4 m/sec. OK)



Ejemplo ②

1. Velocidad = 5 m/sec.
2. Caudal = 20000 litros/min.
3. Tamano = 300U
4. Gradiente = 1 en 14

Nota. Tomado de (Suárez, 2001).

La velocidad de flujo puede obtenerse aplicando la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} [R^{0.67} * S^{0.5}] \quad (\text{Ec. 89-})$$

Donde

V = Velocidad en m/seg

n = Factor de rugosidad

R = Radio hidráulico en metros

S = Pendiente promedio del canal

Cuando se realizan cambios en el sistema de flujo y en consecuencia en las curvas de cambios de dirección para velocidades aproximadas de 2 m/seg se deben tener un radio de como mínimo tres veces el ancho del canal. Este diámetro aumenta a medida que la velocidad es mayor a 2 m/seg. En las uniones del canal se presentan un problema en el drenaje, estos causan turbulencias ya que son vulnerables a ser obstruidos por cantos de material, para dar solución a eso se recomienda que la sección sea más amplia para que tenga mayor capacidad y contenga así la turbulencia (Suárez, 2001).

CONCLUSIONES

Se determinó a la estación de trabajo Loma Hurco Illinizas (M5027), como la más cercana y con registros de información pluviométrica de 15 años (2007-2021), encontrando por medio de métodos probabilísticos su respectiva ecuación de intensidad:

$$I = \frac{358.063 \times T^{0.1273}}{D^{0.750}}$$

Se determinó por medio del método racional el caudal de crecida que se presentará en la quebrada Pucará (Q crecida = $3.97 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$), teniendo en cuenta un período de retorno de 50 años, el área de la cuenca (3.14 km^2) y el coeficiente de escorrentía según el tipo de suelo. Además, con la curva de duración general y el método por relación de áreas nos permitió estimar el caudal medio y mínimo, siendo estos de $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.32 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

Según la información de la adjudicación de caudales a los beneficiarios del canal Pucará, es de 216.03 lt/s , y con los datos obtenidos se concluye que los usuarios no presentan problemas de escasez de caudales, sin embargo, se presentan problemas de obstrucción de flujo por acumulación de sedimentos gruesos y finos en el canal elevado de hormigón.

Debido a la existencia de materiales susceptibles a erosión, transporte de materiales gruesos como gravas, cantos rodados, y a la elevada pendiente en el cauce de la quebrada pucará (15.86%), se propone realizar estructuras de control llamados diques de retención de sedimentos con forma trapezoidal con medidas estándar en su base mayor de 3.60 m , en su base menor de 0.60 m y una altura máxima de 1.10 m . Además, se debe incorporar un aliviadero de excedentes de dimensiones de $1.70 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$ en el ancho variable del dique.

Debido al arrastre de sedimentos, y contando con datos de caudales, se desarrollaron bajo criterios técnicos el diseño de una estructura de captación a nivel de prefactibilidad que se implantará antes de la unión con el canal de riego Pucará, el cual estará provisto del vertedero de captación de caudal necesario, aliviadero de excedentes diseñado para el caudal de crecida, desarenador con sus componentes hidromecánicos como son: rejilla, compuertas, cámaras desarenadoras con sus respectivas galerías de purga. El diseño preliminar del desarenador se lo hace para un caudal necesario de 370 lt/s , y para que no interfiera en la operación del canal durante la limpieza se ha previsto el diseño de dos cámaras desarenadoras.

En base al levantamiento topográfico en una faja de 5 m respecto al eje del canal, se determina una longitud total de 9.14 kilómetros, un desnivel de 124 m con respecto al punto inicial. El ancho del canal tiene un promedio de 1.50 m con una profundidad variable, consta de 4 óvalos de distribución, el 98% de la conducción es de suelo natural sin revestimiento y el 2% corresponde a canales de hormigón, tuberías de PVC y hierro fundido que se encuentran en estado regular.

Mediante la prospección, se concluyó que las secciones transversales en todo el canal son suficientes para transportar el caudal de demanda de 216.03 lt/s, sin embargo, en ciertos tramos con problemas como: abrevaderos, derrumbes de paredes del canal, se deberá solventar con obras propuestas en el capítulo VII, las cuales después de estudios más exhaustivos servirán como referencia para plantear soluciones definitivas.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar un estudio hidrológico minucioso de la cuenca Pucará, utilizando este proyecto como referencia y generando más información nueva y precisa, con mayor grado de confiabilidad con la finalidad de detectar posibles focos erosivos y de esta manera mitigar el arrastre de sedimentos aguas abajo.

En el caso de acoger la alternativa de solución para la retención de sedimentos se recomienda la inspección de las obras de retención(diques), especialmente después de los eventos de máxima precipitación con el objetivo de visualizar la cantidad de sedimentos acumulados para generar un cronograma de actividades de limpieza periódica de los diques.

Se recomienda realizar un plan de mantenimiento periódico del canal teniendo en cuenta los períodos de lluvia y sequía para que pueda conducirse el caudal necesario, ya que en algunos tramos se presentan derrumbes del canal y la obstrucción del flujo. Además, se recomienda realizar la limpieza de forma manual para evitar la desconsolidación del lecho del canal.

Se recomienda reforzar las bases de los pilares que sostienen al canal elevado de hormigón ya que actualmente sus cimientos se encuentran en continua socavación por el desborde del agua.

En la abscisa 2+500 km se presenta el problema de deslizamiento de talud, para acoger la solución propuesta en el capítulo VII se recomienda realizar un estudio de suelos, ya que mediante este conoceremos la capacidad portante del suelo y sus propiedades mecánicas con la finalidad de definir la profundidad de cimentación.

REFERENCIAS

- Agua y SIG. (2017). *Método del Número de Curva del SCS*.
<https://aguaysig.com/metodo-del-numero-de-curva-del-scs/>
- Almeida, M. (2010). *Instructivos de procesamiento de información meteorológica* [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional].
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/2527/1/CD-3221.pdf>
- Andrango Almagro, C. S., & Piedra Zambrano, J. A. (2014). *Bases para el dimensionamiento de obras de control de torrentes*. [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional]
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/7246>
- Angulo, C., & Velásquez, A. (2017). *Balance hídrico para la finca flores canelón de GR CHÍA S.A.S. del consumo de agua subterránea en época de estiaje y aguas lluvias en época de invierno, integrado a tuberías presurizadas, canales abiertos y reservorios de almacenamiento*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Colombia]
<https://docplayer.es/63913257-Proyecto-de-trabajo-de-grado.html>
- Aparicio Mijares, F. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*.
http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/adamoren/HIDRO/Fundamentos_de_hidrologia_de_superficie_-_Aparicio.pdf
- Aranda Giraldo, L., & Castillo Pinedo, J. (2019). *Evaluación y Propuesta de Diseño del Canal de Riego de Coriac, Distrito de Anta, Provincia de Carhuaz, Departamento de Ancash-2018* [Tesis de grado, Universidad César Vallejo].
https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/40694/Aranda_GLA-Castillo_PJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Araue Arellano, M. (2019). *Cuencas Hidrográficas*. [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana].
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/19038/1/Cuencas%20hidrogr%C3%A1ficas.pdf>
- Arce, M., Bustinza, B., Catacora, R., Choquehuanca, S., Huallpa, J., Huarahuara, R., & Zamata, V. (2017). *Diseño de acueductos $q=1m^3/seg$* .
<https://es.slideshare.net/LuisAlvaroCastilloVelo/diseo-deacueductos2ruth>

- Arnaud, P. (1997). *Modèle de prédétermination de crues basé sur la simulation stochastique des pluies horaires : extension de sa zone de validité (pourtour méditerranéen français), paramétrisation du modèle horaire par l'information journalière et couplage des deux pas de t*. Université Montpellier II.
<https://hal.inrae.fr/view/index/identifiant/tel-02577469>
- Arteaga Tovar, R. (2014). *Estructuras de control y distribución en canales de riego*. Editorial Academica Española.
- Ávila, N., Cárdenas, J., & Gonzáles, D. (2015). *Comparación de los métodos racional e hidrograma unitario para el cálculo de caudales en sectores hidrológicos rurales en el departamento del Tolima*. Bogotá. [Tesis de maestría, Universidad Católica de Colombia].
<https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2968/4/PROYECTO%20DE%20GRADO%20ERH%20VER%20FINAL%20DEF.pdf>
- Ayuso Muñoz, J. et al. (2010). *Cimentaciones y Estructuras de Contención de Tierras*. Madrid: Ed. Bellisco.
- Barona-Posligua, H. D., Paredes-Morillo, G. J., & Ponce-Jara, M. A. (2022). Estación meteorológica automática y medición de variables atmosféricas. *Revista Científica Y Arbitrada Del Observatorio Territorial, Artes Y Arquitectura: FINIBUS*, 5(9), 2-8.
<https://publicacionescd.uleam.edu.ec/index.php/finibus/article/view/420>
- Bustamante, A. (2019). *Diseño hidráulico para el mejoramiento y rehabilitación del sistema de riego ubicado en la acequia "La María – San Ramón", parroquia Chavezpamba, cantón Quito*. [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana].
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/17766/1/UPS%20-%20ST004342.pdf>
- Camino, M., Bó, M., Cionchi, J., López de Armentia, A., Del Río, J., & De Marco, S. (2018). Estudio morfométrico de las cuencas de drenaje de la vertiente sur del sudeste de la provincia de Buenos Aires (Argentina). *Revista Universitaria de Geografía*, 27(1).
http://www.scielo.org.ar/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1852-42652018000100005
- Campos Aranda, D. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

- Casas, C., Lorente, J., Rodríguez, R., & Redaño, Á. (2005). Precipitación Máxima Probable en 24 horas en Catalunya. [*Reunión Bienal de la Real Sociedad Española de Física*]. https://www.researchgate.net/publication/236630255_Precipitacion_Maxima_Probable_en_24_horas_en_Catalunya
- Castilla Naranjo, R. (2015). *Plan de ordenamiento del recurso hídrico quebrada Miraflores*.
- Chanquín, E. (2004). *Diversas aplicaciones de gaviones para la protección y estabilización de taludes*. [Tesis de grado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2461_C.pdf
- Chiarito, E., Zimmermann, E., & Méndez, S. (2018). Metodologías para la estimación del coeficiente de escorrentía en áreas urbanizadas mediante teledetección. *Cuadernos del Curiham*, 24, 25-36.
- Dalaviee. (2020). *Solucion taller de hidraulica*. <https://es.scribd.com/document/461468369/solucion-taller-de-hidraulica-docx>
- Diaz Carvajal, Á., & Mercado Fernández, T. (2017). Determinación del número de curva en la subcuenca de Betancí (Córdoba, Colombia) mediante teledetección y SIG. *Ingeniería y Desarrollo*, 35(2), 452-470. <http://www.scielo.org.co/pdf/inde/v35n2/2145-9371-inde-35-02-00452.pdf>
- Duarte Iglesias, V. (2017). *Morfometría de Cuencas 2*. <https://docplayer.es/62070044-1-introduccion-2-definiciones-3-datos-4-representacion-5-conclusiones-morfometria-de-cuencas-2-morfometria-de-cuencas-2.html>
- EAFIT. (s.f.). *Análisis hidrológicos de parámetros geomorfológicos y climatológicos en modelos lluvia escorrentía*. <https://repository.eafit.edu.co/bitstream/handle/10784/5353/INTRODUCCION.pdf?sequence=11&isAllowed=y#:~:text=El%20hidrograma%20unitario%20es%20quiz%C3%A1s,distribuida%20y%20de%20duraci%C3%B3n%20espec%C3%ADfica>.
- Educación Ambiental. (28 de mayo de 2022). *¿Qué es la cobertura vegetal?* <https://en15dias.com/educacion-ambiental/que-es-la-cobertura-vegetal/>
- Erazo, A. (2004). Servicio Nacional de estudios territoriales. *Servicio Hidrológico Nacional*.

<http://www.snet.gob.sv/Hidrologia/caudales.pdf>

Estrada, Y., & Rojas, D. (2013). *Comparación entre el método racional y el método del número de curva para la estimación de caudales, caso de estudio puente vehicular del proyecto residencial refugio de Bassedonia I*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Colombia].

<https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/1003/6/PROYECTO%20DE%20GRADO%20ESP%20%20RH.pdf>

Fierro, J., Parra, A., & Vásquez, C. (2017). *Determinación del coeficiente de permeabilidad de las comunas 1, 3 y 5 del municipio de Girardot - Cundinamarca*. [Tesis de grado, Universidad Piloto de Colombia].

<http://repository.unipiloto.edu.co/bitstream/handle/20.500.12277/5643/TRABAJO%20FINAL.pdf?sequence=1>

FRENCH, R. (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. México: McGraw-Hill

Gallardo Armijos, P. (2018). *Diseño de canales abiertos*. Área de Innovación y Desarrollo, S.L.

<http://dx.doi.org/10.17993/IngyTec.2018.43>

Garay, D. D., & Agüero, J. N. (2018). *Delimitación Hidrográfica y Caracterización Morfométrica de la Cuenca del Río Anzulón*. La Rioja: Ediciones INTA.

https://inta.gob.ar/sites/default/files/inta_delimitacion_y_caracterizacion_de_la_cuenca_del_rio_anzulon_1.pdf

Geoportal del Agro Ecuatoriano. (2022). *Cobertura y uso de la tierra*.

<http://geoportal.agricultura.gob.ec/index.php/visor-geo>

Geotecnia. (2020). *Caudal pico*.

<https://www.diccionario.geotecnia.online/palabra/caudalpico/#:~:text=Caudal%20m%C3%A1ximo%20producido%20por%20un,en%20un%20evento%20de%20creciente.>

Gisbert Blanquer, J. M., Ibáñez Asensio, S., & Moreno Ramón, H. (2010). *La textura de un suelo*. Universidad Politécnica de Valencia.

<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/7775/Textura.pdf>

Gisbert Blanquer, J., Ibáñez Asensio, S., & Moreno Ramón, H. (2012). *El factor K de la ecuación universal de pérdidas del suelo USLE*. Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Agronómica y del Medio Natural.
<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/16850/AD%20%20K%20USLE.pdf?sequence=1#:~:text=El%20factor%20erosionabilidad%20del%20suelo,agregados%2C%20pedregosidad%20superficial%2C%20etc.>

Gómez et al. (2011). *Criterios técnicos para el control de cárcavas, diseño de muros de retención y revegetación de paisajes agrarios: manual del operador en inversiones no productivas*. Sevilla: Consejería de Agricultura y Pesca, Servicio de Publicaciones y Divulgación.

https://digital.csic.es/bitstream/10261/49395/1/Manual_del_operador_xcarcavax.pdf

Hidráulica. (2012). *Propiedades geométricas de canales*.
<http://hidraulicaucentral.blogspot.com/2012/05/variables-y-fenomenos-hidraulicos.html>

Leiva, D., & Rodríguez, J. (2016). *Identificación de modelos estadísticos para la regionalización de los caudales máximos de la Cuenca Magdalena-Cauca*. [Tesis de grado, Universidad Distrital Francisco José de Calda].
<https://repository.udistrital.edu.co/bitstream/handle/11349/3212/LeivaManzanoDannyAlexander2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Lizarazo, L., Peñaloza, L., & Toloza, A. (2019). *Precipitación Neta*. Fundación Universitaria del área andina.

<https://es.scribd.com/document/428506549/Precipitacion-Neta>

Llambí, D., Soto, A., Célleri, R., De Bievre, B., Ochoa, B., & Borja, P. (2012). *Ecología, hidrología y suelos de páramos*.
<https://biblio.flacsoandes.edu.ec/libros/digital/56475.pdf>

Londoño, C. (2001). *Cuencas Hidrográficas: Bases conceptuales- caracterización, planificación, administración*. Ibagué: Universidad del Tolima.
http://www.inea.rj.gov.br/cs/groups/public/documents/document/zwff/mdez/~edisp/inea_013115.pdf

López Maza, B. E., & Álvarez Borja, G. E. (2021). *Diseño hidráulico de las obras de control de torrentes y retención de sedimentos en la Quebrada Rinconada, Distrito Salaverry - Trujillo*. [Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego].

<https://hdl.handle.net/20.500.12759/7842>

Lux Cardona, B. (2016). *Conceptos básicos de Morfometría de Cuencas Hidrográficas*. Universidad de San Carlos de Guatemala. <https://core.ac.uk/download/pdf/35294551.pdf>

Meza Aliaga, M., Rodríguez Valdivia, A., Corvacho Ganahín, O., & Tapia Tosetti, A. (2014). *Análisis morfológico de microcuencas afectadas por flujos de detritos bajo precipitación intensa en la quebrada de camiña, norte grande de Chile*. *Diálogo andino*(44), 15-24.

<http://dx.doi.org/10.4067/S0719-26812014000200003>

Morassutti Fabris, F. (2020). *Diseño de estructuras de corrección de torrentes y retención de sedimentos*. Bogotá: Ediciones de la U. <https://books.google.com.ec/books?id=NpgZEAAAQBAJ&pg=PA240&lpg=PA240&dq=El+proceso+m%C3%A1s+utilizado+para+estabilizar+los+torrentes+consiste+en+reducir+la+fuerza+erosiva+de+la+corriente,+disminuyendo+la+velocidad+del+flujo+mediante+la+construcci%C3%B3n+d>

Ordoñez, J. (2011). *Cartilla Técnica: ¿Qué es cuenca hidrológica?* Lima: Foro Peruano para el agua.

https://www.gwp.org/globalassets/global/gwp_sam_files/publicaciones/varios/cuenca_hidrologica.pdf

Peña Merladet, E. (2016). *Evaluación de impacto ambiental en el plano de inundación del río «Yara» en el tramo urbano del municipio «Yara»*. *Revista Cubana de Ciencias Forestales* , 1(4), 59-71.

Peña Urrea , C. C. (2015). *Estudio Morfológico y Estimación de caudal de creciente de la quebrada La Caya hasta la desembocadura en río San Pablín del municipio de Guican-Boyacá utilizando el método racional*. [Tesis de pregrado, Universidad Distrital Francisco José de Caldas]. <https://repository.udistrital.edu.co/bitstream/handle/11349/8331/Pe%C3%B1aUrreaCristianCamilo2015.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Pérez, J. (2015). *Cálculo del caudal de creciente por el método racional en el caño pavas en la vereda de Velásquez en el municipio de Puerto Boyacá*. [Tesis de pregrado, Universidad

- Distrital Francisco José de Caldas].
<https://repository.udistrital.edu.co/bitstream/handle/11349/4956/PerezLopezJes%C3%BAAlejandro2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y%20pag%2046>
- Pila Quinga, G. M. (2011). *Análisis de los parámetros de la demanda hídrica: casos de estudio Cuencas del Pita y San Pedro*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional].
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/2701>
- Plan de ordenación y manejo de la cuenca del Río la Vieja. (s.f.). *Caracterización de la cuenca del río la Vieja*.
https://www.cvc.gov.co/sites/default/files/Planes_y_Programas/Planes_de_Ordenacion_y_Manejo_de_Cuencas_Hidrografica/La%20Vieja%20-%20POMCA%20en%20Ajuste/Fase%20Diagnostico/7_CapituloI_Diagnostico_Morfometria.pdf
- Proaño Procel, P. (2013). *Bases para el diseño hidráulico de la estructura de entrada, cámara de desarenación y estructuras de limpieza, con caudales entre $20\text{m}^3/\text{s} \geq Q \geq 2\text{m}^3/\text{s}$ para desarenadores en aprovechamientos hidroeléctricos*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador].
<http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/2210/1/T-UCE-0011-74.pdf>
- Quelal Montenegro, D. F. (2020). *Análisis de pérdidas de suelo de la cuenca hidrográfica Quijos, Napo-Ecuador*. UNIGIS América Latina.
https://issuu.com/unigis_latina/docs/tesis_quelal
- RAE. (2021). *Caudal mínimo*.
<https://dpej.rae.es/lema/caudal-m%C3%ADnimo>
- Ríos, L. (2010). *Incidencia de la variabilidad climática en los caudales*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional].
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1538/1/CD-2721.pdf>
- Rodríguez , E., Torres, J., & León , P. (2000). Pronóstico de la Precipitación Máxima en 24 Horas en la Zona Cafetera. *Revista Ingeniería e Investigación* (46), 5-11.
<https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2968/4/PROYECTO%20DE%20GRADO%20ERH%20VER%20FINAL%20DEF.pdf>
- Rojas, P. (2015). *Valores de rugosidad “n” de Manning en canales*.

- <https://ingeciv.com/valores-de-rugosidad-n-de-manning-en-canales/>
- Rojo Hernández, J. D. (2001). *Estimación de caudales máximos usando hidrogramas unitarios sintéticos y el método racional*.
http://julianrojo.weebly.com/uploads/1/2/0/0/12008328/modelos_lluvia_escorrentia.pdf
- Salazar Cano, R. (2004). *Acueductos*. Universidad de Nariño.
<https://1library.co/document/z3j0kdey-acueductos-ing-roberto-salazar-cano.html>
- Sánchez, J. (2012). *Hidrología Superficial III, Relación Precipitación-Escorrentía*. Universidad de Salamanca.
https://hidrologia.usal.es/temas/Hid_Sup_3.pdf
- Secretaria de agricultura ganadería, desarrollo rural pesca y alimentación. (2019). *Diseño y construcción de bebederos pecuarios*. Colegio de Postgraduados.
<https://es.slideshare.net/demetriofernandez313/diseo-y-construccin-de-bebederos-pecuarios-2da-ed>
- SIGTIERRAS. (2022). *Cobertura y uso de la tierra*.
<http://www.sigtierras.gob.ec/cobertura-y-uso-de-la-tierra/>
- Soto Contreras, J. (2017). *Presupuesto para muro en gavión a gravedad – para protección de la rivera del rio Magdalena en el corregimiento de Puerto Bogotá municipio de Guaduas Cundinamarca*. [Tesis de pregrado, Universidad Católica de Colombia].
<https://repository.ucatolica.edu.co/server/api/core/bitstreams/03891c61-b2e1-4515-9d36-7da37b622660/content>
- Suárez, J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
<https://www.erosion.com.co/download/control-de-erosion-en-zonas-tropicales/>
- Suárez, J. (2004). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*.
<https://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico/?cp=2>
- Vargas-Garay, L., Torres-Goyeneche, D., & Carrillo-Soto, G. (2019). *Evaluación del modelo de hidrograma unitario SCS en la determinación de caudales máximos en cuencas de Norte de Santander*. *Respuestas*, 24(1), 6 - 13. doi:10.22463/0122820X.1323

Zelada, A., & Maquire , P. (2005). *Expediente Comunal. Estudio Modificación Plan Regulador Comunal de Coronel.*

<https://www.ecoronel.cl/wp-content/uploads/2014/03/Capacidad-uso-de-suelo-coronel.pdf>

ANEXOS

Anexo 1. Coordenadas hidrograma adimensional del SCS e hidrograma unitario del proyecto

Coordenadas Hidrograma Adimensional SCS	
t/tp	q/qp
0	0
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.16
0.4	0.28
0.5	0.43
0.6	0.6
0.7	0.77
0.8	0.89
0.9	0.97
1	1
1.1	0.98
1.2	0.92
1.3	0.84
1.4	0.75
1.5	0.65
1.6	0.57
1.8	0.43
2	0.32
2.2	0.24
2.4	0.18
2.6	0.13
2.8	0.098
3	0.075
3.5	0.036
4	0.018
4.5	0.009
5	0.004

Coordenadas Hidrograma Unitario del Proyecto	
Tiempo (h)	Q (m3/s)
0.00	0.00
0.33	0.01
0.65	0.06
0.98	0.12
1.30	0.22
1.63	0.34
1.95	0.47
2.28	0.60
2.60	0.69
2.93	0.76
3.25	0.78
3.58	0.76
3.90	0.72
4.23	0.66
4.55	0.59
4.88	0.51
5.20	0.44
5.85	0.34
6.50	0.25
7.15	0.19
7.80	0.14
8.45	0.10
9.10	0.08
9.75	0.06
11.38	0.03
13.00	0.01
14.63	0.01
16.25	0.00

Anexo 2. Registro anuario meteorológico de precipitaciones máximas

PRECIPITACIÓN MÁX DIARIA (mm)													
AÑO	E S T A C I Ó N	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2007	Loma Hurco	18.5	14.8	17.5	16.7	19.5	8	19.25	10.5	2	12.75	18.5	20.25
2008	Loma Hurco	31.75	40.75	32	22.25	21.5	19.25	9.75	11.5	13.5	15	28.5	8.75
2009	Loma Hurco	24.75	26.25	25.75	17.5	22.75	20.75	6.25	5.75	10	22.75	16.5	26.75
2010	Loma Hurco	35.75	35.25	17.25	26.25	21.25	15	23.75	9.75	7.75	33	29.75	33
2011	Loma Hurco	20.7	10.8	16	49.25	20.75	3.75	11	6	7.5	24	18.5	23.75
2012	Loma Hurco	33.75	11.6	22.5	16.8	18.4	0.25	0	0	0	0	0	0.25
2013	Loma Hurco	5.2	10.3	0	28	19.5	8	11.8	11	15	15.8	2.3.3	14
2014	Loma Hurco	21.8	20.8	25.5	40.5	23.3	21.7	12.7	11.9	28.6	16.3	19	16
2015	Loma Hurco	13.6	22.1	20.5	14.3	11.8	13.7	14.3	1.6	10.2	23	27.3	9.8
2016	Loma Hurco	11.2	11.7	17.1	15.7	19.7	11.6	6.6	10.7	17.2	28.4	13.4	15.5
2017	Loma Hurco	32.1	13.9	20.4	22.8	19.6	31.6	2.8	15	10.5	23.6	16.9	28.1
2018	Loma Hurco	23.7	40.5	17.8	20.5	17.1	23.7	16.1	18	25	20.4	22.2	16.2
2019	Loma Hurco	20	32.4	31	30.8	6.9	5.6	10.5	0.6	6.7	10.2	18.2	11.1
2020	Loma Hurco	14.2	12.7	6.1	10.1	7	4	5.7	6.9	14.7	8.4	10.4	13.1
2021	Loma Hurco	14	15.3	16	30	27.6	36.7	12.9	10.6	39.5	43.2	18	14.3

Anexo 3. Hoja de cálculo de la precipitación máxima y mínima para la prueba de datos dudosos.

PARAMETROS ESTADISTICOS	P24Hr	Log(P24Hr)
Numero de datos	15.000	15.000
Sumatoria	498.100	22.605
Valor Max	49.250	1.692
Valor Min	19.200	1.283
Media	33.207	1.507
Varianza	68.002	0.013
Desviación Estándar	8.246	0.113
Coefficiente de Variación	0.248	0.075
Coefficiente Sesgo	0.092	-0.449

Se considera

n	15.000
Kn	2.134
Kn:	Los valores de Kn dados en la tabla 2 se usan en pruebas para detectar datos dudosos en el nivel 10% de significancia en información normalmente distribuida

Xh=	1.27	Xh=	1.748705742
Ph min=	18.42	Ph máx=	56.06679641

Año	Precipitación	Valor Max	Valor Min
2007	20.3	18.4	56.1
2008	40.8	18.4	56.1
2009	26.8	18.4	56.1
2010	35.8	18.4	56.1
2011	49.3	18.4	56.1
2012	33.8	18.4	56.1
2013	28.0	18.4	56.1
2014	40.5	18.4	56.1
2015	27.3	18.4	56.1
2016	28.4	18.4	56.1
2017	32.1	18.4	56.1
2018	40.5	18.4	56.1
2019	32.4	18.4	56.1
2020	19.2	18.4	56.1
2021	43.2	18.4	56.1

Anexo 4. Prueba de Kolmogorov – Smirnov

m	Weibull		Normal		Log-Normal		Person III		Log-Person		Gumbel				
	P=X(mm)	P(x)=1/(m+1)	Z=(X-Xm)/s	F(Xm)Normal	Fo(Xm)-F(Xm)	Y=ln(x)	F(xm)	Fo(Xm)-F(Xm)	(x-xo)	F(Xm)	Fo(Xm)-F(Xm)	ln(x)-xo	F(xm)	Fo(Xm)-F(Xm)	F(Xm)
1	19.200	0.063	-1.641	0.050	0.012	2.955	0.028	0.034	170.877	0.048	0.015	0.69	0.014	0.049	0.0
2	20.250	0.125	-1.518	0.065	0.060	3.008	0.044	0.081	171.927	0.062	0.063	0.74	0.027	0.098	0.0
3	26.750	0.188	-0.756	0.225	0.037	3.287	0.248	0.061	178.427	0.227	0.039	1.02	0.260	0.073	0.2
4	27.300	0.250	-0.692	0.244	0.006	3.307	0.273	0.023	178.977	0.247	0.003	1.04	0.288	0.038	0.2
5	28.000	0.313	-0.610	0.271	0.042	3.332	0.305	0.008	179.677	0.274	0.038	1.06	0.324	0.012	0.2
6	28.400	0.375	-0.563	0.287	0.088	3.346	0.323	0.052	180.077	0.290	0.085	1.08	0.345	0.030	0.3
7	32.100	0.438	-0.130	0.448	0.011	3.469	0.498	0.061	183.777	0.454	0.017	1.20	0.528	0.091	0.5
8	32.400	0.500	-0.095	0.462	0.038	3.478	0.512	0.012	184.077	0.468	0.032	1.21	0.542	0.042	0.5
9	33.750	0.563	0.064	0.525	0.037	3.519	0.572	0.009	185.427	0.531	0.031	1.25	0.600	0.038	0.5
10	35.750	0.625	0.298	0.617	0.008	3.577	0.653	0.028	187.427	0.622	0.003	1.31	0.676	0.051	0.6
11	40.500	0.688	0.854	0.804	0.116	3.701	0.804	0.117	192.177	0.805	0.117	1.43	0.811	0.123	0.8
12	40.500	0.750	0.854	0.804	0.054	3.701	0.804	0.054	192.177	0.805	0.055	1.43	0.811	0.061	0.8
13	40.750	0.813	0.884	0.812	0.001	3.707	0.810	0.002	192.427	0.813	0.000	1.44	0.816	0.004	0.8
14	43.200	0.875	1.171	0.879	0.004	3.766	0.863	0.012	194.877	0.878	0.003	1.50	0.862	0.013	0.8
15	49.250	0.938	1.880	0.970	0.032	3.897	0.943	0.006	200.927	0.967	0.030	1.63	0.933	0.005	0.9
Xm	33.20666667				Xm	3.47		α=	469.15		α=	19.85			α=
Sx	8.535783223				Sx	0.27		β=	0.39		β=	0.06			β=
Cs	0.092337007				Cs	-0.45		Xo=	-151.68		Xo=	2.27			Xo=
n	15														
a	0.05														
Acritico	0.35		nivel significancia												

Dmax	0.116	Dmax	0.117	Dmax	0.117	Dmax	0.123
Dcrico>Dmax	Si se ajusta						
Mejor Ajuste	1	Mejor Ajuste	2	Mejor Ajuste	3	Mejor Ajuste	4

Anexo 5. Precipitación máxima diaria para diferentes períodos de retorno

Tr	P	DISTRIB.LOGNORMAL			CORRECCION
		KT	Xt	10^Xt	Precipitacion(mm)
2	0.5	0.00	1.51	32.14	36.32
5	0.8	0.84	1.61	40.33	45.58
10	0.9	1.28	1.66	45.42	51.33
25	0.96	1.75	1.71	51.55	58.25
50	0.98	2.05	1.75	55.95	63.22
100	0.99	2.33	1.78	60.22	68.05
200	0.995	2.58	1.81	64.41	72.79
500	0.998	2.88	1.84	69.89	78.98
1000	0.999	3.09	1.87	74.01	83.63

Anexo 6. Ecuación de la intensidad obtenida a través de la regresión lineal múltiple.

ANÁLISIS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE

duración (min)	Tiempo de retorno(años)	Intensidad (mm/hr)	m	n	k
d	T	I	0.1273	-0.7500	358.0631
5	2.0	105.79	0.70	0.30	2.02
10	2.0	62.90	1.00	0.30	1.80
15	2.0	46.41	1.18	0.30	1.67
20	2.0	37.40	1.30	0.30	1.57
25	2.0	31.64	1.40	0.30	1.50
30	2.0	27.59	1.48	0.30	1.44
35	2.0	24.58	1.54	0.30	1.39
40	2.0	22.24	1.60	0.30	1.35
45	2.0	20.36	1.65	0.30	1.31
50	2.0	18.81	1.70	0.30	1.27
55	2.0	17.51	1.74	0.30	1.24
60	2.0	16.41	1.78	0.30	1.22
120	2.0	9.76	2.08	0.30	0.99
180	2.0	7.20	2.26	0.30	0.86
240	2.0	5.80	2.38	0.30	0.78
300	2.0	4.91	2.48	0.30	0.69
360	2.0	4.28	2.58	0.30	0.63
420	2.0	3.81	2.62	0.30	0.58
480	2.0	3.45	2.68	0.30	0.54
540	2.0	3.16	2.73	0.30	0.50
600	2.0	2.92	2.78	0.30	0.47
660	2.0	2.72	2.82	0.30	0.43
720	2.0	2.54	2.86	0.30	0.41
780	2.0	2.40	2.89	0.30	0.38
840	2.0	2.27	2.92	0.30	0.36
900	2.0	2.15	2.95	0.30	0.33
960	2.0	2.05	2.98	0.30	0.31
1020	2.0	1.96	3.01	0.30	0.29
1080	2.0	1.88	3.03	0.30	0.27
1140	2.0	1.80	3.06	0.30	0.26
1200	2.0	1.73	3.08	0.30	0.24
1260	2.0	1.67	3.10	0.30	0.22
1320	2.0	1.62	3.12	0.30	0.21
1380	2.0	1.58	3.14	0.30	0.19
1440	2.0	1.51	3.18	0.30	0.18

$$I_{max} = \frac{K \times T^m}{D^n}$$

I_{max} = intensidad máxima de lluvia, en mm/hr
T = período de retorno, en años
D = duración, en minutos

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.9992756
Coefficiente de determinación R^2	0.99855173
R^2 ajustado	0.99854245
Error típico	0.02123425
Observaciones	315

$$\log I_{max} = \log K + m \log T + \log D^{-n}$$

$$\log I_{max} = \log K + \log T^m + \log D^{-n}$$

$$y = X_1 + mX_2 - nX_3$$

Propiedades de

$$\log_b 1 = 0$$

$$\log_b(x \cdot y) = \log_b x + \log_b y$$

$$\log_b\left(\frac{x}{y}\right) = \log_b x - \log_b y$$

$$\log_b(x^n) = n \cdot \log_b x$$

$$\log_b(x) = \frac{\log_a x}{\log_a b}$$

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	cuadrado de los cuos	F	Valor crítico de F
Regresión	2	96.903901	48.4519505	107558.917
Residuos	312	0.14054631	0.00045047	
Total	314	97.0444473		

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	2.55395962	0.00465873	548.209725	0	2.54479312	2.56312611	2.54479312	2.56312611
Variable X 1	-0.75	0.00164958	-454.660241	0	-0.753245715	-0.74675429	-0.75324571	-0.746754285
Variable X 2	0.12728025	0.00138858	91.6618724	1.195E-227	0.124548074	0.13001242	0.12454807	0.130012421

K =	358.063
T =	1000
m =	0.1273
n =	-0.750

$$I = \frac{358.063 \times T^{0.1273}}{D^{0.750}}$$

Anexo 7. Registro de caudales de la estación H158 Pita Aj Salto

CAUDAL MEDIO DIARIO (m^3/s)													
AÑO	ESTACIÓN	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1995	<i>Pita Aj Salto</i>	284 0	267 1	225 8	235 7	248 7	244 5	235 9	232 4	220 6	218 9	247 8	217 2
1996	<i>Pita Aj Salto</i>	227 2	298 8	296 6	287 4	271 3	258 1	282 6	261 8	254 5	230 4	208 8	212 5
1998	<i>Pita Aj Salto</i>	461 9	614 7	714 7	708 3	446 9	344 4	338 7	293 8	278 5	322 0	345 1	249 5
1999	<i>Pita Aj Salto</i>	293 6	350 8	338 3	353 3	327 8	266 8	279 5	352 7	346 9	287 9	277 3	345 4
2000	<i>Pita Aj Salto</i>	321 0	323 3	359 8	334 5	348 3	312 9	298 1	276 5	297 9	258 1	219 6	189 9
2001	<i>Pita Aj Salto</i>	290 7	273 9	314 9	291 9	279 4	293 5	313 9	323 3	302 6	302 6	282 4	304 7
2002	<i>Pita Aj Salto</i>	286 6	253 7	317 6	320 1	315 5	319 0	305 4	305 0	271 2	259 9	313 9	310 0
2003	<i>Pita Aj Salto</i>	329 1	302 3	308 7	309 4	330 1	313 6	310 6	265 6	301 9	312 1	305 4	320 6
2004	<i>Pita Aj Salto</i>	279 9	239 7	243 5	292 5	303 6	284 9	287 5	290 8	257 2	292 0	292 1	307 5
2005	<i>Pita Aj Salto</i>	286 1	283 1	307 3	295 1	291 1	317 4	275 7	278 4	257 9	301 5	311 5	344 7
2006	<i>Pita Aj Salto</i>	306 3	303 3	339 8	324 6	305 1	312 9	312 5	290 1	256 5	293 2	291 4	344 1
2007	<i>Pita Aj Salto</i>	373 3	461 9	330 7	303 9	334 5	294 4	279 3	249 2	276 3	530 7	357 5	401 6
2008	<i>Pita Aj Salto</i>	337 8	339 7	334 4	332 7	329 5	307 4	292 6	282 1	288 8	311 3	451 5	304 2

Anexo 8. Registro de caudales transformados de la estación H158 Pita Aj Salto

$$A1= 214 \text{ Km}^2 \quad Q_2 = \left[\frac{A_2}{A_1}\right]^X * Q_1$$

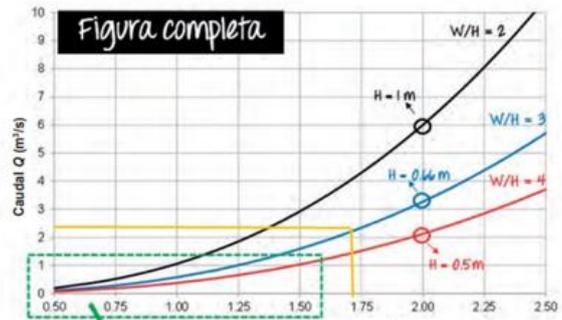
$$A2= 3.14 \text{ Km}^2$$

$$X= 0.5$$

CAUDAL MEDIO DIARIO (m³/s) TRANSFERIDO												
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1995	0.34	0.32	0.27	0.29	0.30	0.30	0.29	0.28	0.27	0.27	0.30	0.26
1996	0.28	0.36	0.36	0.35	0.33	0.31	0.34	0.32	0.31	0.28	0.25	0.26
1998	0.56	0.74	0.87	0.86	0.54	0.42	0.41	0.36	0.34	0.39	0.42	0.30
1999	0.36	0.42	0.41	0.43	0.40	0.32	0.34	0.43	0.42	0.35	0.34	0.42
2000	0.39	0.39	0.44	0.41	0.42	0.38	0.36	0.33	0.36	0.31	0.27	0.23
2001	0.35	0.33	0.38	0.35	0.34	0.36	0.38	0.39	0.37	0.37	0.34	0.37
2002	0.35	0.31	0.38	0.39	0.38	0.39	0.37	0.37	0.33	0.31	0.38	0.38
2003	0.40	0.37	0.37	0.37	0.40	0.38	0.38	0.32	0.37	0.38	0.37	0.39
2004	0.34	0.29	0.29	0.35	0.37	0.35	0.35	0.35	0.31	0.35	0.35	0.37
2005	0.35	0.34	0.37	0.36	0.35	0.38	0.33	0.34	0.31	0.37	0.38	0.42
2006	0.37	0.37	0.41	0.39	0.37	0.38	0.38	0.35	0.31	0.36	0.35	0.42
2007	0.45	0.56	0.40	0.37	0.41	0.36	0.34	0.30	0.33	0.64	0.43	0.49
2008	0.41	0.41	0.41	0.40	0.40	0.37	0.35	0.34	0.35	0.38	0.55	0.37

Anexo 9. Cálculo del dique

DISEÑO DE DIQUE DE RETENCION SEDIMENTOS GRUESOS																																																																																																												
DATOS PROYECTO			Ancho dique(Ap)				ESPACIAMIENTO																																																																																																					
ALTURA (h)	1,9	m	ANCHO SUPERIOR	2,5	m	Asc	# espaciamento optimo entre diques	37	m																																																																																																			
cota mayor	3582	msnm	ANCHO INFERIOR	1,5	m	Afc	volumen sedimento	44,54	m ³																																																																																																			
cota menor	3410	msnm	ALTURA TRANSVERSAL	1,5	m	Pc	Numero de diques recomendable	45,622	m																																																																																																			
longitud del cauce	1688	m	ALTURA EFECTIVA	1,1		He		46	m																																																																																																			
pendiente del cauce	0,101895735		Ap	2,233	m		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad (m)</th> <th>7</th> <th>8</th> <th>10</th> <th>15</th> <th>20</th> <th>24</th> <th>30</th> <th>40</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.1</td><td>17</td><td>8</td><td>3</td><td>2</td><td>2</td><td>1</td><td>1</td><td>1</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>30</td><td>17</td><td>10</td><td>6</td><td>5</td><td>3</td><td>2</td><td>2</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>43</td><td>26</td><td>17</td><td>11</td><td>8</td><td>4</td><td>3</td><td>3</td></tr> <tr><td>0.7</td><td>117</td><td>39</td><td>23</td><td>15</td><td>12</td><td>6</td><td>5</td><td>4</td></tr> <tr><td>0.9</td><td>150</td><td>50</td><td>30</td><td>19</td><td>15</td><td>8</td><td>6</td><td>5</td></tr> <tr><td>1.1</td><td>183</td><td>61</td><td>37</td><td>23</td><td>19</td><td>9</td><td>8</td><td>6</td></tr> <tr><td>1.3</td><td>217</td><td>72</td><td>44</td><td>27</td><td>22</td><td>11</td><td>9</td><td>7</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>250</td><td>83</td><td>50</td><td>32</td><td>25</td><td>13</td><td>10</td><td>8</td></tr> <tr><td>1.7</td><td>283</td><td>95</td><td>57</td><td>36</td><td>29</td><td>15</td><td>12</td><td>9</td></tr> <tr><td>1.9</td><td>317</td><td>106</td><td>64</td><td>40</td><td>32</td><td>17</td><td>13</td><td>10</td></tr> </tbody> </table>			Profundidad (m)	7	8	10	15	20	24	30	40	0.1	17	8	3	2	2	1	1	1	0.3	30	17	10	6	5	3	2	2	0.5	43	26	17	11	8	4	3	3	0.7	117	39	23	15	12	6	5	4	0.9	150	50	30	19	15	8	6	5	1.1	183	61	37	23	19	9	8	6	1.3	217	72	44	27	22	11	9	7	1.5	250	83	50	32	25	13	10	8	1.7	283	95	57	36	29	15	12	9	1.9	317	106	64	40	32	17	13	10
Profundidad (m)	7	8		10	15	20	24	30	40																																																																																																			
0.1	17	8	3	2	2	1	1	1																																																																																																				
0.3	30	17	10	6	5	3	2	2																																																																																																				
0.5	43	26	17	11	8	4	3	3																																																																																																				
0.7	117	39	23	15	12	6	5	4																																																																																																				
0.9	150	50	30	19	15	8	6	5																																																																																																				
1.1	183	61	37	23	19	9	8	6																																																																																																				
1.3	217	72	44	27	22	11	9	7																																																																																																				
1.5	250	83	50	32	25	13	10	8																																																																																																				
1.7	283	95	57	36	29	15	12	9																																																																																																				
1.9	317	106	64	40	32	17	13	10																																																																																																				
Caudal diseño de crecida del proyecto Tr=50 años	3,97	m ³ /s		2,2	m																																																																																																							
ANGULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE (ar)	5,85	GRADOS	$\alpha_r = \sin^{-1}(i)$																																																																																																									
$V_s = 0.5 H_e A_p D_p \cos(\psi)$																																																																																																												
ALIVIADERO RECOMENDADO PARA EL DIQUE																																																																																																												
$\frac{W}{H} = 2$																																																																																																												
W=	1,7	m																																																																																																										
H=	0,567	m																																																																																																										
	0,6	m																																																																																																										



Anexo 10. Dimensionamiento de la rejilla a la entrada del sedimentador

Datos		
Qd=	0,37	m ³ /s
P1=	0,4	m
Hr=	0,4	m
z=	0,1	m
P2=	0,4	m
k=	0,87	
Hn=	0,3	m

carga de agua sobre el vertedero
 pérdida de carga por obstrucción rejilla
 coeficiente por contracción de barrotes

Chequeo: consideración sumergido el vertedero

1.-Condición

$$(P_1 + H_n) > P_2$$

P1+Hn=	0,7	m
P2=	0,4	m
condición		
Cumple		

2.-Condición

$$\frac{z}{P_2} < 0.70$$

$$z/P_2 = 0,25$$

condición		
Cumple		

Ancho rejilla

$$b = \frac{Q}{K * S * Mo * Hr^{3/2}}$$

b=	0,98602509	m
	1	m

Sep_barrotes=	0,075	m
Ancho barrote=	0,012	m

Ancho total de la reja

B total=	1,15	m
	1,20	m

$$Q = K * S * Mo * b * Hr^{3/2}$$

Q=	0,38	m ³ /s
----	------	-------------------

Coefficiente de sumersión S (Bazin)

$$S = 1.05 * \left[1 + 0.2 * \frac{H_n}{P_2} * \left(\frac{z}{H} \right)^{1/3} \right]$$

S=	0,76067733
----	------------

Coefficiente de sumersión Mo (Konovalov)

$$M_o = \left[0.407 + 0.045 \left(\frac{H_r}{H_r + P_1} \right) \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{H_r}{H_r + P_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

Mo=	2,24
-----	------

Numero de espacios

$$n = \frac{b}{s}$$

n=	13,3333333
----	------------

Numero de barrotes

$$n - 1$$

#barrotes=	12,3333333	unidades
------------	------------	----------

Numero de espacios

$$n = \frac{b}{s}$$

n=	16
----	----

Numero de barrotes

$$n - 1$$

#barrotes=	15	unidades
------------	----	----------

Anexo 11. Dimensionamiento en planta de la cámara de desarenación con la teoría de simple sedimentación

DIMENSIONAMIENTO DE LAS CAMARAS

$$Q_{dc} = \frac{Q_{entrada}}{N} \times 1.50$$

N=	2	unidad
Qdc=	0,28	m ³ /s

$$Q_{dc} = bhV_d$$

Ancho

B=	0,84	m
	0,90	m

$$L = \frac{hV_d}{w}$$

Largo

L=	3,93	m
	4,00	m

Tiempo sedimentación

$$t_s = \frac{h}{w}$$

ts=	17,86	s
-----	-------	---

Tiempo desplazamiento

$$t_d = \frac{L}{V_d}$$

td=	18,18	s
-----	-------	---

$$V_{agua} = Q_{dc} \times t_s$$

Chequeo capacidad de volumen desarenador

Vc=	5,4	m ³
-----	-----	----------------

Volumen de agua

V agua=	4,95535714	m ³
---------	------------	----------------

Vc ≥ Vol agua
CUMPLE

Anexo 12. Dimensionamiento en planta de la cámara de desarenación considerando los efectos de retardarías de la turbulencia.

CONSIDERANDO LOS EFECTOS RETARDATORIOS DE LA TURBULENCIA

Reducción de la velocidad de flujo

$$w' = \frac{V_d}{5.7+2.3h}$$

w'=	0,024	m/s
-----	-------	-----

$$L = \frac{hV_d}{w-w'}$$

Longitud

L=	5,504	m
----	-------	---

$$L_c = k \frac{hV_d}{w-w'}$$

K=	2	
Lc=	11,01	m
	11,10	m

Tiempo sedimentación

$$t_s = \frac{h}{w-w'}$$

ts=	25,02	s
-----	-------	---

$$V_c = bhL$$

$$V_{\text{agua}} = Q_{dc} \times t_s$$

Chequeo capacidad de volumen desarenador

Vc=	14,985	m ³
-----	--------	----------------

Volumen de agua

V agua=	6,94255833	m ³
---------	------------	----------------

Vc ≥ Vol. agua
CUMPLE

7.14 Anexo 13. Diseño hidráulico de las estructuras de limpieza

Datos		
bt=	0,5	m
ht=	0,5	m
L=	11,10	m
So=	2%	
t1	1	h
Vc=	14,985	m ³
Qdc=	0,28	m ³ /s
Cd=	0,6	
h=	1,50	m
hc=	2,14	m

valores asumido cámara de
limpieza
Longitud corregida

Diferencia de cotas del fondo del desarenador:

$$S_{o2} = \frac{(4L-3b_t)S_{o1}}{2L-3b_t}$$

So2=	4,1%	
L1=	7,15	m
L2=	3,45	m

$$\Delta Z_1 = L_1 \times S_{o1}$$

$$\Delta Z_2 = L_2 \times S_{o2}$$

ΔZ1=	0,143	m
	14,30	cm

ΔZ2=	0,143	m
	14,30	cm

Profundidad del desarenador frente a las compuertas de lavado:

$$H = h + \Delta Z$$

H=	1,643	m
----	-------	---

