

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA AGRÍCOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**PROPUESTA DE ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA
PARA EL CONTROL DE LA PERDIDA DE SUELO POR EROSION
HIDRICA EN CARCAVA EN LA MICROCUENCA SONOCCO
JULI – PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

PAUL ESLEYTER CUEVA ALANGUÍA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PUNO – PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIAS AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

**PROPUESTA DE ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA
EL CONTROL DE LA PERDIDA DE SUELO POR EROSION HIDRICA EN
CARCAVA EN LA MICROCUENCA SONOCCO JULI – PUNO**

TESIS PRESENTADA POR:

PAUL ESLEYTER CUEVA ALANGUIA

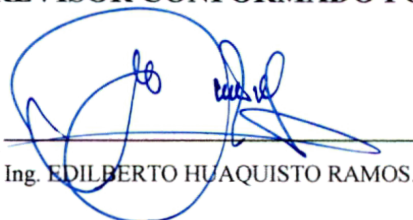
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA



APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

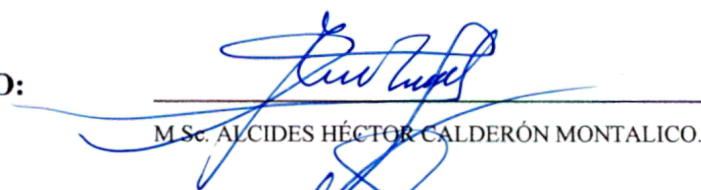
PRESIDENTE:


Ing. EDILBERTO HUAQUISTO RAMOS.

PRIMER MIEMBRO:

M Sc. ROBERTO ALFARO ALEJO.

SEGUNDO MIEMBRO:


M.Sc. ALCIDES HÉCTOR CALDERÓN MONTALICO.

DIRECTOR / ASESOR:


D. Sc. GERMAN BELIZARIO QUISPE.

ÁREA : Ingeniería y Tecnología

TEMA : Diseño de Disipación de Energía

LINEA: Ingeniería de Infraestructura Rural

FECHA DE SUSTENTACION 28 DE SETIEMBRE DEL 2018

DEDICATORIA

*Esta tesis A **DIOS**, y la Virgen María, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional e inspiraron mi espíritu para conclusión de esta tesis Pre-grado, de diseño de un disipador de energía.*

*A mi padre, **EDILBERTO LUCIO CUEVA CUCHILLO**, quien con sus consejos ha sabido guiarme para culminar mi carrera profesional, quien a lo largo de mi vida ha velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento. Es por ello que soy lo que soy ahora.*

*Con amor a **RUTH DEYSI TORRES ZAMATA**, siendo la mayor motivación en mi vida encaminada al éxito, el poder haber culminado esta tesis con éxito y poder disfrutar del privilegio de ser agradecido, ser grato con esa persona que se preocupó por mí en cada momento y que siempre quiso lo mejor para mí.*

*A mi madre **ELENA ALANGUIA BERNEDO**, por ser el pilar más importante y demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. Depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento en mi inteligencia y capacidad.*

*A mi hermana **YANETH Y. CUEVA ALANGUIA**, que siempre ha estado junto a mí y brindándome su apoyo, muchas veces poniéndose en el papel de mi madre.*

“NO HAY ENSEÑANZA SIN INVESTIGACION, NI INVESTIGACION SIN ENSEÑANZA” - PAULO FREIRE

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de toda mi vida.

Agradecimiento a la Universidad Nacional del Altiplano Puno y a la Facultad de Ingeniería Agrícola y Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, por darme esa oportunidad en estudiar en sus aulas.

Al Dr. German Belizario Quispe, director de tesis, docente de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por su valiosa guía y asesoramiento a la realización de la misma.

A mis amigos William Parí Cutipa, Giánnela Paola Gonzáles Matamet, Magno Nayhua Charca, Nilma Yorela Quispe Enríquez, Oscar Llanos Cruz por haber logrado nuestro gran objetivo con mucha perseverancia y por demostrarme que podemos ser grandes amigos y compañeros de estudio a la vez.

Al M Sc. Bernardo Pio Coloma Paxi, docente de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por valioso apoyo y consejo.

Al M Sc. Alcides Calderón Montalico, docente de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por apoyo incondicional y por sus palabras brindadas en mi etapa profesional.

A los jurados por su valioso colaboración y consejos para la elaboración de la tesis pregrado.

Gracias a todas las personas que ayudaron directa e indirectamente en la realización de este proyecto de tesis pre – grado.

Paul Esleyter Cueva Alanguia.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	V
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	XII
RESUMEN	13
ABSTRACT	14
CAPÍTULO I	15
I. INTRODUCCIÓN	15
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO	15
1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA.....	16
1.2.1. Pregunta general.	16
1.2.2. Preguntas específicas.	16
1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	17
1.5. OBJETIVOS.	18
1.4.1. Objetivo general.....	18
1.4.2. Objetivos específicos.	18
1.5. HIPÓTESIS.....	19
1.5.1. Hipótesis general.....	19
1.5.2. Hipótesis específicas.....	19
CAPÍTULO II	20
II. REVISIÓN DE LITERATURA	20
2.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO	20
2.1.1. A nivel américa latina.	20
2.1.2. A nivel nacional.	23
2.2. EROSIÓN	25
2.2.1. Erosión hídrica.	26

2.2.1.1. Factores de la erosión hídrica.	28
2.2.2. Tipos de erosión.....	31
2.2.2.1. Erosión laminar.....	31
2.2.2.2. Erosión en surcos.....	32
2.2.2.3. Erosión por salpicadura.....	33
2.2.2.4. Erosión en masa.....	34
2.2.2.5. Erosión en cárcavas.....	35
2.3. APLICACIÓN DEL METODO DE PREDICCIÓN DE PERDIDA DE SUELO POR EROSION HIDRICA	37
2.3.1. Ecuación Universal del Pérdida de Suelo. (USLE).....	37
2.3.2. Factores que intervienen en la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS).....	39
2.3.2.1. Factor agresividad de la lluvia (R).....	39
2.3.2.2. Factor erodabilidad del suelo (K).....	40
2.3.2.3. Factor de longitud y grado de pendiente (LS).....	42
2.3.2.4. Factor de cobertura vegetal C.....	44
2.3.2.5. Factor de prácticas de conservación de suelos P.....	45
2.4. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	46
2.4.2. Gasto sólido total	47
2.4.3. Ecuación para calcular el transporte de sedimento total.....	47
2.4.3.1. Método de Engelund y Hansen.....	48
2.5. OBRAS DE DISIPACION DE ENERGÍAS (DIQUES) PARA EL CONTROL DE EROSION EN CÁRCAVA.....	49
2.5.1. Obra de disipación de energía.....	49
2.5.2. Tipos de estructuras para el control de cárcavas (Disipadores de energía).....	50
2.5.2.1. Dique de gaviones.....	50
2.5.2.2. Diques filtrantes de piedra acomodada.....	59
2.5.2.3. Dique de mampostería (Disipador de energía).....	65
2.6. CONTROL DE CÁRCAVA Y DISEÑO HIDRAULICO E ESTRUCTURAL DE DISIPACION DE ENERGÍA.....	70
2.6.1. Control de Cárcavas.....	70

2.6.1.1. Procesos de cárcavamiento.	72
2.6.1.2. Tipos de cárcavas.	75
2.6.1.3. Cálculo de la erosión en cárcavas.	78
2.6.1.4. Clasificación de las cárcavas.	80
2.6.2. Diseño de obra hidráulico e estructural de dissipador de energía.	82
2.6.2.1. Presa de mampostería (Dissipador de energía).	82
2.6.2.2. Conceptos hidrológicos para el diseño de disipación de energía.	83
2.6.2.3. Diseño hidráulico de obra de dissipador de energía.	86
2.6.2.4. Diseño estructural de obra de dissipador de energía.	97
CAPÍTULO III.....	107
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	107
3.1. MATERIALES Y EQUIPOS	107
3.1.1. Materiales.....	107
3.1.2. Equipos	107
3.2. METODOLOGÍA	108
3.2.1. Fase de campo.....	108
3.2.1.1. Estudio Topográfico.	108
3.2.1.2. Hidrología.	110
3.2.1.3. Toma de muestra de suelo.	110
3.2.2. Fase de gabinete.....	111
3.2.2.1. Determinación de los factores que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcava.....	111
3.2.2.2. Evaluación de las obras de estructuras de disipación de energía para el control de cárcavas.....	123
3.2.2.3. Planteamiento del diseño hidráulico e estructural de disipación de energía para el control de las cárcavas.	126
CAPÍTULO IV.....	137
IV. CARACTERÍSTICAS DEL AREA DE INVESTIGACIÓN	137
4.1. ÁREA DE ESTUDIO.....	137
4.1.1. Ubicación geográfica.	137

4.1.2. Ubicación política.	138
4.1.3. Accesibilidad.	140
CAPÍTULO V	141
V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	141
4.1. RESULTADOS DE TRABAJO DE GABINETE.....	141
4.1.1. Resultados de factores que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica	141
4.1.1.1. Calculo de agresividad de lluvia (Factor R).	141
4.1.1.2. Calculo de erodabilidad del suelo (Factor k).	142
4.1.1.3. Calculo de cobertura vegetal (Factor C).	145
4.1.1.4. Calculo de longitud de pendiente (Factor L).	146
4.1.1.5. Calculo de grado de pendiente (Factor S).	146
4.1.1.6. Calculo de prácticas de conservación de suelo (Factor P).	146
4.1.1.7. Resultado final de la pérdida de suelo aplicación de la formula final.	147
4.1.1.8. Cálculo de transporte de sedimento.	148
4.1.2. Resultados de la evaluación de las obras de estructuras de disipación de energía para el control de cárcavas.	150
4.1.2.1. Análisis de los costos de los disipadores de energía.	150
4.1.2.1. Análisis para el control de cárcavas con disipador de energía.	152
4.1.3. Resultados del diseño hidráulico e estructural de disipación de energía para el control de las cárcavas.	161
4.1.3.1. Calculo hidrológico.	161
4.1.3.2. Calculo Hidráulico.	164
4.1.3.3. Cálculo estructural.	175
VI. CONCLUSIONES	182
VII. RECOMENDACIONES	183
VIII. REFERENCIAS	184
ANEXOS.....	189

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Proceso de erosión.....	26
<i>Figura 2:</i> Esquema de una ladera con lluvia y sus demás componentes.....	21
<i>Figura 3:</i> Proceso de erosión laminar.....	21
<i>Figura 4:</i> Elementos que intervienen en la formación del surcos.....	32
<i>Figura 5:</i> Erosión por golpeo de una gota de lluvia.....	34
<i>Figura 6:</i> Movimiento en masa en el talud lateral de la cárcava.....	23
<i>Figura 7:</i> Esquema general del proceso de erosión en cárcavas.....	36
<i>Figura 8:</i> Erosión en cárcavas.....	36
<i>Figura 9:</i> Esquema de clasificación del transporte de sedimentos.....	47
<i>Figura 10:</i> Disipadores de energía.....	50
<i>Figura 11:</i> Presa de gaviones para controlar la erosión en cárcavas.....	51
<i>Figura 12:</i> Detalle de una gavión (a) y alambre de triple torsión galvanizado (b).....	52
<i>Figura 13:</i> Módulos de un dique de gaviones.....	54
<i>Figura 14:</i> Despliegue de gaviones.....	55
<i>Figura 15:</i> Colocación de gaviones.....	55
<i>Figura 16:</i> Gaviones en la zanja.....	56
<i>Figura 17:</i> Vertedor de un dique de gaviones.....	57
<i>Figura 18:</i> Dique de piedra acomodada.....	59
<i>Figura 19:</i> Partes que constituyen a un dique de piedra acomodada.....	61
<i>Figura 20:</i> Dique de piedra acomodada, construida con roca caliza.....	62
<i>Figura 21:</i> Diseño del vertedor de un dique de piedra acomodada.....	63
<i>Figura 22:</i> Formación de delantal.....	63
<i>Figura 23:</i> Vista lateral de un dique acomodada.....	63
<i>Figura 24:</i> Trazo de empotramiento.....	68
<i>Figura 25:</i> Conformación del empotramiento y la base.....	69

<i>Figura 26:</i> Vista de una cárcava.....	71
<i>Figura 27:</i> La cárcava y sus puntos críticos.....	72
<i>Figura 28:</i> Procesos de erosión en el fondo de una cárcava.....	73
<i>Figura 29:</i> Avance lateral de la cárcava.....	73
<i>Figura 30:</i> Erosión en la cabeza vertical de una cárcava.....	74
<i>Figura 31:</i> Ilustración esquemática del proceso de cárcava anchas.....	77
<i>Figura 32:</i> Esquema de avance de una cárcava ancha en un suelo homogéneo.....	77
<i>Figura 33:</i> Formación de cárcava ancha en rocas estratificadas.....	78
<i>Figura 34:</i> La cárcava pequeña.....	80
<i>Figura 35:</i> La cárcava mediana.....	81
<i>Figura 36:</i> La cárcava grande.....	81
<i>Figura 37:</i> Dique de mampostería hidráulica o dissipador de energía.....	83
<i>Figura 38:</i> Diagrama que muestra un método para calcular la altura y el asentamiento de las presas de retención para la estabilización de la cama.....	90
<i>Figura 39:</i> Tirante conjugado necesario < Tirante existente aguas abajo.....	91
<i>Figura 40:</i> Variables que intervienen en el diseño de un colchón hidráulico.....	92
<i>Figura 41:</i> Socavación al pie de vertederos esquema de definición de variables.....	95
<i>Figura 42:</i> Fuerzas que actúan en una presa de gravedad.....	98
<i>Figura 43:</i> Diagrama de esfuerzos para determinar el ancho de corona.....	100
<i>Figura 44:</i> Fuerzas y dimensiones de una presa de mampostería.....	104
<i>Figura 45:</i> Monograma para calcular permeabilidad hidráulica.....	114
<i>Figura 46:</i> Macro localización de la zona de estudio.....	138
<i>Figura 47:</i> Micro localización de la zona de estudio Chucuto Juli.....	139
<i>Figura 48:</i> Micro localización de la zona de estudio.....	139
<i>Figura 49:</i> En la imagen no se observa prácticas de conservación de suelo.....	147
<i>Figura 50:</i> delimitación del área de drenaje de la microcuenca Sonocco.....	161

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1:</i> Tasa de erosión hídrica.....	38
<i>Tabla 2:</i> Ecuación Universal de pérdida de suelo	39
<i>Tabla 3:</i> Monograma de erodabilidad	42
<i>Tabla 5:</i> Valores de cobertura vegetal C	44
<i>Tabla 6:</i> Factor del método de control de la erosión P.....	46
<i>Tabla 7:</i> Medidas comerciales de gaviones.....	52
<i>Tabla 8:</i> Características de la malla de alambre	53
<i>Tabla 9:</i> Profundidad y área de drenaje de las cárcavas.....	82
<i>Tabla 10:</i> Velocidades máximas permisibles por FORTIER y SCOBAY	88
<i>Tabla 11:</i> Centros de gravedad y área	105
<i>Tabla 12:</i> Coordenadas de los vértices en la microcuenca Sonocco.....	109
<i>Tabla 13:</i> Descripción de cada una de las muestras	111
<i>Tabla 14:</i> Código USLE de permeabilidad del suelo	115
<i>Tabla 15:</i> Código de estructura de suelo	115
<i>Tabla 16:</i> Valores para prácticas conservacionistas, el Factor P.....	121
<i>Tabla 17:</i> Datos hidráulicos y geométricos de la quebrada Sonocco.....	122
<i>Tabla 18:</i> Escala de valoración para disipadores de energías.....	124
<i>Tabla 19:</i> Tabla para el análisis de control de cárcavas con disipador de energías.	125
<i>Tabla 20:</i> Centros de gravedad y área.....	135
<i>Tabla 21:</i> Vías de acceso a la zona del proyecto.....	140
<i>Tabla 22:</i> Factor de agresividad de la lluvia.....	142
<i>Tabla 23:</i> Resultado de código de estructura y permeabilidad de cada muestra.....	144
<i>Tabla 24:</i> Factor de erodabilidad de suelo (K).....	144
<i>Tabla 25:</i> Distribución de la cobertura vegetal Microcuenca Sonocco – Juli.....	145
<i>Tabla 26:</i> Tipos de cobertura existente en la zona.....	146

<i>Tabla 27:</i> Datos hidráulicos y geométricos de la quebrada Sonocco.	148
<i>Tabla 28:</i> Cálculos y resultados de transporte se solidos total	150
<i>Tabla 29:</i> Costo del dique de gavión.	150
<i>Tabla 30:</i> Costo de dique de piedras acomodadas.	151
<i>Tabla 31:</i> Costo de dique de mampostería.	151
<i>Tabla 32:</i> Estructuras y parámetros descritos para el control de cárcava.	153
<i>Tabla 33:</i> Intensidad máxima según el periodo y duración para la estación de Juli. ...	163
<i>Tabla 34:</i> Curva de duración intensidad frecuencia.	163
<i>Tabla 35:</i> Calificación de parámetros del suelo en la microcuenca Sonocco.	163
<i>Tabla 36:</i> Valores de rozamiento en cimentación en distintos tipos de materiales.	176
<i>Tabla 37:</i> Centros de gravedad y área.	179
<i>Tabla 38:</i> Precipitación total mensual (mm) estación Juli.	191
<i>Tabla 39:</i> Precipitación total mensual (mm) estación Mazocruz.	192
<i>Tabla 40:</i> Precipitación total mensual, estación Ilave.	193
<i>Tabla 41:</i> Precipitación máxima en 24 horas, de la estación Juli.	193
<i>Tabla 42:</i> Curva de duración intensidad y frecuencia.	200

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

EUPS.	Ecuacion Universal de Perdida de Suelo
S.C.S.	Soil Conservation Service
SIU.	Sistema Internacional de Unidades
USDA.	Departamento de Agricultura de los Estados Unidos
USLE.	Universal Soil Loss Equation
EEUU.	Estados Unidos
PEBLT.	Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca
USDA.	United States Department of Agriculture

RESUMEN

La microcuenca Sonocco del distrito de Juli, provincia de Chucuto, región Puno, presenta problemas de deterioro de suelos agrícolas por efecto de erosión hídrica; a consecuencia de las malas prácticas agronómicas, que trae consigo la formación de cárcavas, reduciendo el área de cultivos; el objetivo principal de la investigación es plantear una propuesta de estructura de disipación de energía para el control de la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcava en la microcuenca Sonocco, precisando en tres objetivos específicos: Determinar los factores que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcavas; evaluar las obras de ingeniería de estructuras de disipación de energía para controlar las pérdidas de suelo por erosión hídrica en cárcavas; y plantear el diseño hidráulico de disipación de energía para el control de cárcavas; se ha utilizado la metodología de USLE en base de los factores que intervienen en la erosión hídrica, también se evaluó las estructuras de disipación mediante cuadros comparativos en función a los criterios técnicos económicos y mediante las ecuaciones hidráulicas y estructurales se diseñó la estructura en base a los datos obtenidos. Las variables que intervienen en la erosión hídrica son la agresividad, erodabilidad, manejo de suelo, longitud, pendiente y cobertura vegetal; que genera una erosión anual de 26.9502 Tn/ha*año, produce 55728.76 Tn/año de sedimentos que se transporta y la estructura más adecuada para el control de erosión hídrica en cárcava es el dissipador de energía de mampostería de 2.00m altura total del dique, 0.87m de base y 0.40 m de coronación según un caudal de diseño de 1.57 m³/s.

Palabras clave: Diseño hidráulico, disipación de energía, erosión hídrica en cárcavas, pérdida de suelo agrícolas.

ABSTRACT

The Sonocco micro basin of the district of Juli, province of Chucuito, Puno region, presents problems of deterioration of agricultural soils due to water erosion; as a result of bad agronomic practices, which brings the formation of gullies, reducing the area of crops; The main objective of the research is to propose a proposal of energy dissipation structure for the control of soil loss due to water erosion in the gully in the Sonocco micro basin, specifying in three specific objectives: Determine the factors that intervene in the loss of soil by gully water erosion; evaluate the engineering works of energy dissipation structures to control soil losses due to gully water erosion; and propose the hydraulic design of energy dissipation for the control of gullies; the USLE methodology has been used on the basis of the factors that intervene in water erosion, dissipation structures were also evaluated through comparative tables based on economic technical criteria and the hydraulic structure and structural equations were designed based on the data. The variables that intervene in water erosion are aggression, erodability, soil management, length, slope and vegetation cover; that generates an annual erosion of 26.9502 Tn / ha * year, produces 55728.76 Tn / year of sediment that is transported and the most suitable structure for erosion control in gully is the masonry energy dissipater of 2.00m total height of the dike, 0.87m of base and 0.40 m of coronation according to a design flow of 1.57 m³ / s.

Keywords: Hydraulic design, energy dissipation, erosion in gullies, water erosion, loss of soil.

CAPÍTULO I

I. INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO

En el Perú uno de los problemas frecuentes, es el deterioro de la superficie terrestre mediante la acción erosiva de los suelos de las áreas cultivables y en casos extremos nos lleva a la pérdida total del suelo, esto se da debido al escurrimiento superficial y de cauces por las fuerzas del agua, a causa de fuertes precipitaciones, el sobrepastoreo y la mala práctica de tierras agrícolas. En la sierra, parte de la actividad agrícola se hace sobre las laderas, con pendientes en su mayor parte muy pronunciadas. La erosión de los suelos es un problema ambiental que afecta a gran parte del territorio local, regional, nacional y mundial (Huaricallo Maquera J. L., 2013). En este caso a la microcuenca río Sonocco de la ciudad de Juli, tiene como principal problema el riesgo a sufrir más pérdidas de suelos agrícolas altamente productivos, los arrastres de las sedimentaciones a las partes bajas donde habitan los pobladores.

La quebrada tiene una longitud de 850 m aproximadamente, en la parte alta de la microcuenca la cárcava tiene un ancho que oscila entre 4m, 5m y 6m y una altura que está en 1.80m, 2.00m y 3.00 m y en la parte baja de la microcuenca el ancho oscilan 1m, 2m y 3m y una altura de 1.00m y 1.50m, ya que cada año está quebrada va presentando más cárcavas, lo cual trae los siguientes problemas pérdida de suelos agrícolas, contaminación al medio ambiente e intensos procesos de erosión de suelos. El deterioro de la microcuenca se ha convertido en uno de los problemas ambientales, sociales y económicos más importantes de la ciudad de Juli, especialmente en las partes altas.

El problema fundamental que se observa en la microcuenca río Sonocco de la ciudad de Juli, después de una ocurrencia de una tormenta o lluvia torrencial, ocasiona la acumulación del agua en las partes bajas y el arrastre de sedimentos que ocasiona la colmatación de los cauces, provocando la pérdida de suelos agrícolas en la parte baja formando así cárcavas, inundaciones en los terrenos agrícolas y por consiguiente ocasionando pérdidas económicas.

El problema principal que se presenta en la comunidad Sonocco de la ciudad de Juli es la erosión hídrica en cárcavas en diferentes grados y en diferentes espacios en el lugar de la zona en la cual es de suma importancia el control de la erosión.

1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA

Por lo que se formulan las interrogantes a ser respondidas durante la investigación.

1.2.1. Pregunta general.

- ¿De qué manera se controla las pérdidas de suelo por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli-Puno?

1.2.2. Preguntas específicas.

- ¿Cuáles son las variables que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco – Juli?
- ¿Cuál es la obra de disipación de energía que controlará mejor la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli – Puno?
- ¿De qué manera se realiza el diseño hidráulico de disipación de energía para el control de cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli – Puno?

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Uno de los problemas ambientales más serios que se está presentando a nivel mundial es el estado de degradación de las tierras de cultivo, así mismo en el Perú específicamente en el altiplano puneño está inmerso en este problema ambiental, la microcuenca de río Sonocco hace varios años atrás presenta graves problemas de degradación de suelos, esto se da a consecuencia de los factores climáticos adversos como la precipitación pluvial, velocidades de vientos. Junto con las condiciones geomorfológicas de relieves con pendientes fuertes, sobrepastoreo en las partes altas, han llevado a acelerar los procesos de erosión en la microcuenca. Lo que está generando pérdidas importantes de la capacidad productiva de los suelos agrícolas, áreas de pastoreo, la cual representa una seria amenaza para el abastecimiento de alimentos de primera necesidad para la población creciente, poniendo en riesgo el bienestar de sus habitantes.

Las cárcavas originan grandes perjuicios, tantos o más graves cuando más numerosas y profundas sean; llegan inclusive a inutilizar grandes áreas de cultivo o terrenos dedicados al pastoreo entre los principales daños ocasionados por la cárcavas pueden citarse los siguientes: el arrastre del suelo fértil en el área dañada, lo que reduce considerablemente la productividad, el azolve de los vasos almacenamiento, disipadores de energía, canales y otras obras hidráulicas, así como de los cauces naturales localizados en la parte baja de la cuenca, lo que reduce la vida útil de las estructuras mismas y casi siempre obliga a realizar importantes erogaciones para el desazolve, el deposito o acumulación de suelos infértiles acarreados de las zonas erosionadas sobre los terrenos fértiles situados en las partes bajas, lo que origina una disminución de la productividad en las áreas afectadas (Martinez et al., 2009).

La pérdida de suelos muestra un problema ambiental, social que debe ser atendida para evitar mayores impactos, posibles daños irreversibles, ello justifica el desarrollo del presente proyecto de investigación, referido a la propuesta de estructura de disipación de energía para el control de las pérdidas de suelo por erosión hídrica en cárcavas, microcuenca Sonocco Juli – Puno, con la finalidad de contrarrestar los problemas de las cárcavas en la quebrada, el arrastre de sedimentos, la colmatación de sedimentos en las partes bajas, y la erosión hídrica, para la recuperación de los suelos agrícolas, la mejora del medio ambiente, evitar inundaciones a las viviendas cerca en la parte baja y un desarrollo eco paisajístico en la microcuenca de Sonocco de la ciudad de Juli.

1.5. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo general.

Plantear una propuesta de estructura de disipación de energía para el control de la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcava en la microcuenca Sonocco Juli – Puno.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Determinar los factores principales que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco – Juli.
- Evaluar las obras de ingeniería de estructuras de disipación de energía para controlar las pérdidas de suelo por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli – Puno.
- Proponer el diseño hidráulico de disipación de energía para el control de cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli – Puno.

1.5. HIPÓTESIS

1.5.1. Hipótesis general

El controlar las pérdidas de suelos por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli - Puno, mediante estructuras de disipación de energía, permiten evitar la pérdida de suelos.

1.5.2. Hipótesis específicas

- Evaluando los factores principales que intervienen en la pérdida de suelo de la microcuenca Sonocco Juli - Puno, permite tomar una acertada decisión en el control de erosión de suelos mediante estructuras de disipación de energía.
- Las obras de disipación de energía podrán optar para el control de las pérdidas de suelo por erosión hídrica en cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli – Puno, evitan la pérdida de suelo
- El diseño hidráulico de disipación de energía para el control de cárcavas en la microcuenca Sonocco Juli – Puno, permite controlar la pérdida del suelo mediante la erosión hídrica.

CAPÍTULO II

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

2.1.1. A nivel américa latina.

Las “obras de estabilización de procesos erosivos en suelos leosicos (cárcavas), en el sur de la provincia de Córdoba (región central de Argentina), allí se observa un severo proceso de incisión de su cauce como consecuencia del fenómeno de erosión en cárcava al que se encuentra sometido. Este fenómeno se materializa mediante la formación de un escalón en el lecho fluvial sobre el cual se desarrolla una cascada de aproximadamente 13 m de altura; presentando una fosa de socavación debido al impacto del agua. El impacto de este proceso es altamente significativo, ya que afecta negativamente su área cercana, reduciendo áreas de uso agrícola y dañando las obras de infraestructura existentes (camino, ferrocarriles, puentes y poliductos). Asimismo, el impacto ambiental es altamente negativo, fundamentalmente por las consecuencias asociadas a la incisión del cauce, el descenso del nivel freático y el incremento del transporte de sedimentos hacia aguas abajo. En este trabajo se presentan los estudios básicos realizados para caracterizar el fenómeno y se describe la solución adoptada para estabilizar el cauce de este arroyo. Además, se presentan las modificaciones realizadas en la etapa de obra y los detalles del seguimiento durante la operación y mantenimiento de la misma (Rodríguez et al., 2013).

En el presente proyecto de tesis “Técnicas de control de cárcavas mediante el uso de vegetación forestal y diques de retención en explotaciones agrícolas. El caso de la finca “La Veguilla”. La Campiña del municipio de Córdoba, de fuerte vocación agrícola dedicada al cultivo de cereal de secano y olivar, se ha visto afectada por intensos procesos

erosivos. Por un lado, la erosión biológica se ha ido produciendo durante las últimas décadas de manera progresiva e implacable convirtiendo este territorio en un desierto agrícola. Por otro, los recientes episodios de torrencialidad en las lluvias de los años 2009-2010 y 2010-2011 han puesto de manifiesto la fragilidad del suelo, generando problemas de erosión hídrica que han ocasionado la aparición súbita de grandes cárcavas por todo el territorio. “La Veguilla” es una finca de unas 340 ha de la Campiña; colabora desde hace décadas en proyectos de investigación y también ha sido afectada por los fenómenos erosivos, lo que ha permitido poner en marcha ensayos para definir protocolos de actuación de carácter mixto (con vegetación y obra de ingeniería) que frenen las pérdidas de suelo por la erosión en cárcavas que condicionan fuertemente las operaciones de explotación, a la vez que contribuyen a un notable incremento de la diversidad y del valor de este paisaje agrícola (Mora Jordano et al., 2012).

La presente tesis denominado “Análisis de obras transversales no tradicionales para el control de aluviones, en la quebrada Mackay del cerro divisadero, Coyhaique, XI región”. Trata de un análisis comparativo de tres obras transversales utilizadas para el control de torrentes en quebradas que presentan alto poder erosivo y riesgo aluvional, considerando como ejemplo la quebrada Mackay del Cerro Divisarero, Coyhaique. Como parte de este estudio se definieron los criterios hidráulicos y estructurales para el diseño de obras transversales, tomando en cuenta los esfuerzos a que son sometidas por los flujos de tipo aluvional. De igual forma se realizó una recopilación de antecedentes de zona en estudio, tales como levantamientos topográficos, mecánica de suelos y precipitaciones máximas diarias, que permitan definir adecuadamente las obras. Se planteó una nueva arquitectura de obras transversales en base a mampostería gavionada instaladas directamente en el cauce y dispuestas en serie, diseñadas para caudal detrítico de $7.8 \text{ m}^3/\text{s}$ y un período de retorno de 100 años. Además, se consideró que estas obras cumplieran

eficientemente con el control de arrastre de sólidos y que a la vez resulten económicamente viable. En base a lo anterior, se comparó la alternativa propuesta con otras dos obras transversales, la primera de ellas consiste en diques de mampostería en trozas, propuesto por la Corporación Nacional Forestal, cuya efectividad ha sido comprobada en quebradas aledañas al punto de interés, y una segunda adoptada recientemente por la Dirección de Obras Hidráulicas consistente en Muros de Viguetas Prefabricas. Finalmente se concluirá, en forma crítica, las falencias de cada método constructivo, desde un punto de vista no necesariamente constructivo, sino más bien considerando el sistema hidrográfico en el cual están insertas las obras de corrección (Aguilar Maureira, 2006).

El presente proyecto de investigación “Metodología de medida de la erosión por cárcavas y modelado de su control mediante diques de retención” dice los diques de retención han sido estructuras utilizadas tradicionalmente para el control de cauces afectados por procesos de erosión. Aunque se han aplicado con mayor frecuencia en corrección de torrentes, ha sido también recomendado su uso en control de cárcavas en zonas agrícolas. Desde mediados del siglo XX se conocen manuales de conservación del suelo que recogen principios de diseño para estas estructuras, si bien en muchas ocasiones abordan aspectos parciales del diseño e incluyen criterios empíricos insuficientemente justificados. Este trabajo realizó una revisión de una muestra representativa de la literatura existente sobre el tema. Asimismo, se evaluó el diseño de las medidas de protección en base a criterios hidráulicos de estabilidad y eficacia del resalto y se comparó la compatibilidad de las zonas de viabilidad con la necesidad de actuación en cárcavas de la Campiña de Córdoba. Finalmente se propuso una metodología completa para el diseño de diques de retención, ilustrándola mediante su aplicación a una cárcava (Castillo Rodríguez, 2012).

En el presente artículo científico “Estimación de pérdida de suelo por erosión hídrica en microcuenca de presa Madín, México”: la microcuenca de la presa Madín se ubica en el estado de México y es una de las principales fuentes de abastecimiento de agua potable a la ciudad de México y zona Metropolitana. Uno de los factores que afectan el funcionamiento hidrológico de la microcuenca es la pérdida de suelo por erosión hídrica. Lo cual disminuye la calidad y cantidad del recurso agua captado por la microcuenca y almacenado en la presa Madín. El cambio de uso de suelo, en detrimento de la cubierta vegetal, es la principal causa de erosión hídrica en la microcuenca. Se calcula que la tasa promedio anual de erosión actual es de 7.58 t/ha/año basándose en la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS), concentrándose en la parte media y baja de la microcuenca (Castro Mendoza, 2012).

2.1.2. A nivel nacional.

En el presente trabajo de investigación de “Estimación de la tasa de erosión hídrica en la microcuenca de la quebrada Chaye Grande de la subcuenca del río Yapatera “la zona de estudio es la microcuenca de la quebrada Chaye Grande que pertenece subcuenca del río Yapatera, ubicada en el distrito de Frias; a partir de la misma se obtuvo la información necesaria para la aplicación de la ecuación universal de pérdida de suelo (USLE) que se utilizó con parámetros de la zona en estudio. El cálculo de la pérdida de suelo por erosión hídrica, es considerablemente compleja, debido a la cantidad de variables que se interrelacionan en la estimación a nivel de una microcuenca, el modelo está basado en procesos físicos para pequeños componentes del proceso de erosión. La hipótesis de partida de esta ecuación se centra en considerar a las precipitaciones como el principal agente activo de esta erosión superficial y así se establece que las pérdidas de suelo anuales son directamente proporcionales al índice de erosividad de las lluvias. Con este resultado se conoció la degradación de los suelos en la microcuenca a partir de la

erosion hidrica; además servirá como base para calcular el rendimiento de sedimento en una cuenca, que será importante para la toma de decisiones de política y gestión del recurso suelo en el futuro de la región (Cordova Elera, 2015).

En el presente trabajo de investigación de “Propuesta de estructuras de biotecnología para el control de erosión hídrica (cárcava)” en la comunidad de Challacollo presenta graves problemas de deterioro de suelos agrícolas por la erosión hídrica, a consecuencia de las malas prácticas agrícolas, el cual trae consigo la formación de cárcavas, reduciendo así las áreas de cultivo. El objetivo de la investigación es proponer estructuras de biotecnología para el control de la erosión hídrica en la comunidad de Challacollo; vegetación con las mejores características físicas de la zona, para ello se describió y evaluó los procesos, mecanismos de la erosión hídrica que se presentan en la cárcava, a fin de controlar en función a los materiales disponibles en la comunidad; así mismo se evaluó las características físicas de tres vegetaciones existentes en la comunidad, más los factores primordiales para el trasplante de una vegetación (clima y suelo), en dos zonas: zona donde crece la vegetación y la cárcava donde se trasplantará, obteniendo así las estructuras de biotecnología que controlaran los procesos de cárcavamiento, son los muros de piedra, muros de gaviones colchonetas de gaviones. La vegetación con buenas características físicas y adecuadas de suelo para el trasplante es *pennisetum clandestinum* (kikuyo). Las estructuras de tecnología y la vegetación determinada, forman una estructura rígida de biotecnología (Huaricallo Maquera J. , 2013).

El Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca PEBLT, desde el año 1992 viene ejecutando diversas obras en las Microcuencas de Puno, con el objeto de controlar la erosión de suelos, disminuyendo los problemas que se registra en la época de lluvias

durante los meses de Enero, Febrero, Marzo, la pérdida de suelos es por acción de agua, el arrastre del suelo de las partes altas hacia la parte baja, provocando inundaciones en la ciudad por colmatación del sistema de alcantarillado, y contaminación de la ciudad y la Bahía interior de Puno por sedimentos y arrastre de sólidos y sustancias o residuos orgánicos. El PEBLT a partir de 1992 al 2016 e instalaron 1278 diques en 36 microcuencas en un área de 770 Has aproximadamente, viene desarrollando un conjunto de acciones orientadas al control de la erosión de suelos y para tal efecto viene ejecutando actividades de mecánica estructural, consistente en construcción de zanjas de infiltración, construcción de diques con muros secos de piedra y emboquillado para el control de cárcavas, así como también con reforestación en laderas de las micro cuencas, con especies nativas (colle, queñua) y exóticas (eucalipto, pino, ciprés) (Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca, 2017).

2.2. EROSIÓN

La erosión del suelo, es un proceso de separación y transporte de los materiales del suelo por los agentes erosivos, consta de 2 etapas; disgregación y separación de las partículas del suelo, y transporte de los materiales disgregados (Mamani Canaza, 2012).

La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca por acción de la fuerza de un fluido en movimiento. La erosión puede ser generada tanto por el agua como por el viento (Suarez Diaz, 2001).

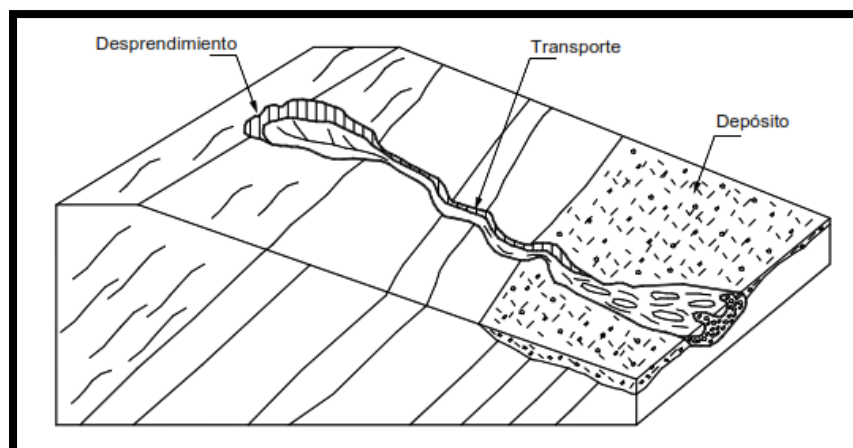


Figura 1: Proceso de erosión.

Fuente: (Suarez Diaz, 2001)

Erosión es el proceso que comprende el desprendimiento, el traslado o arrastre y la sedimentación o colmatación de las partículas de suelo. La erosión es causada ya sea por acción del agua, del viento o por la actividad del hombre. La erosión puede ser natural (normal o geológica) y acelerada (Vasquez Villanueva et al., 2016).

La erosión es un proceso por el cual las corrientes de agua o el viento arrastran parte del suelo de unos puntos a otros. Es un proceso muy útil porque permite se desplacen materiales de unos suelos a otros que recuperan fertilidad con estos aportes. La erosión es un problema cuando se acelera, con lo cual materiales perdidos no se recuperan en las zonas erosionadas y en las zonas que reciben los aportes no son aprovechables o se pierden, o cuando por causas ajenas al propio medio aparece en puntos que no deberían de erosionarse en su totalidad, (Corrales Freire, 2013).

2.2.1. Erosión hídrica.

la erosión hídrica es un proceso físico que consiste en el desprendimiento, transporte y depositación de las partículas del suelo por efectos de la acción del agua, (Hudson 1977 (12)) citado por, (Córdova Elera, 2015,).

Es la erosión causada por el agua. Predomina en zonas de ladera, donde la precipitación es de alta intensidad y donde están ausentes las buenas prácticas agronómicas y el manejo adecuado del agua en el riego y de la cubierta vegetal. En la figura 2, se muestra los diferentes componentes en que se divide el agua de lluvia que cae en una ladera (Vasquez Villanueva et al., 2016).

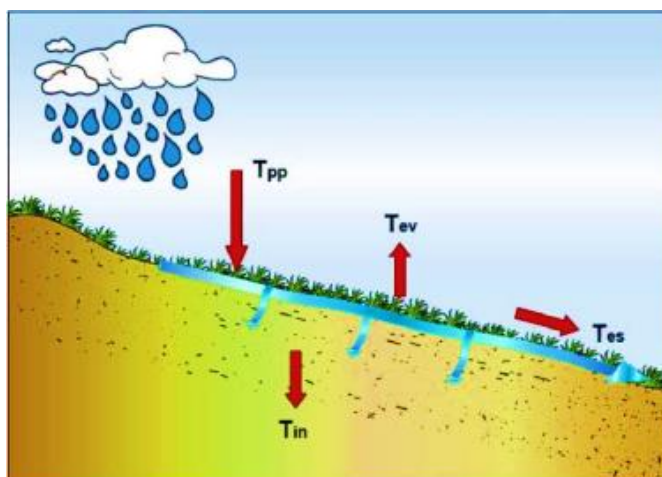


Figura 2: Esquema de una ladera con lluvia y sus demás componentes

Fuente: (Vasquez Villanueva et al., 2016).

La erosión hídrica se inicia cuando las gotas de lluvia golpean terrones y agregados en la superficie de un suelo desnudo, causando el movimiento de las partículas más finas como sedimento en suspensión en el flujo del agua, el cual en su movimiento cuesta abajo, va abriendo surcos a lo largo de la vía. Cada lluvia subsecuente erosiona cantidades adicionales de suelo; con la degradación del suelo se manifiesta la degradación de la tierra (López Falcón, 2002).

Es el proceso erosivo causado por la acción del agua, generalmente por efecto de la lluvia que llega a la superficie del suelo, parte de ella se infiltra y el resto escurre sobre la superficie transportando el material suelto en suspensión (Mamani Canaza, 2012)

2.2.1.1. Factores de la erosión hídrica.

Los factores que determinan el tipo y la importancia de la erosión del suelo causada por el agua son: el clima (factor activo), el suelo (factor pasivo), la vegetación (factor regulador), fisiografía o topografía del terreno (factor pasivo), y el manejo realizado por el hombre (factor regulador). La vegetación y en cierta medida el suelo pueden ser factores controlados por el hombre, mientras que los factores climáticos y topográficos, excepción hecha por la longitud en pendiente, son independientes de la influencia del hombre (Mamani Canaza, 2012).

Menciona que los factores que determinan la tasa de erosión son la lluvia, la escorrentía, el viento, el suelo, la pendiente, la cobertura vegetal y la presencia o ausencia de medidas de conservación (Morgan, 1997)

2.2.1.1.1. Precipitación.

Existe una estrecha relación entre la lluvia y la cantidad de suelo erosionado; la intensidad, cantidad, duración, distribución y frecuencia de la lluvia inciden en la pérdida de suelo (Tayupanta J., 1993).

En el proceso de erosión hídrica el arranque de material suele producirse por el impacto y salpicadura de las gotas de lluvia, además el transporte de partículas viene dado por el flujo laminares que se crean en superficie (Suarez Diaz, 2001).

Las características más relevantes de las precipitaciones son: intensidad, duración y frecuencia. Cuanto mayor sea la intensidad y la duración de una tormenta, mayor será el impacto de las gotas de lluvia y le volumen de escorrentía y consecuentemente mayores serán las pérdidas de suelo. La distribución de las precipitaciones durante el año no es uniforme y su erosividad es muy variable (Córdova Elera, 2015).

2.2.1.1.2. *Características del suelo.*

el material original, grado de meteorización, propiedades físicas, contenidos de materia orgánica y propiedades químicas, influyen en el proceso erosivo del suelo, siendo la distribución de las partículas de acuerdo a su tamaño, grado de agregación, aspereza superficial, profundidad del perfil y humedad inicial, los factores que influyen en mayor grado en este fenómeno (Tayupanta J., 1993).

La erosión se presenta con mayor intensidad en suelos arenosos y limosos, disminuyendo en los arcillosos. Terrenos con 30 – 35 % de arcilla son generalmente mas coherentes y forman agregados estbles que ressitien el impacto de las gotas de lluvia y las dispersion de partículas. Ademas estos suelos poseen superficies ásperas (ej. Los terrones) que almacenan mucha agua resistiendo asi a la erosión laminar, en tanto que las arenas y limos que son de textura gruesa estan mas expuestos a al erosion (Tayupanta J., 1993).

Menciona que las propiedades del suelo que tienen efecto en la erosión causada por el agua son, la capacidad de absorción y retención de agua, condición de superficie e infiltracion de dispersión, tamaño de las partículas y grado de agregacion (Flores J., 1993).

2.2.1.1.3. *Topografía.*

El relieve del suelo conjuntamente con el ángulo, la longitud y forma de la pendiente inciden en el proceso erosivo. A medida que el ángulo de la pendiente aumenta, una mayor cantidad de suelo es transportado ladera abajo; existiendo un aumento considerable de la erosión en pendientes del 5 al 10 % en comparación con la erosión en pendientes más suaves.

De acuerdo a la pendiente según sea: uniforme, cóncava, convexa o compleja, incidirá en el grado de erosión de los terrenos, produciéndose mayores pérdidas de suelo conforme el grado de inclinación y longitud de la pendiente se incrementa (Tayupanta J, 1993).

Las pérdidas de suelo por unidad de área se incrementan al aumentar la longitud de la pendiente, conforme la longitud aumenta, escurrirá mayor cantidad de agua, que llevará energía cinética y por consiguiente transportará mayor cantidad de sedimentos (Flores J., 1993, pág. 7).

2.2.1.1.4. Cobertura vegetal.

La vegetación impide el impacto directo de las gotas de agua lluvia sobre la superficie del terreno, disipando la energía que llevan las mismas; parte del agua la energía que cae es interceptada por la vegetación incrementando así la tasa de infiltración; otra parte se evapora y el resto escurre y fluye por la pendiente.

La densidad y tipo de vegetación influyen en la esorrentía y cantidad de suelo erosionado, siendo estas mayores en suelos desnudos y menores en suelos con presencia de cultivos, bosques y/o pastizales (Tayupanta J., 1993).

La vegetación actúa como una capa protectora o amortiguadora entre la atmósfera y el suelo, los componentes aéreos como hojas y tallos absorben parte de la energía de las gotas de lluvia, el agua en movimiento y del viento, de modo que su efecto es menor que si actuaran directamente sobre el suelo, mientras que los componentes subterráneos, como los sistemas radiculares, contribuyen a la resistencia mecánica del suelo (Morgan, 1997)

2.2.1.1.5. Manejo.

El mal uso de equipos e implementos de labranza, especialmente de la maquinaria agrícola incrementan el fenómeno erosivo. Las prácticas inadecuadas como excesivo laboreo, preparación y surcado del terreno en sentido de la pendiente y un mal manejo del agua de riego exponen al suelo a mayores riesgos de erosión (Tayupanta J, 1993).

2.2.2. Tipos de erosión.

2.2.2.1. Erosión laminar.

La erosión laminar consiste en el desprendimiento y transporte de capas bien definidas superficiales de suelo por acción de la escorrentía difusa. El suelo se va perdiendo casi en forma imperceptible. Este tipo de erosión es muy común en los suelos residuales y en las zonas recientemente deforestadas (Huaricallo Maquera J. L., 2013).

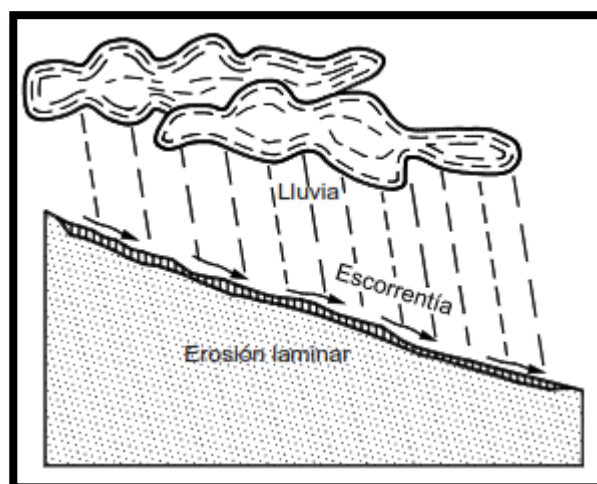


Figura 3: Proceso de erosión laminar

Fuente: (Suarez Diaz, 2001).

La acción de las gotas de lluvia altera el suelo superficial. El agua parcialmente se infiltra y parcialmente se acumula sobre la superficie del terreno formándose una capa delgada de agua con flujos de 2 a 3 milímetros de espesor. El flujo laminar es poco profundo en la cresta de la ladera, pero la profundidad de flujo aumenta talud abajo. El flujo propiamente laminar tiene poco poder erosivo, pero en partes se convierte en

turbulento, aumentando en forma importante su capacidad de erosión. Al continuar la acción de la lluvia y al mismo tiempo ocurrir el flujo se genera turbulencia en el flujo, aumentando la capacidad de erosión. El flujo de agua toma un color marrón o amarillo por la presencia de sedimento (Suarez Diaz, 2001).

2.2.2.2. Erosión en surcos.

La erosión en surcos ocurre cuando el flujo superficial empieza a concentrarse sobre la superficie del terreno, debido a la irregularidad natural de la superficie. Al concentrarse el flujo en pequeñas corrientes sobre una pendiente, se genera una concentración del flujo el cual por la fuerza tractiva de la corriente produce erosión (figura N°4), formándose pequeños surcos o canales, los cuales inicialmente son prácticamente imperceptibles, pero poco a poco se van volviendo más profundos. En estos surcos la energía del agua en movimiento adquiere cada vez, una fuerza mayor capaz de desprender y transportar partículas del suelo. Inicialmente, los pequeños canales presentan una forma en V la cual puede pasar a forma en U, (Suarez Diaz, 2001).

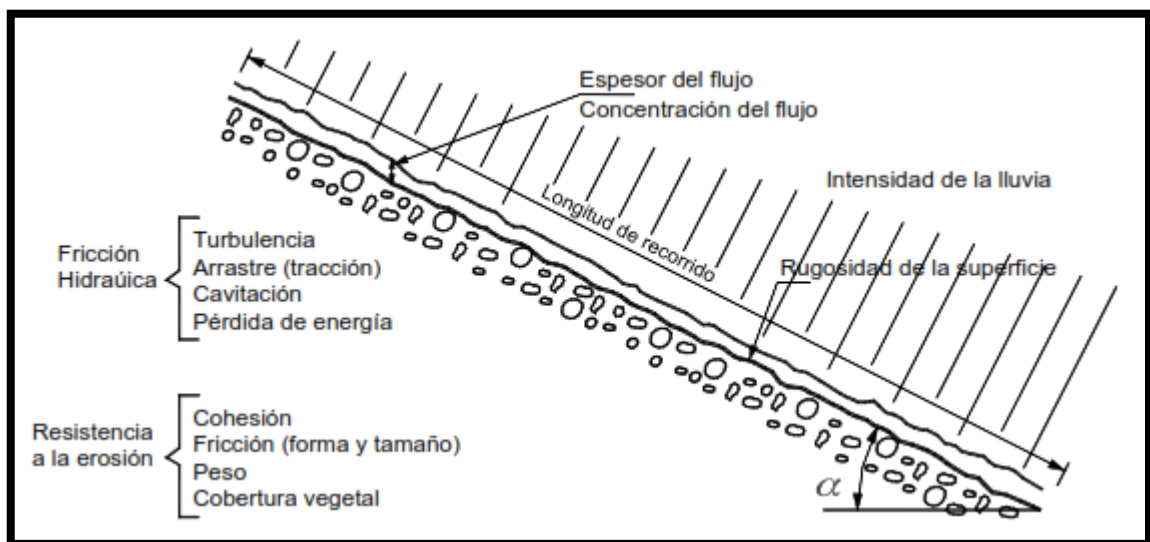


Figura 4: Elementos que intervienen en la formación del surcos.

Fuente: (Suarez Diaz, 2001).

Es proceso donde pequeños canales de varios centímetros de profundidad son formados. El suelo es desprendido por la acción abrasiva del flujo de agua y por desprendimiento del suelo, causado por socavamiento de las paredes laterales de los canales. Las partículas desprendidas son transportadas por una combinación de suspensión, saltación y rodamiento. El potencial erosivo del flujo de agua depende de su velocidad, profundidad, turbulencia del flujo, así como del tipo y cantidad del material siendo transportado. Erosión en surco incrementa rápidamente con la longitud y el grado de pendiente que causa un incremento en la velocidad y volumen del flujo de escorrentía superficial (Flores J, 1993).

Esta forma de erosión ocurre en la mayoría de los suelos y con frecuencia es subestimada por los agricultores debido a que puede ser borrada fácilmente al realizar las labores agrícolas. Se presenta cuando la escorrentía se concentra en pequeñas irregularidades naturales o inducidas en la superficie del terreno hasta que adquiere volumen y velocidad suficientes para deslizarse por la pendiente, formando en su recorrido cortes en forma de canalillos y canales que pueden observarse a simple vista (Tayupanta J, 1993).

2.2.2.3. Erosión por salpicadura.

La erosión por golpeo de la lluvia (Splash erosion) ocurre por el impacto de las gotas de agua sobre una superficie desprotegida, el cual produce el desprendimiento y remoción de capas delgadas de suelo. Este impacto rompe la estructura del suelo y lo separa en partículas relativamente pequeñas. Estas partículas son luego transportadas por la escorrentía. Al caer una gota de lluvia levanta partículas de suelo y las reparte en un área de aproximadamente un metro cuadrado. Parte de la lluvia se infiltra y parte fluye sobre la superficie (Suarez Diaz, 2001).

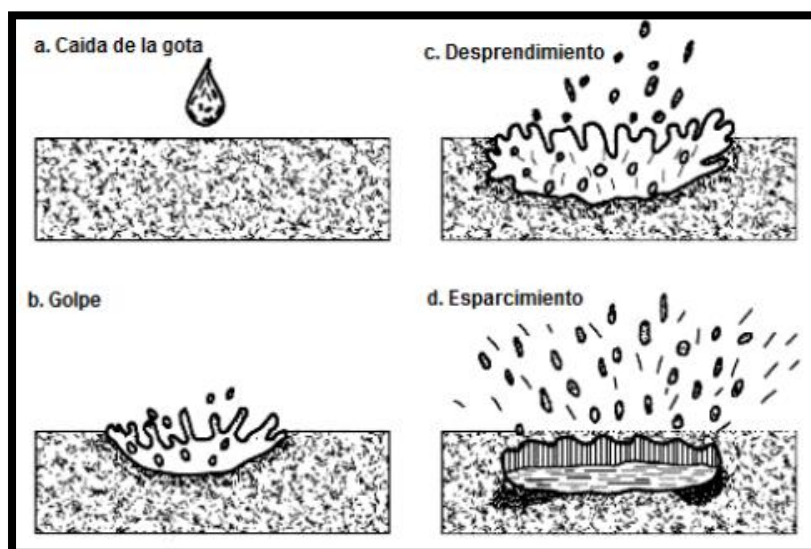


Figura 5: Erosión por golpeo de una gota de lluvia.

Fuente: (Suarez Diaz, 2001).

Se debe al impacto de las gotas de lluvia sobre los agregados de un suelo desnudo. Se producen pequeños cráteres de impacto, con liberación de partículas, que se desplazan en un radio máximo de 150 cm, siendo las arenas finas las más afectadas. Puede dar origen a un sello a costra superficial que influirá negativamente en las velocidades iniciales de infiltración (Cisneros et al., 2012).

El salpicado de suelo se origina cuando las gotas de lluvia caen directamente sobre las partículas de suelo o superficies de agua muy delgadas, salpicando cantidades enormes de suelo debido a la energía cinética de impacto. En suelos a nivel, la dispersión de suelo es más o menos uniforme en todas las direcciones, pero en un terreno con pendiente habrá un transporte neto hacia abajo (Muñoz Gutiérrez, 2006).

2.2.2.4. Erosión en masa.

Incluyen los fenómenos de desprendimiento transporte y depositación del agua en movimiento. En el desprendimiento y transporte de las masas actúan las fuerzas de gravedad y fuerza del agua (Suarez Diaz, 2001).

Se reúnen en este tipo de erosión aquellos casos en donde se desplazan masas considerables que curren también en taludes de avance lateral de una cárcava de suelo sobre distancias relativamente cortas, bajo la acción de la gravedad y en mayor o menor grado de la cantidad de agua. Los movimientos en masa tienen la particularidad de ser mucho más evidentes, espectaculares y rápidos (Huaricallo Maquera J. L., 2013).



Figura 6: Movimiento en masa en el talud lateral de la cárcava.
Fuente: Propia, 2018.

2.2.2.5. Erosión en cárcavas.

Se denomina cárcava a un canal de erosión con una sección superior a un pie cuadrado. Estos canales ya no pueden ser eliminados con prácticas agrícolas. Las cárcavas tienen una mayor capacidad de transporte de sedimentos que los surcos. Las cárcavas actúan como causas de concentración y transporte de agua y de sedimentos. En este proceso una cárcava con causa en V captura a las vecinas y va transformando su sección de una V ampliada a U. Al inicio de las cárcavas son en V pero generalmente terminan con forma en U. Las cárcavas son canales mucho más largos que los surcos. Estos canales transportan corrientes concentradas de agua durante e inmediatamente

después de las lluvias. Las cárcavas van avanzando o remontando hacia arriba formando una o varias gradas o cambios bruscos de pendiente (Huaricallo Maquera J. L., 2013).

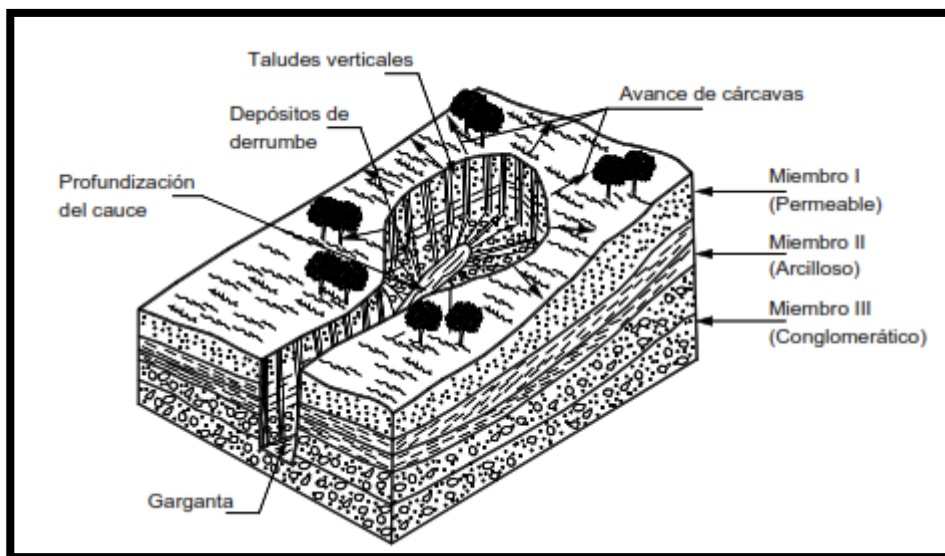


Figura 7: Esquema general del proceso de erosión en cárcavas.
Fuente: (Suarez Diaz, 2001).



Figura 8: Erosión en cárcavas.
Fuente: Propia 2018.

Las cárcavas (también llamadas barrancas, o simplemente zanjas) son las manifestaciones más visible y llamativa del proceso erosivo. Se desarrollan a partir de la

acción del escurrimiento sobre la superficie, luego de que se alcanza un cierto caudal y velocidad del flujo, y se considera una cárcava como aquella forma de erosión que no puede ser borrada por las labranzas (Cisneros et al., 2012).

2.3. APLICACIÓN DEL METODO DE PREDICCIÓN DE PERDIDA DE SUELO POR EROSION HIDRICA

Los métodos de predicción se utilizan para la evaluación de los riesgos potenciales y actuales de erosión, para la planificación de las cuencas hidrográficas; y también pueden ser empleados para determinar relaciones entre las características de las cuencas y los procesos de erosión (Córdova Elera, 2015).

2.3.1. Ecuación Universal del Pérdida de Suelo. (USLE).

Aunque como hemos visto existen gran cantidad de modelos para calcular la erosión del suelo, la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE) es todavía el modelo de estimación de la erosión del suelo con mayor aceptación y de más amplia aplicación (Cordova Elera, 2015).

Se trata de una tecnología empírica generada mediante un proceso evolutivo que ha tenido lugar en los últimos 60 años, y está aún en fase de evolución con el desarrollo de diversas revisiones (Laflen, 2003).

Fue desarrollada durante la primera mitad del siglo 20 por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA). Esta ecuación es el resultado del trabajo de numerosos investigadores como Zing (1940), que relacionó la erosión con la pendiente y la longitud de la ladera, Musgrave (1947), que incluyó un factor climático basado en la precipitación máximo a o Smith (1958) que consideró un nuevo factor según el tipo de cultivo.

Años más tarde, los investigadores Walter Wischmaier y Dwight Smith recogieron estos estudios en su modelo presentado en 1978. Este modelo está basado en una serie de relaciones estadísticas entre las pérdidas de suelo y determinadas variables reconocidas como los factores implicados de mayor significación en el proceso de erosión hídrica. Esta ecuación permite predecir la cantidad de suelo que se pierde por erosión laminar bajo diferentes combinaciones de uso y manejo teniendo en cuenta las características físicas del terreno. La USLE tiene en cuenta seis factores y su modelo matemático es el siguiente:

(Wischmeier & Smith, 1978).

$$A = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P$$

Donde:

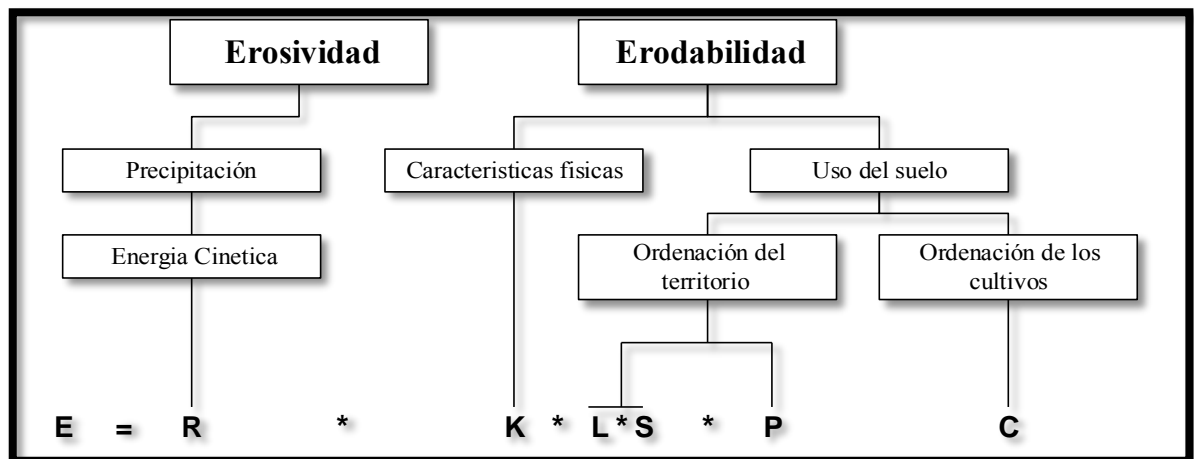
- A : Pérdida anual de suelo (t/ha*año).
- R : Agresividad de la lluvia.
- K : Erodabilidad del suelo.
- LS : Longitud de la pendiente en metros y gradiente.
- C : Factor cobertura.
- P : Prácticas de conservación del suelo.

Tabla 1: Tasa de erosión hídrica

Nivel de erosión	T/ha*año
Nula a leve	< 10
Moderada	10 – 50
Fuerte	50 – 200
Muy fuerte	> 200

Fuente: FAO Y UNESCO, 1981.

Tabla 2: Ecuación Universal de pérdida de suelo



Fuente: (Montenegro & Malagon, 1990).

2.3.2. Factores que intervienen en la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS).

2.3.2.1. Factor agresividad de la lluvia (R).

Representa la energía con que las gotas de lluvia impactan en el suelo a determinada intensidad rompiendo los agregados superficiales en partículas de tamaño transportable. Se trata de un factor activo en el proceso de erosión. Para su cálculo se han diseñado numerosos índices que se han utilizado en modelos de predicción del riesgo de erosión, siendo el más conocido el factor R (Wischmeier & Smith, 1978).

El factor R en el (SIU) Sistema Internacional de unidades es expresado en MJ-mm-ha/h que expresa energía de lluvia en superficie y tiempo (Wischmeier & Smith, 1978).

El factor R se dedujo a partir del producto de la energía cinética liberada por la lluvia (E) y la máxima intensidad de precipitación durante un intervalo de 30 minutos (I_{30}) de la tormenta mediante la siguiente expresión.

$$R = \sum E.I_{30}$$

(Renard & Freimund, 1994). Presentaron las ecuaciones de regresión siguientes para distintas zonas climáticas:

$$R = 0.074F^{1.85}$$

Donde:

R, es el índice de erosión pluvial ((MJ.mm)/(ha.h.)).

P, es la precipitación promedió anual (mm).

F, es el índice de Fournier (1960).

$$F = \sum_{i=1}^{12} \frac{pi^2}{P}$$

Donde:

pi, es precipitación mensual y P es la precipitación anual.

Estas ecuaciones siempre dan altos coeficientes de determinación ($r^2 = 0.81$) y el error estándar alto, por lo que se recomienda un mejor ajuste.

Con un mejor ajuste para los mismos autores (Renard & Freimund, 1994) el EI_{30} es el siguiente:

$$EI_{30} = 5.954 \bullet R^{0.6987}$$

2.3.2.2. Factor erodabilidad del suelo (K).

Este factor representa la respuesta del suelo a una determinada fuerza o mecanismo erosivo, es decir, la susceptibilidad que presenta el suelo o ser erosionado (Wischmeier & Smith, 1978).

El factor de erodabilidad del suelo puede ser estimado de manera directa a través de una ecuación, o bien de manera gráfica. Para ambos métodos es necesario, sin embargo, efectuar determinaciones previas de ciertas propiedades (Córdova Elera, 2015).

El factor K en el (SIU) es expresado en (ton-ha-h/ha-MJ-mm), que expresa la resistencia del suelo en la superficie y tiempo, respecto a la energía de la lluvia.

2.3.2.2.1. Método de la ecuación.

(Wischmeier & Smith, 1978)

$$K = 0.1313 \cdot [2.1 \cdot 10^{-4} \cdot (12 - MO) \cdot M^{1.14} + 3.25 \cdot (s - 2) + 2.5 \cdot (p - 3)] / 100$$

Donde:

MO: Contenido en materia orgánica (%).

S: Código de la estructura del suelo.

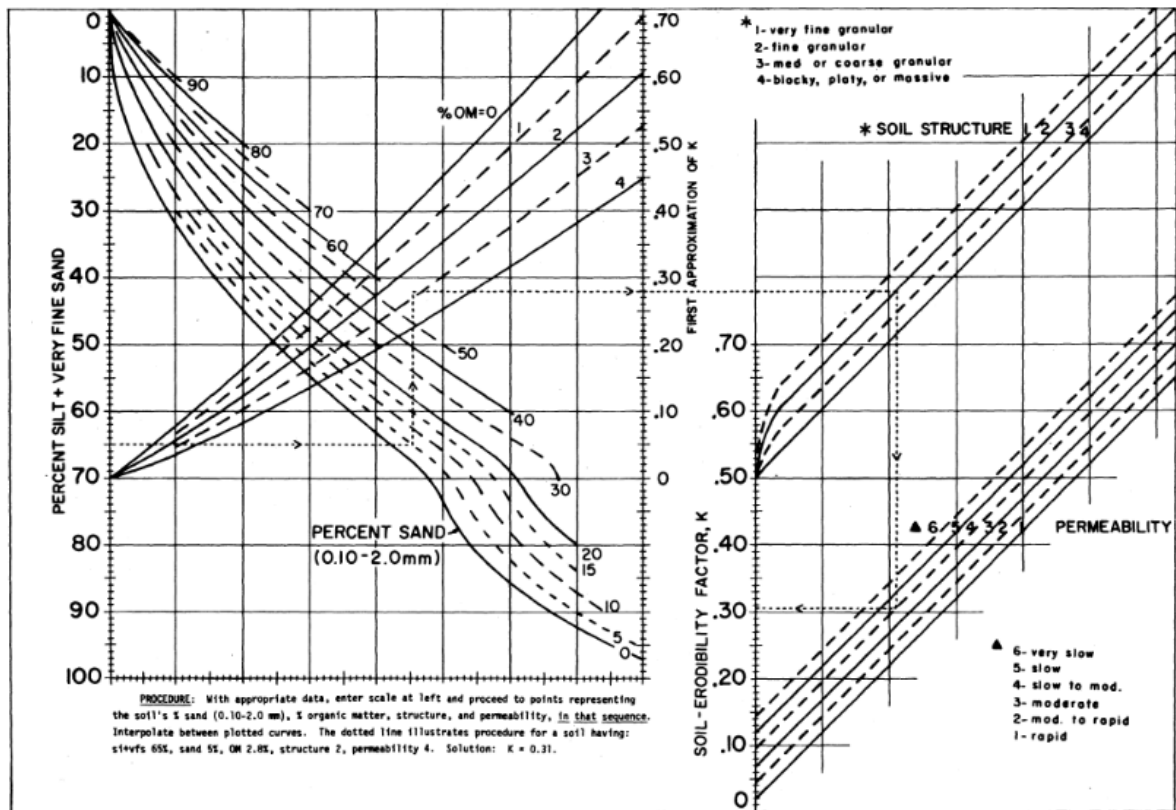
P: Código de permeabilidad.

M: Factor dado por el producto de la suma de los porcentajes de limo y arena muy fina con la suma de los porcentajes de arena y limo. En términos matemáticos M corresponde a (% limo/% arena muy fina) *(100-% arcilla).

2.3.2.2.2. Método gráfico.

El método gráfico o monograma de erodabilidad es la manera más tradicional de estimar el factor K, A pesar de representar la misma ecuación del método anterior, es menos exacto, debido al sesgo visual en que en que incurrir el interesado. En este caso es bueno apoyarse de una regla o algún otro elemento recto de tal forma de minimizar el error. Se emplean dos gráficos conectados, según es el esquema presentado en la tabla N°3 (Córdova Elera, 2015).

Tabla 3: Monograma de erodabilidad



Fuente: (Wischmeier & Smith, 1978)

2.3.2.3. Factor de longitud y grado de pendiente (LS).

El factor de longitud de la pendiente (L) que representa el efecto de suelo en la longitud de la pendiente en la erosión (adimensional). Es la razón entre la pérdida de suelo en la longitud de pendiente en campo con respecto a la longitud de una parcela de 22.1m es el mismo tipo de suelo y gradiente. La longitud de la pendiente es la distancia desde el origen de la escorrentía superficial a lo largo de su vía de flujo a la localidad donde se concentra el flujo o donde se deposita el suelo desprendido (McCool, 1989).

El grado de inclinación de la pendiente (S), representa los efectos de la inclinación en la erosión. La pérdida de suelo se incrementa más rápidamente con pendientes muy escarpadas en comparación con el incremento en longitud de la pendiente (McCool, 1989).

2.3.2.3.1. Longitud de pendiente (Factor L).

La fórmula inicial propuesta por (Wischmeier & Smith, 1978), para el cálculo de este factor tiene mucho mayor peso el valor de la pendiente S que el de su longitud L.

$$LS = \left(\frac{\lambda}{22.13} \right)^m (65.41 \text{sen}^2 \alpha + 4.56 \text{sen} \alpha + 0.065)$$

En la RUSLE se aumenta la influencia concedida a la longitud del declive L, teniendo en cuenta que se decisiva para la iniciación de la formación de regueros a partir de los cuales se incrementan notablemente las pérdidas de suelo de las laderas así, el factor L debe evaluarse a partir de la nueva expresión.

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.13} \right)^m \quad m = \frac{F}{(1 + F)}$$

Donde:

λ : Longitud de la pendiente (m).

m : exponente de la longitud de la pendiente.

Donde 1 es la proyección horizontal de la longitud de ladera (no la longitud de la ladera paralela al terreno), y F es el cociente entre la erosión en regueros y la erosión que se producen en cada parcela, y puede evaluarse en función de la pendiente del terreno, según la expresión de (Mccool, 1989):

$$F = \frac{\text{sen} \frac{\beta}{0.0896}}{3(\text{sen} \beta)^{0.8} + 0.56}$$

Done:

β : el ángulo de la pendiente.

2.3.2.3.2. *Grado de pendiente Factor “S”.*

Para la obtención del factor S, propuesta por (Mccool, 1989), la siguiente fórmula es.

$$S_{(i,j)} = \begin{cases} 10.8\text{sen}\beta_{(i,j)} + 0.03 & \text{---} \tan \beta_{(i,j)} \leq 0.09 \\ 16.8\text{sen}\beta_{(i,j)} - 0.5 & \text{---} \tan \beta_{(i,j)} \geq 0.09 \end{cases}$$

2.3.2.4. *Factor de cobertura vegetal C.*

Existen pocos índices para calcular cuantitativamente la relación entre la vegetación y la pérdida de suelo, el más conocido y utilizado es el índice de protección de la cubierta vegetal frente a la erosión hídrica. Para estudios más detallados, el factor cobertura vegetal puede evaluarse con base en ecuaciones matemáticas establecidas para el cálculo de la biomasa (Kirkby, 1994).

Tabla 4: Valores de cobertura vegetal C

Cultivo y practica	Media anual del factor C
Suelo desnudo	1.0
Bosque o matorral denso	0.001
Pradera herbácea en buenas condiciones	0.010
Pradera sobre pastoreada	0.100
Maíz, sorgo, alto rendto., laboreo convencional	0.20 – 0.55
Maíz, sorgo, alto rendto., sin laboreo convencional	0.50 – 0.90
Maíz, sorgo, bajo rendto., laboreo mínimo	0.20 – 0.10
Maíz, sorgo, alto rendto.	0.12 – 0.20
Maíz, sorgo, bajo rendto.	0.30 – 0.45
Algodón	0.40 – 0.70
Pradera herbácea	0.01 - 0.025
Soya	0.20 – 0.50
Trigo	0.10 – 0.40

Arroz	0.10 – 0.20
Cacahuate	0.30 – 0.80
Frutales con cobertura vegetal	0.01 – 0.80
Caña de azúcar	0.56
Arbolado denso	0.001 – 0.003
Arbolado forestal clareado	0.003 – 0.009
Arboleado muy clareado (25 – 60 %)	0.041
Matorral con buena cobertura	0.003 – 0.013
Matorral ralo y eriales	0.20 – 0.013
Cultivos anuales herbáceos	0.25
Pastura	0.15
Plantas herbáceas matorjos (100%)	0.003
Plantas herbáceas matorjos (60%)	0.035
Cubierta escasa (60%)	0.15 – 0.09
Cubierta inapreciable	0.45

Fuente: (Wischmeier & Smith, 1978)

2.3.2.5. Factor de prácticas de conservación de suelos P.

El factor de prácticas de control de la erosión, es la proporción de la pérdida de suelo que se obtiene mediante alguna técnica de manejo del relieve, en comparación con la pérdida de suelo cuando se cultiva en laderas con 9% de pendiente (Cisneros et al., 2012).

Las prácticas de control de la erosión que se incluyen en este factor son: cultivos en contorno o curvas de nivel, cultivos en franjas a nivel y terrazas. Los valores del factor P para estos tres tipos de prácticas se muestran en la tabla N° 5.

Tabla 5: Factor del método de control de la erosión P

Pendiente del terreno (%)	Cultivo en contorno	Cultivos en franjas en contorno	Terrazas ^(a)
1-2	0,60	0,30	0,12
3-8	0,50	0,25	0,10
9-12	0,60	0,30	0,12
13-16	0,70	0,35	0,14
17-20	0,80	0,40	0,16
21-25	0,90	0,45	0,18

Fuente: (Cisneros, y otros, 2012)

2.4. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

Señalan que el transporte de sedimentos establece que las variables que controlan el movimiento de sedimentos en un cauce natural son la capacidad de transporte del cauce y la disponibilidad de sedimento. La capacidad del transporte es la máxima carga que puede transportar un flujo y la disponibilidad es la existencia de material para ser movilizado por el flujo (Espinosa, Osterkamp, & Lopez, 2004).

Los sedimentos que transporta una corriente de agua son consecuencia natural de la degradación del suelo, puesto que el material procedente de la erosión llega a la corriente a través de los tributarios menores. En un punto cualquiera del río, el material que viene de aguas arriba puede seguir siendo arrastrado por la corriente y cuando no hay suficiente capacidad de transporte este se acumula dando lugar a los llamados depósitos de sedimentos (Maza, 1996).

Nos dice que el transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios: según el origen del material y según el modo de transporte. Según el origen del material el sedimento puede ser de lecho o de lavado. Según el modo de transporte,

el sedimento puede ser transportado en suspensión (sosteniendo por la turbulencia del flujo) o por el fondo (rodando, deslizando o saltando). En la figura se muestra el esquema de dicha clasificación (Quincho Olazabal, 2015).

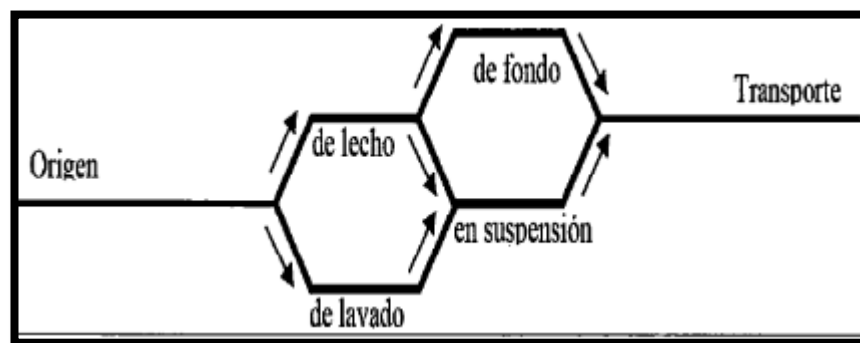


Figura 9: Esquema de clasificación del transporte de sedimentos.
Fuente: (Quincho Olazabal, 2015)

2.4.2. Gasto sólido total

El gasto sólido total es el peso del material (suspensión y fondo) transportado en un curso fluvial por unidad de tiempo, puede ser expresado en $T.año^{-1}$, etc (Quincho Olazabal, 2015).

Cuantificar el gasto sólido total mediante monitoreos resulta una tarea casi imposible debido al mecanismo de sus componentes. Sin embargo, en la actualidad existen fórmulas empíricas que estiman el gasto sólido total sin separar sus componentes (suspensión y fondo) (Quincho Olazabal, 2015).

2.4.3. Ecuación para calcular el transporte de sedimento total.

Para el cálculo del transporte total, es necesario recolectar información como son los datos hidráulicos y geométricos, propiedades del agua, propiedades de las partículas, y la distribución granulométrica de las partículas del fondo (Saranga Calva, 2013).

2.4.3.1. Método de Engelund y Hansen.

Propusieron la ecuación de transporte total en base a la relación con el esfuerzo de corte y el factor de fricción del fondo. Luego de un amplio estudio con datos obtenidos en laboratorio, propusieron una ecuación válida para todos los regímenes de flujo que se estudia más adelante la parte de metodología.

- a. Velocidad de corte.

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

- b. Factor de fricción.

$$f = 8 \cdot \frac{V_*^2}{V^2}$$

- c. Relación adimensional de la fuerza tractiva.

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot g \cdot D}$$

- d. Parámetro de transporte.

$$f \cdot \Phi = 0.4 \cdot \tau_*^{5/2}$$

$$\Phi = \frac{0.4 \tau_*^2}{f}$$

- e. Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m.

$$T_{ST} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D^3}\right)^{1/2}}$$

- f. Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{ST} \cdot T$$

- g. Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{ST}}{1000} \cdot 86400$$

2.5. OBRAS DE DISIPACION DE ENERGÍAS (DIQUES) PARA EL CONTROL DE EROSION EN CÁRCAVA.

2.5.1. Obra de disipación de energía.

Las obras de estructura de disipadora de energía es una parte importante de la obra de excedencia que tiene por objeto disipar la energía cinética que el agua adquiere en su caída desde el vaso hasta un sitio adecuado en el fondo del cauce, donde no genere problemas de erosión o socavación. Estas estructuras se diseñarán para que el agua, que sale del canal o cauces naturales de descarga, se aleje lo máximo posible, dentro de lo económico, de la cortina o de alguna estructura complementaria (Fernández Reynoso et al., 2010).

La velocidad de las aguas que vierten sobre la cubeta puede producir aguas debajo de la estructura socavaciones que ponen en peligro la estabilidad de la obra. El estudio de las características hidráulicas del vertido determina el dispositivo que es necesario construir en la base inferior de la obra, para que su integridad puede completamente asegurada. En algunos casos será únicamente necesario proteger el lecho del torrente con materiales de gran resistencia a la erosión, siendo preciso en otras ocasiones la formación de un colchón de agua realizado con una simple cubeta, que puede ser completada con un contradique, o la construcción de rampas de lanzamiento que alejan las aguas de los puntos críticos (Figura N°9) (Lopez Cardenas de Llano, 1988).

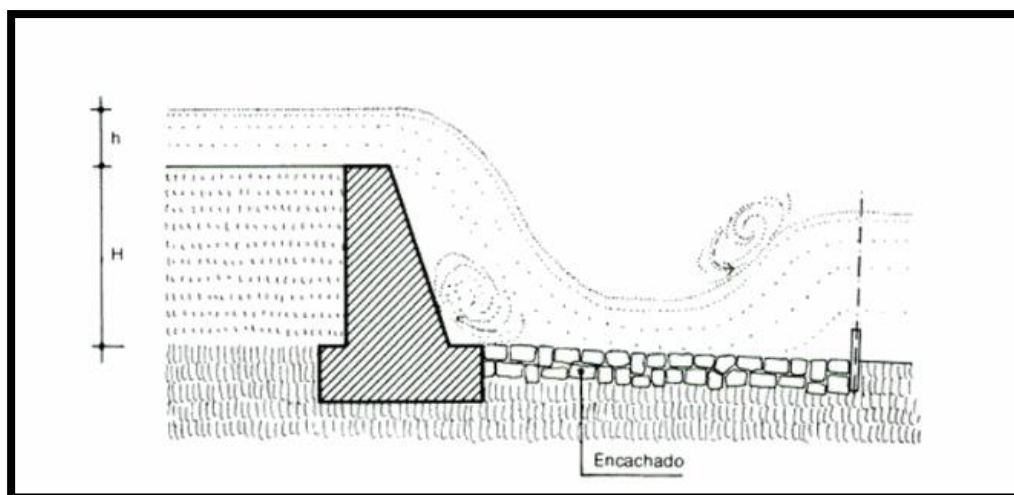


Figura 10: Disipadores de energía.
Fuente: (Lopez Cardenas de Llano, 1988).

2.5.2. Tipos de estructuras para el control de cárcavas (Disipadores de energía).

2.5.2.1. Dique de gaviones.

Las presas de gaviones consisten en una caja de forma prismática rectangular de malla de alambre de triple torsión, rellena de piedras. Este tipo de presa sirve como protección contra la erosión. Sus dimensiones pueden ser variadas dependiendo del tamaño de la cárcava, pero se recomienda para aquellas alturas mayores de 2.00m (Cuevas Flores et al., 2007).

Las presas de gaviones son estructuras permanentes, flexibles y permeables construidas a base de prismas rectangulares de alambre galvanizado denominados gaviones, los cuales se rellenan de piedra con el objeto de formar el cuerpo de la obra que constituye la presa de control. Las mallas de alambre que forman el gavión presentan la forma de un hexágono entrelazado con triple torsión y de peso por metro cúbico de gavión constante (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009).

Las presas de gaviones se emplean para controlar la erosión en cárcavas de diferentes tamaños, y como presas filtrantes para regularizar corrientes; se usan siempre

cuando se consideren los aspectos de estabilidad para las construcciones de gran magnitud (Camargo Hernandez & Franco, 2001).

2.5.2.1.1. Características generales de dique de gaviones.

Las presas de gaviones se recomiendan para cárcavas con un mínimo de 2 metros de ancho y una profundidad de 1.5 metros, debido a su alto costo, además de que requieren de un cálculo ingenieril específico para garantizar la estabilidad en las construcciones de gran magnitud (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009).

La figura 10 muestra el esquema de una presa de gaviones en una sección de una cárcava.

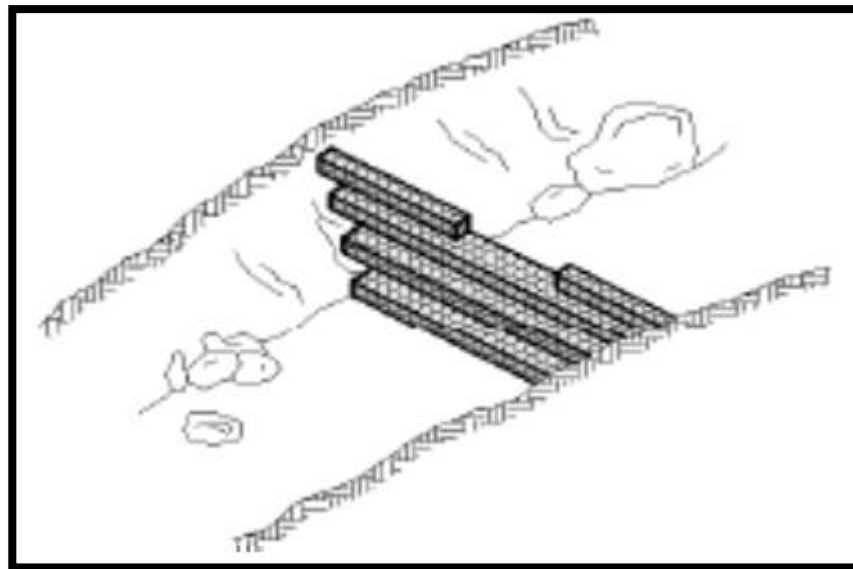


Figura 11: Presa de gaviones para controlar la erosión en cárcavas.

Fuente: (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009)

La estructura de la presa está formada por una serie de gaviones dispuestos convenientemente y unidos unos a otros por medio de ligaduras de alambre. Los gaviones son una caja en forma de paralelepípedo, construida con malla de alambre de triple torsión galvanizado (figura 11).

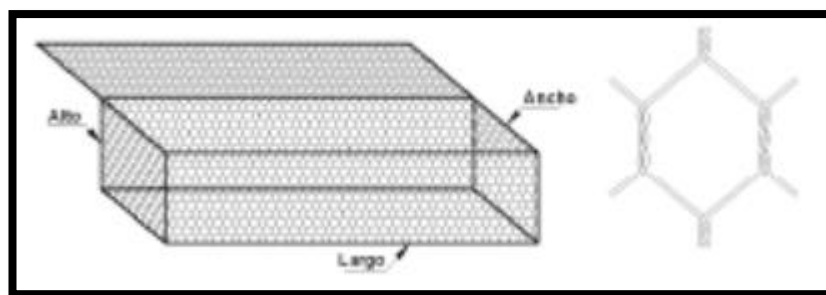


Figura 12: Detalle de una gavión (a) y alambre de triple torsión galvanizado (b).

Fuente: (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009).

De esta manera, un gavión queda definido por medio de sus dimensiones (largo, ancho y alto), el tamaño de sus mallas y el grosor del alambre que lo constituye. Las dimensiones de los gaviones son variables, pero en general, se utilizan con mayor frecuencia las que aparecen en el Tabla 6.

Tabla 6: Medidas comerciales de gaviones.

Código	Dimensiones (M)			Volumen (M3)
	Largo	Ancho	Alto	
A	2.00	1.00	1.00	2.00
B	3.00	1.00	1.00	3.00
C	4.00	1.00	1.00	4.00
D	2.00	1.00	0.50	1.00
E	3.00	1.00	0.50	1.50
F	4.00	1.00	0.50	2.00
G	2.00	1.00	0.30	0.60
H	3.00	1.00	0.30	0.90
I	4.00	1.00	0.30	1.20
J	1.50	1.00	1.00	1.50

Fuente: (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009)

El grosor del alambre que forma la malla está en función del tamaño de la misma, de tal manera que cuanto mayor es el grosor del alambre, mayor será el tamaño de la malla. Las medidas más usuales de estos alambres y las mallas que forman el gavión se muestran a continuación:

Tabla 7: Características de la malla de alambre

Características de la malla de alambre	
Diámetro del alambre (mm)	Tamaño de la malla (cm)
2.00	5x7
2.40	8x10
3.00	12x14

Fuente: (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009).

2.5.2.1.2. Elementos para el diseño de dique de gaviones.

Diseño de las presas depende del objetivo para el cual se realicen. En este caso, simplemente es un tratamiento para estabilizar y evitar el crecimiento de las cárcavas, aunado a una retención e infiltración de agua (Cuevas Flores et al., 2007).

Las presas de gaviones por lo general se utilizan en cárcavas con dimensiones mayores a los 2 metros de ancho y 2.5 metros de profundidad o más. Estas presas no se recomiendan en cárcavas con dimensiones menores, por su alto costo, además de requerir un cálculo de ingeniería específico.

Cabe señalar que, si se realiza un buen diseño y construcción, tienen una alta eficiencia y durabilidad (mayor a cinco años), por lo que se consideran de tipo permanente, además de ser flexibles y permeables. En caso de que exista una falla geológica, pueden sufrir deformaciones sin perder eficiencia; permiten el flujo normal del agua, reteniendo azolves, y debido a que los cajones de gaviones forman una sola estructura tienen mayor resistencia al volteo y al deslizamiento (figura 12).

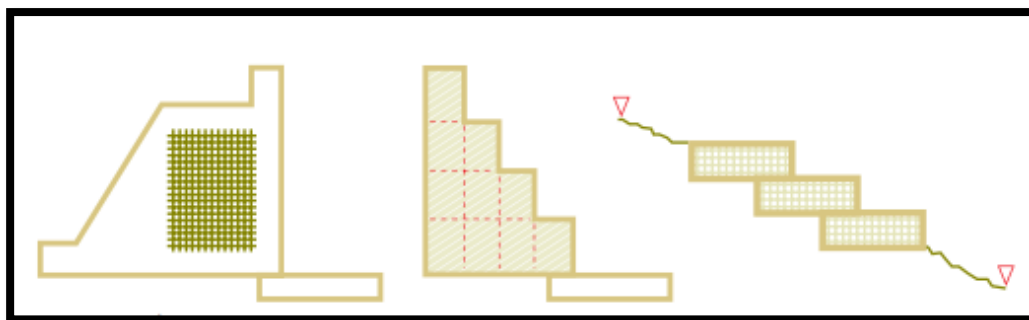


Figura 13: Módulos de un dique de gaviones.

Fuente: (Cuevas Flores, y otros, 2007)

En el diseño de las presas es necesario dimensionarlas hidráulica y estructuralmente en cuanto a su altura, espaciamiento, empotramiento, vertedor y colchon hidráulico.

2.5.2.1.3. Proceso de construcción para el diseño de dique de gaviones.

Existen diferentes tamaños de gaviones (en largo, ancho y alto), así como diferentes tamaños de malla y grosores de alambre. Los tamaños más comerciales de gavión son los que se presentan en el Tabla 6. En cuanto al grosor del alambre que forma la malla, éste deberá ser proporcional al tamaño de la malla. Las medidas más usuales se enlistan en la tabla 7 (Cuevas Flores et al., 2007).

Para construir las presas se tendrán que seguir los siguientes pasos según (Cuevas Flores et al., 2007):

Primer paso. Se desempacan y despliegan cada uno de los gaviones, desdoblado sus partes, cuidando que queden uniformes (Figura 13).

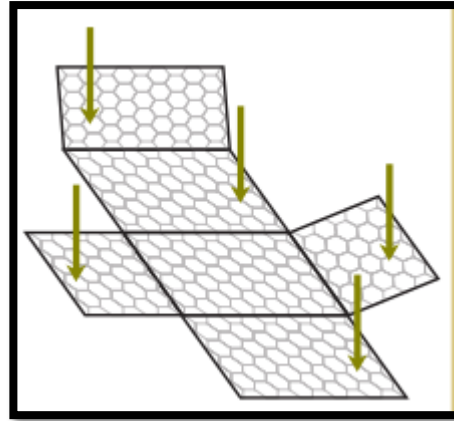


Figura 14: Despliegue de gaviones.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Segundo paso. Se comienza a armar el gavión uniendo los extremos con alambre galvanizado y cuidando que queden en escuadra para darle una forma rectangular.

Tercer paso. Inicialmente, en el sitio donde se coloque el gavión, perpendicular a la dirección de la cárcava, se deberá abrir un cimientado de donde se habrá de colocar el gavión. Las dimensiones de la cimentación dependerán del tamaño de la presa (Figura 14).



Figura 15: Colocación de gaviones.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Cuarto paso. Una vez armado el gavión, se traslada para ser colocado en la zanja abierta para el cimiento. Ahí se unen los distintos gaviones entre si antes de ser llenados y se conforma una sola unidad. El amarre se debe realizar con alambre (Figura 15).



Figura 16: Gaviones en la zanja.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Quinto paso. Una vez colocados y unidos los gaviones de la primera hilera, se procede a llenarlos con piedra. Ésta se debe ir colocando por capas para que tenga el mejor arreglo posible.

Sexto paso. Conforme se va relleno cada gavión con la piedra, se deben colocar tensores del mismo alambre galvanizado, a un tercio o dos tercios de su altura, sujetándose de las partes laterales de los cajones del gavión, para dar mayor resistencia a la deformación.

Séptimo paso. Al colocar la piedra, es muy importante que vaya quedando compactada y con el menor número de huecos posibles para dar el mayor peso específico a la obra sin sobrepasar el límite del gavión. Si es necesario, los huecos que queden se deben rellenar con piedra de menor diámetro. Para rellenar los armazones se puede coleccionar piedra de algún área cercana a donde se realiza la obra.

Octavo paso. Una vez puesto y relleno el primer gavión, se colocan los siguientes, uniéndolos entre sí con alambre galvanizado. Así se hacen todas las hiladas que sean necesarios, dependiendo de las dimensiones de la presa.

Noveno paso. Finalizado el relleno, se procede a cerrar el gavión con la tapa que debe contener, con alambre galvanizado. Para ello, es posible auxiliarse con una barra para hacer palanca y para que la tapa llegue a la cara del gavión. Se recomienda hacer puntos de amarre cada 30 centímetros aproximadamente y en seguida se cose a lo largo del mismo.

Décimo paso. El delantal puede construirse de gaviones de menor altura; la dimensión depende de la cantidad de escurrimientos superficiales esperados.

Undécimo paso. El vertedor se forma durante la colocación de la última hilera de la base principal que cubre la cárcava. para ello se deja una tercera parte del largo de la presa sin gavión.



Figura 17: Vertedor de un dique de gaviones.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

2.5.2.1.4. Funcionabilidad de un dique de gaviones.

- Funcionan como presas filtrantes que permiten el flujo normal del agua y la retención de azolves.

- Disminuyen la velocidad del escurrimiento y su poder erosivo.
- Reduce la erosión hídrica
- Retener azolves
- Estabiliza el fondo de la cárcava ya que evita su crecimiento en profanidad y anchura
- Evitar el azolvamiento de los vasos de almacenamiento, canales y otras obras hidráulicas ubicadas aguas debajo de la presa.
- Favorecer la retención e infiltración de agua y la recarga de acuíferos.

2.5.2.1.5. Ventajas y desventajas de un dique de gaviones.

Según el autor (Lopez Martinez & Oropeza Mota , 2009) nombra las siguientes ventajas:

Ventajas y desventajas:

- Presentan una amplia adaptabilidad a diversas condiciones, ya que son fáciles de construir aun en zonas inundadas.
- Funcionan como presas filtrantes que permiten el flujo normal del agua y la retención de azolves.
- Son presas flexibles y pueden sufrir deformaciones sin perder eficiencia.
- Debido a que los cajones de gaviones forman una sola estructura tienen mayor resistencia al volteo y al deslizamiento.
- Tienen costos relativamente altos, en comparación con las presas de mampostería.
- Tienen una larga eficiencia y durabilidad (mayor a 5 años).

2.5.2.2. Diques filtrantes de piedra acomodada.

Es una estructura construida con piedras acomodadas, que se coloca transversalmente a la dirección del flujo de la corriente y se utiliza para el control de la erosión en cárcavas (Figura 18) (Cuevas Flores, y otros, 2007).



Figura 18: Dique de piedra acomodada.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Las presas de piedra acomodada se consideran las obras más eficientes para el control de cárcavas por la facilidad en diseño, establecimiento y disponibilidad de materiales para su construcción, así como su adaptabilidad para el tratamiento tanto de cárcavas de formación incipiente como de tamaño mediano (Rubio Granados et al., 2010).

Las presas de piedra acomodada, debido a la resistencia de los materiales, se recomienda en cuencas de tamaño mediano (el área de aportación de cada presa no debe ser mayor a 10 ha) y cárcavas con pendiente moderada (máximo 10%).

2.5.2.2.1. Características generales de un dique de piedras acomodadas.

Según el autor (Rubio Granados et al., 2010) las características de la presa de piedras acomodadas son las siguientes:

- a. Para su construcción, se requiere de la apertura de la zanja transversal a la cárcava, con una profundidad de empotramiento acorde con la altura de la presa. Esta zanja se rellena paulatinamente con piedras de tamaño mediano para formar la cimentación, y el empotramiento debe extenderse hasta los taludes de la cárcava para evitar que la estructura sea flanqueada por los escurrimientos.
- b. Posteriormente se colocan las piedras sobre la cimentación hasta lograr la altura de diseño, que por regla general no debe rebasar los 3.0 m.
- c. Para evitar la socavación del lecho de la cárcava y debilitamiento de la estructura, es recomendable el establecimiento de un delantal incrustado a una profundidad mínima de 20 cm y longitud mayor de 1.5 veces la altura efectiva de la presa.
- d. La parte central transversal de la estructura, deberá quedar más baja que los extremos, para poder darle la capacidad necesaria del vertedor y evitar que los escurrimientos erosionen sus flancos o vierten sobre la corona de la presa.
- e. Los mejores resultados se obtienen cuando se dispone de piedras planas o lajas.
- f. En caso de usar piedra bola (redondeada), esta se deberá colocar en base a su ángulo de reposo, para obtener mayor estabilidad de la estructura.
- g. Asimismo, de acuerdo con las características de la piedra, es conveniente considerar el zampeado seco que recubra la corona del vertedor y se extienda al menos 0.3 m a cada lado del mismo.

Las presas de piedra acomodada se recomiendan como estructuras preventivas del crecimiento de las cárcavas (lateral, en el lecho y en la parte alta donde inicia la cárcava), y para control la velocidad del flujo y su capacidad de transporte y de socavación, el volumen y calidad de los escurrimientos superficiales.

2.5.2.2.2. Elementos para el diseño de dique de piedras acomodadas

Según el autor (Cuevas Flores et al., 2007), para construir presas de piedra acomodada se deben identificar previamente los sitios donde se ubicarán, así como considerar la disponibilidad de piedra en dicha zona.

Las dimensiones de una presa de piedra acomodada dependen de la pendiente o grado de inclinación que presente la cárcava, así como de la profundidad y cantidad de escurrimiento superficiales.

La obra se recomienda para cárcavas con pendientes moderadas donde la superficie del área de escurrimiento genere flujos de bajo volumen, ya que son estructuras pequeñas. En promedio miden entre 1.2 metros y 2.5 metros de altura, por lo que, en caso de presentarse cárcavas de mayor dimensión, sólo se construirán hasta este límite. En cuanto a su ancho, de preferencia se deben ubicar en sitios no mayores de 7 metros.

Es conveniente asegurar que la estructura sea lo más resistente a volcaduras provocadas por las corrientes de agua que impactan las paredes, por lo que se recomienda fijar adecuadamente.

En la planeación de su construcción es importante considerar las partes de la presa (Figura 19).

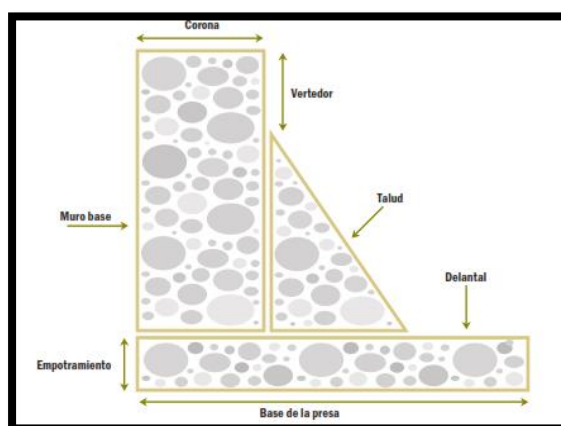


Figura 19: Partes que constituyen a un dique de piedra acomodada.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

2.5.2.2.3. *Proceso de construcción de piedras acomodadas.*

Según el autor (Cuevas Flores et al., 2007), los métodos de construcción dependen del tipo de piedra que se disponga. Si las piedras son tipo “laja” o planas sólo se acomodan unas sobre otras siguiendo las dimensiones iniciales para formar una barrera de la misma anchura y con paredes rectas y estables. En cambio, si se cuenta con piedra “bola” o redondeada se recomienda manejarla de acuerdo con su forma, es decir, colocar la parte de mayor peso hacia abajo (como se encuentran de manera natural en el suelo).

Se debe preferir roca o piedra que tenga mayor peso y dureza, pero también es posible aprovechar otros materiales disponibles (Figura 20).



Figura 20: Dique de piedra acomodada, construida con roca caliza.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Para construir las presas de piedra acomodada se tendrán que seguir los siguientes pasos según (Cuevas Flores et al., 2007):

Primer paso. La primera etapa en la formación de la estructura es la construcción de un muro o trinchera de 0.75 a un metro de ancho en promedio, que se extiende a lo ancho de la cárcava abarcando los taludes laterales excavados para el empotramiento.

Segundo paso. Durante la construcción del muro base, se debe formar el vertedor, el cual es una sección rectangular o cóncava sin piedras que sirve para encauzar el paso de

los volúmenes de agua. Puede consistir de una sección más baja que el resto de la presa ubicada en la parte central de la estructura o ligeramente a un costado de ella, por donde pase la corriente principal (Figura 21).



Figura 21: Diseño del vertedor de un dique de piedra acomodada.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Tercer paso. Luego se forma el talud, con el fin de dar mayor resistencia a la estructura ante la fuerza de las corrientes que impactan en las paredes de la presa. Existen diseños de presas de piedra acomodada con dos taludes: uno, aguas arriba y otro en aguas abajo. Sin embargo, se ha observado que con un talud aguas abajo las presas funcionan adecuadamente y se reducen costos en mano de obra y material (Figura 23, 22).



Figura 22: Vista lateral de un dique acomodada.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)



Figura 23: Formación de delantal.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Cuarto paso. Para proteger el fondo de la cárcava de la erosión hídrica provocada por la caída del agua que pasa por el vertedor y mantener la estabilidad de la presa, se recomienda construir un delantal con piedra acomodada aguas abajo.

2.5.2.2.4. *Funcionabilidad de un dique de piedras acomodadas.*

Según el autor (Rubio Granados et al., 2010) definen las siguientes funcionalidades de la presa de piedras acomodadas:

- Detener el crecimiento longitudinal y lateral de las cárcavas.
- Reducir la velocidad de los escurrimientos en el cauce o en la cárcava.
- Propiciar la sedimentación y retención de azolves.
- Reducir la velocidad del flujo concentrado.
- Mejorar la calidad del agua que llega a los vasos de almacenamiento localizados aguas abajo u obras de abastecimiento de agua.

2.5.2.2.5. *Ventajas y desventajas de dique de piedras acomodadas.*

Según el autor (Rubio Granados et al., 2010), las ventajas y las desventajas son:

Ventajas.

- Los requerimientos de diseño son mínimos
- Pueden utilizarse como medidas preventivas para minimizar el crecimiento de las cárcavas y/o como prácticas complementarias previas al establecimiento de vegetación que estabilice el lecho y los taludes de las cárcavas.
- Mejoran la calidad del agua, al reducir la carga de sedimentos que llegan a estructuras aguas abajo y/o favorecen la infiltración del agua y la percolación profunda para la recarga de acuíferos.
- Retienen suelo y cambia el perfil longitud de la cárcava formando terraplenes.

- Reducen la capacidad del flujo de los escurrimientos superficiales y promueven la aireación del agua escurrida.

Desventajas.

- No pueden emplearse en arroyos permanentes, o en condiciones donde el flujo se mantiene constante a través del tiempo.
- Por su naturaleza temporal, con el tiempo se cubren de sedimentos y cumplen su función, por lo que debe evaluarse la posibilidad de utilizar su base para sobre elevarlas y convertirlas en presas permanentes
- Solo son adecuados para pequeñas áreas de drenaje, ya que generalmente el área de captación de la cuenca no debe rebasar la 10 ha. En cuencas de mayor tamaño, deben diseñarse en batería de manera que se combine el efecto de las diferentes presas a lo largo de la cárcava.
- Si el nivel del agua permanece alto después de una tormenta, puede provocar problemas de sobrevivencia a la vegetación aguas arriba de la presa.
- Puede reducir la capacidad hidráulica de la sección transversal.
- Pueden crear turbulencias que erosione el lecho de la cárcava.

2.5.2.3. Dique de mampostería (Disipador de energía).

Las presas de mampostería son estructuras permanentes construidas con piedras, arena y cemento, ubicadas de forma transversal a la corriente dentro de un cauce a una cárcava, con el fin de reducir la velocidad del escurrimiento superficial, retener azolves y almacenar agua. Su uso se recomienda en cárcavas de cualquier tamaño pero con profundidades mayores a 2 metros (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

2.5.2.3.1. Condiciones para establecer un dique de mampostería.

Según el autor (López Martínez & Oropeza Mota, 2009), Las presas de mampostería se deberán construir al final de una serie de estructuras de control de los escurrimientos y azolves, y en un sitio apropiado tratando de maximizar el vaso de almacenamiento y la vida útil de la presa, ya que de lo contrario se corre el riesgo de que se llene de azolve en muy poco tiempo.

Este tipo de presas pueden construirse en aquellas zonas donde pueda obtenerse piedra de buena calidad y apropiada para trabajos de albañilería; durante su construcción, es conveniente utilizar piedras lo más uniformes posibles, de tal manera que la cantidad de mortero necesario para juntarlas, sea mínimo y permita a su vez un mayor avance de obra por jornada de trabajo.

Para realizar el diseño de una presa de mampostería se deben considerar los siguientes puntos:

- a. Determinar el sitio más adecuado para la construcción de la presa
- b. Determinar la pendiente del cauce en el sitio seleccionado
- c. Obtener en campo la sección transversal de la cárcava o del cauce en el sitio donde se desea construir el dique de retención de sedimentos.
- d. Calcular los gastos de diseño utilizando el método simplificado de las huellas máximas o método racional.
- e. Estimar el escurrimiento máximo que tiene lugar en la sección transversal levantada a fin de diseñar la capacidad máxima del vertedor.
- f. Diseñar el vertedor a fin de satisfacer la capacidad de descarga del escurrimiento máximo.

- g. Realizar el cálculo estructural de la presa, que constituye el análisis de cada fuerza que actúa sobre el muro y determina la estabilidad de la obra.
- h. Considerar el diseño de un colchón hidráulico a fin de evitar que la fuerza de la caída del agua desalojada a través del vertedor origine la socavación del lecho aguas abajo y el deterioro de las paredes laterales que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.
- i. Considerar los empotramientos mínimos requeridos en ambas márgenes de la cárcava con el fin de evitar filtraciones que debiliten la seguridad de la obra.
- j. Determinar los volúmenes de excavación y de obra que la construcción demande, de acuerdo con la dureza del suelo y las condiciones físicas del lecho del cauce o de la cárcava.

2.5.2.3.2. Elementos para el diseño de dique de mampostería.

Según el autor (Cuevas Flores et al., 2007), para realizar el diseño de una presa de mampostería es necesario ubicar previamente el lugar donde se va a construir, determinar el área de la cuenca que lo alimenta, estimar o cuantificar el escurrimiento máximo, así como caracterizar la cárcava en cuestión tomando en cuenta su ancho, profundidad y tipo de suelo.

La profundidad de la cárcava es una característica importante, porque a partir de ella se determina la altura de la presa. Por lo general, las presas de mampostería se construyen con la finalidad de cubrir la totalidad de la profundidad de la cárcava. Existen dos factores fundamentales para asegurar el éxito de la presa: el empotramiento y el tamaño de la base.

2.5.2.3.3. *Proceso de construcción para el diseño de dique de mampostería.*

Según el autor (Cuevas Flores et al., 2007), después de haber cumplido con los requerimientos mínimos de diseño para una presa de mampostería se puede comenzar a construir siguiendo los pasos que a continuación se describen:

Primer paso. Se realiza el trazo de empotramiento, que consiste en marcar, con cal o pintura, el área a excavar para el empotramiento (Figura 24).



Figura 24: Trazo de empotramiento.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Segundo paso. La excavación del empotramiento y el delantal se realiza para impedir que el agua y los sedimentos flanqueen la estructura y evitar socavaciones que pongan en peligro la obra.

Tercer paso. Se realiza el transporte de materiales, que incluye la piedra, la arena o el cemento, dentro de los costos.

Cuarto paso. Se procede a la conformación del empotramiento, la base y el delantal según se muestra en la imagen (Figura 25).



Figura 25: Conformación del empotramiento y la base.

Fuente: (Cuevas Flores et al., 2007)

Quinto paso. Se construyen las paredes y el vertedor. Para las paredes se debe seguir con la misma forma con que se construyó la base. Al final, se le da forma el vertedor.

2.5.2.3.4. *Funcionabilidad de un dique de mampostería.*

Según el autor de (López Martínez & Oropeza Mota, 2009), la funcionalidad del dique de mampostería es la siguiente:

- Reducir la velocidad de los escurrimientos en el cauce o en la cárcava con lo cual se propicia la sedimentación y retención de azolves y al tratarse de una estructura impermeable también sirve para el almacenamiento de agua.

2.5.2.3.5. *Ventajas y desventajas de un dique de mampostería.*

Ventajas.

- Es una estructura permanente.
- Presenta una alta durabilidad y eficiencia.
- Reduce la velocidad del escurrimiento.
- Retiene azolve y agua.
- Reduce la pendiente media de la cárcava.

- El agua almacenada puede tener diversos usos para las poblaciones rurales.

Desventajas.

- Requiere conocimiento técnico para su diseño.
- Se requiere obras complementarias de control de azolves en cauces tributarios para evitar su rápido azolvamiento y la reducción de su vida útil.

2.6. CONTROL DE CÁRCAVA Y DISEÑO HIDRAULICO E ESTRUCTURAL DE DISIPACION DE ENERGÍA.

2.6.1. Control de Cárcavas.

La cárcava es una zanja producto de la erosión que generalmente sigue la pendiente máxima del terreno y constituye un cauce natural en donde se concentra y corre el agua proveniente de las lluvias. El agua que corre por la cárcava arrastra gran cantidad de partículas del suelo (Mártinez et al., 2009).

Se denomina cárcava al estado más avanzado de la erosión en surcos. La erosión en surcos es la forma de erosión más fácilmente perceptible, tiene su origen a causa del escurrimiento superficial del agua que se concentra en sitios irregulares o depresiones superficiales del suelo desprotegido o trabajado inadecuadamente (PRONAMACHCS, 2011).

El control de las cárcavas en el proceso de formación es sencillo, pues generalmente basta pasar el arado o la rastra a través de estos canalillos basta que desaparezcan e impedir así su crecimiento. Cuando las cárcavas crecen y no se pueden cruzar por los implementos agrícolas, es cuando estas secciones transversales están sometidas a procesos de crecimiento laterales hacia los taludes de las márgenes derecha

e izquierda de la cárcava, en la parte o inicio de la misma y es cuando es necesario realizar obras y prácticas para su control (Figura 26).



Figura 26: Vista de una cárcava.

Fuente: (Mártinez, Rubio, Oropeza, & Palacios, 2009)

La cárcava es la erosión del suelo en forma de una zanja, en sentido de la máxima pendiente de la ladera. En vista de que las cárcavas inciden de gran manera en la erosión del suelo y el medio ambiente en general, en razón de que inutiliza extensas áreas de cultivo, pasturas y forestación, es importante controlar su avance en el tiempo y espacio (Orsag, 2010).

Para que el control de cárcavas sea efectivo, es necesario inicialmente entender que las cárcavas se producen como consecuencia de la concentración y evacuación de escurrimientos del agua en forma de cauce, donde el agua va excavando surcos que van profundizando y evolucionando paulatinamente hasta formar zanjas mayores y más profundas que en muchos casos se vuelve irreversible. La cárcava funciona como una pequeña microcuenca, es decir tiene área de recepción que concentra el agua de lluvia, que luego se escurre por el lugar más fácil. La energía del agua y otros factores que actúan (tipo de suelo, pendiente, profundidad, etc.) favorecen para que la cárcava se vaya ensanchando por socavamiento y derrumbes y al mismo tiempo vaya retrocediendo. Para

el control de las cárcavas se debe tener en cuenta según (Tracy y Pérez, 1986) y citado por (Orsag, 2010). Que estas tienen dos zonas críticas (ver Figura 27).

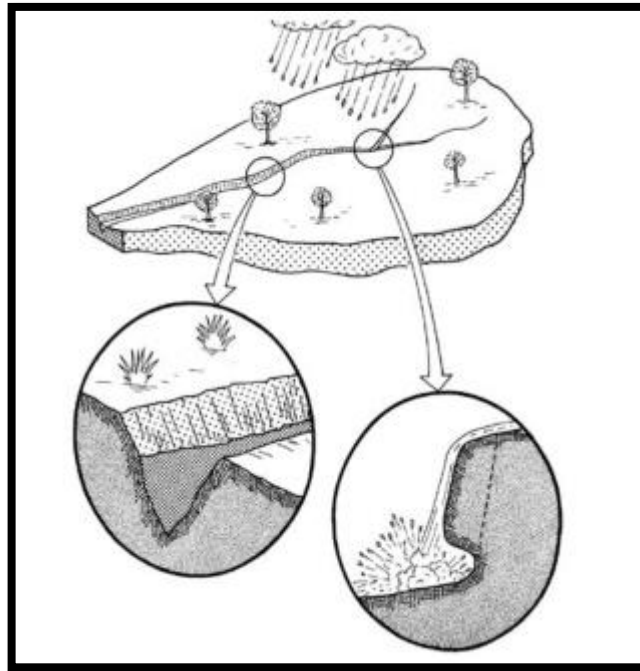


Figura 27: La cárcava y sus puntos críticos.

Fuente: (Tracy y Pérez, 1986) y citado por (Orsag, 2010).

2.6.1.1. Procesos de carcavamiento.

Los procesos más importantes en el crecimiento de una cárcava son según (Suarez Diaz, 2001):

1. *Profundización del fondo de la cárcava.* el fondo de la cárcava se va profundizando en forma continua o discontinua (Figura 28). El proceso continúa hasta que se logra una pendiente de equilibrio o aparece un manto profundo más resistente a la erosión.

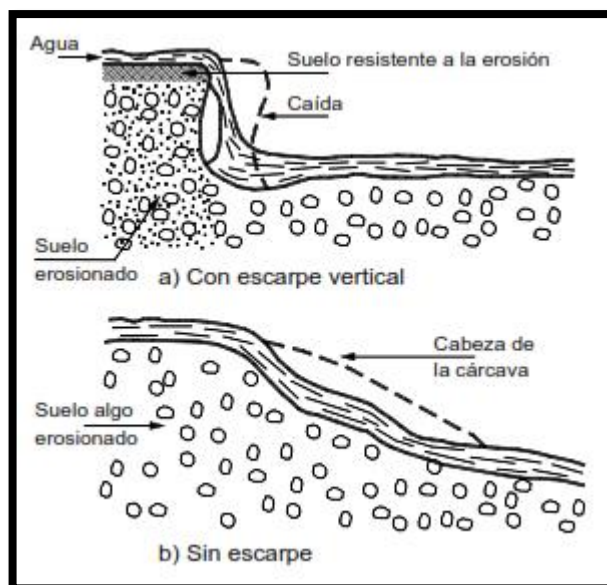


Figura 28: Procesos de erosión en el fondo de una cárcava.

Fuente: (Suarez Diaz, 2001).

2. *Avance lateral.* Al profundizar el fondo de la cárcava esta se amplía por la inestabilidad geotécnica de los taludes laterales.



Figura 29: Avance lateral de la cárcava.

Fuente: Propia, 2018

3. *Erosión acelerada concentrada en los sitios de cambio topográfico en el fondo de la cárcava.*

En los cambios de pendiente la turbulencia y la fuerza concentrada de la corriente de agua acelera localmente el proceso de erosión y socavación (Figura 30). Los procesos de turbulencia pueden modelarse hidráulicamente; sin embargo, es extraordinariamente difícil determinar para cada caso específico el mecanismo de turbulencia que va a actuar. El modelamiento hidráulico de cárcavas es muy complejo.

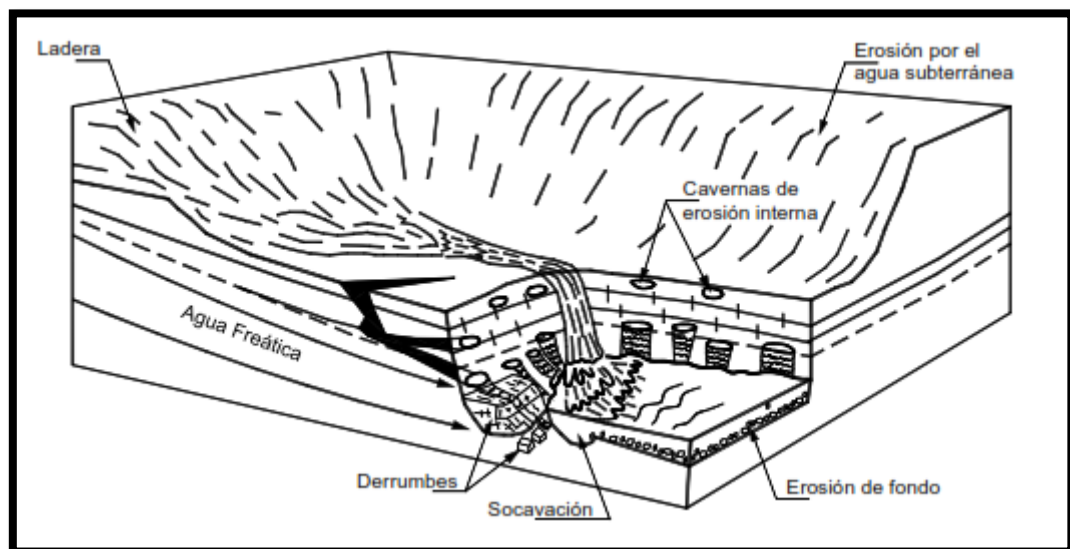


Figura 30: Erosión en la cabeza vertical de una cárcava

Fuente: Propuesta por (Dietrich y Dunne, 1993) y citado por (Suarez Diaz, 2001).

4. *Avance de la cabeza de cárcava.* El avance más dramático es comúnmente el avance de la cárcava hacia arriba de la pendiente, aumentándose permanentemente la altura del escarpe vertical entre la corona y la cabeza, entre más alto es el escarpe, la inestabilidad es mayor y la cárcava avanza a una mayor velocidad.

El afloramiento de agua en las paredes o pies de los taludes de la cárcava es un factor muy importante en el avance tanto lateral como aguas arriba en el proceso de erosión. Al encontrar corrientes de agua subterránea del escarpe y la rata de avance de la cárcava.

5. *Erosión laminar y en surcos.* Dentro de las cárcavas se pueden producir procesos de erosión laminar o erosión en surcos, debidos especialmente al impacto de las gotas de lluvia y la escorrentía difusa.

2.6.1.2. Tipos de cárcavas.

Se pueden identificar cuatro tipos de cárcava (Blunt y Doker, 1995); citado por (Suarez Diaz, 2001):

2.6.1.2.1. Cárcavas continuúas alargadas.

No tienen cabeza con escarpe vertical importante. Esto ocurre en suelos granulares cohesivos, al deteriorarse la cobertura vegetal por acción de los surcos de erosión. Generalmente aumentan en ancho y profundidad talud abajo y pueden presentar sedimentación en sectores de menores pendientes.

Las cárcavas continuúas llamadas también cárcavas de socavación se profundizan en un proceso de erosión o lavado de las partículas del fondo del cauce. Generalmente, las partículas erosionadas son las arenas finas y los limos, permaneciendo en la cárcava las partículas de mayor tamaño. Las cárcavas continuúas alargadas están asociadas frecuentemente con paisajes suavemente ondulados.

2.6.1.2.2. Cárcavas alargadas con escarpe vertical superior.

Ocurre en suelos cohesivos o con coberturas de raíces; son retrogresivas con avance y fallas de los taludes resultantes por esfuerzo al corte o volteo. En ocasiones se agrava el proceso por afloramiento de agua subterránea en el pie del escarpe formando, como es el caso de la ciudad de Bucaramanga – Colombia.

Inicialmente la cárcava se profundiza hasta lograra una pendiente de equilibrio por razones geológicas o propias del proceso erosivo y luego inicia un proceso de avance lateral y hacia arriba, mediante la ocurrencia de deslizamientos. La cabeza de la cárcava

puede moverse hacia arriba como un resultado de la excavación en el pie del escarpe por la caída de agua desde la corona y por deslizamientos de los taludes.

Las cárcavas continuas también pueden avanzar lateralmente en un proceso similar al de las cárcavas alargadas.

2.6.1.2.3. *Cárcavas anchas.*

Este sistema de cárcavas anchas es muy común en cortes de excavaciones para carreteras y ferrocarriles. Es corte inicial es un talud con una determinada pendiente. El agua al correr sobre el talud genera una serie de surcos y pequeñas cárcavas dentro de una cárcava ancha que comprende una sección grande del corte. En la práctica el corte original de la vía es realizado a un ángulo superior al ángulo de estabilidad por erosión del talud y se genera un proceso progresivo de deterioro del talud, formándose un escarpe vertical y una nueva pendiente estable (Blunt y Dorken, 1995). La formación de cárcavas anchas es muy común en suelos residuales donde el material más superficial del perfil generalmente es más erosionable y al profundizarse la resistencia a la erosión aumenta. La pendiente estable a la erosión no corresponde a la pendiente estable para deslizamientos de tierra. Generalmente la pendiente de reposo por erosión superficial es muy inferior a la pendiente de reposo por erosión en masa.

El escarpe vertical se forma exactamente debajo de la vegetación original en la corona del talud. El material de suelo debajo de las raíces es socavado por el proceso de carcavamiento y se forma un voladizo de vegetación (Figura 31). Al aumentar la longitud del voladizo la vegetación falla por bloques. El tamaño y la rata de avance de la cárcava son una función de la resistencia a la erosión del suelo y de la cohesión, así como de otros parámetros de tipo geotécnico, como la expansibilidad (Figura 32).

El proceso de avance de las cárcavas anchas no es uniforme y se pueden formar diferencias considerables de pendiente a lo largo y ancho de la cárcava, de acuerdo a la erosionabilidad de los materiales, el resultado es un perfil topográfico no uniforme (Figura 33).

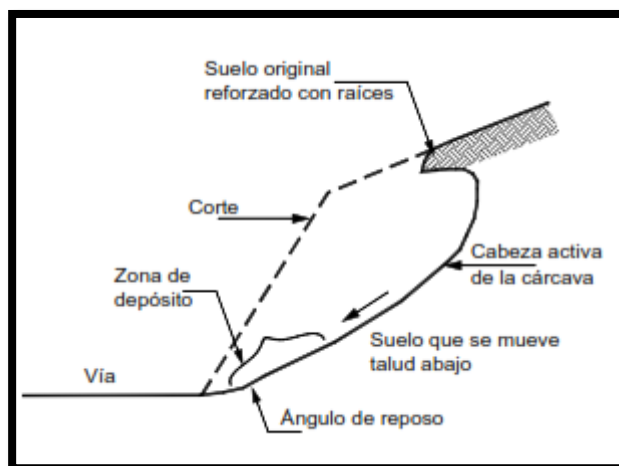


Figura 31: Ilustración esquemática del proceso de cárcava anchas en corte de carretera

Fuente: (Blunt y Dorken, 1995) citada por (Suarez Diaz, 2001)

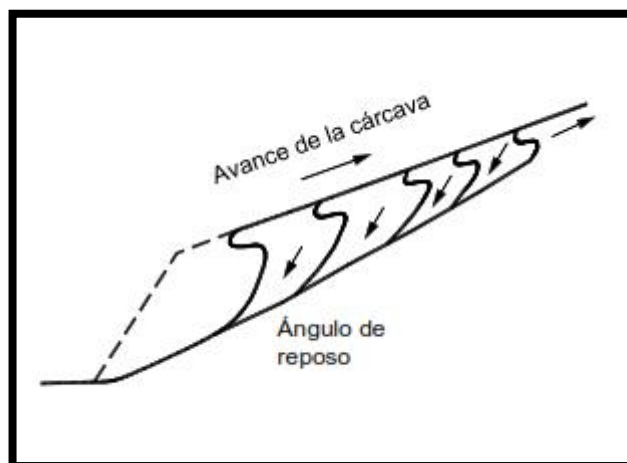


Figura 32: Esquema de avance de una cárcava ancha en un suelo homogéneo

Fuente: (Suarez Diaz, 2001)

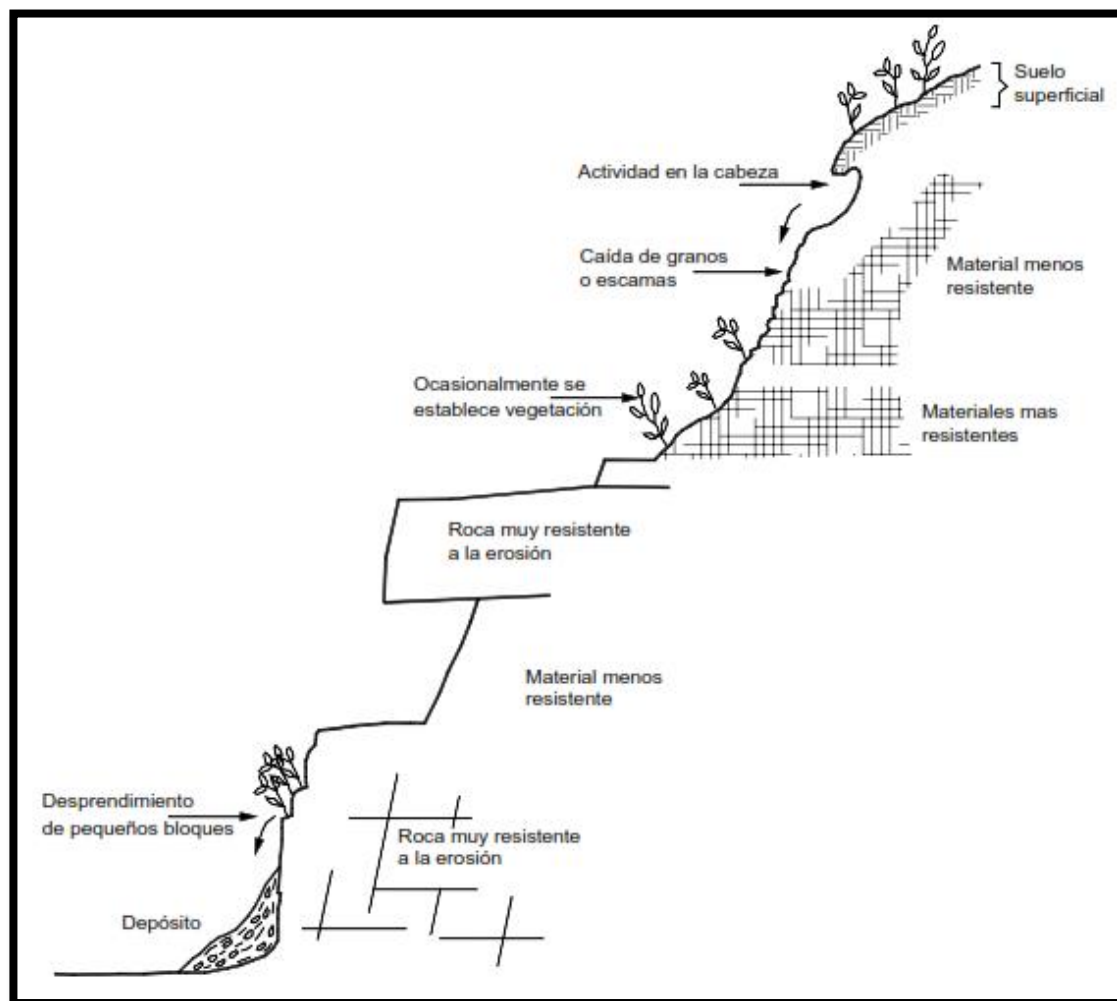


Figura 33: Formación de cárcava ancha en rocas estratificadas como resistencias diferentes a la erosión.

Fuente: (Suarez Diaz, 2001).

2.6.1.2.4. Cárcavas ramificadas.

Ocurre con alguna frecuencia que las cárcavas alargadas formen cárcavas laterales creando un sistema de ramificación de la cárcava. Esta anaramificación genera un proceso muy fuerte de denudación con generación de grandes cantidades de sedimentos para las corrientes.

2.6.1.3. Cálculo de la erosión en cárcavas.

Los canales superficiales formados cuando los arroyuelos se combinan y se desarrollan hasta el grado de que no pueden ser eliminados por las operaciones normales

de labranza, se definen como cárcavas. Las cárcavas son por lo general canales profundos y de paredes empinadas que se encuentran en las tierras altas y comúnmente se presentan en áreas con subsuelos profundos y frágiles. Una cárcava a menudo se caracteriza por un desprendimiento en el principio de la cárcava que avanza corriente arriba. La erosión en canal es la pérdida de suelo debida al desprendimiento inducido por el flujo o debida a la inestabilidad de la ladera de la pendiente. La importancia de la erosión en cárcavas y en canales ha sido observada por muchos autores. Uno de los primeros estudios sobre la erosión en cárcavas fue obra de Woodburn (1949) en la región central norte de Mississippi, y concluyó que la erosión por cárcavas en esa región podría estimarse en aproximadamente 0.0126 mm de pérdida de suelo por m² de área superficial activa de cárcava por año. Piest y colaboradores (1976) hicieron notar que la erosión de los conductos de drenaje en la región de loess de la parte central de los Estados Unidos ha aumentado durante las últimas décadas, y estimaron tasas anuales de erosión de 0.45kg/m² debido a la degradación del canal. La erosión en los conductos de drenaje y en las cárcavas representaba aproximadamente el 50 por ciento de la erosión total de la cuenca acuífera. La erosión acelerada se relacionó con una intensificación del cultivo en partes altas de la cuenca acuífera donde los volúmenes de escorrentía han aumentado por un factor de 2 a 3 las tasas máximas de flujo en más de un factor de 10. Las medidas y estimaciones de 113 cuencas acuíferas en diversas partes de los Estados Unidos las presento Glymph (1957). Se proporcionaron los datos para demostrar que la erosión en tierras altas variaba de 11 al 100 por ciento de la producción de sedimentos y la erosión en cárcavas era de cero a 89 por ciento de la producción de sedimentos. En una muestra de veinte cuencas acuíferas, Striffler (1964) observó que las corrientes de las riberas contribuían aproximadamente al 33 por ciento de la carga total de sedimentos medida en las corrientes (Kirkby, 1994).

2.6.1.4. Clasificación de las cárcavas.

Las cárcavas se pueden clasificar por la forma de la sección, por su profundidad y área de drenaje y por su continuidad a lo largo de la pendiente (Mártinez et al., 2009).

Se acostumbra clasificar las cárcavas según su tamaño y el área que drenan; de acuerdo a la profundidad, se clasifican de la siguiente manera (Suarez, 2001) y citado por (Huaricallo Maquera J. L., 2013).

2.6.1.4.1. Cárcavas pequeñas.

Son aquellas cuya profundidad son menor de 1 metro. Las cárcavas pequeñas generalmente aparecen como surcos en un terreno desprotegido donde se acumula el agua como son pequeños, son fáciles de controlar haciendo pequeños esfuerzos de trabajo (Proyecto JALDA, 2010).



Figura 34: La cárcava pequeña.

Fuente: (Proyecto JALDA, 2010).

2.6.1.4.2. Cárcavas medianas.

Son aquellas cuya profundidad varía de 1.00 a 1.50 metros. Cuando no se controlan las cárcavas pequeñas, los surcos se hacen más grandes y profundos a causa del

arrastre de tierra por el agua de lluvia. Así se forman las cárcavas medianas que requieren un mayor esfuerzo de trabajo para ser controladas (Proyecto JALDA, 2010).



Figura 35: La cárcava mediana.

Fuente: (Proyecto JALDA, 2010).

2.6.1.4.3. Cárcavas grandes.

Son aquellas cuya profundidad es mayor de 5 metros. Las cárcavas grandes son el resultado del descuido total del control de las cárcavas pequeñas y medianas, que se convierten en quebradas o huaycos cada vez más grandes. Estas cárcavas son difíciles de controlar y requieren esfuerzos de trabajo enormes para ser controladas (Proyecto JALDA, 2010).

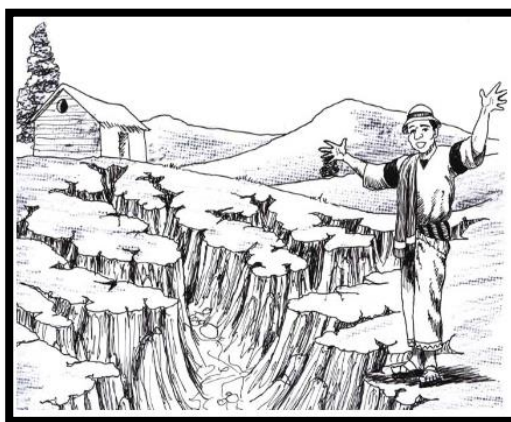


Figura 36: La cárcava grande.

Fuente: (Proyecto JALDA, 2010).

Profundidad y área de drenaje de las cárcavas.

A este respecto, las cárcavas se agrupan en pequeñas, medianas y grandes de acuerdo con los valores que se muestran a continuación:

Tabla 8: Profundidad y área de drenaje de las cárcavas

Clase	Profundidad (m)	Área de drenaje (ha)
Pequeñas	< 1	< 2
Medianas	1 a 5	2 a 20
Grandes	> 5	> 20

Fuente: (Mártinez et al., 2009).

2.6.2. Diseño de obra hidráulico e estructural de disipador de energía.

2.6.2.1. Presa de mampostería (Disipador de energía).

Las presas de mampostería son estructuras permanentes construidas con piedras, arena y cemento, ubicadas de forma transversal a la corriente dentro de un cauce a una cárcava, con el fin de reducir la velocidad del escurrimiento superficial, retener azolves y almacenar agua. Su uso se recomienda en cárcavas de cualquier tamaño pero con profundidades mayores a 2 metros (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

Reciben este nombre los que se conciben y calculan para resistir, por su propio peso, el empuje de las aguas y los sedimentos que retienen. Existen diversas configuraciones geométricas de un dique o disipador de energía, lo que coincide directamente sobre un nuevo diseño y trazado (construcción) y el encarecimiento o no, en los costos de la obra. Así, se pueden indicar tres formas básicas de construcción (Pizarro Tapia et al., 2004).

La mampostería hidráulica considera una mezcla de piedras, cemento y arena. Además, involucra un diseño hidrológico e hidráulico más complejo que otros tipos de diques. Su costo es mayor en comparaciones con otros. Siempre requiere de la excavación de los empotrados.



Figura 37: Dique de mampostería hidráulica o disipador de energía.

Fuente: (López Martínez & Oropeza Mota, 2009)

2.6.2.2. Conceptos hidrológicos para el diseño de disipación de energía.

El diseño de las obras de conservación y aprovechamiento de agua y suelos, debe considerar previamente varios conceptos hidrológicos, a saber; periodo de tiempo de concentración, caudal máximo de descarga, el coeficiente de escorrentía, la intensidad máxima de lluvia, para así diseñar las obras de disipador de energía.

2.6.2.2.1. Determinación del tiempo de concentración (T_c).

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda el agua en viajar desde el punto más remoto del área, hasta el punto de la desembocadura o control. La distancia de este recorrido del agua se asume igual a la longitud del cauce de drenaje o río (L) (JUNAC, 2000).

Según (JUNAC, 2000), el tiempo de concentración se puede calcular de tres maneras:

a). En función de la pendiente y longitud del cauce del río.

$$T_c = 0.0256 \cdot K^{0.77}$$

Siendo:

$$K = \frac{L^{3/2}}{H^{1/2}}$$

Donde:

T_c : Es el tiempo de concentración de (minutos)

L : Es la longitud del cauce de drenaje, en (m)

H : Es la diferencia de nivel entre el punto más alto y más bajo del cauce, (m)

2.6.2.2.2. Estudios de máximas avenidas.

Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales. En manejo de cuencas interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasía, bocatomas, alcantarillas, disipadores, diques, etc.), y para estructuras de regulación (embalses) (Vasquez Villanueva et al., 2016).

En el análisis de los datos hidrológicos pueden presentarse el caso de que tenga a disposición registros históricos de caudales; entonces dependiendo del problema a resolver un análisis probabilístico puede ser conveniente. El caso más frecuente es cuando no se dispone de caudales, por lo que es necesario calcular éstos a partir de la lluvia, usando un modelo hidrológico precipitación – escorrentía. También interesa conocer el hidrograma de la creciente o avenida, principalmente cuando se trata de embalses.

a) Método racional.

El método racional es el método más conocido y usado en el diseño de estructuras hidráulicas de conducción de caudales altos. Este método data del siglo XIX, pero tal vez es uno de los más eficientes por su sencillez, y porque se ha probado su bondad con datos reales y con métodos más avanzados citado por (Vasquez Villanueva et al., 2016).

De acuerdo a las premisas de su origen, la fórmula racional tiene validez únicamente en cuencas pequeñas, porque es un modelo que responde bien a lluvias de alta intensidad y de corta duración, y esto generalmente ocurre en cuencas pequeñas. Además, supone que la intensidad de lluvia es constante durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración (T_c) y es uniforme en toda la cuenca.

La fórmula racional fue desarrollada por Mulvaney en Irlanda (1847) para fines urbanos; posteriormente Ramser (1927) la adaptó para vertientes rurales, siendo mejorada por el Soil Conservation Service en 1947 (S.C.S.) y citada por (JUNAC, 2000). La descarga máxima es calculada según:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde:

Q : Es la descarga, en (m^3/s).

C : Es el coeficiente de escorrentía que depende del relieve, textura condiciones de cobertura vegetal, etc.

I : Es la máxima intensidad de lluvia producida en un tiempo determinado e igual al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca. Se expresa en mm/hr.

A : Es el área de recepción o drenaje, en Hás

2.6.2.3. Diseño hidráulico de obra de dissipador de energía.

Un dissipador de energía es asimilable a un vertedero, sobre el cual escurre el caudal proveniente de la quebrada, el que posteriormente es vertido aguas debajo de este. El cual su función es para controlar el arrastre y la sedimentación existente en un cauce, destinadas a alcanzar el equilibrio del perfil y evitar la erosión en las laderas y el lecho. Para el cual se deben hacer estudios más en el diseño de un dissipador de energía, se encuentra en aquellos construidos en base a mampostería hidráulica o de hormigón ya que son los que habitualmente se utilizan en trabajos hidrológicos – forestales.

2.6.2.3.1. Carga sobre la cresta del vertedor (Carga hidráulica).

La descarga de los vertedores de las presas de control se calcula mediante (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

$$Q = C_v \cdot L \cdot H_d^{3/2}$$

Donde:

Q : Gasto de descarga (m³/s).

C_v : Coeficiente del vertedor (adm.).

L : Longitud efectiva del vertedor (m).

H_d : Carga sobre la cresta del vertedor (m)

La longitud efectiva del vertedor se considera de al menos un tercio del ancho del cauce o cárcava y el coeficiente del vertedor es de 1.45 ya que se trata de vertedores de cresta ancha y sección longitudinal rectangular.

2.6.2.3.2. *Diseño de la cresta (Base del vertedero).*

La cresta es la parte superior central del vertedero a través de la cual pasara la avenida máxima; esta se debe diseñar teniendo en cuenta que le tirante no sobrepase los muros laterales para evitar la socavación, y por lo tanto provocar fallas en la estructura.

En el presente caso, el vertedero se diseña generalmente de forma rectangular: (JUNAC, 2000).

La fórmula de Bazin – Hégluy se aplica a vertederos cuyas cargas están comprendidas entre 0,10 y 0,60 m, cuyas longitudes están entre 0.50 y 2.00 m y en los que la altura del umbral se encuentra entre 0.20 m y 2.00 m, (Rocha Felices, 1990, pág. 471).

$$Q = \frac{2}{3} \cdot u \cdot \sqrt{2g} \cdot W \cdot H^{3/2}$$

En donde:

Q: descarga de diseño (m³/s).

u: coeficiente, igual a 0.55 (pared gruesa)

g: aceleración de la gravedad, 9.8 m/s².

H: carga de agua sobre la cresta, aguas arriba del vertedero (m).

W: ancho de la cresta del vertedero.

2.6.2.3.3. *Diseño de pendiente estable.*

El diseño de un sistema de este tipo debe comenzar obviamente con la determinación de la pendiente estable que se puede calcular utilizando la fórmula siguiente, siempre que se aplique a alcances que no tengan contracciones bruscas, es decir, donde el flujo pueda considerarse uniforme (Agostini, Bizzarri, & Masetti, 1985).

$$i_e = \frac{(V \cdot U_1)^{10/3} \cdot B^{4/3} \cdot n^2}{Q^{4/3}}$$

Donde:

i_e : Pendiente estable.

U_1 : Máxima velocidad permisible, dependiendo de la textura del material que forma el lecho. Valores recomendables se muestran en la Tabla 9.

V : relación entre la velocidad media del agua y la velocidad en el fondo, que varía entre 1.3 y 1.5.

$B(m)$: Perímetro húmedo, generalmente considerado igual al ancho del río quebrada

n : Coeficiente de rugosidad

$Q(m^3/s)$: Gasto de la venida máxima o de diseño, generalmente calculado para períodos de retorno de 20 años, en estructuras pequeñas; en estructuras importantes y costosas los períodos de retorno pueden ser de 50 o 100 años.

Es generalmente improbable encontrar cauces naturales con sección uniforme, y por lo tanto los levantamientos del perfil longitudinal y secciones transversales de la quebrada ayudan mucho a identificar tramos más o menos uniformes. Los caudales de diseño se deben calcular para cada tramo, teniendo en cuenta el área de drenaje que abarcan y los caudales de los tramos superiores.

Tabla 9: Velocidades máximas permisibles por FORTIER y SCOBAY

MATERIAL	n	Agua clara (m/s)	Agua con limos coloidales en suspensión (m/s)
Arena fina, coloidal	0.020	0.45	0.75
Franco arenoso, no coloidal	0.020	0.50	0.75

Franco limoso, no coloidal	0.020	0.60	0.90
Limo aluvial, no coloidal	0.020	0.60	1.05
Suelo franco, firme	0.020	0.75	1.05
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05
Arcilla muy coloidal	0.025	1.10	1.50
Limo aluvial coloidal	0.025	1.10	1.50
Arcilla compactadas	0.025	1.80	1.80
Grava fina	0.020	0.75	1.50
Franco a cantos rodados pequeño, no coloidal	0.030	1.10	1.50
Limo graduados a cantos rodados pequeños, coloidal	0.030	1.20	1.65
Grava gruesa, no coloidal	0.025	1.20	1.80
Cantos rodados grandes	0.035	1.50	1.65

Fuente: (Agostini, Bizzarri, & Masetti, 1985)

2.6.2.3.4. Espaciamiento y altura de los disipadores de energía.

La separación entre los disipadores de energía es una función de la altura del dique, la pendiente original y la pendiente estable (también denominada de equilibrio o definitiva). Estas variables están relacionadas geoméricamente esta fórmula está dada por (Agostini, Bizzarri, & Masetti, 1985).

$$H = H_1 - H_2 = (i - i_e) \cdot l$$

$$N = \frac{L}{l} = \frac{L \cdot (i - i_e)}{H}$$

Donde:

i : pendiente original

i_e : pendiente estable

- l : espaciamiento entre diques
- L : longitud del tramo considerado
- H : altura efectiva del dique
- N : número de diques

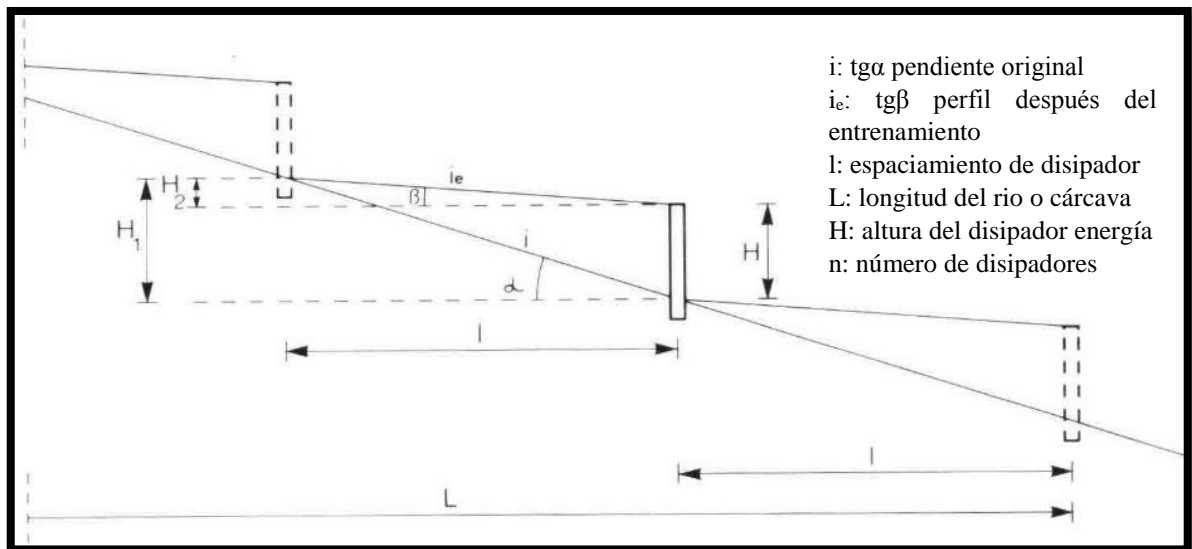


Figura 38: Diagrama que muestra un método para calcular la altura y el asentamiento de las presas de retención para la estabilización de la cama

Fuente: (Agostini, Bizzarri, & Masetti, 1985)

2.6.2.3.5. Diseño del colchón amortiguador (Poza dissipadora).

Un colchón hidráulico se hace necesario cuando no es posible lograr la disipación de energía deseada de manera natural, es decir, cuando el tirante conjugado necesario es menor al tirante existente aguas abajo (Mattos Ruedas, 2010).

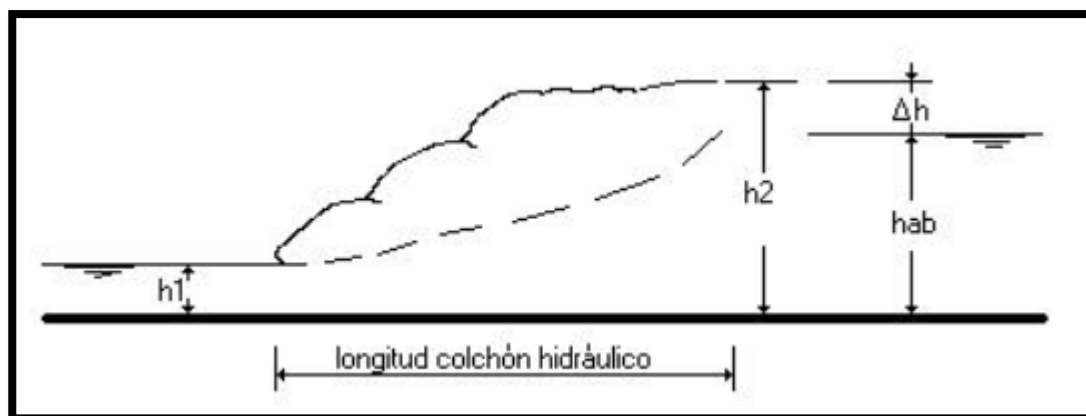


Figura 39: Tirante conjugado necesario $<$ Tirante existente aguas abajo. No se forma resalto hidráulico.

Fuente: (Mattos Ruedas, 2010)

En muy pocos casos el tirante conjugado h_2 del resalto hidráulico será idéntico al tirante disponible aguas abajo h_{ab} ; en general h_2 será mayor a h_{ab} ; presentándose un déficit Δh .

Para superar el déficit Δh se considera la alternativa de forzar a la disipación a través de la incorporación de elementos complementarios como ser la formación de un cuenco artificial, bloques de impacto, incremento de la rugosidad aguas abajo, etc. Obligando a desarrollar un resalto hidráulico en un tramo definido que sea lo más corto posible.

Como diseño del colchón amortiguador se entiende el encontrar su longitud y profundidad, de tal modo que en su interior se produzca un salto hidráulico que disipe la energía del agua al caer de cresta del vertedor al piso de la cárcava. Con un colchón adecuado se evita la socavación aguas debajo de la estructura (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

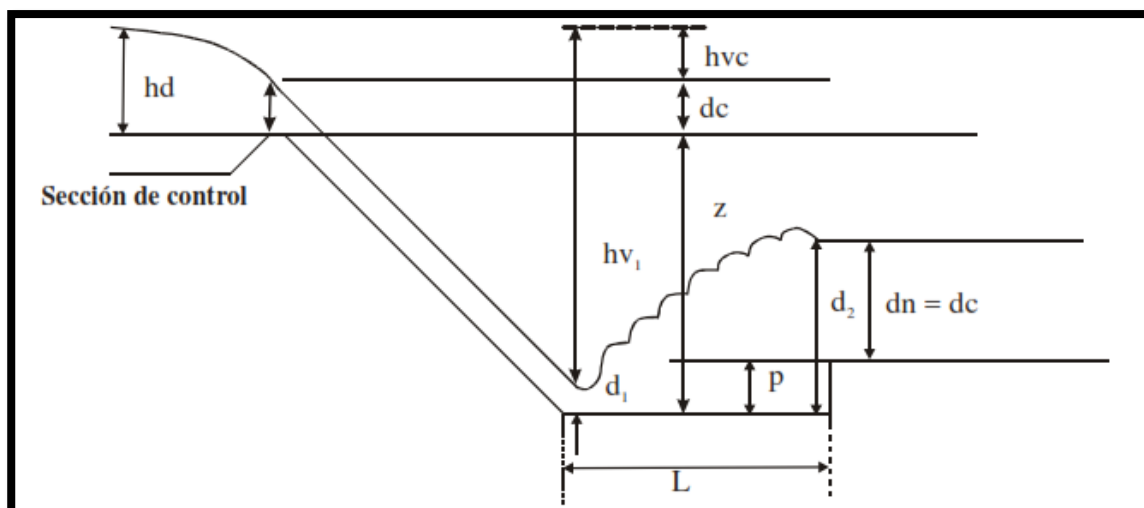


Figura 40: Variables que intervienen en el diseño de un colchón hidráulico.

Fuente: (López Martínez & Oropeza Mota, 2009)

Para proceder al diseño del colchón hidráulico se debe tener en cuenta la ley de conservación de energía (Bernoulli). Si se observa la figura N° 40, se tiene:

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

Donde:

Z : Diferencia de nivel entre la cresta vertedora y el piso del colchón

d_c : Tirante crítico, nivel del agua sobre la cresta vertedora

h_{vc} : Carga de velocidad al presentarse el tirante crítico d_c

d_1 : Tirante en la sección más contraída de la vena líquida

h_{v1} : Carga de velocidad en el lugar donde se presenta d_1

Para resolver la ecuación se debe encontrar el tirante d_1 que la satisfaga por medio de tanteos. Con el fin de encontrar una solución aplicable a todas las cortinas, se consideró que $Z =$ altura efectiva de la presa, es decir $Z = h$, y además se utilizó el concepto de gasto unitario (q) que es el gasto que pasa por una longitud de un metro de vertedor.

Considerando lo anterior, las variables involucradas se determinan por medio de las siguientes formulas:

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

Donde:

q : Gasto unitario (m³/s)/m

Q : Gasto total en el vertedor (m³/s)

B_v : Longitud de la cresta vertedora (m)

Cálculo del tirante crítico (d_c):

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Donde:

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

q : Gasto unitario (m³/s)/m

La carga de velocidad crítica se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_{vc} = \frac{V_c}{2 * g}$$

$$V_c = \frac{q}{d_c}$$

Y h_{v1} se calcula como:

$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g}$$

Donde:

$$v_1 = \frac{q}{d_1}$$

Y d_1 se calcula por tanteos.

Una vez calculados z , d_c y h_{vc} , se le dan valores a d_1 , se obtiene el valor de h_{v1} y se sustituyen valores en la ecuación de conservación de energía (Bernoulli) para ver si ésta cumple. Generalmente se requieren varios tanteos para que la diferencia sea mínima y se toma como d_1 el valor obtenido al final.

Una vez obtenido el tirante d_1 que se conoce como “conjugado menor” se calcula el conjugado mayor d_2 , que es la altura de la superficie libre del agua al final del salto hidráulico.

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2v_1^2 d_1}{g}\right)}$$

2.6.2.3.6.1. Profundidad del colchón hidráulico.

Si la resistencia del lecho es insuficiente para soportar el impacto del agua, se produce al pie de la estructura una socavación en la fundación del dique (Aguilar Maureira, 2006).

El resultado del efecto erosivo en torno a una estructura es una profundización local del lecho, bajo la forma de una fosa o cavidad, como se muestra en la figura N°41.

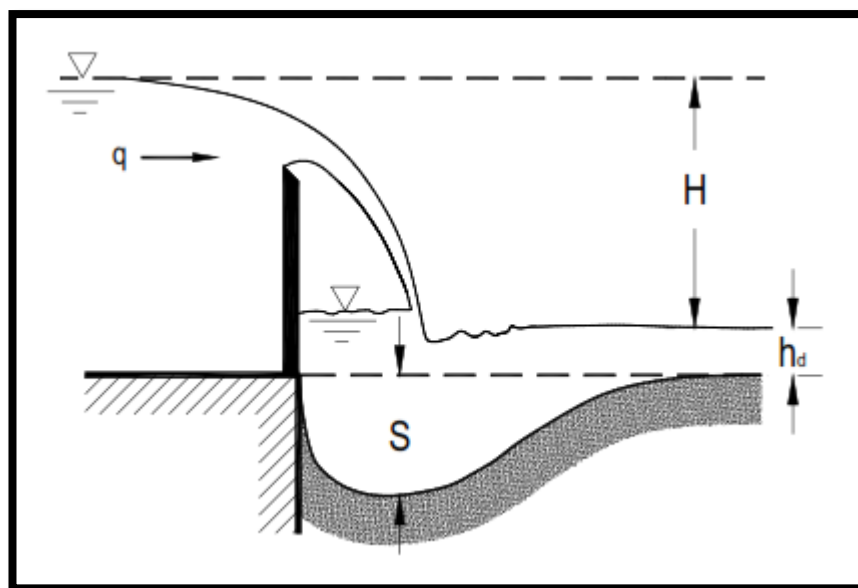


Figura 41: Socavación al pie de vertederos esquema de definición de variables.

Fuente: Manual de carreteras, volumen III citado por (Aguilar Maureira, 2006).

Para estimar la socavación máxima al pie de una barrera vertedora de baja carga, se recomienda emplear la fórmula de Schoklitsch dada por:

$$D = 4.75 \cdot \frac{H^{0.2} \cdot q^{0.57}}{d_{90}^{0.32}}$$

En donde:

D : Profundidad de la poza (m)

H : diferencia de nivel entre las superficies de agua antes y después de la caída (m)

q : Descarga unitaria, Q diseño ($m^3/s/m$)

d_{90} : Diámetro de la criba (o malla) por la cual pasa el 90% del material del lecho, reteniendo un 10%. Se obtiene de curvas de análisis granulométrico en laboratorio.

Siendo d_{90} generalmente mayor a 100mm (mm)

2.6.2.3.6.2. Longitud del colchón hidráulico.

Para que el resalto se alcance a formar es necesario una cierta longitud del colchón disipador. Se puede utilizar fórmulas empíricas y experimentales y con ella se puede

determinar esta longitud, para que se produzca el salto hidráulico por lo general dan valores un poco conservadores, pero que orientan para la toma de la decisión en el dimensionamiento final.

Según el autor U.S. BUREAU OF RECLAMATION define la siguiente formula:

$$L = 4d_2$$

Donde:

L : Longitud del colchón disipador

d_2 : Tirante conjugado para la formación apropiada del salto hidráulico según el autor SCHOKLITSCH define la siguiente formula:

$$L = 5(d_2 - d_1)$$

2.6.2.3.6.3. Numero de froude.

Un colchón amortiguador permite disipar o absorber la energía de impacto del flujo aguas abajo del vertedero. Para estimar si es necesario o no implementar un foso de disipación, el Boreau of Reclamation hace uso del número de Froude citado por (Aguilar Maureira, 2006).

Que para una sección rectangular resulta:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

Donde:

V_1 : Velocidad al pie de la estructura

d_1 : Altura de la carga al pie de la estructura

En secciones rectangulares se sabe que si:

$F_1 < 1,7$: No es necesario emplear disipadores de energía, siendo suficiente emplear un zampeado de longitud de $4d_2$ para la protección de la obra.

$1,7 \leq F_1 < 2,5$: Puede emplearse el disipador de energía, pero no es absolutamente necesario.

$2,5 \leq F_1 < 4,5$: Es una zona de transición difícil pues ni los zampeados ni los colchones resultan eficaces, dado que el resalto no es estabiliza y las ondas pueden prolongarse más allá del cuenco. Es posible actuar sobre el vertedero, modificando sus dimensiones.

$4,5 \leq F_1 < 9$: Es el nivel óptimo para el uso de disipadores de energía.

2.6.2.4. Diseño estructural de obra de disipador de energía.

Es necesario que la obra transversal sea capaz de resistir la avenida de sedimentos y la presión ejercida por el agua, por lo cual se requiere considerar en el diseño estas solicitaciones.

Conviene mencionar que en el análisis de esfuerzos no se consideran los efectos de sismos, vientos y presión de hielo, ya que se trata de obras de dimensiones muy reducidas y cuya falla no pone en peligro vidas humanas la figura (N°42) muestra las diferentes fuerzas que actúan en una presa de gravedad (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

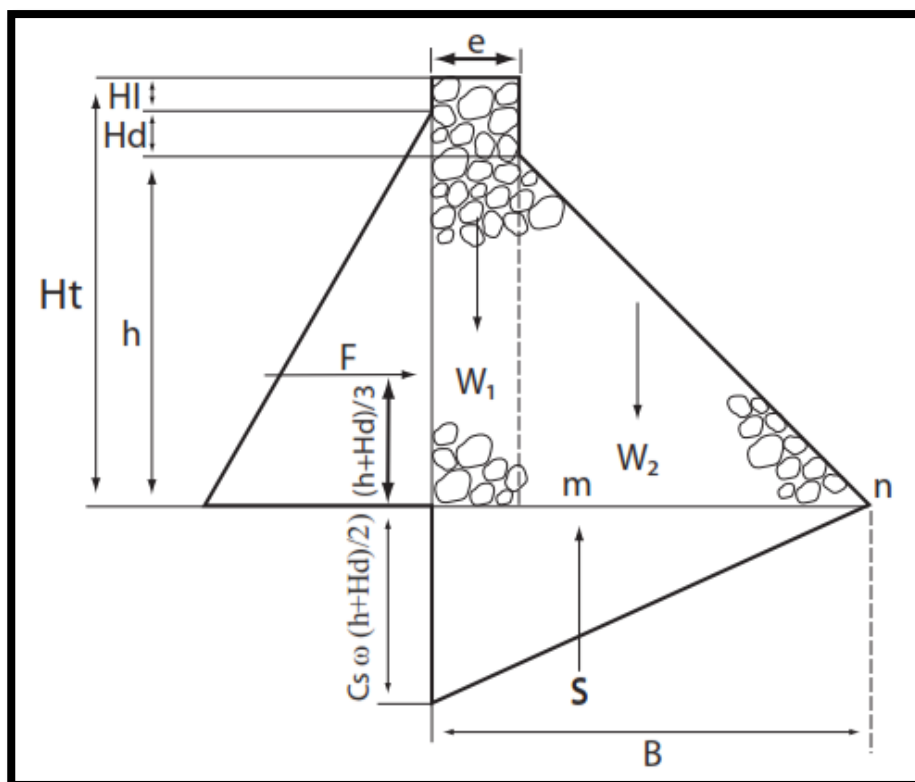


Figura 42: Fuerzas que actúan en una presa de gravedad.

Fuente: (López Martínez & Oropeza Mota, 2009)

Definición de variables:

- h : Altura efectiva de la presa (m).
- Ht : Altura total de la presa (m)
- B : Ancho de la base (m)
- e : Ancho de la corona (m)
- Hl : Bordo libre (m)
- Hd : Carga sobre la cresta del vertedor (m)
- F : Empuje hidrostático (kg)
- W₁ : Peso de la sección rectangular de la cortina (kg)
- W₂ : Peso de la sección triangular de la cortina (kg)
- K : Coeficiente de supresión (adim.)
- γ : Peso específico de la mampostería (kg/m³)
- ω : Peso específico del agua con sedimentos (kg/m³)
- S : Subpresion (kg)

2.6.2.4.1. Espesor de coronación.

Según el autor (Lopez Cadenas de Llano, 1965), el espesor de coronación la calcula de la siguiente manera; como consecuencia de imponer la condición de no deslizamiento en secciones próximas a la coronación, y admitiendo como única fuerza favorable el peso de la fábrica y como fuerza desfavorable el empuje hidrostático, de altura $h + H$:

$$e = \frac{\omega \cdot c \cdot h}{f \cdot \delta}$$

Siendo:

ω : Peso específico de las aguas; suele tomarse = 1200 kg/m³.

h : Altura de la lámina vertiente, obtenida de la fórmula de Kozeny

$$h = \sqrt[3]{\frac{q_0^2}{g}}$$

f : El coeficiente de rozamiento de piedra sobre piedra = 0.75.

δ : Peso específico real de la mampostería, su valor oscila alrededor de 2400 kg/m³.

c : Es un coeficiente con el que se afecta al espesor que resulta del estricto cálculo teórico. Divergencias de criterios hacen que c tome valores superiores o inferiores a la unidad

Según el autor (López Martínez & Oropeza Mota, 2009), dice para realizar este cálculo se deben analizar las fuerzas que actúan sobre la estructura mostrada en la figura (N°42) y se define la siguiente formula para el calculo de espesor de coronacion:

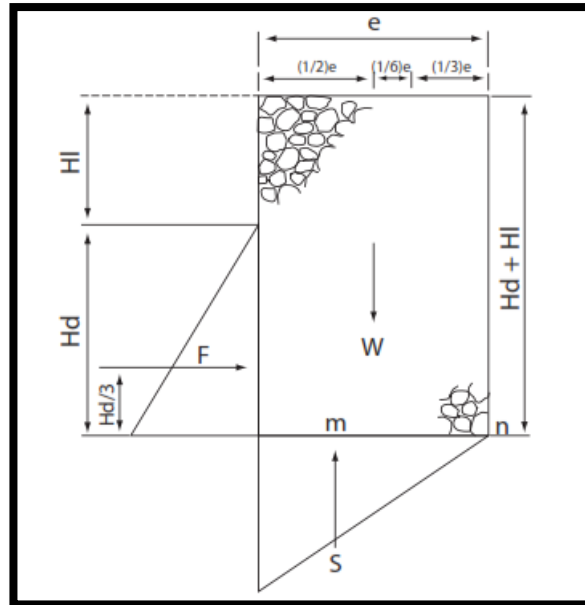


Figura 43: Diagrama de esfuerzos para determinar el ancho de corona.

Fuente: (López Martínez & Oropeza Mota, 2009)

Obteniendo momentos con respecto a “n” se tiene:

Fuerza (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
$w = \gamma e(Hd + Hl)$	$-\frac{1}{6}e$	$-\frac{1}{6}e^2\gamma(Hd + Hl)$
$F = \frac{\omega(Hd)^2}{2}$	$\frac{1}{3}Hd$	$-\frac{1}{6}\omega Hd^3$
$S = -\frac{K\omega Hde}{2}$	$-\frac{1}{3}e$	$\frac{1}{6}K\omega Hde^2$

$$\sum M_n = \frac{1}{6}K\omega H_d e^2 - \frac{1}{6}\gamma(H_d + H_l)e^2 + \frac{1}{6}\omega(H_d)^3$$

Para que la resultante pase por el tercio medio, $\sum M_n = 0$, por lo tanto:

$$0 = \frac{1}{6}K\omega H_d e^2 - \frac{1}{6}\gamma(H_d + H_l)e^2 + \frac{1}{6}\omega(H_d)^3$$

Simplificando y despejando “e”:

$$e = \sqrt{\frac{\omega \cdot H_d^3}{\gamma(H_d + H_l) - K \cdot \omega \cdot H_d}}$$

Donde:

e : Ancho de la corona (m)

ω : Peso específico del agua con sedimentos (kg/m^3)

γ : Peso específico del material de la cortina (kg/m^3)

H_d : Carga de trabajo del vertedor (m)

H_l : Bordo libre (m)

K : Coeficiente de K pueden variar de 0 a 1 ($K=0$ para roca, $K=1/3$ para arcilla, $K=1/2$ para textura franca y $2/3$ para arena).

2.6.2.4.2. Espesor de la base.

Según el autor (García Eyerbe, 1962), y citado por (Aguilar Maureira, 2006), en la estimación de la base de una obra transversal, se supone actuando solamente las fuerzas hidrostáticas sobre el parámetro de aguas arriba, y el peso propio de la estructura, o peso de fábrica, la formula dada es la siguiente:

$$B = \sqrt{\frac{5}{4}e^2 + \frac{\omega}{\delta}H^2} - \frac{e}{2}$$

Donde:

B : Base del dissipador de energía (dique)

e : Espesor de la coronación (m)

ω : Peso específico de las aguas; suele tomarse = 1200 kg/m^3 .

δ : Peso específico real de la mampostería, su valor oscila alrededor de 2400 kg/m^3 .

H : Altura del dique

Según el autor (López Martínez & Oropeza Mota, 2009), dice que con la base en la figura N° 42, se procede a obtener los momentos con respecto al punto “n”. Las fuerzas que se consideran en el análisis son:

W_1 : Peso de la sección rectangular de la cortina (kg)

W_2 : Peso de la sección triangular de la cortina (kg)

F : Empuje del agua (kg)

S : Supresión (kg)

Obteniendo momentos con respecto a “n” se tiene:

Fuerza (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
$F = \frac{\omega(h + Hd)^2}{2}$	$\frac{1}{3}(h + Hd)$	$\frac{1}{6}\omega(h + Hd)^3$
$W_1 = \gamma eHt$	$-\frac{2}{3}B + \frac{1}{2}e$	$-\frac{2}{3}B\gamma eHt + \frac{1}{2}e^2\gamma Ht$
$W_2 = \frac{\gamma e(B - e)}{2}$	$-\frac{1}{3}B + \frac{2}{3}e$	$-\frac{1}{6}B^2\gamma h - \frac{1}{3}e^2\gamma h + \frac{1}{2}\gamma heB$
$S = -\frac{1}{2}K\omega(h + Hd)B$	$-\frac{B}{3}$	$\frac{1}{6}K\omega(h + Hd)B^2$

Para tener la seguridad de que no se presenten tensiones la resultante de las fuerzas debe pasar por el tercio medio de la base, siendo el límite cuando dicha resultante pasa por “n”, con lo cual la suma de momentos con respecto al punto “n” deberá ser igual acero, es decir, $\sum M_n = 0$.

$$\sum M_n = \frac{1}{6}K\omega(h + Hd)B^2 - \frac{1}{6}\gamma hB^2 + \frac{1}{2}\gamma heB - \frac{2}{3}\gamma eHtB + \frac{1}{2}e^2\gamma Ht - \frac{1}{3}e^e\gamma h + \frac{1}{6}\omega(h + Hd)^3$$

$$K\omega(h + Hd)B^2 - \gamma h B^2 + 3\gamma h e B - 4\gamma e H t B + 3e^2 \gamma H t - 2e^e \gamma h + \omega(h + Hd)^3 = 0$$

$$[2K\omega(h + Hd) - \gamma h]B^2 + [3\gamma h e - 4\gamma e H t]B + [3e^2 \gamma H t - 2e^e \gamma h + \omega(h + Hd)^3] = 0$$

Siendo esta última una ecuación cuadrática del tipo $ax^2 + bx + c = 0$, se puede encontrar el valor de “B” que la satisface por medio de la ecuación general:

$$B = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Donde:

$$a = K\omega(h + Hd) - \gamma h$$

$$b = \gamma e(3h - 4Ht)$$

$$c = \gamma e^2(3Ht - 2h) + \omega(h + Hd)^3$$

En las ecuaciones anteriores las variables B, a, b y c ya han sido definidas y para obtener el valor “B” es necesario haber calculado antes el valor de “e”, obtener los valores de las variables a, b, y c y sustituirlos en la ecuación.

2.6.2.4.3. Estabilidad del dissipador de mampostería.

El tamaño de la base está relacionado con la estabilidad de la presa en el sentido de que tiene la función de evitar que el gua la socave o la derribe. Estas presas están catalogadas como de gravedad, ya que es su peso el que les permite mantenerse en pie. Partiendo de esto, se calcula el área y el peso de la estructura para evaluar si el peso y su diseño son capaces de soportar la fuerza de empuje a la que se va a someter la obra (Cuevas Flores et al., 2007).

Una vez calculada la base, se puede utilizar el siguiente procedimiento para verificar la estabilidad de la presa y obtener una economía técnica en las dimensiones de

la presa, analizando la figura N° 44 y siguiendo el siguiente procedimiento (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

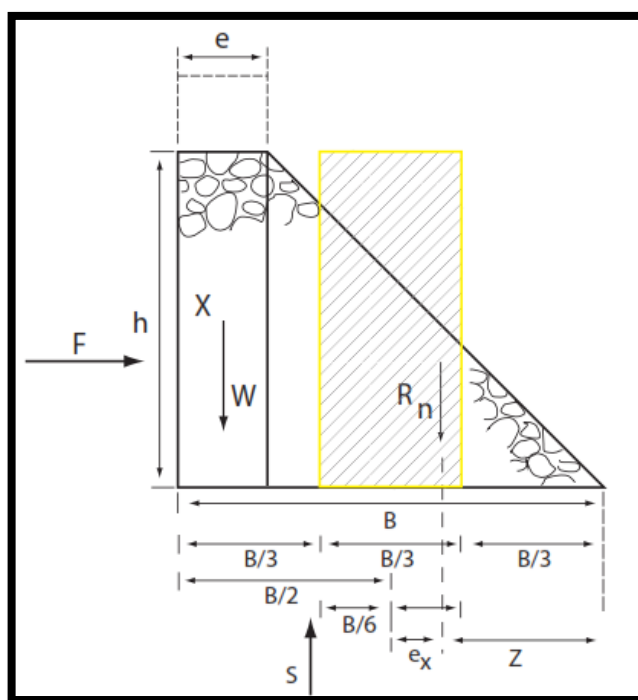


Figura 44: Fuerzas y dimensiones de una presa de mampostería.

Fuente: (López Martínez & Oropeza Mota, 2009)

Donde:

- F : Fuerza de empuje (kg)
- h : Altura efectiva de la presa (m)
- B : Base de la presa (m)
- e : Ancho de la corona (m)
- S : Supresión (kg)
- x : Centroide (m)
- W : Peso de la presa (kg)
- R_n : Resultante normal
- e_x : Excentricidad (m)
- Z : Brazo de palanca (m)

Con la base en la figura 44, se puede construir la siguiente tabla:

Tabla 10: Centros de gravedad y área

Figura	Centro de gravedad (X)	Área (A)	Producto (X.A)
	$\frac{e}{2}$	$e * h$	$\frac{e^2 * h}{2}$
	$\frac{(B - e)}{2} + e$	$(B - e) * \frac{h}{2}$	$[\frac{(B - e) * h}{2} + e * h]$
		$\sum A$	$\sum X * A$

A partir de los datos de la tabla N° 11 y la figura N° 44, se pueden obtener las siguientes relaciones:

Centro de gravedad del dissipador de mampostería (X):

$$X = \frac{\sum X \cdot A}{\sum A}$$

Peso del dissipador de mampostería (W):

$$W = \gamma \cdot \sum A$$

Fuerza de empuje de los sedimentos (F):

$$F = \gamma_{az} \cdot \left(\frac{h^2}{2} \right)$$

γ_{az} : Peso específico del azolve (kg/m³). Puede variar de 1,100 a 1,400 kg/m³

Subpresion del agua (S):

$$S = \frac{K \cdot \gamma_a \cdot h \cdot B}{2}$$

γ_a : Peso específico del agua = 1,000 kg/m³

La resultante normal se calcula a partir de (R_n):

$$R_n = W - S$$

El espaciamiento se calcula con la fórmula (Z):

$$Z = \frac{W(B - X) - F\left(\frac{h}{3}\right) - S\left(2\frac{B}{3}\right)}{R_n}$$

Excentricidad (e_x):

$$e_x = \frac{B}{2} - Z$$

Factor de seguridad (R):

$$R = 600 * \left(\frac{e_x}{B}\right)$$

2.6.2.4.4. Empotramiento o anclado de la estructura.

El empotramiento consiste en excavar una zanja perpendicular al flujo de la cárcava y extenderla hasta los taludes de la misma, con la finalidad de asentar la obra más allá del nivel original de la cárcava y con esto evitar posibles franqueamientos. La profundidad del empotramiento recomendable es de 0.6 metros en terrenos sueltos y de 0.2 metros en terrenos consolidados (Cuevas Flores et al., 2007).

La cimentación debe estar situada a una mayor profundidad que la superficie del delantal sobre todo cuando el agua que pasa sobre el vertedor origina una caída sobre su parte posterior, la cual tiende a socavar el fondo de la cárcava y minar al mismo tiempo la base de la estructura y pone en riesgo su estabilidad (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

CAPÍTULO III

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES Y EQUIPOS

Se realizó para diferentes trabajos de campo y se utilizó diferentes materiales y equipos para esta investigación de tesis.

3.1.1. Materiales

- Papel bond A4, A3, A2
- Memoria USB 32 GB (marca HP)
- Tinta de Impresora (marca canon serie G2000)
- Materiales de escritorio (lapiceros, borrador, marcadores, entre otros)
- Cuaderno de anote
- Computadora o laptop (marca HP core i5 modelo 15-ay022Ia serie CND7087879).
- Ploter
- Fotografías Digitalizadas
- Bibliografía necesaria

3.1.2. Equipos

- 01 Estación total (marca topcon serie T105)
- 02 porta prisma
- 02 prismas
- 01 GPS (garmin)
- Trípode
- Cámara fotográfica (marca Panasonic modelo DMC – SZ10)
- Cuaderno de anote (libreta topográfica)

- Huincha de 50 metro de longitud
- Calculadora (marca Hp modelo 50g serie CNA320119Q).

3.2. METODOLOGÍA

La elaboración del diseño de un disipador de energía, se realizó en dos etapas y la metodología empleada en la presente investigación descriptiva es la siguiente:

3.2.1. Fase de campo.

Esta primera etapa consistió en trabajo de campo, se recopiló la información disponible de libros, investigaciones realizadas, información de datos y del trabajo realizado en Proyecto Binacional Lago Titicaca

3.2.1.1. Estudio Topográfico.

3.2.1.1.1. Levantamiento topográfico.

Levantamiento Topográfico, tiene por finalidad definir las áreas donde se realizará la investigación, para el control erosión, esta actividad se llevará a cabo en la Microcuenca Sonocco de la ciudad de Chucuto Juli, para lo cual se ha efectuado el levantamiento topográfico de dichas quebradas.

El levantamiento de puntos de estación se ha realizado mediante el método de Radiación este método consiste en un levantamiento de poligonales cerradas, y es el método más simple en el que se emplea la estación total. Consiste en situar el aparato topográfico en un punto O de coordenadas conocidas, es un método adecuado para hacer un levantamiento de una zona con visibilidad desde un punto. Se puede establecer un sistema de coordenadas local teniendo la precaución de elegir unas coordenadas para la estación desde la que se radia suficientemente grandes para que no tener coordenadas negativas de los puntos levantados. A veces se intenta situar el eje Y próximo al Norte, operación que se puede hacer con la ayuda de una brújula.

Los puntos de relleno se han levantado mediante radiación, pero siempre almacenando dichos puntos en el colector de datos de la estación total mediante sus coordenadas cartesianas.

3.2.1.1.2. Levantamiento del sitio de cárcava.

Fue realizado de la siguiente manera para este proyecto de investigación de control de erosión, en la Microcuenca Sonocco, era necesario contar en principio con un PLANO TOPOGRAFICO detallado de la zona, para esto se procedió con las siguientes acciones:

- Reconocimiento de campo.

Se efectuó un recorrido pormenorizado del área total, de la microcuenca Sonocco, con la presencia del personal de topografía y responsable del tesista, personal técnico contratado para los trabajos de topografía y determinación del área del proyecto de investigación.

- Determinación de la planimetría de la cuenca.

Se determinó el control planimétrico, con la ubicación de los vértices de una poligonal abierta en sentido ascendente, con la concavidad de la cuenca, contando para esto con el apoyo de una estación total, con el que se efectuaron las mediciones correspondientes, así como la determinación y ubicación de los BMs, cumpliendo esta misma función los vértices de la poligonal, necesarios para su replanteo, de ser el caso.

Tabla 11: Coordenadas de los vértices en la microcuenca Sonocco.

Vértice	Coordenadas Norte	Coordenadas Este	Cota (m.s.n.m.)
V - 1	8206582.45	450861.83	3878.22
V - 2	8206585.98	450720.65	3883.53

Fuente: Propia, 2018

- Relleno topográfico catastral.

El relleno topográfico catastral, se efectuó con el apoyo de un equipo electrónico (estación total), el método usando de relleno fue por radiación, equidistante de 20 a 25 metros promedio.

Se efectuó el levantamiento del terreno natural, casas, riachuelos, quebradas, carreteras, trochas, caminos de herradura, etc.

3.2.1.2. Hidrología.

Los estudios preliminares referentes a la hidrología que se realizaron fueron las características de la cuenca, características geomorfológicas del vaso de cárcava, Determinar los caudales máximos para el diseño de dissipador de energía, para el control de erosión laminar de los suelos y cobertura vegetal, y para el diseño sistemas de drenaje de aguas pluviales. Frente a los problemas y dificultades del comportamiento hidrológico que se presentan en la zona de estudio, se hace imperativo la necesidad de ejecutar tareas de conservación de suelos, específicamente este estudio es para la actividad de construcción de dissipador de energía, para contrarrestar la formación de cárcavas en las depresiones de las Microcuenca Sonocco. Se tomaron las estaciones de Julio, Ilave, Mazocruz, Chilligua, para calcular la erosividad de lluvia, para generar caudales.

3.2.1.3. Toma de muestra de suelo.

Se realizó cinco tomas de muestra de suelo en la microcuenca Sonocco de la ciudad de Julio, para el análisis de caracterización de suelos, en el laboratorio de la facultad de ciencias agrarias de la universidad nacional del altiplano – Puno, para evaluar las condiciones que presenta cada uno de las muestras de suelo, en los siguientes parámetros más importantes que requiere para la determinación de la pérdida de suelo: textura de suelo, materia orgánica, Ph, clase textural, etc.

Tabla 12: Descripción de cada una de las muestras

Muestra	Descripción	Coordenadas
N° 1	Zona de la parte baja de la microcuenca que tiene una profundidad de 1 m ancho de 0.60 y largo 0.60m	N: 8206493.000 E: 0450512.000 Z: 3855.000 m.s.n.m.
N° 2	Zona de la parte alta de la microcuenca que tiene una profundidad 1.50m ancho 0.80 y largo 0.80m	N: 8206448.000 E: 0450875.000 Z: 3900.000 m.s.n.m.
N° 3	Zona de la parte alta de la microcuenca que tiene una profundidad de 1.50 m ancho de 0.80 m y largo 0.80m	N: 8206642.000 E: 0450764.000 Z: 3894.000 m.s.n.m.
N° 4	Zona de la parte media por cerca de la cárcava de la microcuenca que tiene una profundidad de 1.20 m y largo de 0.60 y ancho de 0.60 m	N: 8206489.000 E: 0450686.000 Z: 3872.000 m.s.n.m.
N° 5	Zona baja al pie de la cárcava en la microcuenca tiene una profundidad de 1.20m y ancho de 0.60 m y largo de 0.60 m	N: 8206630.000 E: 0450527.000 Z: 3855.000 m.s.n.m.

Fuente: Propia, 2018

3.2.2. Fase de gabinete.

3.2.2.1. Determinación de los factores que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica en cárcava.

3.2.2.1.1. Factor de agresividad de lluvia (Factor R).

Se localizaron las estaciones meteorológicas más cercanas al área del proyecto de investigación (estaciones meteorológicas Ilave, Juli, Mazocruz, Chilligua), de las cuales se utilizó datos de precipitaciones (precipitación media anual).

El factor R se dedujo a partir del producto de la energía cinética liberada por la lluvia (E) y la máxima intensidad de precipitación durante un intervalo de 30 minutos (I₃₀) de la tormenta mediante la siguiente ecuación:

(Wischmeier & Smith, 1978).

$$R = \sum E \cdot I_{30}$$

Como se puede notar, el procedimiento para estimar R requiere la información

detallada sobre registros pluviográficos continuos de lluvias diarias sobre períodos de varios años.

En la práctica de esta investigación, no se dispone registros pluviograficos lo suficientemente detallados, entonces para evaluar el valor medio de R, se suele utilizar la precipitación total anual.

(Kenneth & Jeremy, 1994), presentaron las ecuaciones de regresión siguiente para distintas zonas climáticas:

$$R = 0.074 \bullet F^{1.85}$$

Donde:

R: es el índice de erosión pluvial. ((MJ.mm) / (ha.h.))

P: es la precipitación promedio anual (mm).

F: es el índice de Fournier (1960).

$$F = \sum_{i=1}^{12} \frac{pi^2}{P}$$

Donde:

pi, es la precipitación mensual y P es la precipitación anual.

Estas ecuaciones siempre dan altos coeficientes de determinación ($r^2=0.81$) y el error estándar alto, por lo que se recomienda un mejor ajuste.

Con un mejor ajuste para los mismos autores (Kenneth & Jeremy, 1994) el (E.I₃₀) es el siguiente:

$$EI_{30} = 5.954 \bullet R^{0.6987}$$

Los valores de R para cada estación pluviométrica se representaron en un sistema de representación geográfica (GIS) el cual calcula los valores de R en las zonas intermedias a partir de los valores de las estaciones próximas.

Se vectorizó cada muestra de estación meteorológica a través de un punto en formato shape al cual se le asignó sus coordenadas datum UTM WGS 1984 – Zona 19S y se le dio atributos (Factor R) haciendo uso de una herramienta de ArcGIS ubicado en el menú interpolación método SPLINE la información de cada punto (datos de precipitaciones) se interpoló y se generó la agresividad de la lluvia.

3.2.2.1.2. Factor de erodabilidad del suelo (Factor K).

Se realizó el muestreo de suelos para determinar la textura, estructura y porcentaje de materia orgánica.

El área de la microcuenca Sonocco es de 16 ha de las cuales se obtuvieron 5 puntos de muestreo.

Método ecuación.

Para este caso se tomara una ecuación ya dada por los siguientes autores (Wischmeier & Smith, 1978).

Una vez realizado el análisis de textura y determinado los valores o códigos de materia orgánica, estructura y permeabilidad, se estuvo en condiciones de calcular el factor K. al respecto, se establece en USLE una ecuación para el factor de erodabilidad en la forma:

(Wischmeier & Smith, 1978)

$$K = 0.1313 \cdot [2.1 \cdot 10^{-4} \cdot (12 - MO) \cdot M^{1.14} + 3.25 \cdot (s - 2) + 2.5 \cdot (p - 3)] / 100$$

Donde:

MO: Contenido en materia orgánica (%).

S: Código de la estructura del suelo.

P: Código de permeabilidad.

M: Factor dado por el producto de la suma de los porcentajes de limo y arena muy fina con la suma de los porcentajes de arena y limo. En términos matemáticos M corresponde a $(\% \text{limo} + \% \text{arena muy fina}) * (100 - \% \text{arcilla})$.

Cabe señalar que esta ecuación es válida para suelos que tienen 70% o menos de fracción limosa.

Para el cálculo de código permeabilidad se utilizó el monograma de permeabilidad (Figura N°45) hidráulica el cual se sumó %limo más %arcilla y luego con ese resultado ubicaremos en el monograma cuanto será la permeabilidad y de ahí ubicar el código de permeabilidad en la figura 45.

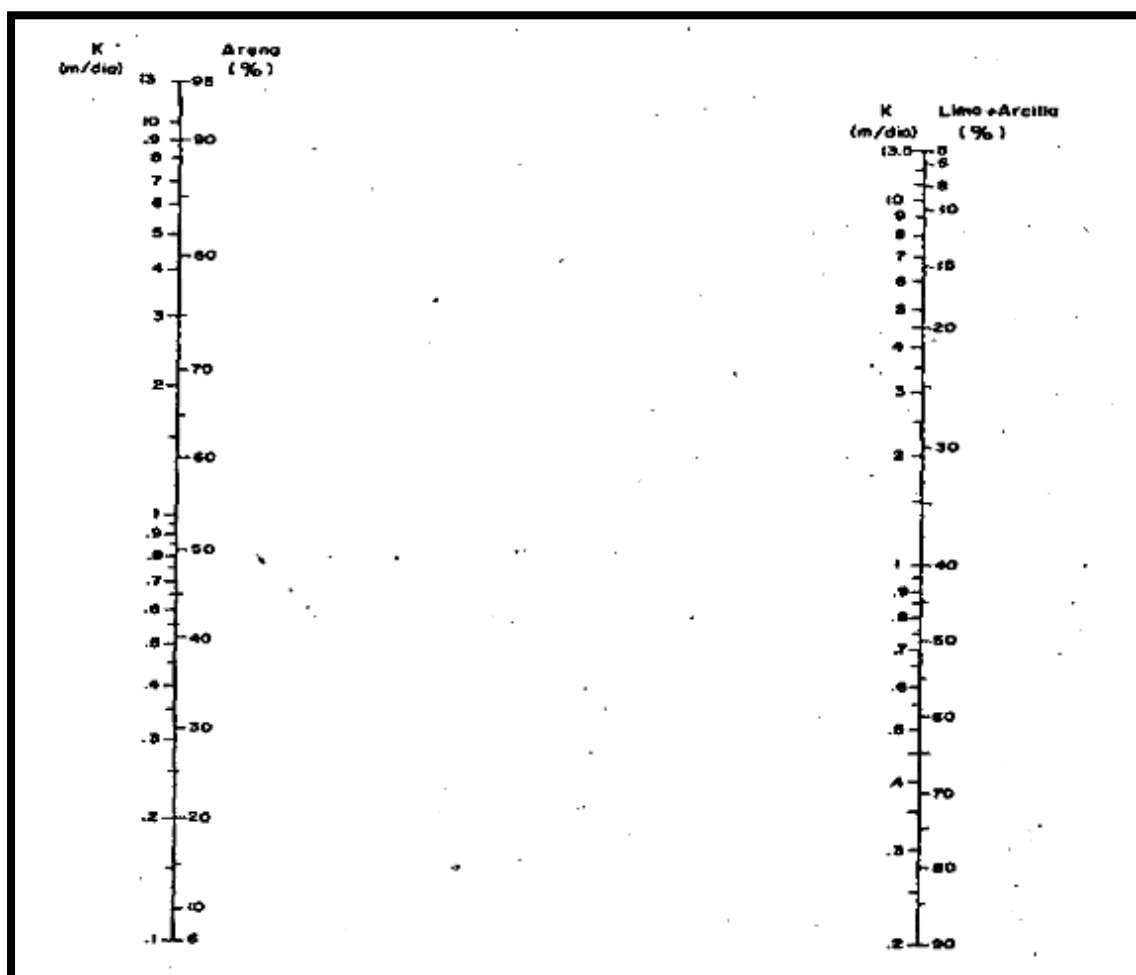


Figura 45: Monograma para calcular permeabilidad hidráulica.

Fuente: (Wischmeier & Smith, 1978)

Tabla 13: Código USLE de permeabilidad del suelo

Código USLE	Categoría de permeabilidad
1	Rápida (más de 12.7 cm/h)
2	Moderada a rápida (6.3 a 12.7 cm/h)
3	Moderada (entre 2 y 6.3 cm/h)
4	Lenta a moderada (entre 0.5 y 2 cm/h)
5	Lenta (entre 0.13 y 0.5 cm/h)
6	Muy lenta (menor a 0.13 cm/h)

Fuente: (Wischmeier & Smith, 1978)

Para el cálculo de estructura de suelo se efectuó su determinación mediante observación visual y tacto. Para ello es recomendable en un principio, emplear algún manual para comparación. Una vez identificado que tipo de estructura de suelo se utilizara tabla de códigos de estructura de suelo tabla 14

Tabla 14: Código de estructura de suelo

Código USLE	Tipo de estructura	
1	Granular muy fina	
2	Granular fina	
3	Granular media a gruesa	
4	Bloques	
	Laminar	
	Masiva	

Fuente: (Wischmeier & Smith, 1978).

Luego se vectorizó cada muestra de suelo a través de un punto en formato shape al cual se le asignó sus coordenadas y datum; UTM WGS 1984 – ZONA 19S y se le dio atributos (Factor K). Haciendo uso de una herramienta de ArcGIS ubicado en el menú interpolation método SPLINE la información de cada punto (muestra de suelo) se interpoló generando un resultado de erodabilidad del suelo.

3.2.2.1.3. *Factor de cobertura vegetal (Factor C).*

Se visualizó la microcuenca Sonocco para identificar el tipo de cultivos de la zona como también se verificó que tipo de coberturas vegetales hay se tomó fotografías de la microcuenca.

Se generó un mapa de cobertura vegetal el mismo que se obtuvo de una imagen satelital de ALOS PALSER, imagen satelital la cual se unió con una herramienta del SIG (ArcGIS 10.2), a través de la cual se realizó una combinación de bandas que generaron una serie de colores que se emplearon para identificar usos de suelo.

El uso de suelo se visualizó a través de la microcuenca se utilizó la tabla N° 4 de Valores de cobertura vegetal “C” en el cual se identificó los tipos de cobertura vegetal y dando los valores del factor C.

Luego se vectorizó cada cobertura vegetal a través de polígonos con una proyección a coordenadas y datum UTM- WGS – 1984 Zona 19S a los cuales se les asignaron atributos (factor C). Haciendo uso de una herramienta de ArcGIS ubicado en el menú Data Management y luego entrar a Features y se utilizó el método FEATURE TO POLYGON la información de cada cobertura vegetal que se visualizó en el campo se interpoló generando un resultado de cobertura vegetal.

3.2.2.1.4. Factor de Longitud de pendiente (Factor L).

Para el procedimiento de Longitud de pendiente se utilizará la fórmula propuesta por (Wischmeier & Smith, 1978).

$$LS = \left(\frac{\lambda}{22.13} \right)^m (65.41 \text{sen}^2 \alpha + 4.56 \text{sen} \alpha + 0.065)$$

Para evaluar el factor L se utilizará la siguiente formula:

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.13} \right)^m \quad m = \frac{F}{(1 + F)}$$

Donde:

λ : Longitud de la pendiente (m).

m : exponente de la longitud de la pendiente.

F : es el cociente entre la erosión en regueros y la erosión entre regueros que se producen en cada

F: se calculara de la siguiente manera en función de la pendiente del terreno, según la expresión de (McCool, 1989) y citado por (Cordova Elera, 2015).

$$F = \frac{\text{sen} \frac{\beta}{0.0896}}{3(\text{sen} \beta)^{0.8} + 0.56}$$

Donde:

β : el ángulo de la pendiente.

3.2.2.1.4.1. Calculo ángulo de la pendiente (β).

Para el cálculo del ángulo de la pendiente, se utilizó la herramienta del ArcGIS, se elaboró un mapa de pendiente, a partir del mapa “fill”, se aplicó la función SLOPE que se encuentra en el menú Surface, y se generó un mapa con la

inclinación en grados de cada pixel, al que se le asignó el nombre de “Pen_Grados”.

3.2.2.1.4.2. Cálculo del factor F

Para el cálculo del Factor F se utilizó la herramienta del ArcGIS se utilizó el mapa

de “Slope” mapa de pendientes en radianes “ β ” apoyados en el comando RASTER CALCULATOR ubicado en menú Map Algebra y se ingresara la siguiente formula:

$$F = \frac{\text{sen} \frac{\beta}{0.0896}}{3(\text{sen}\beta)^{0.8} + 0.56}$$

Nota: el valor del ángulo de mapa de pendientes se encuentra en grados sexagesimales cuando se aplica esta fórmula en el Raster Calculator de ArcGIS se debe tomar en cuenta que el ángulo deber ser convertido a radianes (1grado sexagesimal = 0.01745 radianes) es decir se realizara la siguiente operación, (slope*3.14159)/180 citado en (Cordova Elera, 2015).

Luego ingresar el Factor F : formula a ingresar a la herramienta de ArcGIS es la siguiente expresión matemática a RASTER CALCULATOR citado por (Cordova Elera, 2015).

$$((\text{Sin}(\text{slope} * 0.01745)/0.0896)/(3 * \text{Power}(\text{Sin}(\text{"slope"}*0.01745),0.8+0.56))$$

Donde:

Sin : seno

Slope : pendiente

Power : potencia

De este proceso se obtuvo el “Factor F”, y se utilizara para el calculo del “Factor m”.

3.2.2.1.4.3. Cálculo del factor “m”.

La magnitud del exponente (m) varía en función de la pendiente del terreno. Para el cálculo del Factor se utilizó también la herramienta ArcGIS se utilizó el mapa del Factor “F”, apoyados en el comando RASTER CALCULATOR ubicado en menú Map Algebra y se ingresara la siguiente formula:

$$m = \frac{F}{(1 + F)}$$

Factor “m” formula a ingresar a RASTER CALCULATOR.

“FACTOR F” / (1+” FACTOR F”)

De este procedimiento se obtendrá el factor “m” el mismo que se utilizará para el cálculo del “FACTOR L”

CÁLCULO DE FACTOR L:

Para el cálculo del Factor L se utilizó el mapa de factor “m” y apoyados en el comando RASTER CALCULATOR ubicado en menú Map Algebra y se ingresó la siguiente fórmula

El factor L de (Mccool, 1989).

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.13} \right)^m$$

El factor L con el área de drenaje aportadora (Desmet y Govers, 1996) citado por (Córdova Elera, 2015).

$$L = \frac{(A_{(i,j)} + D^2)^{m+1} - A_{(i,j)}^{m+1}}{X^m \cdot D^{m+2} \cdot (22,13)^m}$$

Donde:

$A_{(i,j)}$ (m) es el área aportadora unitaria a la entrada de un pixel (celda), D es el tamaño del pixel y X es el factor de corrección de forma.

Factor L: formula a ingresar a RASTER CALCULATOR CITADO POR (Cordova Elera, 2015).

$(\text{Power}(\text{"Flow_acum"}+900,(\text{"Factor_m"}+1)) - \text{Power}(\text{"Flow_acum"},(\text{"Factor_m"}))) / (\text{Power}(25,(\text{"Factor_m"}+2))*\text{Power}(22.13,\text{"Factor_m"}))$

De este procedimiento se obtuvo un mapa del “Factor L” el mismo que se utilizó para el cálculo de “Factor LS”.

3.2.2.1.5. Factor de grado de pendiente (Factor S).

Para la obtencion del Factor S, se utilizó el mapa de pendientes obtenido anteriormente “Pen_grados”, al cual en funcion de RASTER CALCULATOR, se le aplico la siguiente formula:

$$S_{(i,j)} = \begin{cases} 10.8\text{sen}\beta_{(i,j)} + 0.03 & \text{---} \tan \beta_{(i,j)} \leq 0.09 \\ 16.8\text{sen}\beta_{(i,j)} - 0.5 & \text{---} \tan \beta_{(i,j)} \geq 0.09 \end{cases}$$

Factor S: formula a ingresar a RASTER CALCULATOR citado por (Cordova Elera, 2015).

$Con((\tan("Pen_grados*0.01745<0.09)),(10.8*\sin("Pen_grados"*0.01745)+0.03),(16.8*\sin("Pen_grados"*0.01745)-0.5))$.

De este procedimiento se obtuvo un mapa de Factor S el mismo que se utilizó para el cálculo de “Factor LS”

Para la obtención del factor LS, se multiplicó de los mapas de L y S, en la función RASTER CALCULATOR

Factor LS: fórmula a ingresar a RASTER CALCULATOR

“Factor L” * ”Factor S”

Obteniendo el mapa de factor LS, al que le asignamos el nombre Factor_LS

3.2.2.1.6. Factor de prácticas de conservación de suelo (Factor P).

En factor P primeramente se visualizó y se reconoció si en el área del proyecto de investigación se realizan prácticas de conservación de suelo ejemplo (curvas a nivel, terrazas, estructuras de protección de suelos, etc), lo que permitiera generar un factor en la USLE.

Una vez ya verificado la microcuencia se utilizara la tabla 16, de acuerdo a la práctica conservacionista se pondra el valor del Factor P.

Tabla 15: Valores para prácticas conservacionistas, el Factor P

Practicas conservacionistas	Factor P	Fuente
Curvas a nivel	0.6	(Zabala, Marelli, & Sanabria, 2003)
Terrazas	0.2	
Sin prácticas	1.0	

Fuente: (Zabala, Marelli, & Sanabria, 2003)

Luego se vectorizó cada cobertura vegetal a través de polígonos con una proyección a coordenadas y datum UTM- WGS – 1984 Zona 19S a los cuales se les asignaron atributos (factor P). Haciendo uso de una herramienta de ArcGIS ubicado en el menú Conversión Tools y luego entrar a To Raster y se utilizó el método TO POLYGON RASTER la información de cobertura vegetal que se visualizó en el campo se interpoló generando un resultado de cobertura vegetal.

3.2.2.1.7. *Procedimiento para el cálculo de transporte de sedimento.*

1. Primero, se recolectará en el campo datos hidráulicos y geométricos de diferentes progresivas que se muestra en la tabla 25.

Tabla 16: Datos hidráulicos y geométricos de la quebrada Sonocco.

PROG (m)	y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	Q (m ³ /s)	V (m/seg)
0+000							
0+060							
0+120							
0+180							
0+240							
0+300							
0+360							
0+420							

Donde:

- y : Profundidad o tirante (m)
- A : Área hidráulica (m²)
- P : Perímetro mojado (m)
- T : Espero del agua (m)
- R : Radio Hidráulico (m)
- Q : Caudal de diseño (m³/s)
- V : Velocidad del flujo (m/s)

2. Segundo, se calculará el transporte de sedimento total por el método Engelund y

Hansen de la siguiente manera:

- h. Velocidad de corte.

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

i. Factor de fricción.

$$f = 8 \cdot \frac{V_*^2}{V^2}$$

j. Relación adimensional de la fuerza tractiva.

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot g \cdot D}$$

k. Parámetro de transporte.

$$f \cdot \Phi = 0.4 \cdot \tau_*^{5/2}$$

$$\Phi = \frac{0.4 \tau_*^2}{f}$$

l. Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m.

$$T_{ST} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D^3}\right)^{1/2}}$$

m. Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{ST} \cdot T$$

n. Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{ST}}{1000} \cdot 86400$$

3.2.2.2. Evaluación de las obras de estructuras de disipación de energía para el control de cárcavas.

3.2.2.2.1. Evaluación económica de los disipadores de energía.

La evaluación económica se realizó a partir de un análisis de precios unitarios considerando como base los costos de la región actualizados de suministros, equipos y mano de obra, para evaluar las obras de disipador de energía de control de cárcavas de la microcuenca Sonocco.

3.2.2.2.2. *Análisis para el control de cárcavas con dissipador de energía.*

Se enumeraron las estructuras de disipación de energía para el control de cárcavas que se seleccionaron de acuerdo a los criterios del tesista en base a teorías que definen el comportamiento estructural. Para facilitar la metodología se generó un cuadro de matriz para realizar un análisis comparativo, de la siguiente manera:

Columnas: Estructura N°01, Estructura N°02,, Estructura N° n.

Filas: Parámetro N°01, Parámetro N°02,, Parámetro N° n.

Luego se generó cuadros para las respectivas comparaciones de parámetros a controlarse y estructuras de disipación de energía, luego se realizó el análisis comparativo de la siguiente manera (fila 01, columna 01; fila 02, columna 02; fila 03, columna 03;; fila n, columna n.), posteriormente fueron marcadas con las siguientes palabras (Discreta, buena, muy buena tabla N°17), estructura de disipación de energía que favorece el control de cárcavas.

Tabla 17: Escala de valoración para dissipadores de energías.

Escala	Descripción	Puntaje
Muy buena	Condiciones muy optimas para el control de cárcavas o disipar la energía	4
Buena	Condiciones pocas buenas para el control de cárcavas o disipar la energía	3
Moderada	Condiciones muy bajas para el control de cárcavas o disipar la energía	2

Fuente: Propia, 2018

Tabla 18: Tabla para el análisis de control de cárcavas con dissipador de energías.

Parámetros que se presentan en proceso de control de cárcavas		ESTRUCTURAS DE DISIPACION DE ENERGÍA (DIQUES)			
		1	2	...	n
		Estructura N° 01	Estructura N° 02	...	Estructura N° n
1	Parámetros N° 01				
2	Parámetros N° 02				
3	Parámetros N° 03				
n	Parámetros N° n				
TOTAL					

Fuente: Propia, 2018

1. **Análisis comparativo del cuadro.**

a. **Fila 01, columna “Y”;** donde: $Y = 1, 2, \dots, n$.

- (Parámetro N° 1, Estructura N°1)
- (Parámetro N° 1, Estructura N°2)

- (Parámetro N° 1, Estructura N°n)

b. **Fila 02, Columna “Y”;** donde: $Y = 1, 2, \dots, n$.

- (Parámetro N° 2, Estructura N°1)
- (Parámetro N° 2, Estructura N°2)

- (Parámetro N° 2, Estructura N°n)

c. **Fila n, Columna “Y”;** donde: $Y = 1, 2, \dots, n$.

- (Parámetro N° n, Estructura N°1)
- (Parámetro N° n, Estructura N°2)

- (Parámetro N° n, Estructura N° n)

3.2.2.3. Planteamiento del diseño hidráulico e estructural de disipación de energía para el control de las cárcavas.

La metodología del diseño hidráulico e estructural del disipador de energía de mampostería el cual su metodología será la siguiente.

3.2.2.3.1. Diseño hidrológico.

- **Primero.** se identificará el área del drenaje total el cual se hará en ArcGIS
- **Segundo.** se calculará el tiempo de concentración en función de la pendiente y longitud del cauce del río, la formula a utilizar es la siguiente:

$$T_C = 0.0256 \cdot K^{0.77}$$

Siendo:

$$K = \frac{L^{3/2}}{H^{1/2}}$$

Donde:

T_c : Es el tiempo de concentración de (minutos)

L : Es la longitud del cauce de drenaje, en (m)

H : Es la diferencia de nivel entre el punto más alto y más bajo del cauce,
(m)

- **Tercero.** Se calculará la intensidad máxima., $T_r = 20$ años
- **Sexto.** Calculo de coeficiente de escorrentía
- **Séptimo.** Finalmente se calculará el caudal de diseño el cual se utilizará la formula racional ya que es una microcuenca pequeña.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde:

Q : Es la descarga, en (m^3/s).

C : Es el coeficiente de escorrentía que depende del relieve, textura condiciones de cobertura vegetal, etc.

I : Es la máxima intensidad de lluvia producida en un tiempo determinado e igual al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca. Se expresa en mm/hr.

A : Es el área de recepción o drenaje, en Hás

3.2.2.3.2. Diseño hidráulico.

- **Primero.** Se calculará la carga sobre la cresta del vertedor (carga hidráulica) con la siguiente fórmula propuesta en el marco teórico.

$$Q = C_v \cdot L \cdot H_d^{3/2}$$

Donde:

Q : Gasto de descarga (m^3/s).

C_v : Coeficiente del vertedor (adm.).

L : Longitud efectiva del vertedor (m).

H_d : Carga sobre la cresta del vertedor (m)

La longitud efectiva del vertedor se considerará de al menos un tercio del ancho del cauce o cárcava y el coeficiente del vertedor es de 1.45 ya que se trata de vertedores de cresta ancha y sección longitudinal rectangular.

- **Segundo.** Se calculará la cresta (base del vertedero) es la parte superior del vertedero a través de la cual pasará la avenida máxima, esta se diseñará con la fórmula propuesta en el marco teórico que es la siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot u \cdot \sqrt{2g} \cdot W \cdot H^{3/2}$$

En donde:

Q: descarga de diseño (m^3/s).

u: coeficiente de contracción, igual a 0.50

g: aceleración de la gravedad, $9.8 m/s^2$.

H: carga de agua sobre la cresta, aguas arriba del vertedero (m).

W: ancho de la cresta del vertedero.

- **Tercero.** Se diseñará la pendiente estable, que se utilizará la fórmula siguiente, siempre que se aplique a alcances que no tengan contracciones bruscas, es decir, donde el flujo pueda considerarse uniforme:

$$i_e = \frac{(V \cdot U_1)^{10/3} \cdot B^{4/3} \cdot n^2}{Q^{4/3}}$$

Donde:

i_e : Pendiente estable.

U_1 : Máxima velocidad permisible, dependiendo de la textura del material que forma el lecho. Valores recomendables se muestran en la Tabla N° 8.

V : relación entre la velocidad media del agua y la velocidad en el fondo, que varía entre 1.3 y 1.5.

B(m) : Perímetro húmedo, generalmente considerado igual al ancho del río quebrada

n : Coeficiente de rugosidad

Q(m^3/s) : Gasto de la venida máxima o de diseño, generalmente calculado para períodos de retorno de 20 años, en estructuras pequeñas; en estructuras importantes y costosas los períodos de retorno pueden ser de 50 o 100 años.

- **Cuarto.** Se calculará el Espaciamiento y altura de los disipadores de energía, dado por el autor (Agostini, Bizzarri, & Masetti, 1985). Y la fórmula es:

$$H = H_1 - H_2 = (i - i_e) \cdot l$$

$$N = \frac{L}{l} = \frac{L \cdot (i - i_e)}{H}$$

Donde:

i : pendiente original

i_e : pendiente estable

l : espaciamiento entre diques

L : longitud del tramo considerado

H : altura efectiva del dique

N : número de diques

- **Quinto.** Se diseñara el colchon amortiguador, el colchon hidráulico es necesario para proteger la socavacion y disipar la energia. Para proceder al diseño del colchón hidráulico se debe tener en cuenta la ley de conservación de energía (Bernoulli). Ya dada la formula descrita en la revisión bibliográfica es:

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

Donde:

Z : Diferencia de nivel entre la cresta vertedora y el piso del colchón

d_c : Tirante crítico, nivel del agua sobre la cresta vertedora

h_{vc} : Carga de velocidad al presentarse el tirante critico d_c

d_1 : Tirante en la sección más contraída de la vena líquida

h_{v1} : Carga de velocidad en el lugar donde se presenta d_1

- **Sexto.** Se procederá a calcular el gasto unitario se determinará por la siguiente formula:

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

Donde:

q : Gasto unitario (m³/s)/m

Q : Gasto total en el vertedor (m³/s)

B_v : Longitud de la cresta vertedora (m)

- **Séptimo.** Se determinará el tirante crítico (d_c):

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Donde:

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

q : Gasto unitario (m³/s)/m

- **Octavo.** Se determinará la carga de velocidad crítica se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_{vc} = \frac{V_c}{2g}$$

$$V_c = \frac{q}{d_c}$$

- **Noveno.** Se determinará la carga de velocidad h_{v1} donde se presenta d_1 se calcula como:

$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g}$$

Donde:

$$v_1 = \frac{q}{d_1}$$

Y d_1 se calcula por tanteos.

Una vez calculados z , d_c y h_{vc} , se le dan valores a d_1 , se obtiene el valor de h_{v1} y se sustituyen valores en la ecuación de conservación de energía (Bernoulli) para ver si ésta cumple. Generalmente se requieren varios tanteos para que la diferencia sea mínima y se toma como d_1 el valor obtenido al final.

Una vez obtenido el tirante d_1 que se conoce como “conjugado menor” se calcula el conjugado mayor d_2 , que es la altura de la superficie libre del agua al final del salto hidráulico.

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2v_1^2 d_1}{g}\right)}$$

- **Decimo.** Se determinará la profundidad del colchón hidráulico ya que este parámetro es muy importante porque protegerá la socavación de la estructura y se calculará con la siguiente formula dada por Schoklitsch:

$$D = 4.75 \cdot \frac{H^{0.2} \cdot q^{0.57}}{d_{90}^{0.32}}$$

En donde:

D : Profundidad de la poza (m)

H : diferencia de nivel entre las superficies de agua antes y después de la caída (m)

q : Descarga unitaria, Q diseño ($m^3/s/m$)

d_{90} : Diámetro de la criba (o malla) por la cual pasa el 90% del material del lecho, reteniendo un 10%. Se obtiene de curvas de análisis granulométrico en laboratorio. Siendo d_{90} generalmente mayor a 100mm (mm)

- **Undécimo.** Se determinará la longitud del colchón hidráulico, este parámetro disipa la energía por lo cual es muy importante en la estructura y se calculará con la siguiente fórmula dada por U.S. BUREAU OF RECLAMATION define la siguiente fórmula:

$$L = 4d_2$$

Donde:

L : Longitud del colchón disipador

d_2 : Tirante conjugado para la formación apropiada del salto hidráulico según el autor SCHOKLITSCH define la siguiente fórmula:

$$L = 5(d_2 - d_1)$$

- **Dos décimo.** Finalmente se determinará el número de Froude, para tener la seguridad de que el salto sea estable, el número de Froude se determinará de la siguiente manera, Luego deberá tener un valor entre 4.5 y 9 es decir

$$4.5 \leq F_1 < 9$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

3.2.2.3.3. *Diseño estructural.*

La metodología seguida para el cálculo de diseño estructural que se desarrollará a continuación se hará únicamente para disipadores o diques de tipo gravedad en las que todas las fuerzas que intervienen en la estabilidad del disipador o dique son equilibradas por el propio peso de la estructura. En este método de diseño se busca que la resultante de las fuerzas actuantes quede dentro del tercio medio de la base del dique, evitando con ello que se presenten tensiones.

1. *Espesor de coronación.* Para realizar este cálculo se deben analizar las fuerzas que actúan sobre la estructura que fue mostrada en la figura N°42, en la revisión bibliográfica. Por el cual la formula siguiente para calcular el espesor de la corona dada por el autor (López Martínez & Oropeza Mota, 2009).

$$e = \sqrt{\frac{\omega \cdot H_d^3}{\gamma(H_d + H_l) - K \cdot \omega \cdot H_d}}$$

Donde:

e : Ancho de la corona (m)

ω : Peso específico del agua con sedimentos (kg/m³)

γ : Peso específico del material de la cortina (kg/m³)

H_d : Carga de trabajo del vertedor (m)

H_l : Bordo libre (m)

K : Coeficiente de K pueden variar de 0 a 1 (K=0 para roca, K=1/3 para arcilla, K=1/2 para textura franca y 2/3 para arena).

Según el autor (Lopez Cadenas de Llano, 1965), dada la siguiente fórmula para calcular el espesor de corona:

$$e = \frac{\omega \cdot c \cdot h}{f \cdot \delta}$$

Siendo:

ω : Peso específico de las aguas; suele tomarse = 1200 kg/m³.

h : Altura de la lámina vertiente, obtenida de la fórmula de Kozeny

$$h = \sqrt[3]{\frac{q_0^2}{g}}$$

f : El coeficiente de rozamiento de piedra sobre piedra = 0.75.

δ : Peso específico real de la mampostería, su valor oscila alrededor de 2400 kg/m³.

c : Es un coeficiente con el que se afecta al espesor que resulta del estricto cálculo teórico. Divergencias de criterios hacen que c tome valores superiores o inferiores a la unidad.

2. **Espesor de la base.** La formula dada para este parametro el siguiente autor propone la siguiente formula: (López Martínez & Oropeza Mota, 2009)

$$B = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Donde:

$$a = K\omega(h + Hd) - \gamma h$$

$$b = \gamma e(3h - 4Ht)$$

$$c = \gamma e^2(3Ht - 2h) + \omega(h + Hd)^3$$

En las ecuaciones anteriores las variables B, a, b y c ya han sido definidas y para obtener el valor “B” es necesario haber calculado antes el valor de “e”, obtener los valores de las variables a, b, y c y sustituirlos en la ecuación.

3. **Estabilidad del dissipador.** Luego se procederá a determinar la estabilidad del dissipador, se puede construir la siguiente tabla:

Tabla 19: Centros de gravedad y área.

Figura	Centro de gravedad (X)	Área (A)	Producto (X.A)
	$\frac{e}{2}$	$e * h$	$\frac{e^2 * h}{2}$
	$\frac{(B - e)}{2} + e$	$(B - e) * \frac{h}{2}$	$[\frac{(B - e)}{2} + e] * [(B - e) * h/2]$
		$\sum A$	$\sum X * A$

A partir de los datos de la tabla N° 19 y la figura N° 44, se pueden obtener las siguientes relaciones:

Centro de gravedad del dissipador de mampostería (X):

$$X = \frac{\sum X \cdot A}{\sum A}$$

Peso del dissipador de mampostería (W):

$$W = \gamma \cdot \sum A$$

Fuerza de empuje de los sedimentos (F):

$$F = \gamma_{az} \cdot \left(\frac{h^2}{2} \right)$$

γ_{az} : Peso específico del azolve (kg/m³). Puede variar de 1,100 a 1,400 kg/m³

Subpresion del agua (S):

$$S = \frac{K \cdot \gamma_a \cdot h \cdot B}{2}$$

γ_a : Peso específico del agua = 1,000 kg/m³

La resultante normal se calcula a partir de (R_n):

$$R_n = W - S$$

Y el espaciamiento se calcula con la fórmula (Z):

$$Z = \frac{W(B - X) - F\left(\frac{h}{3}\right) - S\left(2\frac{B}{3}\right)}{R_n}$$

Conociendo Z se puede calcular la excentricidad (e_x) utilizando la siguiente relación:

$$e_x = \frac{B}{2} - Z$$

Para finalmente calcular un factor de seguridad (R) a través de la relación:

$$R = 600 * \left(\frac{e_x}{B}\right)$$

Este procedimiento se realiza por tanteos en donde se afina el valor de la base (B) calculado previamente, hasta obtener una R que se aproxime a 90%. Si la R es mayor que 90%, es necesario aumentar el tamaño de la base y desarrollar nuevamente los cálculos anteriores; si la R es menor de 90% hay que reducir el tamaño de la base.

CAPÍTULO IV

IV. CARACTERÍSTICAS DEL AREA DE INVESTIGACIÓN

El área de estudio está ubicada en la región de Puno, provincia de Chucuto, distrito de Juli en la localidad de Juli en la microcuenca Sonocco a una altitud media de 3848 a 3895 m.s.n.m.

4.1. ÁREA DE ESTUDIO

4.1.1. Ubicación geográfica.

La microcuenca Sonocco se encuentra ubicada geográficamente e hidrográficamente, según el siguiente detalle:

Coordenadas UTM	: 8206538.00 m N a 8206630.00 m N : 450814.00 m E a 450527.00 m E
Altitud	: 3848 a 3895 m.s.n.m.
Cuenca	: Lago Titicaca
Sub cuenca	: Río salado
Sistema integral hídrico	: Lago Titicaca
Región natural	: Sierra (Altiplano de Puno)
Ubicación hidrográfica	: Sub cuenca Sonocco lago Titicaca
Microcuenca	: Sonocco Chucuto Juli

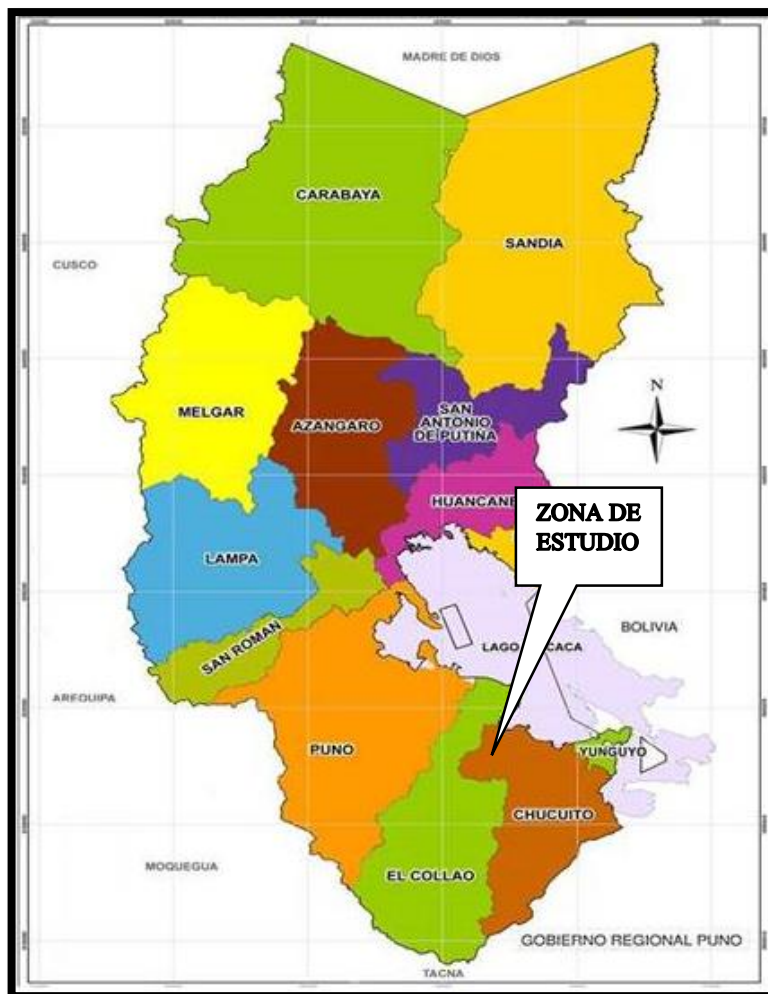


Figura 46: Macro localización de la zona de estudio.

Fuente: Propia, 2018.

4.1.2. Ubicación política.

La zona de estudio, se encuentra ubicada en:

Región	: Puno
Provincia	: Chucuto
Distrito	: Juli
Comunidad urbana	: Sonocco

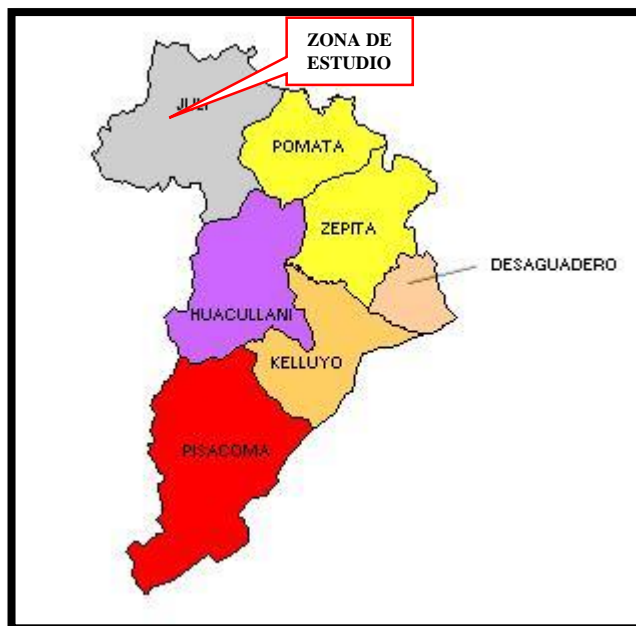


Figura 47: Micro localización de la zona de estudio Chucuto Juli.

Fuente: Propia, 2018.

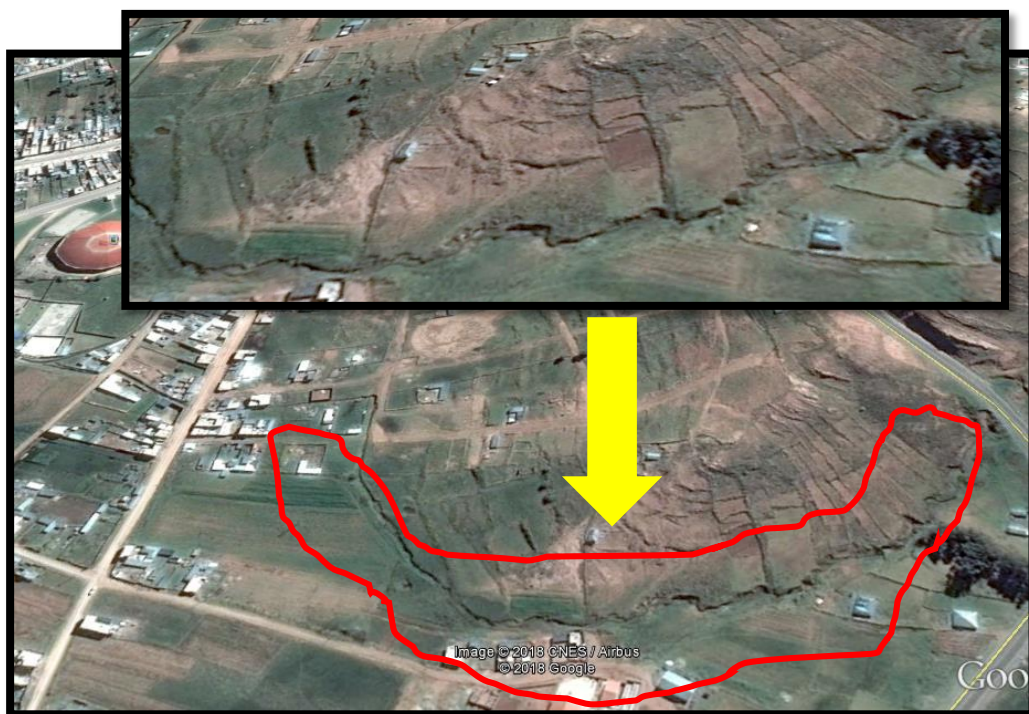


Figura 48: Micro localización de la zona de estudio

Fuente: Google Earth, 2018

4.1.3. Accesibilidad.

Desde la capital de la región de Puno se accede por la carretera asfalta pasando por diversos distritos como son: Chucuto, Platería, Acora y por la provincia de Collao, así llegando a la provincia de Julio, y por la urbanización de Sonocco de la ciudad de Juli estará a 1.5km trocha carrózable hasta la zona de estudio. La vía de acceso a la zona del proyecto es como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 20: Vías de acceso a la zona del proyecto.

Destino	KM	Tiempo	Tipo de vía
Puno – Juli	81	120 min	Asfalta
Juli – microcuenca Sonocco	1.5	15 min	Trocha carrozable

Fuente: Propia, 2018.

CAPÍTULO V

V. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS DE TRABAJO DE GABINETE

4.1.1. Resultados de factores que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica

4.1.1.1. *Calculo de agresividad de lluvia (Factor R).*

Con este factor se mide la erosionabilidad o agresividad de las precipitaciones o el denominado índice de erosión pluvial (R).

El factor R que se encuentra involucrado en la USLE de se determinó empleando las ecuaciones de Wischmeier y K. Renard y J. Freimund (1994)

4.1.1.1.1. Estación Juli.

$$R = 0.074 \bullet F^{1.85}$$

Donde:

R: es el índice de erosión pluvial. ((MJ.mm) / (ha.h.))

P: es la precipitación promedio anual (mm).

F: es el índice de Fournier (1960).

$$F = \sum_{i=1}^{12} \frac{p_i^2}{P}$$

$$F = \frac{199.19^2 + 182.23^2 + 152.53^2 + 51.10^2 + 12.10^2 + 5.88^2 + 5.10^2 + 15.08^2 + 28.69^2 + 41.62^2 + 57.37^2 + 119.71^2}{870.59}$$

$$F = 137.1169mm$$

$$R = 0.074 \bullet F^{1.85} = 0.074 \bullet 137.1169^{1.85}$$

$$R = 665.0435 \frac{MJ \cdot mm}{ha \cdot h \cdot año}$$

$$EI_{30} = 5.954 \bullet R^{0.6987} = 5.954 \bullet 665.0435^{0.6987}$$

$$EI_{30} = 558.6427 \frac{MJ \cdot mm}{ha \cdot h \cdot año}$$

Tabla 21: Factor de agresividad de la lluvia

ESTACION	Este	Norte	Altitud m.s.n.m.	Prec. Prom anual (mm)	EI ₃₀ (MJ.mm/ha.h.año)
Juli	450842.5267	8208468.599	3812	870.59	558.6427
Ilave	431019.5663	8221195.270	3871	692.35	393.4790
Mazocruz	424737.7871	8149061.236	4003	521.67	342.0817
Chilligua	427680.8621	8170963.714	4164	643.08	398.8306

Fuente: Elaboración propia 2018

A partir de las coordenadas geográficas de cada una de las estaciones meteorológicas se generó una capa de puntos a la que se asignaron los valores de altitud, erosividad de lluvia, los valores de Factor R de cada estación se interpolaron dando un mapa de agresividad de la lluvia en la herramienta de arcGIS y dando valor R.

También el resultado final del Factor R en la zona de investigación dando un valor de:

$$R: 559.6897(MJ.mm/ha/hr)/(año)$$

4.1.1.2. Cálculo de erodabilidad del suelo (Factor k).

Para el cálculo de la erodabilidad del suelo se aplicó la siguiente fórmula propuesta por (Wischmeier & Smith, 1978). Para la cual se hicieron 5 muestras que se analizaron en el laboratorio.

$$K = 0.1313 \cdot [2.1 \cdot 10^{-4} \cdot (12 - MO) \cdot M^{1.14} + 3.25 \cdot (s - 2) + 2.5 \cdot (p - 3)] / 100$$

Donde:

MO: Contenido en materia orgánica (%).

S: Código de la estructura del suelo.

P: Código de permeabilidad.

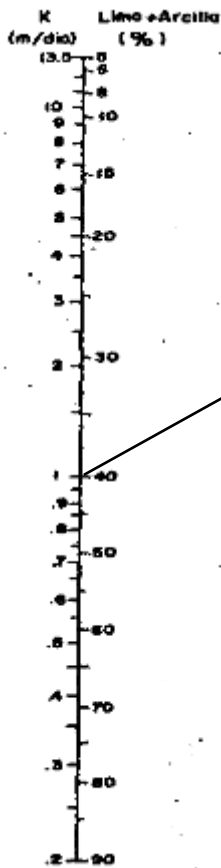
M: (% limo+% arena muy fina) *(100-% arcilla).

4.1.1.2.1. Muestra N° 1.

Datos:

# ORD	Muestra	(%) H	Arena (%)	Arcilla (%)	Limo (%)	C.T.	M.O. (%)
01	M-01	12.21	60.52	18.12	21.36	FA	0.90

Primeramente, se calculará la permeabilidad y luego identificar su código. Para la cual se utilizará el monograma para el cálculo de permeabilidad hidráulica.



$$\% \text{Limo} + \% \text{Arcilla} = 21.36 + 18.12 = 39.48\%$$

Buscamos en el monograma: 1.15 (m/día) convertir a cm/h es:

$$1.15 \frac{m}{dia} * \frac{100cm}{1m} * \frac{1dia}{24h} = 4.79 \frac{cm}{h}$$

Código USLE	Categoría de permeabilidad
1	Rápida (más de 12.7 cm/h)
2	Moderada a rápida (6.3 a 12.7 cm/h)
3	Moderada (entre 2 y 6.3 cm/h)
4	Lenta a moderada (entre 0.5 y 2 cm/h)
5	Lenta (entre 0.13 y 0.5 cm/h)
6	Muy lenta (menor a 0.13 cm/h)

Es decir que el código de permeabilidad de la muestra N° 1 es 3 moderada

El código de estructura: la estructura del suelo se determinó en campo como textura del suelo de la muestra es Franco Arenoso el valor indicativo es medio granular y su código es 3.

Ahora haremos el cálculo de Factor K:

$$K = 0.1313 \cdot [2.1 \cdot 10^{-4} \cdot (12 - MO) \cdot M^{1.14} + 3.25 \cdot (s - 2) + 2.5 \cdot (p - 3)] / 100$$

Donde:

MO: 0.90% M: 6704.3344 S: 3 P: 3

$$K = 0.1313 \cdot [2.1 \cdot 10^{-4} \cdot (12 - 0.90) \cdot 6704.3344^{1.14} + 3.25 \cdot (3 - 2) + 2.5 \cdot (3 - 3)] / 100$$

$$K = 0.07471$$

Tabla 22: Resultado de código de estructura y permeabilidad de cada muestra

N° Muestra	Código Permeabilidad	Código Estructura	Permeabilidad (m/día)	Permeabilidad (cm/h)
01	3	3	1.15	4.79
01	1	3	3.10	12.92
03	3	3	0.66	2.75
04	3	3	0.95	3.95
05	3	3	0.55	2.29

Fuente: Elaboración propia, 2018.

Tabla 23: Factor de erodabilidad de suelo (K)

N° muestra	arena	limo	arcilla	M.O	Clase textural	Estructura	Permeabilidad	Factor K
01	60.52	21.36	18.12	0.90	Franco Arenoso	Granular media	Moderada	0.07471
02	74.52	14.16	11.32	0.95	Franco Arenoso	Granular media	Rápida	0.08182

03	41.72	28.9 6	29.32	0.03	Franco Arcilloso Arenoso	Granular Gruesa	Moderada	0.05401
04	55.48	25.4 4	19.08	0.20	Franco Arenoso	Grnacular media	Moderada	0.06376
05	35.32	32.3 2	32.36	0.45	Franco Arcilloso	Granular media	Moderada	0.03937

Fuente: Elaboración propia, 2018.

El valor final del factor K en la zona de investigacion es:

$$K = 0.06567 \text{ (Tn/ha*MJ/ha*mm/hr)}$$

4.1.1.3. Calculo de cobertura vegetal (Factor C).

La cubierta vegetal es el elemento natural de protección del suelo frente a la fuerza erosiva de las precipitaciones, controlando no sólo la energía con la que llegan las gotas de lluvia a la superficie del terreno, sino la velocidad de la esorrentía superficial.

El tipo de cobertura que se ha observado en la microcuenca Sonocco es:

Tabla 24: Distribución de la cobertura vegetal Microcuenca Sonocco – Juli.

ITEM	TIPO DE COBERTURA	FACTOR C
01	Cultivos anuales y herbáceas	0.25
02	Pasturas	0.15
03	Arboleado denso	0.001 – 0.003
04	Suelo desnudo	1.00
05	Pradera herbácea	0.001 – 0.025

Fuente: Elaboración propia, 2018

El factor C de la USLE se recogió esta influencia debida al tipo de vegetación existente, (Wischmeier & Smith, 1978), proporcionan unas tablas de cálculo del factor

C. en la microcuenca se Sonocco. Se observó los diferentes tipos de cobertura que se detallan a continuación.

Tabla 25: Tipos de cobertura existente en la zona.

TIPO DE COBERTURA	DESCRIPCION
Cultivos anuales y herbáceas	Papa, arveja, habas, quinua, oca, etc
Pasturas	Chilligua, totoras, paja, etc.
Arboleado denso	Cipres, eucalipto, keñua, kolle
Suelo desnudo	
Pradera herbácea	Diente de león, chirichiri, kanlla, ortiga, etc

Fuente: Elaboración propia, 2018

El valor final del factor de cobertura vegetal C en la zona de investigación es:

$$C = 0.25$$

4.1.1.4. Calculo de longitud de pendiente (Factor L).

El valor final de Factor L que nos dio en la herramienta arcGIS es de:

$$L = 1.7487$$

4.1.1.5. Calculo de grado de pendiente (Factor S).

El valor final de factor S que nos dio en La herramienta arcGIS es de:

$$S = 2.7941$$

4.1.1.6. Calculo de prácticas de conservación de suelo (Factor P).

El valor que se asignó para prácticas de conservación de suelos es 1 valor obtenido de la tabla 13 Valores para prácticas conservacionistas, el Factor P, por lo que en la zona del proyecto de investigación no se realizan prácticas de conservación de suelos.



Figura 49: En la imagen no se observa prácticas de conservación de suelo

Fuente: Propia, 2018

Para el cual como no hay prácticas de suelo de conservación en toda la microcuenca el valor que se dará para toda la microcuenca es 1 según la tabla N° 16 valores de conservacionista de suelo. $P = 1$

4.1.1.7. Resultado final de la pérdida de suelo aplicación de la formula final (USLE).

$$A = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P$$

Donde:

- A : Pérdida anual de suelo (t/ha*año).
- R : 559.6897 (MJ/ha*mm/hr)/año
- K : 0.0657 (Tn/ha*MJ/ha*mm)hr)
- L : 1.7487
- S : 2.7941
- C : 0.25
- P : 1.00

$$A = 559.6897 \cdot 0.0657 \cdot 1.7487 \cdot 2.7941 \cdot 0.15 \cdot 1.00$$

$$A = 26.9502 \text{ (Tn/ha * año)}$$

El valor final de la pérdida de suelo es 26.9502 (Tn/ha*año) es decir que es moderada según la tabla N° 1.

4.1.1.8. Cálculo de transporte de sedimento.

4.1.1.8.1. Datos hidráulicos y geométricos del cauce.

Tabla 26: Datos hidráulicos y geométricos de la quebrada Sonocco.

PROG (m)	y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	Q (m ³ /s)	V (m/seg)
0+000	0.18	0.49	2.11	4.11	0.232	1.57	3.204
0+060	0.25	0.900	2.250	3.75	0.400	1.57	1.744
0+120	0.12	0.310	2.240	2.00	0.138	1.57	5.065
0+180	0.34	1.040	7.340	6.50	0.142	1.57	1.510
0+240	0.23	0.580	3.960	4.50	0.146	1.57	2.707
0+300	0.17	0.860	3.040	3.00	0.283	1.57	1.826
0+360	0.06	0.210	2.020	2.00	0.104	1.57	7.476
0+420	0.30	1.150	14.020	7.000	0.082	1.57	1.365

Distribución granulométrica de las partículas.

D₁₆ : 0.180 mm

D₃₅ : 0.575 mm

D₄₀ : 0.750 mm

D₅₀ : 1.200 mm

D₆₅ : 3.120 mm

D₈₄ : 10.50 mm

D₉₀ : 12.90 mm

D_{máx} : 25 mm

D_m : 6.778 mm

4.1.1.8.2. Calculo de sedimento total método Engelund y Hansen

Datos:

$$\gamma_s = 2250(kg / m^3)$$

$$\gamma = 1000(kg / m^3)$$

$$D_m = 0.006778m$$

$$v = 1.476E - 06(m^2 / s)$$

$$\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma = 1.257$$

$$S = 0.00371(m / m)$$

$$n = 0.0459$$

$$T = 7^\circ C$$

o. Velocidad de corte.

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

p. Factor de fricción.

$$f = 8 \cdot \frac{V_*^2}{V^2}$$

q. Relación adimensional de la fuerza tractiva.

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot g \cdot D}$$

r. Parámetro de transporte.

$$f \cdot \Phi = 0.4 \cdot \tau_*^{5/2}$$

$$\Phi = \frac{0.4 \tau_*^2}{f}$$

s. Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m.

$$T_{ST} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D^3}\right)^{1/2}}$$

t. Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{ST} * T$$

u. Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{ST}}{1000} \cdot 86400$$

Tabla 27: Cálculos y resultados de transporte se solidos total en la quebrada Sonocco.

	1	2	3	4	5	6	7	8
PROG (m)	V*	f	t* (kg/m2)	F _T	T _{ST} kg/seg/m	T _{ST} Kg/seg	T _{ST} TN/dia	T Tn/año
0+000	0.092	0.0066	0.102	0.200	0.881	3.62	312.67	114125.66
0+060	0.121	0.0383	0.175	0.134	0.590	2.21	191.16	69774.93
0+120	0.071	0.0016	0.061	0.230	1.012	2.02	174.88	63832.28
0+180	0.072	0.0181	0.062	0.021	0.093	0.61	52.31	19094.83
0+240	0.073	0.0058	0.064	0.072	0.315	1.42	122.38	44670.31
0+300	0.101	0.0247	0.124	0.087	0.384	1.15	99.62	36360.08
0+360	0.062	0.0005	0.046	0.327	1.436	2.87	248.12	90564.19
0+420	0.055	0.0128	0.036	0.008	0.034	0.23	20.30	7407.82

Fuente: Elaboración propia, 2018

El promedio total de transporte de solidos por año en la microcuenca Sonocco de la provincia de Chucuito – Juli – Puno es de 55728.76 Tn/año.

4.1.2. Resultados de la evaluación de las obras de estructuras de disipación de energía para el control de cárcavas.

4.1.2.1. Análisis de los costos de los disipadores de energía.

4.1.2.1.1. Costos de dique de Gaviones.

Los costos promedio para construcción de presas de gaviones por metro cubico.

Tabla 28: Costo del dique de gavión.

CONCEPTO	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO s/.	NUMERO DE JORNALES	COSTO DE LA ACTIVIDAD
- Ubicación, limpia y trazo	Jornal	64.30	0.15	9.65
- Excavación cimentación	Jornal	64.30	0.50	32.15
- Conformación de presa (alambre)	Jornal	64.30	0.75	48.23
- Acomodo de piedra	Jornal	64.30	3.00	192.90
- Pepena de piedra	Jornal	64.30	2.00	128.60
- Acarreo de piedra	Jornal	64.30	2.00	128.60
- Excavación para delantal	Jornal	64.30	0.50	32.15
- Construcción de delantal	Jornal	64.30	0.50	32.15
Subtotal				604.43
Gaviones	m ³	1760	0.25	440
Traslado de gavión	m ³	163	1.00	123
Alambre galvanizado calibre 14	kg	60	0.20	12
TOTAL				739.43

El costo por metro cúbico de un dique de gaviones requiere de 9.40 jornales, que corresponden a s/. 604.43. Además, se requieren s/. 575.00 de materiales (gavion s/. 440.00 y alambre s/. 12.00), por lo que el costo total por metro cúbico es de s/. 739.43.

4.1.2.1.2. *Costos de dique de piedras acomodadas.*

Tabla 29: Costo de dique de piedras acomodadas.

CONCEPTO	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO s/.	NUMERO DE JORNALES	COSTO DE LA ACTIVIDAD
- Medición de pendientes y ubicación de presas	Jornal	64.30	0.10	6.43
- Limpieza, trazo, nivelación y retiro de material	Jornal	64.30	0.25	16.08
- Excavación para cimentación	Jornal	64.30	0.50	32.15
- Excavación para empotramiento	Jornal	64.30	0.50	32.15
- Acomodo de piedra	Jornal	64.30	3.00	192.90
- pepena	Jornal	64.30	2.50	160.75
- acarreo	Jornal	64.30	2.50	160.75
Total				601.21

El costo promedio para la construcción de presas de piedra acomodada es de s/. 601.21 por metro cubico.

4.2.2.1.1. *Costos de dique de mampostería*

Tabla 30: Costo de dique de mampostería.

CONCEPTO	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO S/.	NUMERO DE JORNALES	COSTO DE LA ACTIVIDAD
- Ubicación, limpia y trazo	Jornal	64.30	0.20	12.86
- Excavación para desplante de cortina	Jornal	64.30	0.40	25.72
- Construcción de cimentación, cortina empotramiento de mampostería	Jornal	64.30	5.00	321.5

- Excavación para desplante de colchón	Jornal	64.30	0.10	6.43
- Construcción de colchón	Jornal	64.30	1.00	64.30
- Pepena de piedra	Jornal	64.30	2.00	128.60
- Acarreo	Jornal	64.30	2.00	128.60
Subtotal				688.01
- Cemento	Unid	200.00	0.25	50
- Arena	m ³	40.00	0.47	18.8
- Agua	m ³	5.00	0.13	0.65
TOTAL				757.46

El costo por metro cúbico de diques de mampostería requiere de 10.7 jornales, lo que corresponde a s/. 688.01. Además, se requiere los siguientes materiales: cemento s/. 50.00, arena s/. 18.80 y agua s/. 0.65, cuyo costo requerido es de s/ 69.45. Así, por metro cúbico el costo total es de s/. 757.46.

4.1.2.1. Análisis para el control de cárcavas con dissipador de energía.

Para el control de las pérdidas de suelo en cárcavas en la microcuenca Sonocco.

En el que necesitamos controlar o recudir los siguientes parámetros:

1. Reducir la velocidad de los escurrimientos en las cárcavas con lo cual se propicia la sedimentación y retención de azolves.
2. Disipar las líneas de flujo turbulento del agua.
3. Que se una estructura permanente.
4. Controlar la socavación en el pie de la cárcava.
5. Recudir la pendiente media de la cárcava.
6. Que presente una alta durabilidad y eficiencia.
7. Control movimiento de masa.
8. Que el agua almacenada puede tener diversos usos para las poblaciones rurales.
9. Costos del dissipador de energía

Tabla 31: Estructuras y parámetros descritos para el control de cárcava.

Necesitamos controlar o reducir las pérdidas de suelo en cárcavas en la microcuenca Sonocco.		ESTRUCTURAS DE DISIPADOR DE ENERGÍAS (DIQUES)		
		1	2	3
		Disipador de gaviones	Disipador de piedras acomodadas	Disipador de mampostería
1	Reduce la velocidad de los escurrimientos en las cárcavas con lo cual se propicia la sedimentación y retención de azolves.	Muy buena (4)	Buena (3)	Muy buena (4)
2	Disipa las líneas de flujo turbulento del agua.	Buena (3)	Moderada (2)	Muy buena (4)
3	Una estructura permanente.	Buena (3)	Moderada (2)	Muy buena (4)
4	Controla la socavación en el pie de la cárcava.	Buena (3)	Moderada (2)	Muy buena (4)
5	Recude la pendiente media de la cárcava.	Muy buena (4)	Muy buena (4)	Muy buen (4)
6	Presenta una alta durabilidad y eficiencia.	Buena (3)	Moderada (2)	Muy buena (4)
7	El agua almacenada puede tener diversos usos para las poblaciones rurales.	Moderada (2)	Moderada (2)	Muy buena (4)
8	Costos del disipador de energía	Buena (3)	Muy buena (4)	Buena (3)
Total		25	21	31

Fuente: Propia, 2018

4.1.2.1.1. Análisis comparativo.

a) (Fila 01 VS Columna “Y”); donde Y = 1, 2, 3.

- *(Reducir la velocidad de los escurrimientos en la cárcava con lo cual se propicia la sedimentación y retención de azolves, dissipador de gaviones)*

Los dissipadores de gaviones que tienen las características para reducir la velocidad de los escurrimientos en las cárcavas. Es una estructura que reduce la velocidad del escurrimiento en la cárcava y por lo cual reduce su poder erosivo, es una alternativa para disipar o mitigar la velocidad del escurrimiento y la retención de azolves que se genera en la cárcava en épocas de alta precipitación, ya que es una estructura de disipación de energía. Por ende, ésta estructura de disipación de energía de gaviones es una muy buena alternativa para mitigar la velocidad de escurrimiento y la retención de azolves en el cauce de la cárcava.

- *(Reducir la velocidad de los escurrimientos en la cárcava con lo cual se propicia la sedimentación y retención de azolves, dissipador de piedras acomodadas).*

Los dissipadores de piedras acomodadas tienen características similares a los dissipadores de gaviones, ya que esta estructura también controla el volumen y la velocidad de escurrimientos superficial, y a la retención de azolves en el cauce de la cárcava son estructura hechas de piedras, debido a la resistencia de los materiales, pero solo se recomienda en cuencas de tamaño mediano (el área de aportación de cada presa no debe ser mayor a 10 ha) y cárcavas con pendiente moderada (máximo 10%). Por ende, ésta estructura de disipación de energía de piedras acomodadas es una buena alternativa para el control de cárcava.

- *(Reducir la velocidad de los escurrimientos en la cárcava con lo cual se propicia la sedimentación y retención de azolves, dissipador de mampostería).*

Los disipadores de mampostería tienen características muy buenas para mitigar la velocidad de escurrimiento y retener los azolves ya que es una estructura permanente hecha de arena cemento y piedra es una estructura muy segura para el control de cárcavas en cualquier lugar del mundo y pueden reducir la velocidad de escurrimiento en pendientes altas y así mejorar el eco paisajístico de la zona afecta con cárcavas. Por ende, ésta estructura de disipación de energía de mampostería es muy buena y aptos para cualquier lugar que hay cárcavas.

b) (*Fila 02 VS Columna “Y”*); donde $Y = 1, 2, 3$.

- (*Disipar las líneas de flujo turbulento del agua, disipador de gaviones*).

Los disipadores de gaviones son una buena alternativa para disipar las líneas de flujo turbulento y reducir la capacidad erosiva del agua, ya que esta estructura posee una serie de cantos rodados, el cual disipa las líneas de flujo del agua reduciendo la velocidad de las partículas de agua y prendándolas. Por ende, esta estructura es buena alternativa para disipar líneas de flujo.

- (*Disipar las líneas de flujo turbulento del agua, disipador de piedras acomodadas*).

Si construimos estructuras de disipador de piedras acomodadas, para disipar las líneas de flujo turbulento que se presentan una vez que el agua aumenta la velocidad en el fondo de la cárcava, los muros o disipador de piedras acomodadas no disiparan el flujo turbulento, provocando socavaciones en pie de las rocas debido al tamaño, además generará carga hidráulica sobre la estructura provocando el arrastre de partículas en suspensión. Por ende, no es recomendable para disipar las líneas de flujo del agua.

- *(Disipar las líneas de flujo turbulento del agua, disipador de mampostería).*

De igual manera los disipadores de mampostería son estructuras que si tienen características para disipar las líneas de flujo turbulento. Por tal motivo también es una muy buena y mejor alternativa para disipar las líneas de flujo turbulento en el fondo de la cárcava y reducir la erosión hídrica en cárcava.

- c) *(Fila 03 VS Columna “Y”);* donde $Y = 1, 2, 3$.

- *(Que se una estructura permanente, disipador de gaviones)*

Los disipadores de gaviones son estructuras permanentes, flexibles y permeables construidas a base de prismas rectangulares de alambre galvanizado denominados gaviones, los cuales se rellenan de piedra, pero estas estructuras tienen su durabilidad mayor a 5 años y después de 5 años estas estructuras pierden poco a poco su permanencia. Por ende, esta estructura es buena alternativa, para su permanencia.

- *(Que se una estructura permanente, disipador de piedras acomodadas)*

Estas estructuras de piedras acomodadas son estructuras temporales construidas con piedra, y con el tiempo estas estructuras fallan o se destruyen fácilmente por el hombre por la naturaleza. Por ende, estas estructuras son moderadas para una estructura permanente.

- *(Que se una estructura permanente, disipador de mampostería)*

Los disipadores de energía o diques de mampostería son estructuras permanentes construidas con piedra, arena y cemento, ubicadas de forma transversal a la corriente dentro de un cauce o una cárcava, con el fin de reducir la velocidad del escurrimiento superficial, retener azolves y almacenar agua. Por ende, estas estructuras de mampostería son muy buenas por duran y son permanentes, para todo el año.

d) (*Fila 04 VS Columna “Y”*); donde $Y = 1, 2, 3$.

- (*Controlar la socavación en el pie de la estructura, disipador de gaviones*).

Los disipadores de gaviones, es una estructura que si puede controlar la socavación siempre en cuando tenga un colchón amortiguador aguas abajo esto detendrá la socavación. Por ende esta estructura son buenas para controlar la socavación al pie de la estructura.

- (*Controlar la socavación en el pie de la estructura, disipador de piedras acomodadas*).

Las estructuras de piedras acomodadas son estructuras que muy pocas tienen un colchón amortiguador para controlar la socavación ya que es una estructura artesanal que no se aplican mucha ingeniería ya que es una estructura temporal. Por ende, estas estructuras a menudo tienen un colchón amortiguador y se considera discreta.

- (*Controlar la socavación en el pie de la estructura, disipador de mampostería*).

Las estructuras de mampostería son estructuras que controlan la socavación al pie de la estructura o aguas abajo ya que esta estructura tiene un colchón amortiguador para proteger o controlar la socavación, mayormente esta estructura siempre cuenta con un colchón amortiguador. Por ende, esta estructura es una alternativa mejor para controlar la socavación al pie de la estructura.

e) (*Fila 05 VS Columna “Y”*); donde $Y = 1, 2, 3$.

- (*Reducir la pendiente media de la cárcava, disipador de gaviones*).

Esta estructura de disipador de gaviones tiene las características para reducir la pendiente en la cárcava, ya que esta estructura en la longitud de la cárcava se ubicarán varios gaviones según su pendiente, así esto reducirá la

pendiente de la cárcava. Por ende, esta estructura de gaviones son muy buenas alternativas para reducir la pendiente de la cárcava.

- ***(Reducir la pendiente media de la cárcava, disipador de piedras acomodadas).***

Las estructuras de piedras acomodadas, son estructuras que también reducen la pendiente de la cárcava, ya que estas estructuras se ubicaran varias estructuras para así poder reducir la pendiente media de la cárcava. Por ende, estas estructuras es una buena alternativa para reducir la pendiente media de la cárcava.

- ***(Reducir la pendiente media de la cárcava, disipador de mampostería).***

Estas estructuras de mampostería tienen muchas características para poder reducir la velocidad, primero es una estructura permanente tiene un adecuado diseño de ingeniería, estas estructuras estarna en forma transversal en la cárcava y se ubicarán varios disipadores de mampostería según su pendiente y su adecuado diseño de ingeniería. Por ende, esta estructura es una buena alternativa para poder controlar o reducir la pendiente media de la cárcava.

- f) ***(Fila 06 VS Columna “Y”);*** donde $Y = 1, 2, 3$.

- ***(Que presente una alta durabilidad y eficiencia, disipador de gaviones).***

Los disipadores de gaviones son estructuras que tienen una alta durabilidad y eficiencia ya que esta esta de piedras de canto rodado y de alambre galvanizado por lo que tiene una lata durabilidad, su durabilidad es mayor a 5 años. Por ende, esta estructura de disipador de energía es una buena alternativa para el control de cárcavas.

- ***(Que presente una alta durabilidad y eficiencia, disipador de piedras acomodadas).***

Los disipadores de piedras acomodadas, son estructuras temporales ya que no tienen mucha durabilidad y eficiencia, esta estructura están hechas de piedras y acomodadas y tampoco tienen mucho diseño o trabajo de ingeniería. Por ende, estas estructuras no tienen mucha durabilidad y eficiencia para el control de cárcava.

- ***(Que presente una alta durabilidad y eficiencia, disipador de mampostería).***

Los disipadores de mampostería, son estructuras permanentes ya que estas estructuras están hechas de piedra cemento y arena que da un alta durabilidad y eficiencia para el control de cárcava, estas estructuras son consideradas una de alta durabilidad y eficiencia. Por ende, esta estructura de mampostería es una buena alternativa para el control de erosión de suelos en cárcavas.

- g) ***(Fila 07 VS Columna “Y”);*** donde $Y = 1, 2, 3$.

- ***(Que el agua almacenada puede tener diversos usos para las poblaciones rurales, gaviones)***

Los disipadores de gaviones, estas estructuras no pueden almacenar agua ya que estas estructuras son permeables que están hechas de piedras de canto rodados y de alambre galvanizado y tienen aberturas grandes y el agua pasa por ahí. Por ende, estas estructuras no es una buena alternativa para almacenar agua.

- ***(Que el agua almacenada puede tener diversos usos para las poblaciones rurales, piedras acomodadas)***

Los disipadores de piedra acomodadas, estas estructuras tampoco pueden almacenar agua, ya que estas estructuras están hechas de piedras, por lo cual

tienen aberturas por donde el agua pasa, son estructuras permeables. Por ende, estas estructuras no es una buena alternativa para almacenar agua.

- ***(Que el agua almacenada puede tener diversos usos para las poblaciones rurales, mampostería)***

Los disipadores de mampostería, estas estructuras son impermeables ya que está hecha de piedra cemento y arena las aberturas están tapadas por el mortero por lo cual el agua no pasa y se puede almacenar y así poder llevar a un uso agropecuario ganadero. Por ende, esta estructura es una buena alternativa para poder almacenar agua y utilizar en diversos usos el agua en el medio rural.

- h) ***(Fila 08 VS Columna “Y”)***; donde $Y = 1, 2, 3$.

- ***(Costos del disipador de energía, disipador de gaviones)***

El costo de disipador de energía de gaviones es una alternativa buena ya que es una estructura que necesita materiales.

- ***(Costos del disipador de energía, disipador de piedras acomodadas)***

El costo de disipador de energía de piedras acomodadas es una alternativa muy buena ya que podemos buscar el material por la zona.

- ***(Costos del disipador de energía, disipador de mampostería)***

El costo de disipador de energía de mampostería es una alternativa buena ya que esta estructura necesita materiales para su durabilidad.

Por ende, las estructuras de mampostería que debe diseñarse y ejecutarse en el control de erosión hídrica en cárcava en la microcuenca Sonocco es: ***el disipador de energía de mampostería***

4.1.3. Resultados del diseño hidráulico e estructural de disipación de energía para el control de las cárcavas.

El resultado de esta investigación será analizará, con la metodología ya propuesta en esta investigación y formulas ya citadas en la revisión bibliográfica en la imagen se observa el área delimitada en google earth.

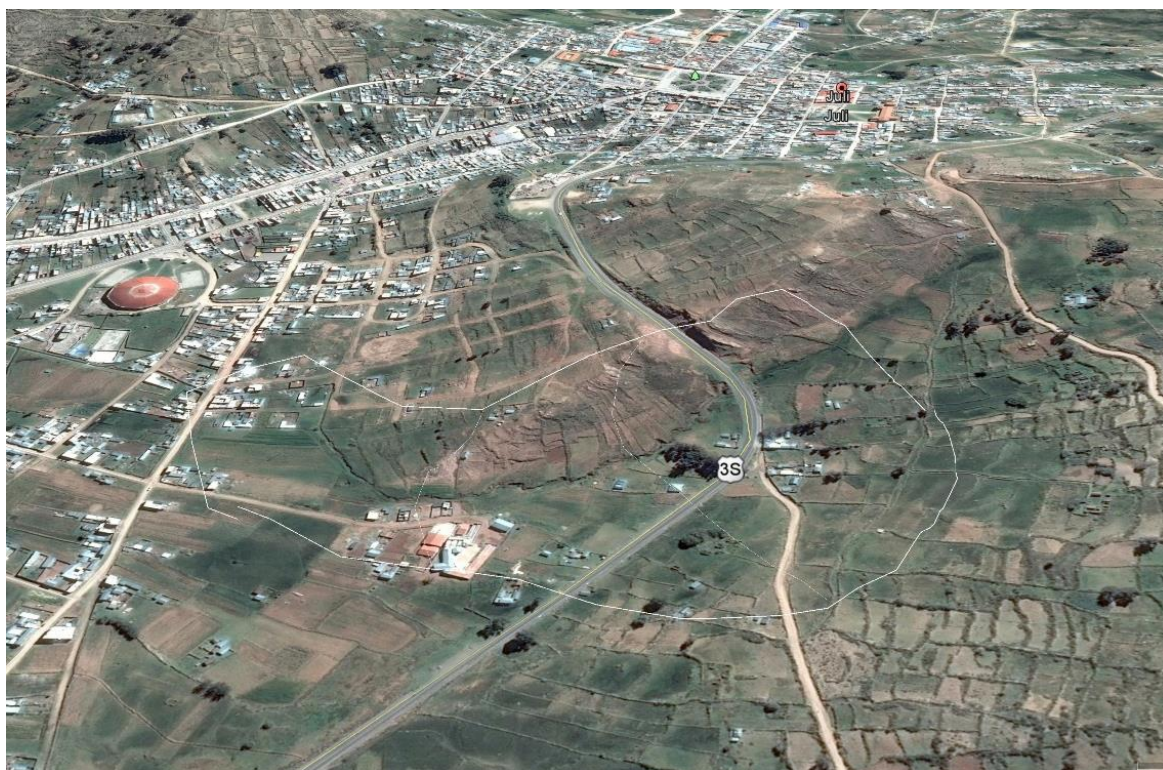


Figura 50: delimitación del área de drenaje de la microcuenca Sonocco.

Fuente: Google earth, 2016.

4.1.3.1. Calculo hidrológico.

4.1.3.1.1. Determinación del factor K.

Microcuenca Sonocco Chucuto Juli

La fórmula utilizará será la siguiente:

Datos:

K : factor K

L : 424 m

$$H : 3874.61 - 3842.40 = 32.21 \text{ m}$$

$$K = \frac{424^{3/2}}{32.21^{1/2}}$$

$$K = 1538.34$$

4.1.3.1.2. Determinación del tiempo de concentración.

Microcuenca Sonocco Chucuto Juli.

Datos:

$$K : 1538.34$$

Se utilizará la siguiente formula:

$$T_C = 0.0256 \cdot K^{0.77}$$

$$T_C = 0.0256 \cdot (1538.24)^{0.77}$$

$$T_C = 7.28 \text{ min}$$

4.1.3.1.3. Determinación de la intensidad máxima (Imax).

La precipitación (Imax = mm/h) tomando los registros de 20 años de la estación de Juli, se elaboró las curvas intensidad - frecuencia - duración

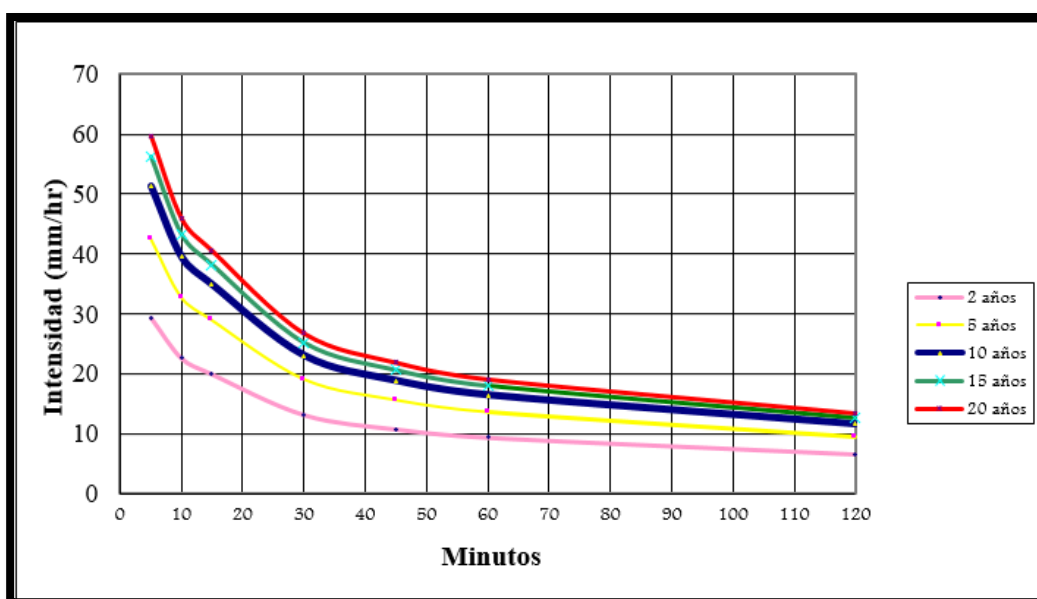
Entrando al gráfico con el tiempo de concentración ($T_c=7.28$ min) calculado y para un periodo de retorno de 20 años encontramos que la intensidad máxima de precipitación es de 53.46 mm/hora dato que será utilizado para el cálculo de caudales máximos.

Tabla 32: Intensidad máxima según el periodo y duración para la estación de Juli.

Tiempo	5	10	15	30	45	60	120	24 Horas
Coef. De Duración	0.26	0.4	0.53	0.7	0.86	1	1.4	4.9
Periodo de retorno								
2	29.43	22.64	20.00	13.21	10.82	9.43	6.65	46.22
5	42.63	32.79	28.97	19.13	15.67	13.66	9.63	66.95
10	51.37	39.52	34.91	23.05	18.88	16.46	11.61	80.68
15	56.30	43.31	38.26	25.26	20.69	18.05	12.72	88.42
20	59.75	45.96	40.60	26.81	21.96	19.15	13.50	93.84

Fuente: Propia, 2018.

Tabla 33: Curva de duración intensidad frecuencia.



4.1.3.1.4. Determinación del coeficiente de escorrentía.

Se emplea los puntajes de calificación del servicio de conservación de suelos USDA.

Microcuenca Sonocco Chucuto Juli.

Tabla 34: Calificación de parámetros del suelo en la microcuenca Sonocco.

CONCEPTO	PUNTAJE	PARAMETRO DE CALIFICACION
Pendiente	25%	Ondulado del 5% al 10%
Infiltración	10%	Normal franco profundo
Cobertura vegetal	20%	90% con áreas de pastos
Almacenamiento superficial	10%	No hay pantanos ni lomas
TOTAL	65%	

Fuente: Propia, 2018.

4.1.3.1.5. Determinación del caudal de diseño.

Empleamos la fórmula del método racional desarrollado por Malraney en Irlanda (1847) y adoptado por Ramser (1927) a vertientes rurales siendo mejorado por la Soil Conservación Service en (1947), está expresado de la forma siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Q : Es la descarga, en (m³/s).

C : 65%

I : 53.46 mm/hr

A : 16.23 has

$$Q = \frac{0.65 \cdot 53.46 \cdot 16.23}{360}$$

$$Q = 1.57 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.1.3.2. Calculo Hidráulico.

4.1.3.2.1. Determinación de la carga hidráulica.

Se calculará con la siguiente formula:

Datos:

Q : 1.57 (m³/s).

Cv : 1.45 ya que se trata de vertedores de cresta ancha y sección longitudinal rectangular.

L : 2.50

Hd : Carga sobre la cresta del vertedor (m)

$$Q = C_v \cdot L \cdot H_d^{3/2}$$

$$H_d = \left[\frac{Q}{C_v * L} \right]^{2/3}$$

$$1.57 = 1.45 \cdot 2.50 \cdot H_d^{3/2}$$

$$H_d = 0.57m$$

$$H_d = 0.60 \text{ m Redondeado}$$

4.1.3.2.2. Determinación del base del vertedor.

Se calculará la cresta (base del vertedero) es la parte superior del vertedero a través de la cual pasará la avenida máxima, esta se diseñará con la fórmula propuesta en el marco teórico que es la siguiente:

Datos:

Q: 1.57 (m³/s).

u: coeficiente de contracción, igual a 0.50

g: 9.8 m/s².

H: 0.60 (m).

W: ancho de la cresta del vertedero.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot u \cdot \sqrt{2g} \cdot W \cdot H^{3/2}$$

$$W = \frac{Q \cdot 3}{2 \cdot u \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}}$$

$$W = \frac{1.57 \cdot 3}{2 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 0.60^{3/2}}$$

$$W = 2.08 \text{ m}$$

$$W = 2.00m \text{ Redondeado}$$

4.1.3.2.3. Determinación de la pendiente estable.

Se diseñará la pendiente estable, que se utilizará la formula siguiente:

i_e : Pendiente estable.

U_1 : Máxima velocidad permisible, la textura es franco a cantos rodados pequeños, el cual su velocidad es 1.50 m/s. Valores recomendables se muestran en la Tabla N° 9.

V : 1.40

$B(m)$: 4

n : 0.030

Q : 1.57 (m³/s)

$$i_e = \frac{(V \cdot U_1)^{10/3} \cdot B^{4/3} \cdot n^2}{Q^{4/3}}$$

$$i_e = \frac{(1.40 \cdot 1.50)^{10/3} \cdot 4^{4/3} \cdot 0.030^2}{1.57^{4/3}}$$

$$i_e = 0.0371$$

$$i_e = 3.71\%$$

La pendiente natural del terreno se calculará de la siguiente manera:

$$i_N = \frac{H_a - H_b}{L} * 100$$

$$i_N = \frac{3874.61 - 3842.40}{424}$$

$$i_N = 7.596\%$$

4.1.3.2.4. Determinación del espaciamiento y altura de los disipadores.

Se calculó el espaciamiento y altura de los disipadores de energía, dado por el autor (Agostini, Bizzarri, & Masetti, 1985) y la formula es:

Datos:

i	: 7.596%
i_e	: 3.710]%
l	: espaciamiento entre diques
L	: 424
H	: 1.20
N	: número de diques

$$H = H_1 - H_2 = (i - i_e) \cdot l$$

$$1.20 = (7.596 - 3.710) \cdot l$$

$$l = 30.880$$

$$l = 30 \quad \text{redondeado}$$

Luego calcular el número de diques.

$$N = \frac{L}{l} = \frac{L \cdot (i - i_e)}{H}$$

$$N = \frac{424}{30}$$

$$N = 14.133 \quad \text{redondeado será 15 diques de mampostería.}$$

4.1.3.2.5. Determinación del diseño del colchón hidráulico.

Se diseñara el colchon amortiguador, el colchon hidráulico es necesario para proteger la socavacion y disipar la energia. Para proceder al diseño del colchón hidráulico se debe tener en cuenta la ley de conservación de energía (Bernoulli). Ya dada la formula descrita en la revisión bibliográfica es:

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

Donde:

Z : Diferencia de nivel entre la cresta vertedora y el piso del colchón

d_c : Tirante crítico, nivel del agua sobre la cresta vertedora

h_{vc} : Carga de velocidad al presentarse el tirante crítico d_c

d_1 : Tirante en la sección más contraída de la vena líquida

h_{v1} : Carga de velocidad en el lugar donde se presenta d_1

4.1.3.2.6. Determinación del caudal unitario

Se procederá a calcular el gasto unitario se determinará por la siguiente formula:

Datos:

q : Gasto unitario (m^3/s) /m

Q : 1.57 (m^3/s)

B_v : 2 (m)

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

$$q = \frac{1.57}{2}$$

$$q = 0.785 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

4.1.3.2.7. Determinación del tirante crítico.

Se determinó el tirante crítico (d_c):

Datos:

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

q : 0.785 (m³/s) /m

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{0.785^2}{9.81}}$$

$$d_c = 0.398 \text{ m}$$

4.1.3.2.8. Determinación de la carga de velocidad crítica h_{vc} .

Se determinará la carga de velocidad crítica cuando se presenta el tirante crítico se calcula con la siguiente ecuación:

Datos:

q : 0.785 (m³/s) /m

$$d_c = 0.398 \text{ m}$$

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

$$h_{vc} = \frac{\left(\frac{q}{d_c}\right)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{vc} = \frac{\left(\frac{0.785}{0.398}\right)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{vc} = 0.20 \text{ m}$$

4.1.3.2.9. Determinación de la carga de velocidad h_{v1} .

Se determinará la carga de velocidad h_{v1} donde se presenta d_1 se calcula como:

Se calculará primero el tirante menor d_1 ya con los datos calculados como son:

$$h_{vc} = 0.20 \text{ m}$$

$$d_c = 0.398 \text{ m}$$

$$Z = 1.20 \text{ m}$$

Se obtendrá el valor de h_{v1} y se sustituyen valores en la ecuación siguiente; ver si esta cumple. Generalmente se requieren varios tanteos para que la diferencia sea mínima y se toma como d_1 el valor obtenido final:

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

$$Z + d_c + h_{vc} = 1.20 + 0.398 + 0.20$$

$$Z + d_c + h_{vc} = 1.798$$

El valor del conjugado menor d_1 obtenido por tanteos para establecer la igualdad es la siguiente:

$$1.798 = 0.1378 + h_{v1}$$

$$h_{v1 \text{ tan}} = 1.6602$$

Se confirmará con la siguiente ecuación si el conjugado menor es exacto.

Donde:

$$q : 0.785 \text{ (m}^3\text{/s) /m}$$

d_1 : 0.1378 m obtenido por tanteos

$$v_1 = \frac{q}{d_1}$$

$$v_1 = \frac{0.785}{0.1378}$$

$$V_1 = 5.70 \text{ m/s}$$

Luego reemplazaremos en la siguiente ecuación de carga de velocidad:

Datos:

$$V_1 = 5.70 \text{ m/s}$$

g : Aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_{v1} = \frac{5.70^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{v1cal} = 1.6560 \text{ m/s}$$

En la cual se compara la ecuación de Bernoulli:

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

$$1.20 + 0.398 + 0.20 = 0.1378 + 1.656$$

$$1.798 = 1.7938$$

Y una diferencia de: 0.0042 con respecto a: $Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$ por lo que se acepta el valor de d_1 .

Una vez obtenido el tirante d_1 que se conoce como “conjugado menor” se calcula el conjugado mayor d_2 , que es la altura de la superficie libre del agua al final del salto hidráulico.

Datos:

$$d_1 = 0.1378 \text{ m}$$

$$V_1 = 5.70 \text{ m/s}$$

$$g \quad : \text{Aceleración de la gravedad} = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2v_1^2 d_1}{g}\right)}$$

$$d_2 = -\frac{0.1378}{2} + \sqrt{\left(\frac{0.1378^2}{4}\right) + \left(\frac{2 \cdot 5.70^2 \cdot 0.1378}{9.81}\right)}$$

$$d_2 = 0.888 \text{ m}$$

4.1.3.2.10. Determinación de la profundidad del colchón hidráulico.

Para determinar el colchón hidráulico se utilizará la siguiente fórmula de Schoklitsch:

Datos:

La cota de referencia del lugar es 3875.47 m.s.n.m. del piso después de la caída

Cota A: cota piso + altura dique + la carga hidráulica

$$\text{Cota A} = 3875.47 + 1.20 + 0.60$$

$$\text{Cota A} = 3877.27 \text{ m.s.n.m.}$$

$$q \quad : 0.785 \text{ (m}^3\text{/s) /m}$$

$$n \quad : 0.035$$

$$d_c = 0.398 \text{ m}$$

Cota B = cota piso + altura del tirante critico

$$\text{Cota B} = 3875.47 + 0.398$$

$$\text{Cota B} = 3875.868 \text{ m.s.n.m.}$$

$$d_{90} = 300 \text{ mm}$$

$$H : \text{Cota A} - \text{Cota B} = 1.402 \text{ m}$$

D : Profundidad de la poza (m)

$$D = 4.75 \cdot \frac{H^{0.2} \cdot q^{0.57}}{d_{90}^{0.32}}$$

$$D = 4.75 \cdot \frac{1.402^{0.2} \cdot 0.785^{0.57}}{300^{0.32}}$$

$$D = 0.713 \text{ m}$$

4.1.3.2.11. Determinación de la longitud del colchón hidráulico.

Se determinará la longitud del colchón hidráulico, este parámetro disipara la energía por lo cual es muy importante en la estructura y se calculará con la siguiente formula dada por U.S. BUREAU OF RECLAMATION define la siguiente formula:

Datos:

$$d_2 = 0.888 \text{ m}$$

$$L = 4d_2$$

$$L = 4 * 0.888$$

$$L = 3.552 \text{ m}$$

Donde:

según el autor SCHOKLITSCH define la siguiente formula:

Datos:

$$d_2 = 0.888 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.1378 \text{ m}$$

$$L = 5(d_2 - d_1)$$

$$L = 5(0.888 - 0.1378)$$

$$L = 3.751\text{m}$$

Por lo cual la diferencia es mínima por ambos autores entonces tomara el promedio de los dos, la longitud es 3.651m por lo cual se tomará en entero se redondeará a 3.60m.

4.1.3.2.12. Determinación del número de Froude.

Finalmente se determinará el número de froude, para tener la seguridad de que el salto sea estable, el número de Froude se determinará de la siguiente manera:

Datos:

$$V_1 = 5.70 \text{ m/s}$$

$$d_1 = 0.1378 \text{ m}$$

$$g = 9.81\text{m/s}^2$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

$$F_1 = \frac{5,70}{\sqrt{9,81 * 0.1378}}$$

$$F = 4.90$$

El número de Froude indica que si cumple la condición ya que esta en dentro de $4.5 \leq F < 9$, esto indica que el salto será estable.

4.1.3.3. Cálculo estructural.

Datos Fundamentales para el diseño estructural son los siguientes:

Coefficiente del vertedor C_v	: 1.45
Altura efectiva del dique de mampostería (h)	: 1.20 m
Peso específico de la mampostería (γ)	: 2400 kg/m ³
Peso específico del agua (γ_a)	: 1000 kg/m ³
Bordo libre del vertedor (Hl)	: 0.20 m
Peso específico del agua con sedimentos (ω)	: 1200 kg/m ³
Peso específico del azolve (γ_{az})	: 1350 kg/m ³
Coefficiente de subpresion para textura franca (K)	: 1/2
Carga hidráulica sobre el vertedor (Hd)	: 0.60 m

4.1.3.3.1. Determinación de coronación.

Se utilizará la siguiente formula ya dada en revisión bibliográfica.

Datos:

e : Ancho de la corona (m)

$$\omega : 1200 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$\gamma : 2400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$H_d : 0.60 \text{ (m)}$$

$$H_l : 0.20 \text{ (m)}$$

$$K : 0.50 \text{ Franca}$$

$$e = \sqrt{\frac{\omega \cdot H_d^3}{\gamma(H_d + H_l) - K \cdot \omega \cdot H_d}}$$

$$e = \sqrt{\frac{1200 \cdot 0.60^3}{2400(0.60 + 0.20) - 0.50 \cdot 1200 \cdot 0.60}}$$

$$e = 0.41 \text{ m}$$

Redondeando el valor de e tenemos:

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Según el autor (Lopez Cadenas de Llano, 1965, pág. 41), dada la siguiente fórmula para calcular el espesor de corona:

$$\omega = 1200 \text{ kg/m}^3.$$

$$h : 0.398$$

$$f = 0.75 \text{ que es una roca no alterada.}$$

Tabla 35: Valores de rozamiento en cimentación en distintos tipos de materiales.

Materiales	f
Cimentacion en roca no alterada	0.75
Cimnetacion en roca descompuesta	0.60
Cimentacion en gravas	0.50
Cimentacion en arenas	0.40
Cimentacion en arcillas	0.30

Fuente: (Pizarro Tapia et al., 2004)

δ : 2400 kg/m³.

c : 1.2 se adopta el coecifiente de seguridad según el autor (Pizarro Tapia et al., 2004).

$$e = \frac{\omega \cdot c \cdot h}{f \cdot \delta}$$

$$e = \frac{1200 \cdot 1.2 \cdot 0.398}{0.75 \cdot 2400}$$

$$e = 0.32 \text{ m}$$

En este caso el valor de la coronación tomare 0.40 m según la primera fórmula.

4.1.3.3.2. Determinación de la base.

La formula dada para este parametro el siguiente autor propone la siguiente formula: (López Martinez & Oropeza Mota, 2009).

Calculo de la altura total de la presa:

$$H_T = h + H_d + H_l$$

$$H_T = 1.20 + 0.60 + 0.60$$

$$H_T = 2.00 \text{ m}$$

Datos:

e : 0.40 m

ω : 1200 (kg/m³)

γ : 2400 (kg/m³)

H_d : 0.60 (m)

H_l : 0.20 (m)

K : 0.50 Franca

$$h : 1.20 \text{ m}$$

$$H_T : 2.00 \text{ m}$$

$$a = K\omega(h + Hd) - \gamma h$$

$$b = \gamma e(3h - 4H_T)$$

$$c = \gamma e^2(3H_T - 2h) + \omega(h + Hd)^3$$

$$a = K\omega(h + Hd) - \gamma h$$

$$a = 0.50 * 1200 * (1.20 + 0.60) - 2400 * 1.20$$

$$a = -1800$$

$$b = \gamma e(3h - 4H_T)$$

$$b = 2400 * 0.40(3 * 1.2 - 4 * 2)$$

$$b = -4224$$

$$c = \gamma e^2(3H_T - 2h) + \omega(h + Hd)^3$$

$$c = 2400 * 0.40^2(3 * 2 - 2 * 1.2) + 1200(1.2 + 0.60)^3$$

$$c = 8380.8$$

Cálculo B.

$$a = -1800$$

$$b = -4224$$

$$c = 8380.8$$

$$B = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$B = \frac{-(-4224) \pm \sqrt{(-4224)^2 - 4(-1800) * (8380.8)}}{2 * (-1800)}$$



$$B = 1.30 \text{ m}$$

Redondeando B=1.50m

4.1.3.3.3. Estabilidad del dique.

Luego se procederá a determinar la estabilidad del dissipador, se construirá la siguiente tabla:

Tabla 36: Centros de gravedad y área.

Figura	Centro de gravedad (X)	Área (A)	Producto (X.A)
	$\frac{e}{2}$	$e * h = 0.48$	$\frac{e^2 * h}{2} = 0.096$
	$\frac{(B - e)}{2} + e$	$(B - e) * \frac{h}{2} = 0.54$	$[\frac{(B - e)}{2} + e] * (B - e) * \frac{h}{2} = 0.378$
		$\sum A = 1.02$	$\sum X * A = 0.474$

Cálculo de centro de gravedad del dissipador de mampostería (X):

$$X = \frac{\sum X \cdot A}{\sum A}$$

$$X = \frac{0.474}{1.02}$$

$$X = 0.46 \text{ m}$$

Cálculo de peso del dissipador de mampostería (W):

$$W = \gamma \cdot \sum A$$

$$W = 2400 \cdot 1.02$$

$$W = 2448 \text{ kg}$$

Cálculo de fuerza de empuje de los sedimentos (F):

$$F = \gamma_{az} \cdot \left(\frac{h^2}{2} \right)$$

$$F = 1250 \cdot \left(\frac{1.2^2}{2} \right)$$

$$F = 900 \text{ kg}$$

Cálculo supresión del (S):

$$S = \frac{K \cdot \gamma_a \cdot h \cdot B}{2}$$

$$S = \frac{0.50 \cdot 1000 \cdot 1.2 \cdot 1.3}{2}$$

$$S = 390 \text{ kg}$$

Cálculo del resultante normal se calcula a partir de (R_n):

$$R_n = W - S$$

$$R_n = 2448 - 390$$

$$R_n = 2058 \text{ kg}$$

Cálculo del espaciamiento se calcula con la fórmula (Z):

$$Z = \frac{W(B - X) - F\left(\frac{h}{3}\right) - S\left(2\frac{B}{3}\right)}{R_n}$$

$$Z = \frac{2448(1.3 - 0.46) - 900\left(\frac{1.2}{3}\right) - 390\left(2\frac{1.3}{3}\right)}{2058}$$

$$Z = 0.64 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad (e_x) utilizando la siguiente relación:

$$e_x = \frac{B}{2} - Z$$

$$e_x = \frac{1.3}{2} - 0.64$$

$$e_x = 0.01 \text{ m}$$

Cálculo del factor de seguridad (R) a través de la relación:

$$R = 600 * \left(\frac{e_x}{B}\right)$$

$$R = 600 * \left(\frac{0.01}{1.30}\right)$$

$$R = 4.62 \%$$

Dado que R es menor que 90%, se propone un valor de B ajustado y se calcula nuevamente el valor de R logrando un valor de $B = 0.87 \text{ m}$ y una R de 90.34%, con lo cual la base del dique se ajusta a un valor técnicamente económico y dentro de los límites de seguridad del dique.

Con estos resultados, las dimensiones finales del dique de mampostería son:

Altura total del dique 2.00 m; altura efectiva del dique 1.20 m; ancho de la corona 0.40 m; carga sobre la cresta del vertedor 0.60 m; base del dique de mampostería 0.87 m

VI. CONCLUSIONES

- Los factores que intervienen en la pérdida de suelo por erosión hídrica son la agresividad de suelo, la erodabilidad del suelo, cobertura vegetal de la zona, longitud de pendiente, grado de pendiente y conservación de suelo, logrando obtener la tasa de erosión hídrica anual de la microcuenca Sonocco de 26.9502 Tn/ha*año, es decir que la erosión es moderada (10 – 50 Tn/ha*año) de acuerdo a la clasificación de erosión FAO y se elaboró un mapa de erosión hídrica de la zona de estudio en la cual se han clasificado los rangos de erosión según la FAO, que nos permitirán ver las zonas más vulnerables a la erosión (Anexo F), así mismo se determinó 55728.76 Tn/año de transporte de sedimento por año en la quebrada de Sonocco.
- El dissipador de energía de mampostería es la más adecuada para el control de erosión hídrica en cárcava en la microcuenca Sonocco, ya que esta estructura tiene características y condiciones para controlar la erosión en cárcava, es una estructura permanente y almacena agua para épocas de veranillo.
- Las características del diseño hidrológico: 7.28 minutos de tiempo de concentración, 53.46 mm/hr de intensidad máxima, 65% de coeficiente de escorrentía, 1.57 m³/s de caudal de diseño; diseño hidráulico: 2.00 m de ancho vertedero (W), 3.710% de pendiente estable (i_e), 7.596% de pendiente natural (i), 30 m de distancia entre dique (l), 0.785 m³/s/m de caudal unitario, 0.20 de velocidad de carga (h_{vc}), 0.713 m de profundidad de socavación (D) y 3.60 m de longitud de la poza dissipadora, y diseño estructural: 2.00 m de altura total del dique, 1.20 m de altura efectiva del dique, 0.40 m de ancho de la corona, 0.60 m de carga sobre la cresta del vertedor y 0.87 m de base del dique de mampostería.

VII. RECOMENDACIONES

- Se debe continuar con la investigación en erosión hídrica en cárcavas aplicando metodologías más exactas obteniendo resultados más reales con la finalidad de discutir los resultados obtenidos ya que en los meses de diciembre a febrero en esos periodos en los cuales se generan las mayores precipitaciones del año generando mayor erosión hídrica en cárcavas con el fin de comparar resultados y llegar a una tasa de erosión, de la microcuenca Sonocco más exacta.
- Las instituciones públicas como PEBLT, PRORRIDRE, AGRO RURAL, DRA PUNO, MPCHJ y etc. Involucradas al manejo y conservación de suelos y buenas prácticas de diques de retención, deben implementar programas y capacitaciones para el manejo de control de cárcavas y así buscar buenos suelos agrícolas para la conservación del suelo, a fin de mitigar las cárcavas, la degradación de suelo y la erosión hídrica en cárcavas, así poder mejorar el eco paisajístico en el medio rural y urbano y contribuir la sostenibilidad de los suelos agrícolas para las futuras generaciones.
- Del mismo modo se recomienda que debe hacerse plantaciones para un futuro, así también que estas plantaciones mitiguen la erosión hídrica en la quebrada.

VIII. REFERENCIAS

- Agostini, R., Bizzarri, A., & Masetti, M. (1985). *Flexible gabion structures in river and stream training works*. Bologna - Italia: Oficicine Maccaferri S.p.A.
- Aguilar Maureira, C. S. (2006). Analisis de obras transversales no tradicionales para el control de aluviones, en la quebrada Mackay del cerro divisadero, Coyhaique, XI region. *Tesis pregrado, Universidad Austral de Chile Facultad de Ciencias de la Ingenieria Escuela de Ingenieria civil en Obras Civiles, 1(1)*, 1-194.
- Cajamarca, P. d. (2010). Tecnologia de manejos y conservacion de recursos naturales, para reducir la vulnerabilidad frente a fenomenos naturales y socio naturales. *Programa desarrollo rural sostenible Cajamarca GTZ, 1 - 106*.
- Camargo Hernandez, J., & Franco, V. (2001). Manual de gaviones. *Instituto de Ingenieria UNAM, 1-153*.
- Castillo Rodriguez, C. (2012). Metodologia de medida de la erosion por cárcavas y modelado de us control mediante diques de retencion. *Programa de doctorado biociencia y ciencias agroalimentarias, 1(1)*, 1 - 307.
- Castro Mendoza, I. (2012). Estimación de pérdida de suelo por erosión hídrica en microcuencade presa Madín, México. *Hidrociencias. Colegio de Postgraduados. México. , XXXIV(2)*, 3 - 16.
- Cisneros, J., Cholaky, C., Gutierrez, A. C., Reynero, M., Gonzalez, J., Diez, A., & Bergesio, L. (2012). *EROSIÓN HÍDRICA, Principios y tecnicas de manejo* (1 ed.). Cordoba, Argentina: Unirio Editora.
- Cordova Elera, Y. E. (2015). Estimacion de la tasa de erosion hidrica en la microcuenca de la quebrada Chaye Grande de la subcuenca del rio Yapatera. *Tesis pre-grado, Universidad Nacional del Piura "facultad de Agronomia"*.
- Corrales Freire, C. K. (2013). Recuperacion de cárcavas con agave (penco azul) para la proteccion biologica ambiental del estadio Ceypsa, parroquia Eloy Alfaro, Canton Latacunga, provincia de Cotopaxi. *Tesis pregrado, Universidad Tecnica de Cotopaxi , carrera de Ingenieria de medio ambiente, 79*.
- Cuevas Flores, L., Tejada Sartorius, D., García Carreón, J. S., Guerrero Herrera, J. A., Gonzalez Olarte, J. C., Hernández Méndez, H., . . . Cardoza Vásquez, R. (2007).

- Proteccion, restauracion y conservacion de suelos forestales, Manual de obras y practicas*. Jalisco, Mexico: Printed and made in Mexico.
- Elwell, H. A. (1978a). Modelling soil losses in Southern Africa. *Journal of Agriculture Engineerin Research*, 23.
- Espinosa, M., Osterkamp, W., & Lopez, V. (2004). Transporte de sedimentos en corrientes naturales. Revision tecnica de ecuaciones empiricas de prediccion del arrastre de sedimento de fonco. *Terra Latinoamericana*, 22: 377 - 386.
- Fernández Reynoso, D. S., Martínez Menes, M. R., García Martínez, H., Medina Martínez, A., & Salas Martínez, R. (2010). Disipadores de energía. SAGARPA "Secretaria de Agricultura, Ganaderia, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentacion", 1-12.
- FIGUEROA, S. B., CORTES, H. G., PIMENTEL, L., OSUNA, C., RODRIGUEZ, J. M., MORALES, F. J., & AMANTE, A. (1991). Manual de prediccion de perdida de suelo por erosion. *Colegio de postgraduados*, 150.
- Flores J, F. (1993). Evaluación de impactos de la erosión hídrica durante el proceso de arrime con motogrúa. *Tesis lic. DICIFO - UACH*, 112.
- Flores Morales, J. A. (1970). Estudios hidrológicos necesarios para el diseño de presas pequeña. *Universidad del Salvador, Facultad de Ingenieria y Arquitectura*, 127.
- Huaricallo Maquera, J. (2013). Propuesta de estructura de biotecnología para el control de erosión hídrica (cárcava) en la comunidad de Challacollo - Ilave - Puno. *Tesis pregrado, Universidad Nacional del Altiplano - Escuela Profesional Ingenieria Agricola*, 1(1), 1 - 147.
- JUNAC, J. d. (2000). *Manual Silvo Agropecuario* (1 ed., Vol. 10). Cajamarca, Peru.
- Kenneth, G. R., & Jeremy, R. F. (1994). *Journal of hydrology*.
- Kirkby. (1994). Summary report on provisional RDI erosion risk map for France". *European Soil Bureau*, 17.
- Kirkby, M. J. (1993). *Erosión del suelo*. Balderas, Mexico: Limusa, S.A. GRUPO NORIEGA EDITORES.
- Laflen, J. M. (2003). Pioneering soil erosion prediction: the USLE story. *World Association of soil and Water conservation special publication*, 19.

- Lopez Cadenas de Llano, F. (1965). *Diques para la correccion de cursos torrenciales y metodos de calculo*. Madrid, España: Graficas reunidas, S. A. - Hermosilla.
- Lopez Cardenas de Llano, F. (1988). *Correccion de torrentes y estabilizacion de cauces*. Roma, Italia: FAO.
- López Falcón, R. (2002). *Degradacion del suelo causas, procesos, evaluacion e investigación* (2 ed.). Merida, Venezuela: CIDIAT, Apdo. Postal 219.
- Lopez Martinez, R., & Oropeza Mota, J. L. (2009). Presas de gaviones. "SAGARPA" *Secretaria de Agricultura, Ganaderia, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentacion*, 14.
- López Martínez, R., & Oropeza Mota, J. L. (2009). Presa de mampostería. SAGARPA; *Secretaria de Agricultura, Ganaderia, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentacion*, 12.
- Lopez, F., Perez, A., Aguilo, J., Rabade, J., Montalvo, J., & Carles, S. (1989). Mapas de estados erosivos: cuencas hidrográficas del Sur de España. *Instituto Nacional para la Conservación de la Naturaleza. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentacion.*, 27-56.
- Macias L, A., Ruiz F, F., Tovar S, J., Rey Contreras, J., & Cuanalo de la Cerda, H. (2000). *Manual de conservacion del suelo y del agua*. chapingo, Mexico.
- Mamani Canaza, D. (2012). *Manejo y conservacion de suelos*. Puno, Peru: Universidad Nacional del Altiplano, Oficina universitaria de investigacion.
- Mannaerts, C. (1999). Factores de erosión. *Modulo 5: Erosión de cuencas y planificación de conservación. ITC. Maestria en levantamiento de recursos hídricos. Notas de clase y ejercicios. CLAS*.
- Martínez Menes, M. R., Rubio Granados, E., Oropeza Mota, J. L., & Palacios Espinosa, C. (2009). Control de cárcavas. *Secretaria de Agricultura, Ganaderia, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentacion*, 9.
- Mattos Ruedas, R. (2010). *Pequeñas obras hidráulicas, Aplicación acuenas andinas*. Montevideo, Uruguay: ISBN 92-9089-069-X.
- Maza, J. (1996). Transporte de sedimentos. *Instituto de ingenieria UNAM*, 531p.

- Mccool, D. K. (1989). Revised slope length factor for the universal soil loss equation. *Transactions of ASAE*, 32: 1571-1576.
- Meyer, L. D., & Wischmeier, W. H. (1969). Mathematical simulation of the process of soil erosion by water. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 12:754-762.
- Mora Jordano, J., Lora Gonzalez, A., Castillo Rodriguez, C., Muñoz Macias, F., Rojo Aranda, M., & Gomez Calero, J. (2012). Técnicas de control de cárcavas mediante el uso de vegetación forestal y diques de retención en explotaciones agrícolas. El caso de la finca “La Veguilla”. *6° Congreso Forestal Español*, 1-12.
- Morgan R, P. C., Morgan D, D. V., & Finney, H. J. (1984). A predictive model for the assessment of soil erosion risk. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 30: 245-253.
- Morgan, J. (1997). *Erosion y conservación del suelo* (2 ed.). Madrid, España.
- Norman Hudson. (1982). *Conservación del suelo*. Barcelona España: Editorial reverté.
- Orsag, V. (2010). *El recurso suelo principios para su manejo y conservación* (1 ed.). Bolivia: Editorial Zeus.
- Pizarro Tapia, R., Flores Villanelo, J. P., Sabguesa Pool, C., Martínez Araya, E., & García Rodríguez, J. L. (2004). *Diseño de obras para la conservación de aguas y suelos*. Talca, Chile: Impresora contacto Ltda.
- PRONAMACHCS. (2011). *Prácticas de conservación de suelos en laderas*. Peru.
- Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca. (2017). *Expediente Técnico meta 0004 Manejo integrado de microcuencas*. Puno - Peru : PEBLT.
- Proyecto JALDA. (s/f). Control de cárcavas. *JALDA*, 8.
- Quincho Olazabal, J. B. (2015). Estudio experimental del transporte de sedimentos en suspensión y fondo y comparación con fórmulas empíricas en los ríos Puyango . Tumbes y Zarumilla. *Tesis Pre grado. Universidad Nacional Agraria la Molina, Facultad de ingeniería agrícola*.
- Renard, K., & Freimund, J. (1994). *Journal of Hydrology. US Department of Agriculture, Agricultural Research Service, Southwest Watershed Research Center.* , 157.

- Rocha Felices, A. (1990). *Hidraulica de Tuberias y Canales*.
- Rodríguez, A., Moya, G., Castelló, E., Vanoli, G., Farías, H., & López, F. (2013). Obras de estabilizacion de procesos erosivos en suelos loessicos (cárcavas). *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.*, 5(2), 149-162.
- Rubio Granados, E., Fernandez Reynoso, D. S., & Martinez Menes, M. R. (2010). Presas de piedras acomodadas. *SAGARPA "Secretaria de Agricultura, Ganaderia, Desarrollo Rural, Pesa y Alimentacion*, 1-18.
- Saranga Calva, C. S. (2013). Calibracion de una ecuacion para el transporte de sedimentos en la cuneca el Limon, en el rio Zamora. *Tesis de pregrado, Universidad tecnica particular de loja*.
- Suarez Diaz, J. (2001). *Control de Erosion en zonas tropicales* (1 ed.). Bucaramanga, Colombia: División editorial y de publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- Tayupanta J, J. (Febrero de 1993). La erosion hidirca: proceso, factores y formas. *Boletin divulgativo N° 229 estacion experimental "Santa Catalina"*. Santa Catalina, Quito, Ecuador: seccion de comunicacion del INIAP.
- Van Dijk, A. J. (2002). Water and sediment dynamics in Bench - terraced Agricultural Stepeplands in west Java. *PhD. Thesis Vrije University Amsterdam The Netherlands.*, 23.
- Vasquez Villanueva, A., Mejia Marcacuzco, A., Faustino Manco, J., Terán Adriazola, R., Vásquez Romero, I., Díaz Rimarachin, J., . . . Alcántara Ramos, J. (2016). *Manejo y gestion de cuencas hidrograficas* (1 ed.). Lima, Peru: Fondo Editorial-UNALM.
- Wischemeier, & Smith. (1978). Predicting rainfall erosion losses. A guide to conservation planning. *U.S. Departmente of Agriculture. Agricultural Research Service Handbook*, 537.
- Zabala, M. A., Marelli, H., & Sanabria, J. (2003). Caracterización del Ptenzial Erosivo de Suelos del centro Sudeste de la provincia de Córdoba. *INTA EEACÓRDOBA*, 35.

ANEXOS

ANEXOS A

**Datos de precipitación mensual y precipitación
máxima en 24hr de la estación Juli, Ilave,
Mazocruz.**

Tabla 37: Precipitación total mensual (mm) estación Juli.

MES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1998	132.4	77.3	150.6	62.0	0.0	13.6	0.0	0.0	12.3	75.4	66.0	51.3	640.9
1999	158.7	278.2	309.8	61.5	28.4	2.2	3.1	1.9	58.1	130.3	18.5	94.0	1144.7
2000	275.3	236.3	138.4	16.7	10.9	14.3	0.6	17.0	1.2	62.2	1.9	119.5	894.3
2001	324.0	251.9	239.6	57.4	7.9	1.9	12.7	30.9	18.8	67.7	13.8	116.2	1142.8
2002	145.8	216.8	239.1	134.2	8.6	16.5	42.4	10.9	3.7	39.4	37.4	107.1	1001.9
2003	229.7	142.7	304.8	39.3	23.4	0.0	5.9	12.6	42.6	24.6	25.6	89.6	940.8
2004	322.0	115.8	68.4	54.9	11.6	2.0	34.0	49.9	25.3	11.1	25.7	126.3	847.0
2005	139.1	189.2	78.7	29.5	1.5	0.0	0.0	1.0	24.7	61.2	54.0	164.2	743.1
2006	347.2	196.8	174.1	44.6	7.1	3.3	0.0	2.3	13.9	43.5	113.6	93.9	1040.3
2007	99.1	136.4	231.3	99.6	6.6	1.2	8.3	5.1	30.4	44.4	30.3	156.9	849.6
2008	284.7	109.5	88.7	44.4	0.8	2.5	1.2	0.5	0.7	52.0	15.9	177.3	778.2
2009	161.7	210.5	170.1	77.0	0.0	0.0	6.6	0.0	54.0	34.0	125.9	128.5	968.3
2010	236.2	217.6	107.0	25.1	42.5	0.0	Tz	9.1	4.2	17.6	13.1	117.0	789.4
2011	254.1	288.1	216.6	45.3	6.4	0.0	12.0	3.6	56.0	21.8	60.7	284.6	1249.2
2012	224.9	339.6	239.7	79.0	0.0	1.2	1.3	1.5	5.4	17.7	33.2	241.0	1184.5
2013	166.0	210.5	110.9	12.2	33.7	40.4	9.1	10.2	2.1	73.0	59.4	165.0	892.5
2014	278.8	103.5	67.3	40.0	5.7	0.0	2.0	39.2	69.8	44.8	47.3	87.5	785.9
2015	266.2	167.9	220.8	161.8	0.4	0.2	16.7	15.6	34.9	29.2	20.7	73.0	1007.4
2016	114.8	251.8	6.7	80.9	4.1	3.1	4.5	5.4	7.6	50.5	51.1	125.0	705.5
2017	325.5	194.4	152.3	42.8	35.3	0.1	8.0	0.0	53.9	26.1	56.6	125.6	1020.6
PROM	224.3	196.7	165.7	60.4	11.7	5.1	8.9	10.8	26.0	46.3	43.5	132.2	931.8
STD	77	67	81	37	13	10	11	14	22	27	31	54	442.6

Fuente: SENAMHI PUNO, 2018

Tabla 38: Precipitación total mensual (mm) estación Mazocruz.

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1998	126.8	44.2	77.0	14.2	0.0	18.6	0.0	0.6	0.4	11.6	38.1	20.8	352.3
1999	139.6	177.5	212.8	64.2	1.6	0.0	0.0	0.0	8.4	35.2	0.0	45.8	685.1
2000	179.2	135.8	64.1	22.9	6.4	1.2	0.0	1.2	0.6	28.3	7.9	82.2	529.8
2001	267.5	184.1	116.3	33.6	4.8	0.6	0.0	6.4	0.2	13.8	14.4	27.0	668.7
2002	70.4	175.4	120.3	75.6	17.0	9.2	10.0	2.2	2.0	51.1	36.8	81.1	651.1
2003	103.3	103.7	92.8	5.8	8.0	0.0	2.2	7.5	7.0	11.8	10.6	75.9	428.6
2004	142.8	118.8	64.4	16.2	0.0	0.8	26.2	59.6	12.1	0.0	0.0	41.9	482.8
2005	109.2	187.5	40.0	42.8	0.0	0.0	0.0	0.0	18.2	6.6	18.0	158.3	580.6
2006	271.5	118.1	109.5	26.9	11.4	0.2	0.0	0.4	5.0	37.7	57.2	94.2	732.1
2007	87.4	113.4	107.0	29.4	0.0	0.4	0.0	0.2	10.8	3.1	49.2	87.8	488.7
2008	194.4	52.7	57.9	1.4	0.0	0.0	0.0	6.4	0.0	6.3	3.0	132.2	454.3
2009	71.0	130.0	61.8	33.4	0.7	0.0	6.4	0.0	6.4	4.6	72.7	65.0	452.0
2010	103.5	63.8	40.6	44.2	20.5	0.0	0.0	0.0	0.8	9.4	6.3	82.4	371.5
2011	121.6	153.6	46.6	47.7	5.8	0.0	3.2	0.0	12.4	0.4	37.6	171.6	600.5
2012	183.0	174.4	87.1	73.8	0.2	0.0	0.4	3.4	0.9	7.6	36.0	142.6	709.4
2013	152.4	166.0	49.4	1.8	22.4	8.2	4.0	8.0	2.6	65.8	18.0	141.8	640.4
2014	160.5	28.2	37.0	18.1	0.0	0.0	0.0	15.0	24.6	33.0	47.8	57.4	421.6
2015	142.4	101.6	103.0	61.5	1.2	0.0	2.0	14.4	9.0	38.0	39.0	18.8	530.9
2016	33.8	174.8	26.0	72.0	0.0	8.8	4.6	0.0	4.0	9.9	11.0	39.4	384.3
2017	208.6	84.0	101.6	7.0	13.2	0.0	3.4	0.4	29.8	7.2	22.6	70.6	548.4
PROM	143.4	124.4	80.8	34.6	5.7	2.4	3.1	6.3	7.8	19.1	26.3	81.8	535.7
STD	60.3	49.0	41.6	24.1	7.2	4.8	5.9	13.1	8.2	18.1	20.2	44.9	297.4

Fuente: SENAMHI PUNO, 2018

Tabla 39: Precipitación total mensual, estación Ilave.

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1998	97.3	112.6	54.7	59.9	0.0	13.0	0.0	0.1	4.6	41.0	47.1	41.1	471.4
1999	107.1	153.8	223.4	89.7	14.9	0.6	1.5	3.9	21.0	123.3	17.9	62.3	819.4
2000	269.9	161.1	135.6	14.4	4.9	4.4	9.3	6.4	3.2	51.5	1.0	109.8	771.5
2001	298.9	231.8	162.2	44.1	2.5	0.1	15.0	23.9	12.2	58.0	33.8	106.9	989.4
2002	108.2	242.7	228.5	156.8	20.9	19.8	43.6	15.2	10.7	69.8	80.7	108.0	1104.9
2003	168.1	78.9	172.0	14.5	24.3	0.5	0.0	10.3	52.2	14.1	17.9	89.3	642.1
2004	286.1	132.5	52.6	19.4	10.2	1.6	22.1	38.3	15.9	2.0	22.4	63.2	666.3
2005	125.1	142.5	78.7	23.6	8.3	0.0	0.0	0.0	26.2	58.7	55.7	88.5	607.3
2006	335.4	80.1	138.3	30.8	3.2	3.0	0.0	8.9	27.7	25.6	99.6	81.1	833.7
2007	92.9	61.8	212.4	66.2	2.5	2.1	7.8	5.2	41.5	27.5	30.6	87.1	637.6
2008	245.1	94.7	68.5	17.0	1.8	1.4	7.2	3.2	1.4	53.7	0.6	146.2	640.8
2009	105.1	126.7	81.7	57.5	0.0	0.0	8.2	0.0	40.5	35.2	158.0	57.4	670.3
2010	212.9	117.5	64.4	42.0	37.2	0.0	0.0	8.7	1.2	39.0	7.8	125.9	656.6
2011	164.0	165.8	152.6	5.6	4.0	0.0	11.0	0.0	23.1	22.6	16.0	128.9	693.6
2012	115.0	248.4	179.6	43.5	0.0	1.2	0.0	4.2	12.4	7.5	46.3	252.6	910.7
2013	142.4	152.1	39.3	13.4	33.7	18.3	7.2	6.5	2.5	46.0	19.1	173.6	654.1
2014	210.4	77.7	36.0	18.6	0.2	0.0	3.3	29.2	120.5	30.7	20.1	23.5	570.2
2015	122.6	135.0	164.2	91.5	11.6	0.0	6.1	9.2	34.5	31.7	12.9	69.6	688.9
2016	96.7	177.0	2.8	63.2	3.4	2.2	11.4	3.8	2.4	32.0	8.2	107.3	510.4
2017	224.6	123.8	106.5	32.3	57.7	9.1	14.5	0.0	44.1	24.3	30.8	93.4	761.1
PROM	176.4	140.8	117.7	45.2	12.1	3.9	8.4	8.9	24.9	39.7	36.3	100.8	715.0
STD	75.96	52.29	66.23	35.50	15.12	6.02	10.07	10.17	26.92	25.67	37.39	49.11	410.5

Fuente: SENAMHI PUNO, 2018

Tabla 40: Precipitación máxima en 24 horas, de la estación Juli.

MES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1998	15.2	13.2	30.1	26.5	0.0	4.0	0.0	0.0	3.4	19.5	18.6	21.0
1999	20.6	29.5	45.6	18.0	26.3	2.2	1.4	1.9	29.9	38.1	9.2	23.6
2000	23.0	30.6	22.8	6.0	7.0	4.3	0.6	6.0	1.0	16.0	1.3	24.8
2001	22.9	38.4	35.6	12.2	3.3	1.4	9.5	12.6	4.4	23.1	4.6	36.8
2002	19.4	23.6	29.6	67.4	3.8	7.4	14.5	3.2	2.0	10.1	11.0	30.0
2003	25.3	31.4	32.7	25.3	7.6	0.0	5.9	6.5	11.6	9.8	11.3	23.6
2004	36.7	27.7	15.7	16.9	8.0	1.6	10.9	24.4	17.3	6.5	6.9	35.5
2005	21.5	22.5	17.3	14.3	1.5	0.0	0.0	1.0	9.1	22.3	20.6	33.4
2006	37.1	100.8	29.4	11.4	3.7	3.1	0.0	1.1	5.3	12.1	17.1	14.1
2007	20.0	28.4	35.9	41.5	2.0	1.2	7.3	5.1	9.7	14.1	11.6	34.5
2008	37.5	15.6	16.7	29.7	0.5	1.9	1.2	0.5	0.7	23.2	7.8	25.6
2009	22.2	37.5	32.6	23.1	0.0	0.0	4.6	0.0	22.1	14.1	19.1	27.5
2010	24.5	28.3	33.6	21.4	14.9	0.0	Tz.	9.1	4.2	17.6	12.1	22.9
2011	43.5	26.0	25.2	14.4	4.4	0.0	6.4	3.4	18.5	9.4	21.5	40.6
2012	28.7	43.2	50.6	13.8	0.0	0.6	1.0	1.1	2.8	7.7	13.1	28.2
2013	16.5	30.5	22.5	6.8	14.7	19.9	3.2	3.9	1.9	21.6	12.4	23.3
2014	37.2	34.8	21.7	16.6	3.7	0.0	2.0	13.3	27.3	12.3	13.5	17.9
2015	74.4	35.9	46.1	33.6	0.4	0.2	15.4	13.0	13.2	7.9	10.0	19.1
2016	26.5	44.5	2.2	19.1	2.4	2.9	1.6	4.9	5.8	13.3	37.6	18.8
2017	43.2	45.6	21.0	11.7	7.8	0.1	7.3	0.0	19.3	12.0	21.8	37.5
PROM	29.8	34.4	28.3	21.5	5.6	2.5	4.9	5.6	10.5	15.5	14.1	26.9

Fuente: SENAMHI PUNO, 2018

ANEXOS B
Fotografías de investigación.



Fotografía N°1: En la imagen se observa el ingreso de las coordenadas del punto A.



Fotografía N°2: En la imagen se observa el levantamiento topográfico del cauce de la quebrada



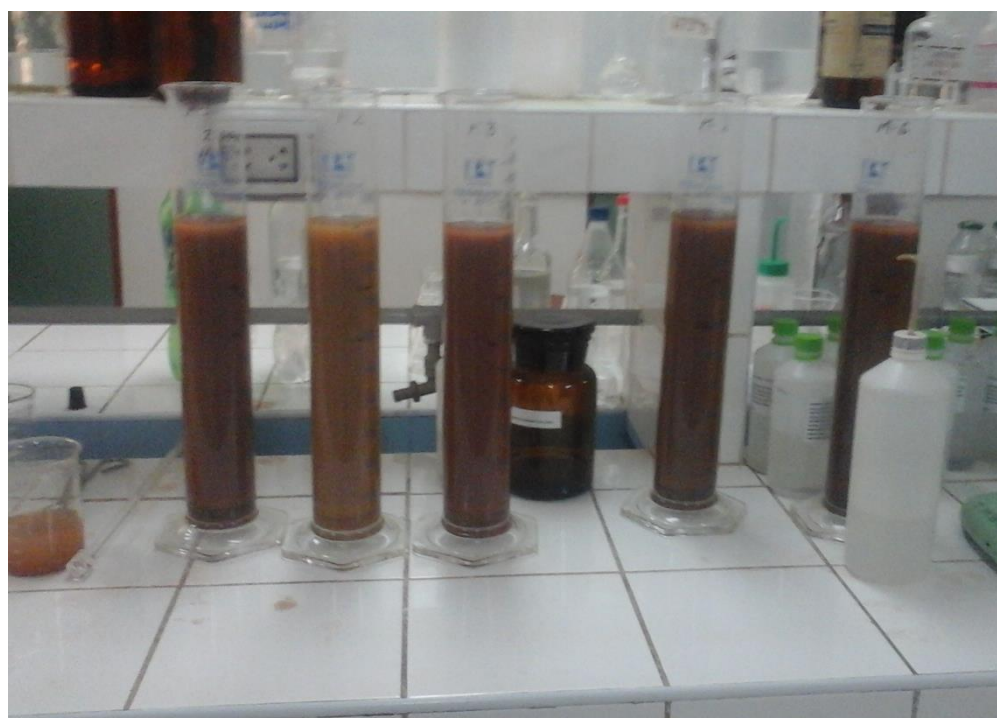
Fotografía N°3: En la imagen se observa la calicata N° 2, para determinar la textura de suelo.



Fotografía N°4: En la imagen se observa la calicata N° 7, para determinar la textura de suelo.



Fotografía N°5: En la imagen se observa el análisis granulométrico ya retenidos en cada malla.



Fotografía N°6: En la imagen se observa el suelo en probetas para determinar la textura de suelo



Fotografía N°7: En la imagen se observa el cauce o cárcava de la microcuenca Sonocco.



Fotografía N°8: En la imagen se observa el avance lateral de la cárcava.

ANEXOS C.

**Datos calculados para determinar la
intensidad máxima.**

Tabla 41: Curva de duración intensidad y frecuencia.

INGRESO DE REGISTRO DE PRECIPITACIONES								
			AÑO		Ppmax			
1			1998		30.1			
2			1999		45.6			
3			2000		30.6			
4			2001		38.4			
5			2002		67.4			
6			2003		32.7			
7			2004		36.7			
8			2005		33.4			
9			2006		100.8			
10			2007		41.5			
11			2008		37.5			
12			2009		37.5			
13			2010		33.6			
14			2011		43.5			
15			2012		50.6			
16			2013		30.5			
17			2014		37.2			
18			2015		74.4			
19			2016		44.5			
20			2017		45.6			
Numero de registros					20.00			
Promedio					44.61			
Desviación standard					17.57			
CALCULO DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS CON PERIODO DE RETORNO ASOCIADO								
Metodo de Gumbel. Valores de Yn y Sn								
n	my	sy	n	my	sy	n	my	sy
3	0.4286	0.6435	10	0.4952	0.9497	17	0.5181	1.0411
4	0.4458	0.7315	11	0.4996	0.9676	18	0.5202	1.0493
5	0.4558	0.7928	12	0.5035	0.9833	19	0.522	1.0566
6	0.469	0.8388	13	0.507	0.9972	20	0.5236	1.0628
7	0.4774	0.8749	14	0.51	1.0095	21	0.5252	1.0696
8	0.4843	0.9043	15	0.5128	1.0206	22	0.5268	1.0754
9	0.4902	0.9288	16	0.5157	1.0316	23	0.5283	1.0811

Estimación de máximas diarias para un Periodo de retorno T

Estadística de Gumbel

my	0.522
sy	1.0566
En donde	
a	0.0601402
b	35.9252821
T	20

Máxima 24 Horas 93.84 Periodo retorno

BONDAD DE AJUSTE (Funcion de Gumbel)

Coeficiente Correlacion R2

R2 :	0.887
------	-------

Test de Kolmogorov Smirnov

D supremo : 0.189

D tabla 95 : 0.294 Significativo al 95 %

CALCULO DE MAGNITUDES E INTENSIDADES

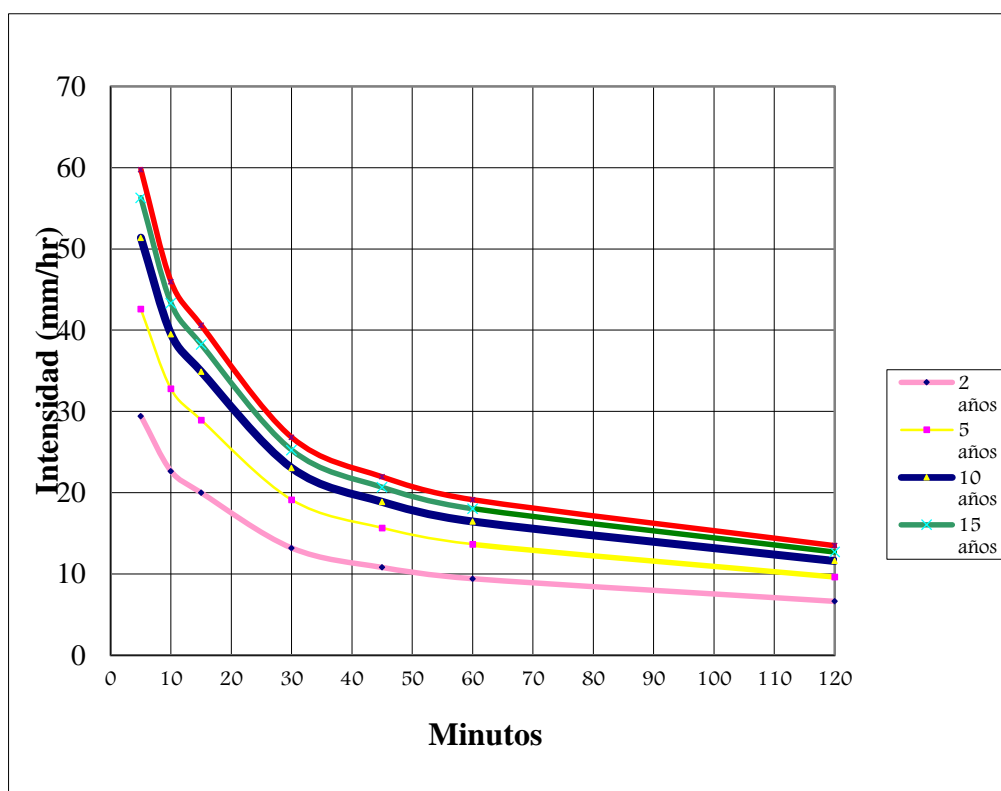
Magnitudes de precipitación máximas (mm) según el periodo y duración estimada (Espildora)

Tiempo	Duración							
	5	10	15	30	45	60	120	24 Horas
Coef. De Duración	0.26	0.4	0.53	0.7	0.86	1	1.41	4.9
Periodo de retorno								
2	2.45	3.77	5.00	6.60	8.11	9.43	13.30	46.22
5	3.55	5.47	7.24	9.56	11.75	13.66	19.27	66.95
10	4.28	6.59	8.73	11.53	14.16	16.46	23.22	80.68
15	4.69	7.22	9.56	12.63	15.52	18.05	25.44	88.42
20	4.98	7.66	10.15	13.41	16.47	19.15	27.00	93.84

Intensidades máximas (mm) según el periodo y duración estimada
(Espildora)

Tiempo	5	10	15	30	45	60	120	24 Horas
Coef. De Duración	0.26	0.4	0.53	0.7	0.86	1	1.4	4.9
Periodo de retorno								
2	29.43	22.64	20.00	13.21	10.82	9.43	6.65	46.22
5	42.63	32.79	28.97	19.13	15.67	13.66	9.63	66.95
10	51.37	39.52	34.91	23.05	18.88	16.46	11.61	80.68
15	56.30	43.31	38.26	25.26	20.69	18.05	12.72	88.42
20	59.75	45.96	40.60	26.81	21.96	19.15	13.50	93.84

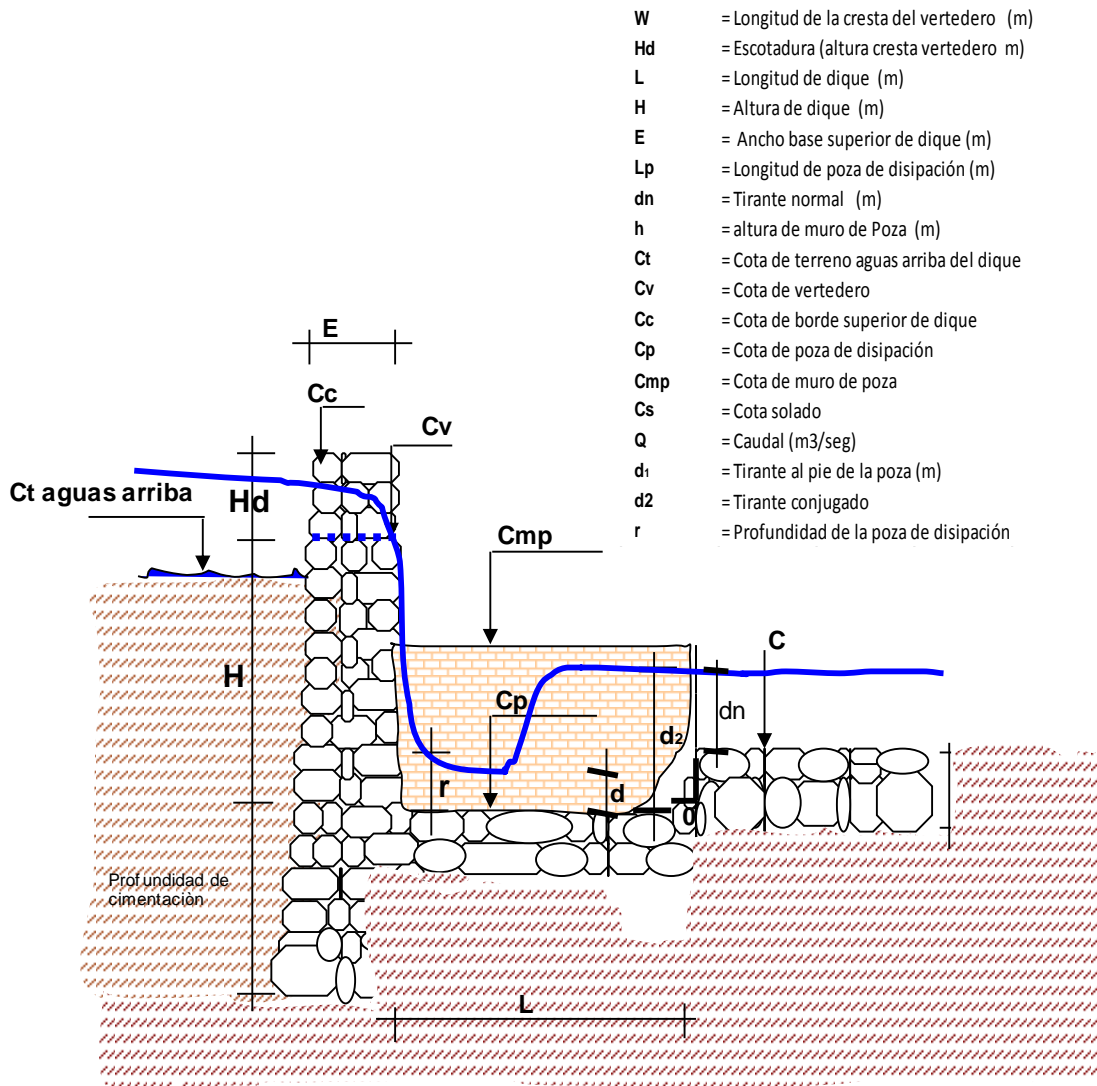
CURVA DE DURACIÓN INTENSIDAD FRECUENCIA



ANEXOS D.

**Dimensiones de disipadores de energía de un 1m,
2.5 y 4m de ancho.**

DIMENSIONAMIENTO PARA 1M DE ANCHO



- W = Longitud de la cresta del vertedero (m)
- Hd = Escotadura (altura cresta vertedero m)
- L = Longitud de dique (m)
- H = Altura de dique (m)
- E = Ancho base superior de dique (m)
- Lp = Longitud de poza de disipación (m)
- dn = Tirante normal (m)
- h = altura de muro de Poza (m)
- Ct = Cota de terreno aguas arriba del dique
- Cv = Cota de vertedero
- Cc = Cota de borde superior de dique
- Cp = Cota de poza de disipación
- Cmp = Cota de muro de poza
- Cs = Cota solado
- Q = Caudal (m³/seg)
- d1 = Tirante al pie de la poza (m)
- d2 = Tirante conjugado
- r = Profundidad de la poza de disipación

DISEÑO HIDROLOGICO

Área de drenaje	16.23 Has	32.2
Determinación del factor K	L= 424	H= 1

$$K = \frac{L^{3/2}}{H^{1/2}} \quad K= 1538.34$$

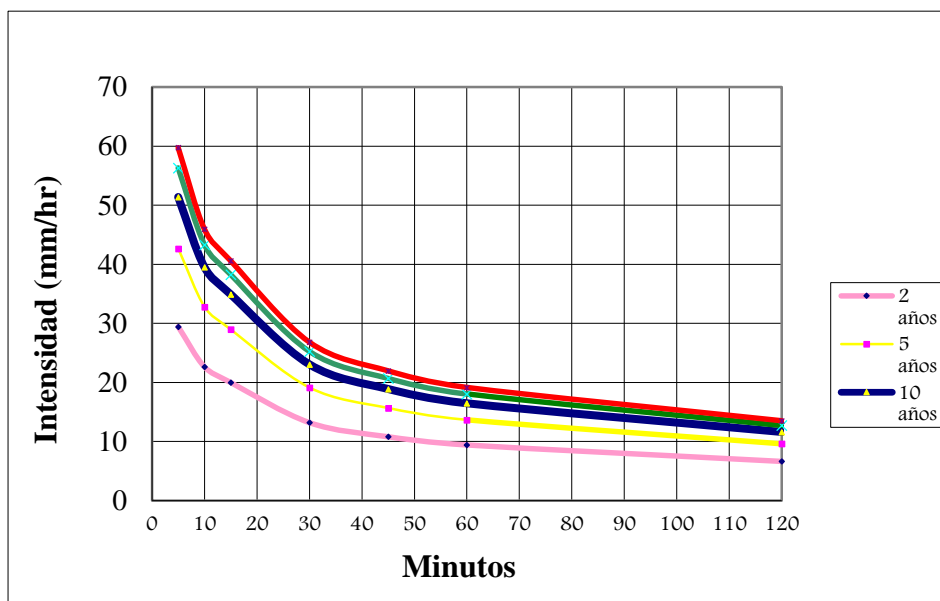
Determinación tiempo de concentración

$$T_C = 0.0256 \cdot K^{0.77} \quad T_C= 7.28 \quad \text{min}$$

Determinación de la intensidad máxima

Entrando al gráfico con el tiempo de concentración calculado y un periodo de retorno de 20 años

$$I_{max} = 53.46 \text{ mm/hr}$$



Determinación del coef. Escorrentía

$$C = 0.65$$

CONCEPTO	PUNTAJE	PARAMETRO DE CALIFICACION
Pendiente	25%	Ondulado del 5% al 10%
Infiltración	10%	Normal franco profundo
Cobertura vegetal	20%	90% con áreas de pastos
Almacenamiento superficial	10%	No hay pantanos ni lomas
TOTAL	65%	

Determinación del caudal de diseño

Se utilizó el método racional por ser una microcuenca pequeña

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

$$Q = 1.57$$

$$\text{m}^3/\text{s}$$

CALCULO HIDRAULICO

Determinación de la carga
hidráulica

$$H_d = \left[\frac{Q}{C_v * L} \right]^{2/3}$$

Q= 1.57 m3/s
Cv= 1.45
L= 1 m

Hd= 1.05 m

Determinación del base del
vertedor

$$W = \frac{Q \cdot 3}{2 \cdot u \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}}$$

Q= 1.57 m3/s
u= 0.55
g= 9.81 m/s2
Hd= 1.05 m

W= 0.89 m

Determinación de pendiente
estable

$$i_e = \frac{(V \cdot U_1)^{10/3} \cdot B^{4/3} \cdot n^2}{Q^{4/3}}$$

V= 1.4 m/s
B= 2.5 m3/s
n= 0.03
Q= 1.57 m3/s
U1= 1.5 m/s

ie= 0.020

Determinación del
espaciamento y altura

$$H = H_1 - H_2 = (i - i_e) \cdot l$$

H= 1.2 m
ie= 0.020
i= 0.0796 %

$$N = \frac{L}{l} = \frac{L \cdot (i - i_e)}{H}$$

l= 20 m

N= 21

Por lo tanto el valor de tirante menor es: $d_1 = 0.285$

Determinación de tirante mayor d_2 :

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2v_1^2 d_1}{g}\right)}$$

$d_1 = 0.285$	m
$V_1 = 6.16$	m/s
$g = 9.81$	m/s ²
$d_2 = 1.34$	m

Determinación del longitud del colchón

$$L = 4d_2$$

$L = 5.37$	m
------------	---

Determinación de la profundidad del colchón

$$D = 4.75 \cdot \frac{H^{0.2} \cdot q^{0.57}}{d_{90}^{0.32}}$$

$d_{90} = 300$	mm
$q = 1.75$	m ³ /s/m
$H = 1.402$	m
$D = 1.13$	m

DIMENSIONAMIENTO PARA 4M DE ANCHO

DISEÑO HIDROLOGICO

Area de drenaje 16.23 Has

Determinacion del factor K L= 424 H= 32.2
1

$$K = \frac{L^{3/2}}{H^{1/2}}$$

$K = 1538.34$

Determinacion tiempo de concentracion

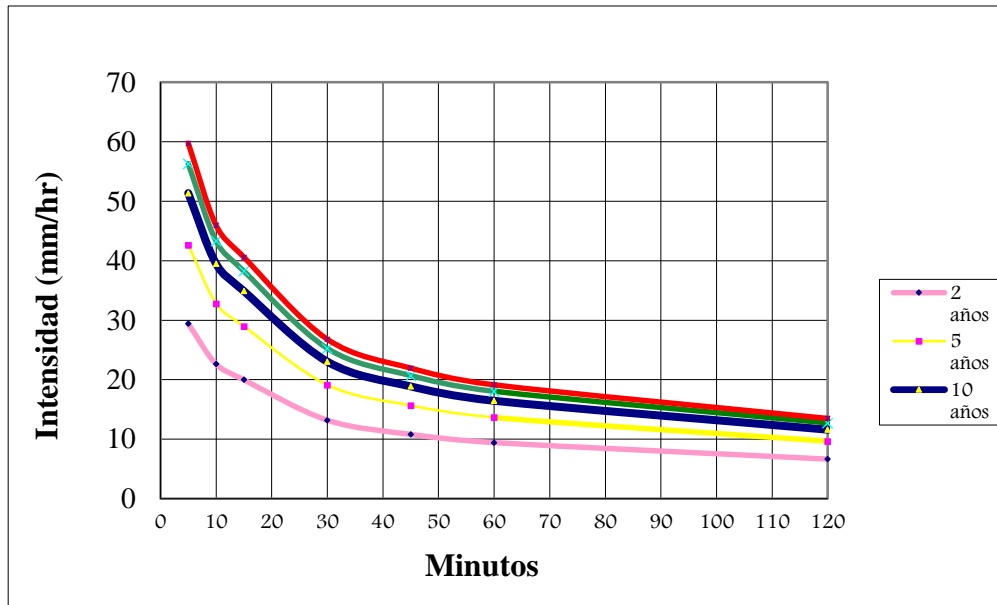
$$T_C = 0.0256 \cdot K^{0.77}$$

$T_C = 7.28$ $\frac{mi}{n}$

Determinacion de la intensidad máxima

Entrando al gráfico con el tiempo de concentracion calculado y un periodo de retorno de 20 años

$I_{max} = 53.46$ mm/hr



Determinación del coef. Escorrentía

C= 0.65

CONCEPTO	PUNTAJE	PARAMETRO DE CALIFICACION
Pendiente	25%	Ondulado del 5% al 10%
Infiltración	10%	Normal franco profundo
Cobertura vegetal	20%	90% con áreas de pastos
Almacenamiento superficial	10%	No hay pantanos ni lomas
TOTAL	65%	

Determinación del caudal de diseño

Se utilizó el método racional por ser una microcuenca pequeña

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Q= 1.57 m3/s

CALCULO HIDRAULICO

Determinación de la carga hidráulica

$$H_d = \left[\frac{Q}{C_v * L} \right]^{2/3}$$

Q= 1.57 m3/s

Cv= 1.45
L= 4 m
Hd= 0.42 m

Determinación del base del vertedor

$$W = \frac{Q \cdot 3}{2 \cdot u \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}}$$

Q= 1.57 m3/s
u= 0.55
g= 9.81 m/s2
Hd= 0.42 m
W= 3.57 m

Determinación de pendiente estable

$$i_e = \frac{(V \cdot U_1)^{10/3} \cdot B^{4/3} \cdot n^2}{Q^{4/3}}$$

V= 1.4 m/s
B= 6.5 m3/s
n= 0.03
Q= 1.57 m3/s
U1= 1.5 m/s

ie= 0.071

Determinacion del espaciamiento y altura

$$H = H_1 - H_2 = (i - i_e) \cdot l$$

H= 1.2 m
ie= 0.071
i= 0.0796 %

$$N = \frac{L}{l} = \frac{L \cdot (i - i_e)}{H}$$

l= 142 m
N= 3

Determinación del caudal unitario

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

Q= 1.57 m³/s

Bv= 3.57 m

q= 0.44 m³/s/m

Determinación del tirante crítico

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

q= 0.44 m³/s/m

g= 9.81 m/s²

dc= 0.27 m

Determinación de carga de velocidad crítica hvc

$$h_{vc} = \frac{\left(\frac{q}{d_c}\right)^2}{2 * g}$$

q= 0.4386835

dc= 0.27

g= 9.81

hcv= 0.13 m

Determinación de la carga de velocidad hv1

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

Z= 1.2 m

$$Z + d_c + h_{vc} = 1.604$$

dc= 0.27 m

hcv= 0.13 m

Por tanteo el valor de tirante menor es:

d1= 0.08 m

hv1= 1.524 m

se confirmara con la siguiente ecuación:

$$v_1 = \frac{q}{d_1}$$

q= 0.44 m³/s/m

d1= 0.08 m tanteo

Luego reemplazamos en la ecuación de hv1

$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g}$$

V1= 5.48 m/s²

V1= 5.48 m/s

g= 9.81 m/s²

hv1= 1.533 m

Por lo tanto el valor de tirante menor es: d1=

0.08

Determinación de tirante mayor d2:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{d_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2v_1^2 d_1}{g}\right)}$$

d1= 0.08 m

V1= 5.48 m/s

g= 9.81 m/s²

d2= 0.66 m

Determinación de longitud del colchón

$$L = 4d_2$$

L= 2.64 m

Determinación de la profundidad colchón

$$D = 4.75 \cdot \frac{H^{0.2} \cdot q^{0.57}}{d_{90}^{0.32}}$$

d90= 300 mm

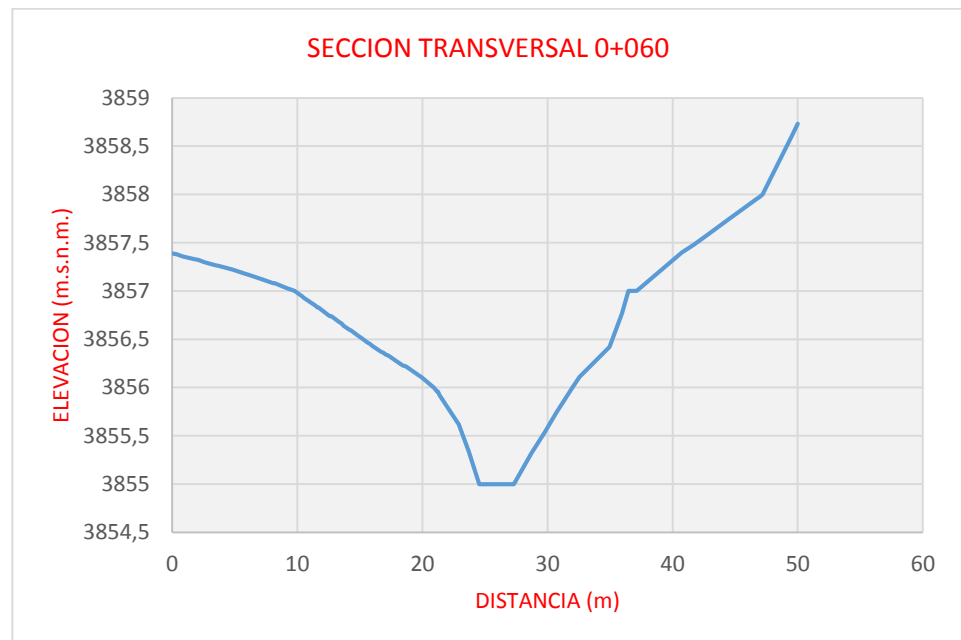
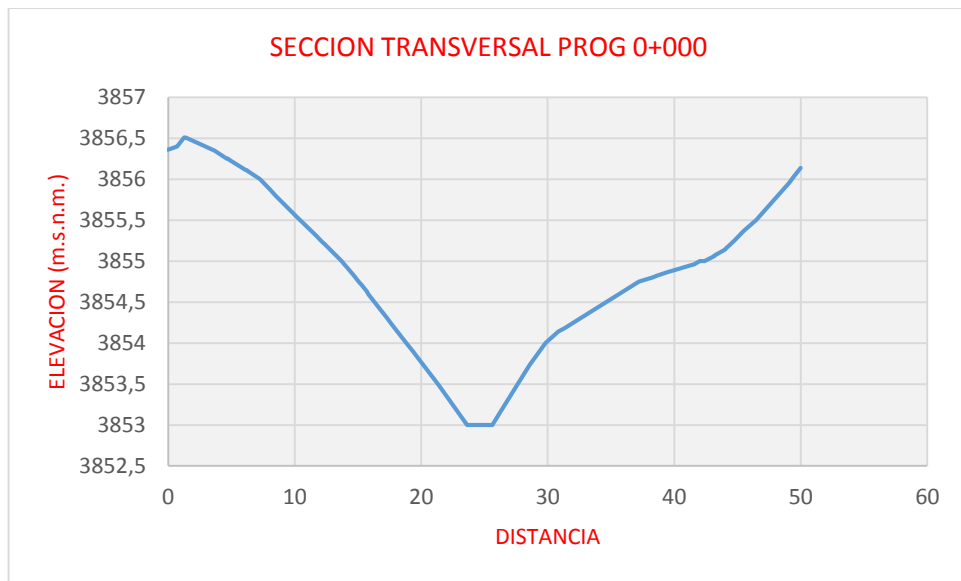
q= 0.44 m³/s/m

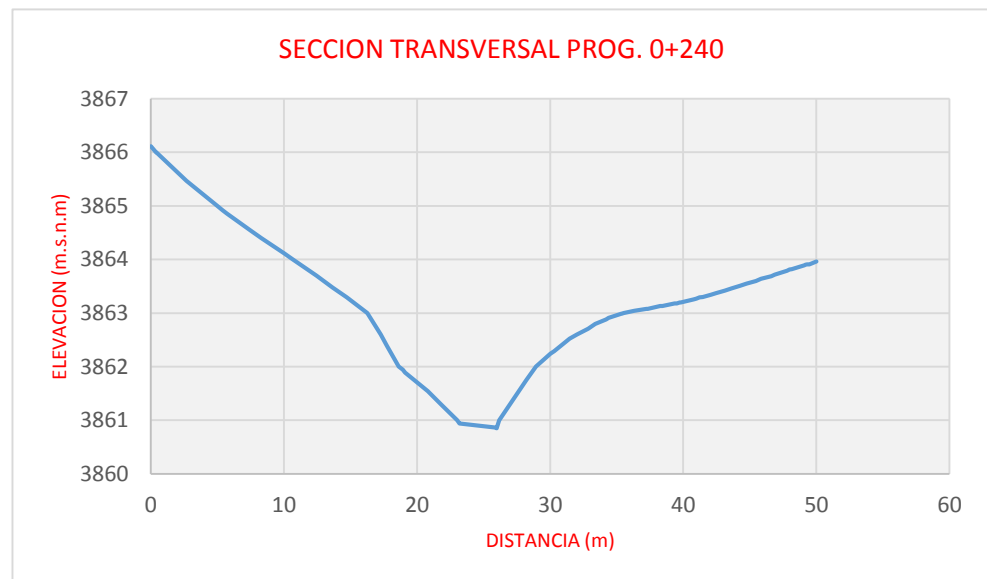
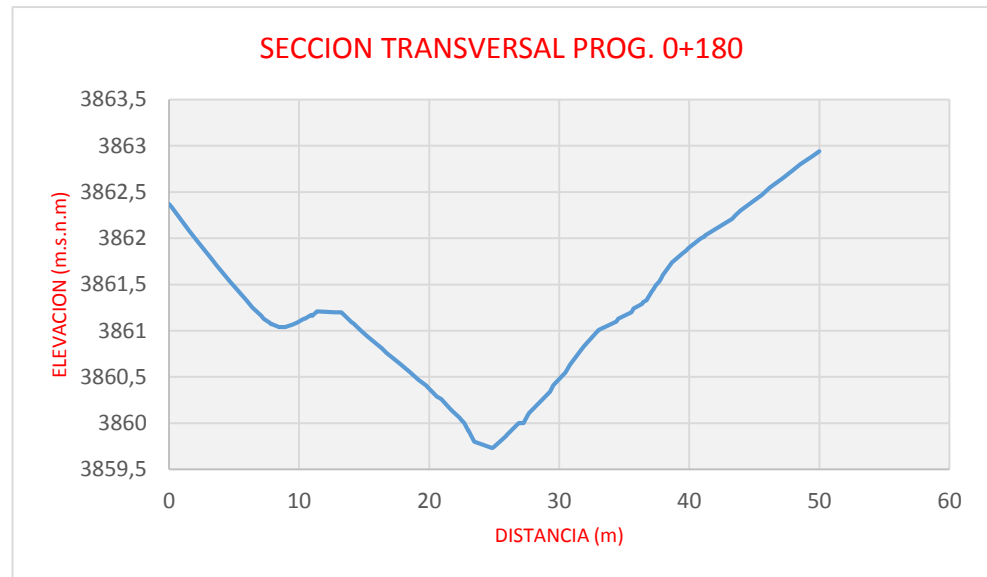
H= 1.402 m

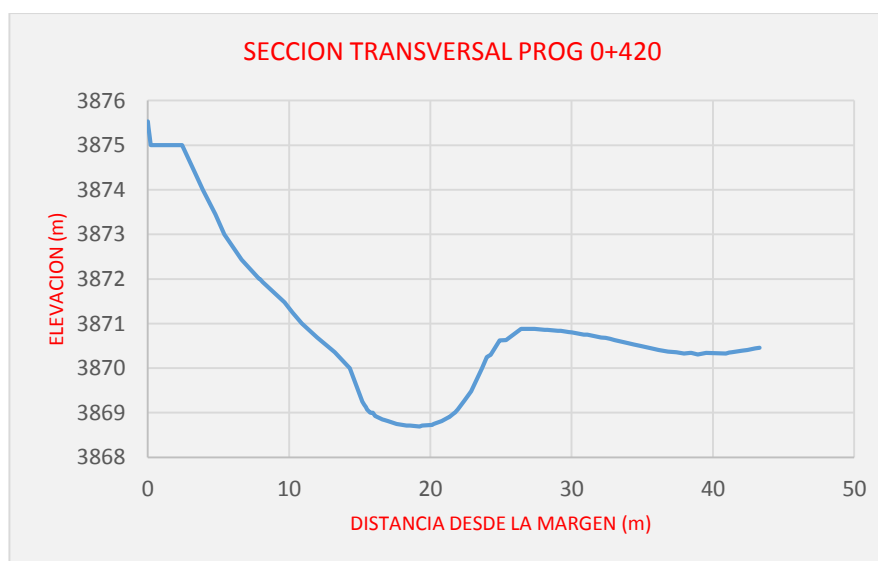
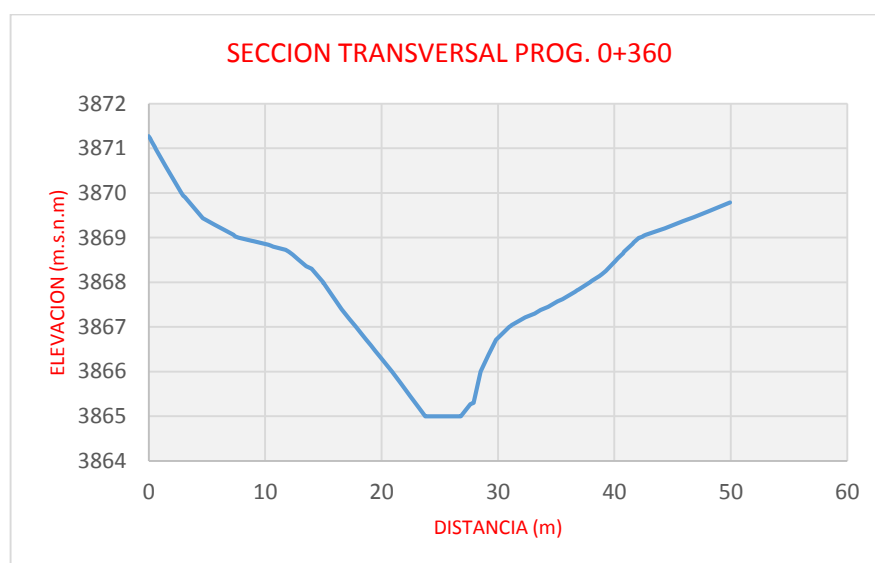
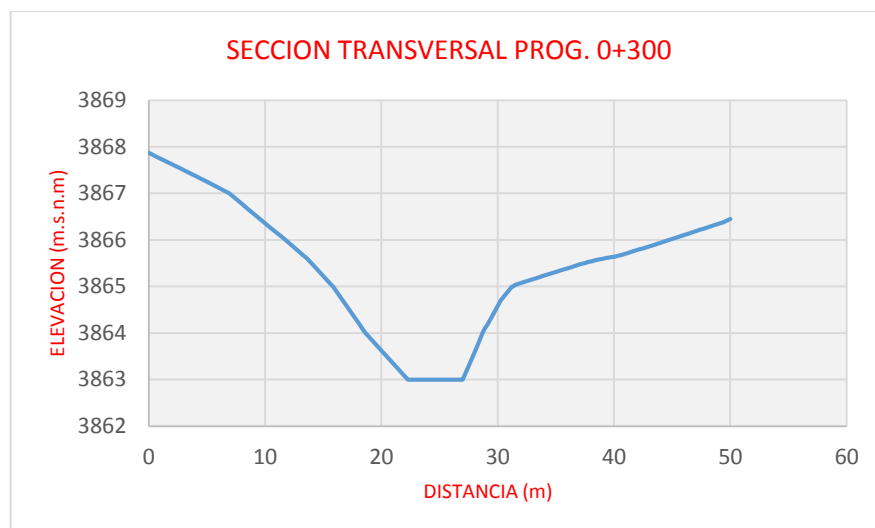
D= 0.51 m

ANEXOS E.

Representación de la sección transversal de la quebrada Sonocco.







ANEXOS F.

Resultados del laboratorio textura de suelo y granulometría.

ANEXOS G.

**Plano topográfico ubicación, planta perfil,
detalles del disipador de mampostería.**

**Plano de erosión hídrica de la microcuenca
Sonocco.**