

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL
DE HUAMANGA**

FACULTAD DE INGENIERÍA MINAS GEOLOGIA Y CIVIL

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**



**“DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE
RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE
LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

ROCKY ESCOBAR BELLIDO

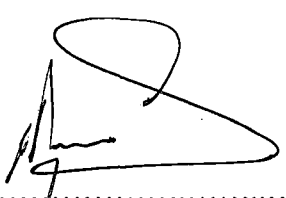
**AYACUCHO – PERÚ
2014**

tesis
Civ 420
Enc

“DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE
SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-
AYACUCHO”

RECOMENDADO : 15 de Agosto del 2014.

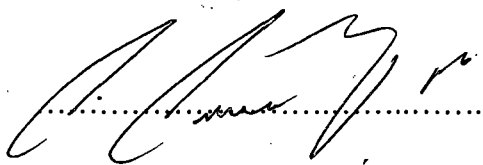
APROBADO : 27 de Noviembre del 2014.



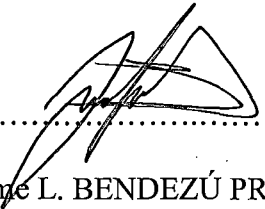
.....
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(Presidente)



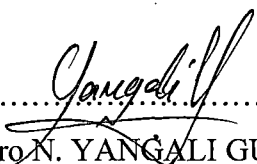
.....
Ing. Jose E. ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)



.....
Ing. Cristian CASTRO PÉREZ
(Miembro)

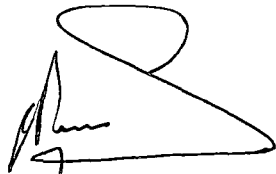


.....
Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



.....
Ing. Floro N. YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

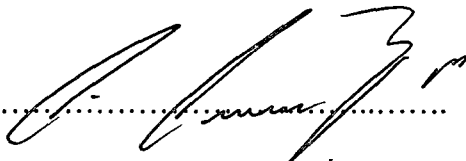
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 27 de noviembre del 2014, en la Sustentación de Tesis Profesional, presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Rocky Escobar Bellido, con el Trabajo Titulado “DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO LA PICOTA - AYACUCHO”, fue calificado con la nota de QUINCE (15), por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



.....
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(Presidente)



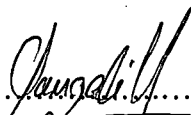
.....
Ing. Jose E. ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)



.....
Ing. Cristian CASTRO PÉREZ
(Miembro)



.....
Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



.....
Ing. Floro N. YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

A mis Padres, Hermanos, mi gran reconocimiento y gratitud por sus apoyos incondicionales que me brindaron para concluir mis estudios universitarios.

Agradecimientos

- ✓ A mi alma máter "Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga", Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil por su existencia, donde obtuve conocimientos para poder desempeñar en la vida profesional de Ingeniería Civil.
- ✓ Al Ing. Jaime Leonardo Bendezú Prado por su asesoría, apoyo, comprensión, sabiduría, experiencia y orientación profesional, para la culminación del presente trabajo de investigación.
- ✓ A los Docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por sus conocimientos que me brindaron a lo largo de mi formación universitaria.
- ✓ A todas aquellas personas, compañeros de estudio, amigos que me brindaron su apoyo, tiempo e información para el logro del presente trabajo de investigación.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación radica en la necesidad de diseñar adecuadamente estructuras de retención de sólidos provenientes de las laderas del cerro la Picota, se tomó como estudio de caso la quebrada prolongación San Martín por ser la más crítica, en base a la estimación de erosión hídrica, transporte de sólidos, caudales máximos y control de erosión hídrica y así tener una separación adecuada de partículas sólidas del líquido y evitar colmatación en el sistema de drenaje pluvial de la Ciudad de Ayacucho.

Para un diseño adecuado de una estructura de retención de sólidos de las laderas del Cerro la Picota primero se analizar la zona de estudios, luego el cálculo de máximas avenidas, la estimación de erosión hídrica y plantear un tratamiento respectivo para reducir dicha erosión y finalmente el cálculo de transporte de sólidos con el tratamiento antes mencionado.

Para iniciar el trabajo se obtuvieron fuentes bibliográficas a nivel Local, Nacional e Internacional, plantear diferentes metodologías y obtener conclusiones del presente estudio.

INDICE:

CAPÍTULO I GENERALIDADES.....	1
1.1 - Introducción.....	1
1.2- Objetivo general.....	3
1.3 - Objetivos específicos.....	3
1.4- Justificación.....	3
1.5 - Planteamiento del Problema.....	4
CAPÍTULO 2: EVALUACION DE LA ZONA DE ESTUDIO	
2.1 - Antecedentes.....	6
2.2 - Localización.....	9
2.3 - Diagnostico situacional del área de influencia.....	12
2.4 - Problemática del estado situacional de las unidades hidrográficas	14
2.5 - Evaluación de la información hidrometeorologicas.....	18
2.6.- Determinación de los parámetros geomorfológicas de las unidades hidrológicas.....	36
2.7 - Caracterización Geomorfológica de las unidades hidrográficas.	37
CAPITULO 3: ANALISIS Y TRATAMIENTO DE LA PRECIPITACION	
3.1.- Red de estaciones pluviométricas.....	39
3.1.1.- Información histórica.....	39
3.1.2.- Información indirecta.....	41

3.1.3.- Validación de información Satelital.....	41
3.2.- Relación precipitación – altitud.....	42
3.3.- Análisis de la información pluviométrica.....	43
3.3.1.- Análisis de consistencia.....	45
3.3.1.1.- Análisis grafico.....	45
3.3.1.2.- Análisis doble masa.....	45
3.3.2.- Completación y Extensión de la Información.....	49
3.3.3.- Precipitación Areal en la Cuenca La Picota	49
3.3.3.1.- Precipitación Media anual en el Punto de Interés.....	51
3.3.4.- Precipitación media mensual en la microcuenca en los puntos de interés.....	53
3.3.4.1.- Precipitación Mensual Generada para el área del Proyecto	53
 CAPITULO 4: ANALISIS Y TRATAMIENTO DE LA EXCORRENTIA SUPERFICIAL	
4.1.- Estaciones Hidrométricas.....	57
4.2.- Información histórica disponible.....	58
4.3.- Análisis de consistencia.....	59
4.4.- Complementación y extensión de la información.....	60
4.5.- Análisis de persistencia.....	60
 CAPÍTULO 5: EROSION HIDRICA	
5.1.- Concepto de erosión hídrica.....	62

5.2.- Factores de erosión hídrica.....	62
5.2.1.- Factores de topografía.....	63
5.2.2.- Factores de clima.....	63
5.2.3.- Factores de suelo.....	63
5.2.4.- Factores de vegetación.....	64
5.3.- Tipos de erosión hídrica.....	64
5.4.- Método de estimación de erosión hídrica.....	65
5.4.1.- Métodos directos.....	65
5.4.2.- Métodos Indirectos.....	71
5.5.- Estimación de erosión hídrica en el punto de interés.....	74
5.5.1.- Trampas y sedimentos.....	74
5.5.2.- Clavos y rondanas.....	77
5.5.3.- Método indirecto (Ecuacion Universal).....	81
5.6.- Control de erosión hídrica.....	84
5.6.1.- Métodos de control de erosión hídrica.....	84
5.7.- Planteamiento de control de erosión hídrica en el punto de interés.	102
CAPÍTULO 6: TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	
6.1.- Transporte de sedimentos.....	103
6.1.1 - Material sólido y mecanismo de transporte.....	103
6.1.2 - Estimación de carga en suspensión.....	105
6.1.3 - Cálculo de arrastre de fondo.....	114
6.1.4 Estimación de carga total.....	122
6.2.- Socavación.....	127

CAPITULO 7: ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS

7.1.- Introducción.....	131
7.2.- Marco teórico para el análisis de máximas avenidas	133
7.2.1.- Introducción.....	133
7.2.2.- Grupos hidrológicos de suelos.....	134
7.2.3.- Clases de usos y tratamiento de suelo.....	137
7.2.4.- Combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación.....	141
7.2.5.- Definición de parámetros.....	143
7.2.6.- Estudios anteriores.....	146
7.2.6.1.- Generalidades.....	146
7.2.6.2.- Avenidas máximas probables.....	146
7.3.- Avenidas de alta frecuencia.....	150
7.3.1.- Máximas avenidas en microcuenca Ustuna, por el método SCS	151
7.4.- Análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas.....	151
7.5.- Elección de la curva número CN.....	152
7.6.- Avenidas e hidrograma de diseño.....	153
7.7.- Eventos hidrológicos extremos.....	161
7.7.1.- Eventos extremos máximos: marco teórico.....	162
7.7.1.1.- Criterios para el análisis de avenidas.....	165
7.7.1.2.- Método de predicción de avenidas o descarga de diseño.....	167
7.7.2.- Calculo de eventos extremos máximos en las unidades	

hidrográficas en los puntos de interés.....	169
7.7.2.1.- Revisión de eventos extremos en estudios anteriores.....	170
7.7.2.2.- Análisis estadístico de la precipitación máxima en 24 horas.....	173
7.7.2.2.1.- Información hidrológica.....	174
7.7.2.2.2.- Ajuste de funciones de distribución de probabilidad.....	174
7.7.2.3.- Características físicas de la subcuenca húmedas.....	175
7.7.2.3.1.- Criterios para selección del periodo de retorno.....	175
7.7.2.4.- Modelo de precipitación-escorrentía con el HEC-HMS.....	176
7.7.2.5.- Resultados.....	176
7.7.2.6.- Análisis de las máximas avenidas en el microcuencas en los puntos de interés.....	177
7.7.2.7.- Ajuste de funciones de distribución de probabilidad de los datos de caudales máximos.....	177
7.7.2.8.- Determinación de caudales máximos para diferentes periodos de retorno.....	183
7.7.2.9.- Cálculo de avenidas: método determinístico de TEMEZ y el método indirecto del hidrograma unitario sintético. US SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)-Método racional modificado	185
7.7.2.10.- Eventos Extremos Mínimos en la quebrada Prolongación San Martin.....	191

7.8.-Análisis De Máximas Avenidas En Quebrada-Medio	
Paraíso I – Prolongación San Martín – Unidad	
Hidrográfica Cerro Picota.....	192
7.8.1.- Introducción.....	192
7.8.2.- Estudios Anteriores.....	199
7.8.3.- Determinación De La Máxima Avenidas En Quebrada	
Paraíso I –Prolongación San Martín, Método Racional Modificado....	203
7.8.3.1.- Análisis de intensidades máximas para diferentes	
períodos de retorno.....	203
7.8.3.2.- Elección del coeficiente de escurrimiento C.....	210
7.9.- Máximas avenidas por el método regional	210
7.10.- Máximas avenidas por el método alternativo sección pendiente	213
7.11.-Simulación hidráulica en la quebrada prolongación San Martín	214
7.11.1.- Generalidades.....	214
7.11.2.- Determinación del coeficiente de rugosidad, n de MANNING	215
7.11.3.- Consideraciones para la simulación.....	221
7.11.4.- Resultados de la simulación.....	223
CAPITULO 8: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS	
8.1.- Diseño de disipadores de energía de agua.....	225
8.1.1.- Canales dentados.....	226
8.1.1.1.- Canales con remates dentados.....	227
8.1.1.2.- Canales con bloques.....	227

8.1.1.3.- Canales con pilares deflectores.....	228
8.1.2.- Estanques amortiguadores.....	229
8.1.2.1.- Diseño de un colchón hidráulico.....	231
8.1.2.2.- Dimensionamiento de un colchón hidráulico.....	233
8.1.3.- Salto de esquí.....	237
8.2.- Diseño del desarenador.....	239
8.2.1.- Componentes.....	239
8.2.2.- Criterios de diseño.....	240
8.2.3.- Dimensionamiento.....	247
8.3.- Diseño del sedimentador.....	251
8.3.1.- Componentes.....	251
8.3.2.- Criterios de diseño.....	252
8.3.3.- Dimensionamiento.....	255
8.4.- Otras estructuras de retención de sólidos planteados en la quebrada San Martín.....	257
8.4.1. - Drenaje Superficial Longitudinal en el microcuenca rural.....	265
8.4.2.- Obras de conservación de suelos en la microcuenca – prolongación San Martín.....	269
8.4.2.2.- Zanjales o canales de Desviación.....	288
8.4.2.3.- Zanjales de Infiltración.....	289
8.4.2.4.- Terrazas de formación lenta.....	295
8.4.2.3.- Obras de protección de cauce.....	302

8.4.2.3.1.- Diques de gaviones longitudinales o transversales.....	302
8.4.2.3.1.1.- Diseño del Dique Gavión.....	303
8.5.2.2.- Resumen de la Propuesta de Drenaje Superficial Longitudinal	317
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	320
BIBLIOGRAFIA.....	328
FOTOGRAFIAS.....	334
ANEXOS	
PLANOS	

INDICE DE FIGURAS

Figura 5.1.- Colocación de rondanas	66
Figura 5.2.- Medición de lámina pérdida	66
Figura 5.3.- Método de Clavos	66
Figura 5.4.- Pérdida de suelo en rondanas modificado milímetros	66
Figura 5.5.- Trampa de arrastre de fondo	69
Figura 6.1.- Esquema sugerido para el muestreo de sedimentos con puntos de muestreo a media profundidad del caudal	106
Figura 6.1.1.- Muestreador integrador de profundidad	106
Figura 6.3.- Muestreador de punto	109
Figura 6.4.- Dispositivo para muestreo simultáneo en la superficie de la corriente y en profundidad (de Pereira y Hosegood 1962)	111
Figura 6.5.- Conjunto de muestreadores para la toma progresiva de muestras cuando se produce un aumento de nivel	111
Figura 8.1.- Umbrales a la salida del canal de entrega	227
Figura 8.2.- Bloques a la entrada del colchón hidráulico.	228
Figura 8.3.- Pilares deflectores en el canal de entrega	229
Figura 8.4.- Resalto hidráulico para $y_{min} < y_1$.	230
Figura 8.5.- Colchón hidráulico profundizando el nivel de piso.	232
Figura 8.6.- Estanque amortiguador con travesaño de fondo	232
Figura 8.7.- Salto hidráulico, de acuerdo al número de Froude	235
Figura 8.8.- Variables que intervienen en el diseño de un colchón hidráulico.	236

Figura 8.9.- Desarenador (Planta y corte longitudinal).	239
Figura 8.10.- Desarenador de 2 unidades en paralelo (planta).	240
Figura 8.11.- Desarenador de 1 unidad con by pass (planta).	241
Figura 8.12.- Planta y Corte de vertedero	245
Figura 8.13.- Sección parabólica del Parshall	246
Figura 8.14.- Parshall - Planta y Corte	247
Figura 8.14.- Sedimentador (Planta y Corte Longitudinal).	251

INDICE DE GRAFICOS

TEMPERATURA MEDIA ANUAL

Grafico N° 2.1. Huamanga	20
Gráfico N° 2.2. Quinua	21
Grafico N° 2.3. Tambillo	22
Grafico N° 2.4. Chontaca	22
Gráfico N° 2.5. Chiara	23
Gráfico N° 2.6. Huamanga	24
Grafico N° 2.7. Quinua	24
Gráfico N° 2.8. Tambillo	25
Gráfico N° 2.9. Chiara	26
Gráfico N° 2.10. Allpachaca	27

EVAPORACION EN PUNTOS DE INTERES

Gráfico N° 2.11. Huamanga	29
Gráfico N° 2.12. Chontaca	29
Gráfico N° 2.13. Allpachaca	30
Gráfico N° 2.14. Quinua	31

PRECIPITACION

Gráfico N° 2.15. Huamanga	32
Gráfico N° 2.16. Quinua	33
Gráfico N° 2.17. Tambillo	34
Gráfico N° 2.18. Chontaca	35
Gráfico N° 2.19. Allpachaca	35

Gráfico N° 3.1. Grafico Doble Masa	48
Gráfico N° 3.2. Relación Pp Prom Anual Vs. Altitud	52
Gráfico N° 7.1. Curvas intensidad – duración – periodo de retorno estación pampa el arco	207
Gráfico N° 7.2. Curvas precipitación – duración – periodo de retorno estación Pampa el arco	209

INDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1: Resumen De Estaciones Meteorológicas Utilizadas	19
Cuadro N° 3.1.- Estaciones Pluviométricas	40
Cuadro N° 3.2.- Datos para el Análisis de Doble Masa	47
Cuadro N° 3.4.- Precipitación Mensual Generada a partir de Estación Huamanga.	54
Cuadro N° 3.5.- Precipitación Mensual Generada a partir de la Estación Chiara	55
Cuadro N° 4.1.- Estaciones Hidrométricas	59
Cuadro N° 5.1.- Altura retenidas en zanjas de retención	74
Cuadro N° 5.2.- Altura libre inicial y final en época de sequía	78
Cuadro N° 5.3.- Estación Ayacucho - precipitación máxima en 24 horas (mm)	81
Cuadro N° 5.4.- Precipitación promedio anual, precipitación promedio mensual	82
Cuadro N° 6.1.- Cálculo De La capacidad de arrastre del material de fondo en quebrada prolongación San Martín ($s = 0.286$)	120
Cuadro N° 6.3.- Fuerza de arrastre en el fondo	121
Cuadro N° 6.4.- Cantidad de sólidos arrastrados	122
Cuadro N° 6.5.- Análisis de socavación general	130
Cuadro N° 7.1.- Números de las curvas de escurrimiento para las	

diferentes combinaciones hidrológicas suelo	155
Cuadro N° 7.2.- Clasificación de la pradera natural (pastizal)	155
Cuadro N° 7.3.- Números de las curvas de escurrimiento para los complejos suelo	156
Cuadro N° 7.4.- Proyecto de la unidad hidrográfica prolongación San Martín 2013 estación Chiara altitud 3400 msnm	156
Cuadro N° 7.5.- Precipitación máxima anual en 24 horas (ppmax 24h. estación de Allpachaca altitud: 3600 msnm	157
Cuadro N° 7.6.- Precipitación máxima en 24 horas (ppmax 24h.)	158
Cuadro N° 7.7.- Estaciones Andamarca altitud: 3490 msnm, los libertadores altitud: 3710 msnm, Rayusca altitud: 3755 msnm y san miguel altitud: 2661 msnm.	159
Cuadro N° 7.8.- Prueba de ajuste para la distribución en las subcuencas principales	160
Cuadro N°7.9.- Características físicas de las subcuencas	160
Cuadro N° 7.11.- Caudales máximos punto de interés de la quebrada sección de control	172
Cuadro N° 7.12.- Caudales instantáneos punto de interés de la quebrada sección de control	172
Cuadro N° 7.13.- Parámetros morfológicos y del hidrograma unitario en el punto de interés	190
Cuadro N° 7.14.- Caudales de diseño punto de interés de la quebrada	

sección de control	190
Cuadro N° 7.15.- Caudales máximos a diferentes periodos de retorno	
microcuenca San Martin	196
Cuadro N° 7.15-a.- Caudales máximos instantáneos a diferentes periodos	
de retorno microcuenca San Martin	197
Cuadro N° 7.16.- Resultados de intensidades para diferentes duraciones y	
períodos de retorno Método Iila – SENAMHI – UNI	204
Cuadro N°7.17.-Intensidad de diseño – pampa el arco Método	
Talbot – TR=10 años.	205
Cuadro N°7.18.-Intensidad de diseño – pampa el arco método	
Talbot-TR=20 años.	205
Cuadro N°7.19.-Intensidad de diseño – pampa el arco método	
talbot-tr=50 años.	206
Cuadro N°7.20.-Intensidad de diseño – pampa el arco método	
Talbot-TR=100 años.	206
Cuadro N°7.21.-Precipitaciones de diseño método Iila – senamhi – uni	
estacion pampa el arco	208
Cuadro N° 8.1. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de	
sedimentación	243
Cuadro N° 8.2.- Maximas precipitaciones calculadas para periodos	
de retorno (T)	274
Cuadro N° 8.3.- Magnitudes de precipitación para distintos periodos	
de retorno y para t min	275

Cuadro N°8.4.- Cálculo de la Sección Estable	304
Cuadro N° 8.5.- Factor de Fondo y Orilla.	305
Cuadro N° 8.6.- Valores del Coeficiente de Ks	307
Cuadro N° 8.7.- Promedio del Ancho Estable (m).	307
Cuadro N° 8.8.- Coeficiente recomendado para calcular el borde libre del gavión	308
Cuadro N° 8.9.- Gaviones de malla hexagonal a doble tensión	309
Cuadro N° 8.10. -Valores del Coeficiente β	312
Cuadro N° 8.11.- Espesor indicativo de los revestimientos en colchones y en gaviones en función de la velocidad de la corriente	312
Cuadro N° 8.12.- Determinación de espesores del colchón antisocavante	313
Cuadro N° 8.13.- Dimensiones de los gaviones en los punto de interés	316
Cuadro N° 8.14.- Gaviones longitudinales en la margen Izquierda tratamiento ii l=30m	317
Cuadro N° 8.15.- Dimensiones de los gaviones en los puntos de interés	324
Cuadro N° 8.16.- Gavión longitudinal en el lado izquierdo L = 30m	324

INDICE DE TABLAS

Tabla N°7.1.-Zonificación de las regiones del peru	211
Tabla N° 7.2.- Parámetros de la ecuación para el cómputo de las avenidas	213
Tabla N° 8.1.- Velocidades máximas permitidas en canales (ayres y scoates 1939 aumentadas con valores de foster, 1967)	258
Tabla N° 8.2.- Peso específico y ángulo de fricción interna para distintos materiales	268
Tabla N° 8.3.- Coeficiente de fricción para distintos tipos de relleno	269
Tabla n° 8.4 –Valores de K	304
Tabla N° 8.5.- Valores de m	305
Tabla N° 8.4.- Caudal – ancho estable	305
Tabla N° 8.5.- Valores para ks	314

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El presente trabajo constituye el estudio de diseño hidráulico de estructuras de retención de sólidos provenientes de laderas del cerro la Picota de la Ciudad de Ayacucho.

Uno de los problemas ambientales de mayor relevancia en nuestro país es la erosión, afectando alrededor de un 50% de la superficie nacional, en este contexto adquiere relevancia el ordenamiento de los recursos naturales que tienen relación con los subsidios para actividades de recuperación y conservación de suelos en la unidad hidrográfica, este instrumento permitirá en cierto grado mitigar las precarias condiciones de los suelos del país.

La zona del proyecto que es la parte alta del Jr. San Martín en la ladera del cerro la Picota que pertenece al distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga, Región Ayacucho. La zona mencionada es altamente propensa a los desastres naturales debido a los constantes deslizamientos de suelos y rocas de diversos tamaños debido a las constantes precipitaciones, como también se debe a la acción del hombre con el afán de buscar una vivienda en laderas propensos al deslizamiento como es la parte alta ya mencionados.

El estudio hidrológico consiste en estimar las descargas máximas por los modelos determinísticos Método Racional Modificado y el Método de

SCS, a partir de un análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones pluviométricas ubicadas en áreas adyacentes a la zona del proyecto. Por tanto el estudio hidrológico comprende, el Análisis y Tratamientos de la Precipitación; y el cálculo de caudales máximos de diseño – Caudales máximos instantáneos para diversos períodos de retorno en función a la vida útil en cumplimiento a las Normas de Obras Hidráulicas para obras de zanjas de Coronación, canales de desviación, zanjas de infiltración, muros de contención o Pircas, Forestación – Deforestación, Gaviones y Disipadores de Energía y Desarenadores Tipo Sedimentador en la unión con los cruces de la Vía Los Libertadores con la finalidad de controlar el Transporte de los Sólidos en suspensión entregar a la red de drenaje aguas limpias sin sedimentos.

El procedimiento seguido en el estudio fue el siguiente:

- Evaluación de la zona de estudio
- Análisis y tratamiento de las precipitaciones
- Análisis y tratamiento de la escorrentía superficial.
- Estimación de la erosión hídrica
- Cálculo de transporte de sedimentos.
- Análisis de máximas avenidas.
- Diseño de estructuras de retención.

En la Simulación Hidráulica, se definen para el tramo en estudio de la quebrada San Martín, que es la zona más crítica, donde los niveles que alcanzarían los caudales máximos instantáneos de diseño (período de

retorno de 50, 100 y 200 años); los niveles son la base para determinación de las cotas de rasante de corona de diques.

1.2 OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño de estructuras de retención de sólidos provenientes de las laderas del cerro la Picota considerando transporte de sólidos, erosión hídrica y control de erosión hídrica para evitar colapso en sistema de drenaje existente.

1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO

- Estimar la erosión hídrica en las laderas del cerro la Picota
- Estudiar transporte de sólidos por escorrentía superficial.
- Controlar la erosión hídrica en las laderas del cerro la Picota con estructuras adecuadas.
- Plantear criterios de diseño de estructuras de retención de sólidos para separar del agua las partículas solidas como son de arrastre y de suspensión..
- Realizar un estudio hidrológico para el cálculo de caudales máximos en las zonas críticas del cerro la Picota.

1.4 JUSTIFICACION

En la naturaleza ningún agua de escorrentía superficial es pura, siempre existe transporte de sólidos tanto en suspensión como de fondo, todo transporte de sólidos es un problema debido al incremento

del esfuerzo cortante por el incremento de la densidad del fluido bifásico respecto al agua, por las fuertes pendientes de las laderas del Cerro la Picota y el tipo de suelo vulnerable se originan mayor erosión hídrica y estas son transportados hacia las calles próximas de la Ciudad de Ayacucho, que contempla riesgos y amenazas mas frecuentes en épocas de lluvias, a pesar de existencia de un sistema de drenaje pluvial sin estructuras de retención de sólidos el sistema de drenaje pluvial podría colapsar con la acumulación de sedimentos en esta, para evitar daños materiales en las estructuras del drenaje pluvial es indispensable construir estructuras de retención de sólidos adecuados a la zona de estudio considerando la estimación de erosión hídrica, los caudales máximos en las quebradas del cerro la Picota, transporte de sedimentos y control de erosión hídrica de la zonas críticas de dicho cerro.

1.5 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

En los periodo de lluvias, la ciudad de Ayacucho soporta huaycos que tienen origen en las laderas del Cerro La Picota y estas trasportan materiales sólidos provenientes de la erosión de dichas zonas por efectos pluviales y remoción de suelo por efecto antrópico y son acumulados en calles próximas que por efectos de los vientos originan polvos y así la contaminación del medio ambiente originando enfermedades en la población Ayacuchana por efectos del polvo, así mismo no se tiene ninguna estructura de retención de sólidos previo al sistema de drenaje pluvial de la Ciudad de Ayacucho, siendo una

amenaza de originar un colapso de las estructuras ya construidas y originar diferentes pérdidas materiales en estas.

Debido a las fuertes pendientes de las laderas de cerro la Picota y la erosión de suelos respectivos muchas obras civiles, como diques en el cerro mencionado han colapsado por lo que los sedimentos provenientes de estas zonas ya no son retenidos, no son suficientes por lo que se genera los problemas mencionados.

Es por ello que es necesario hacer un diseño adecuado a la zona de estudio de estructuras de retención de sólidos en base a los caudales máximos que se generarían, la estimación de erosión hídrica y transporte de sólidos para separar adecuadamente dichas partículas solidas del agua pluvial.

CAPITULO II

EVALUACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 ANTECEDENTES

El presente trabajo de tesis ha sido elaborado en atención a testimonio de los lugareños se describe como un área de alto peligro potencial a la ocurrencia de movimientos en masa.

El presente documento tiene por finalidad describir los pormenores de la visita de inspección de la vulnerabilidad física por deslizamiento de tierras del tramo de la parte alta de la microcuenca prolongación San Martín, Producido por la quebrada del mismo nombre.

Se ha observado que nuestras autoridades gestionaron diversos proyectos con respecto a este tema tal como lo hizo la Congresista Elizabeth León Minaya quien solicitó mediante un oficio a la Presidenta de la comisión Agraria Nidia Vílchez, la investigación sobre la condición de área intangible protegida del “Cerro la Picota” del distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, Departamento de Ayacucho

La parlamentaria indicó que las autoridades declaren las laderas del Cerro la Picota como área de protección con fines de forestación, prohibiéndose su uso para otros fines, León Minaya señaló que el área intangible venía siendo lotizado, las áreas forestadas invadidas se han talado árboles, lo que ocasiona en tiempos de lluvia que las viviendas cercanas colapsen además el arrastre del material del cerro desembocan en las calles de ciudad ocasionando enfermedades respiratorias.

La comunidad campesina de Huascahura y la Asociación Silvo Forestal no han podido llegar a un acuerdo causando enfrentamiento físicos por este motivo la congresista Elizabeth León pidió la solución definitiva al problema además pidió que se haga respetar la condición de área intangible protegida del Cerro la Picota, con lo que se preservaría las pocas áreas verdes existentes como pulmón de la Ciudad de Ayacucho (El Comercio, mayo-2008).

El 16 de Diciembre del 2009, se produjo una lluvia intensa, que supero los registros pluviométricos de la Ciudad, causando daños y muerte en el Jr. San Martín del Centro Histórico, así como muchas viviendas colapsadas, a raíz de este desastre el Gobierno Declara en Emergencia la Provincia de Huamanga del Departamento de Ayacucho, a través del Decreto Supremo N° 080 – 2009 – PCM. Donde entre otros precisa lo siguiente: “ El Gobierno Regional de Ayacucho, los Gobiernos Locales involucrados, el Instituto Nacional de Defensa Civil – INDECI, el Ministerio de Economía y Finanzas, el Ministerio de Vivienda y Construcción y Saneamiento, el Ministerio de Agricultura, el Ministerio de Trabajo y Promoción del Empleo, el Ministerio de la Mujer y Desarrollo Social, el Ministerio del Interior, el Ministerio de Educación y demás Instituciones y organismos del Estado, dentro de su competencia, ejecutaran las acciones inmediatas destinadas a la atención de la Emergencia y rehabilitación de las zonas afectadas y a la reducción y minimización de los riesgos existentes, acciones que pueden ser modificadas de acuerdo a

las necesidades y elementos de seguridad que se vayan presentando durante su ejecución, sustentadas en los estudios técnicos de las entidades competentes.”



Desastre en el Jr. San Martín (16/12/2009)



Desastre en el Jr. San Martín por inundación con material proveniente de las laderas del cerro la Picota (16/12/2009)



Personal del ejercito apoyando en limpieza de material proveniente de las laderas del cerro la Picota posterior a la inundación (17/12/2009)

2.2. – Localización.

La quebrada prolongación San Martín- Picota, se ubica políticamente en el departamento de Ayacucho, provincia de Huamanga, distrito de Ayacucho, en donde se localiza su influencia principal; en el inicio se encuentra en la provincia de Huamanga.

La ciudad de Huamanga se sitúa a 2,746 m.s.n.m. situada en la vertiente oriental de la Cordillera de los Andes. Las coordenadas de su centro geográfico son: 13° 09' 26" de latitud sur y 74° 13' 22" del meridiano de Greenwich.

Geográficamente se ubica entre las coordenadas: Inicio N- E.,

Hidrográficamente, en la Vertiente del Atlántico, y siguiendo la dirección Sur – Este a Norte – Este, se desarrolla el tramo.

La unidad hidrográfica de la quebrada Prolongación San Martín, de forma algo elipsoidal, se ubica en el afluente del río La Alameda; limita por el

norte con el distrito de Socos, Carmen Alto, distrito de Chiara, por el sur con el distrito de Huanta, por el este, también ocupa parte del territorio del distrito de Socos, y por el oeste, Distrito de Nazareno.

El Distrito de Ayacucho, pertenece políticamente a la provincia de Huamanga en la Región Ayacucho sus coordenadas UTM y elevación son las siguientes:

Margen Superior Izquierdo

Norte 8545469 m

Este 582147 m

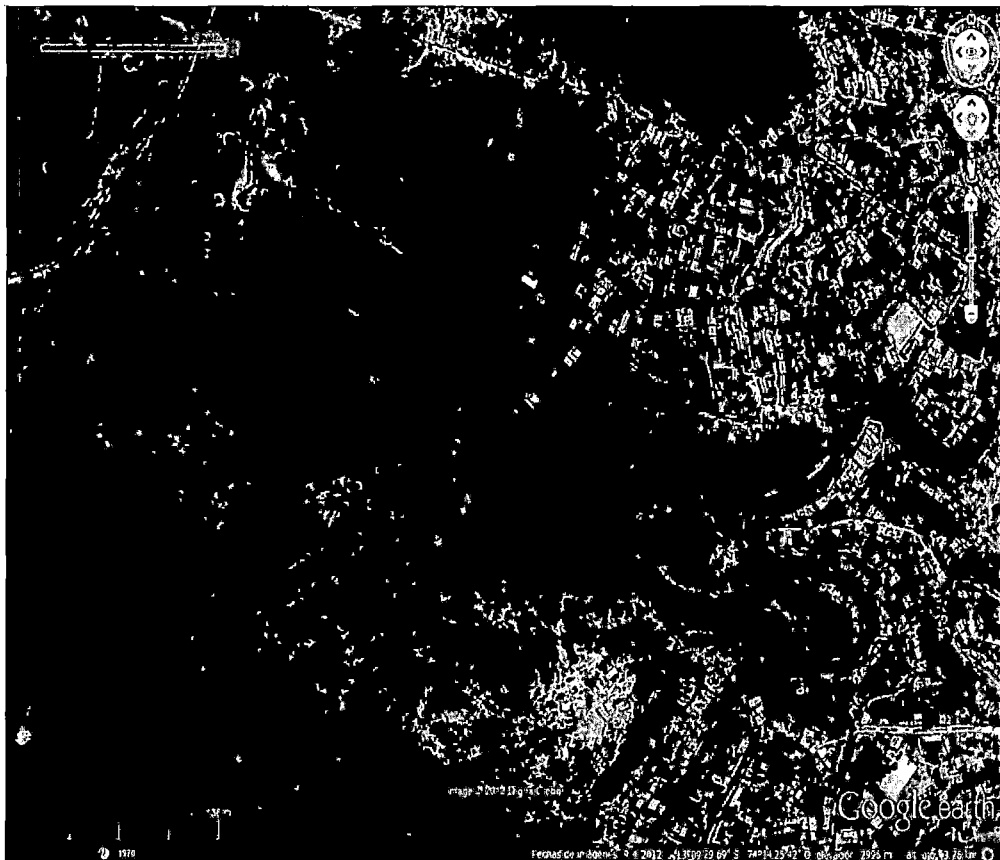
Elevación: 3100 m

Margen Superior Derecho

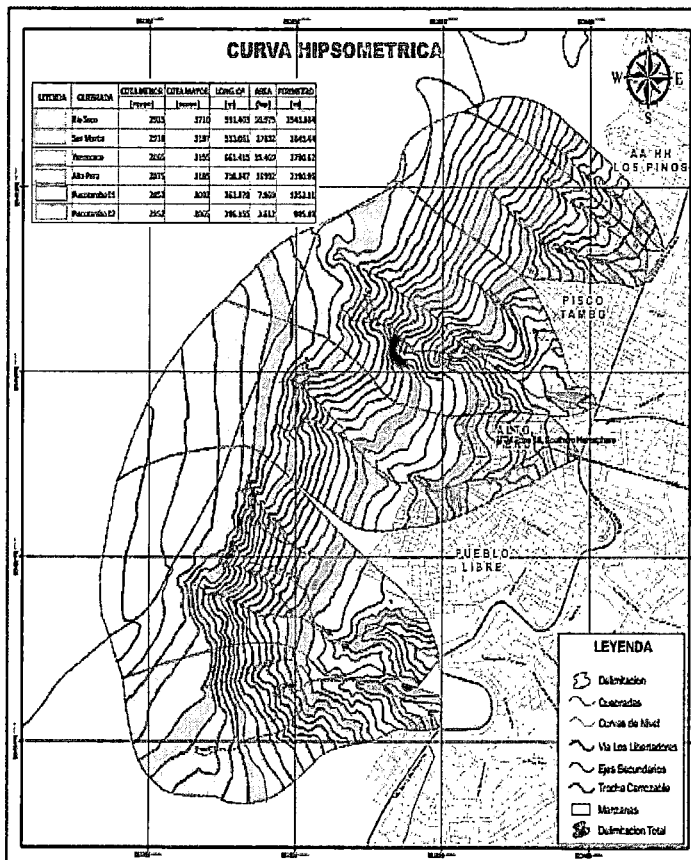
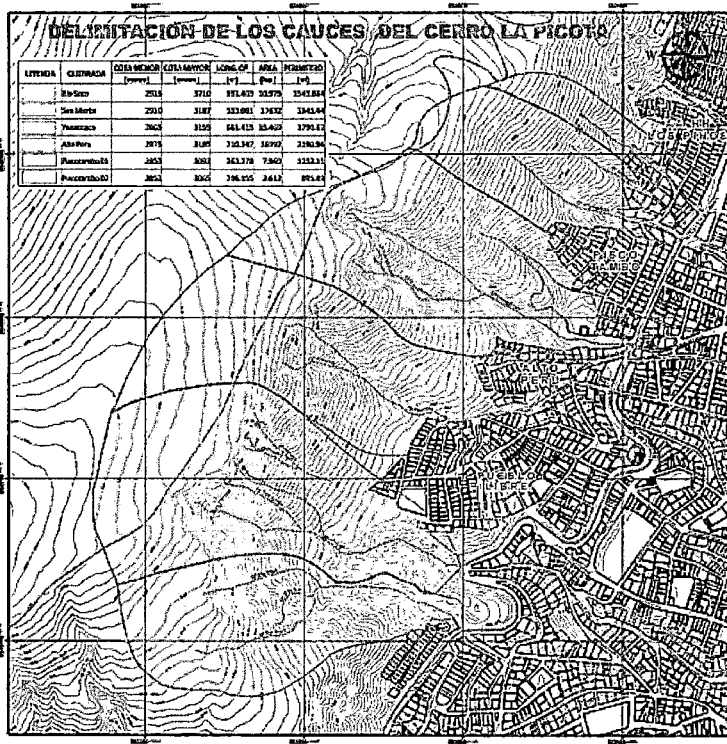
Norte 8545142 m

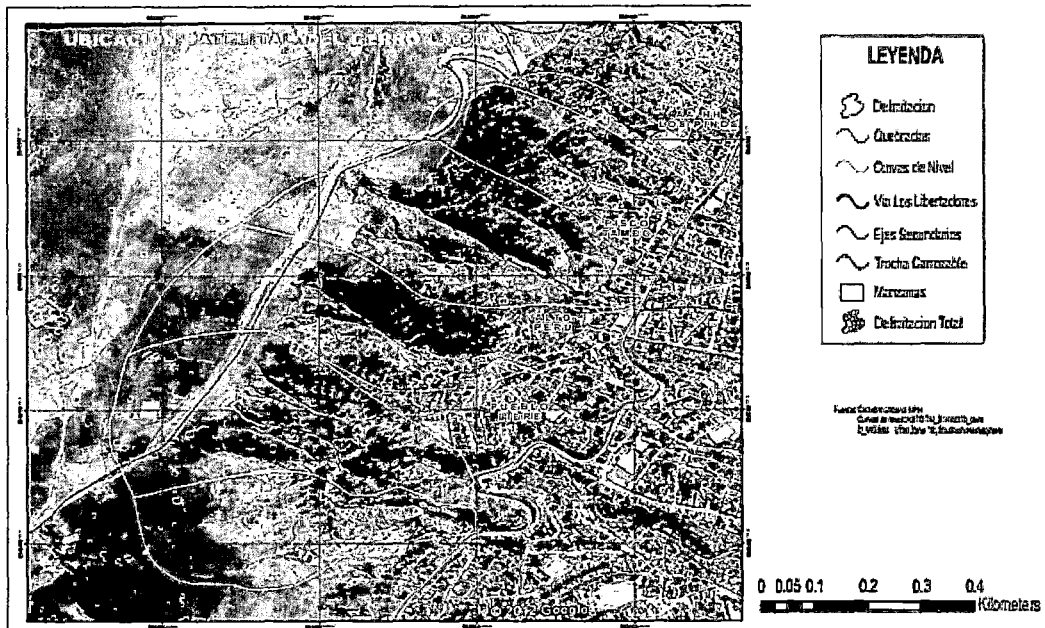
Este 582072 m

Elevación: 3050 m



Ubicación satelital de la quebrada prolongación San Martín





2.3 Diagnostico situacional del área de influencia

Se identifica como el área de estudio, a la unidad hidrográfica de la Quebrada Prolongación San Martín, comprendida desde la partición de aguas, hasta el punto de interés que se encuentra ubicado aguas abajo del Cruce de la Vía Libertadores (ubicación de la alcantarilla de cruce proyectada) – prolongación aguas abajo a una distancia de 200 ml. hasta la ubicación de la entrega del drenaje pluvial del mismo nombre; distinguiéndose para efectos del estudio, a la Microcuenca Prolongación San Martín, como aportante de la escorrentía, en términos de descargas máximas que dan las erosiones en ambas riberas de la quebrada mencionado (área: 0.174 km², hasta la estación de control del eje de la Alcantarilla proyectada como obra de drenaje transversal; en el tramo de aguas arriba del Cruce de la Vía Los Libertadores se tiene cárcavas en formación y antiguas, también se tiene diques transversales de

mampostería de piedra seca e hidráulica en malas condiciones en las zonas bajas e intermedia y condiciones regulares en la parte alta del área de estudio. La caracterización geomorfológica de la cuenca de la quebrada Prolongación San Martín (nueve parámetros estudiados), y de manera particular el análisis del comportamiento con respecto a las precipitaciones (respuesta: LENTA, MODERADA Y RÁPIDA COMO AVENIDAS O CRECIDAS), y basados en especial en dos parámetros (el coeficiente de compacidad, $K_c=1.45$, y la densidad de drenaje, $D_d = 0.50$), la cuenca quebrada prolongación San Martín, tendrá una respuesta "LENTA A MODERADA" a las PRECIPITACIONES.

La quebrada que se presenta es variada, tiene pendiente pronunciada (ver plano perfil longitudinal - microcuencas), como también cauce moderado. La microcuenca en estudio correspondiente a los cauces que cruzan la carretera varían desde 0.0002 Km^2 a 0.174 Km^2 . En consecuencia puede afirmarse que las cuencas dentro del área del estudio es pequeña, desde el punto de vista hidrológico.

La cuenca de forma ovalada circular rectangular hasta aguas abajo del eje Cruce de la Vía Los Libertadores tiene una pendiente media de 72.32% , longitud de cauce principal de la quebrada 0.76 km , altitud media de $3,061 \text{ msnm}$ y densidad de drenaje de 0.50 km/km^2 .

2.4 Problemática del estado situacional de las unidades hidrográficas .

UNIDAD DE VULNERABILIDAD

En la cuenca Cerro La Picota se han identificado 3 unidades de vulnerabilidad, siendo las que porcentualmente tienen mayor incidencia: Tierras con alto riesgo con 66.33%, Tierras con moderado riesgo con 31.35%, del área total de la cuenca. La vulnerabilidad es el grado de pérdida o daño que se puede sufrir ante la ocurrencia de un fenómeno natural. La naturaleza de la vulnerabilidad y su evaluación varían según las estructuras sociales, el nivel de organización de la comunidad afectada, estructuras físicas, bienes, actividades económicas, etc., según las amenazas o peligros existentes. La cuenca Cerro La Picota, por su condición geográfica está expuesta a riesgos con ocurrencia de desprendimientos de grandes volúmenes de tierra y rocas, el problema está vinculado con las condiciones topográficas y fisiográficas, de los suelos y de las variables Hidrometeorológicas. Los desprendimientos, caída de grandes volúmenes de tierra y rocas representan el paso del tiempo, cuando las condiciones geológicas originales experimentan alteración progresiva, formación de escarpas del relieve por efecto de las condiciones Hidrometeorológicas, climatológicas y de la actividad humana. Este fenómeno natural se inicia cuando se propicia la degradación de las condiciones iniciales de resistencia y de deformabilidad de los materiales térreos y rocas, generando un desastre

que afecta a la población (personas y bienes) si no se toman en cuenta las medidas preventivas pertinentes.

Existen experiencias catastróficas que han afectado, inclusive sepultado, a poblaciones enteras; la magnitud de los deslizamientos es tal que quedan fuera del control humano. Sin embargo, una detección oportuna puede representar la diferencia entre la puesta a salvo de los habitantes o una hecatombe de grandes dimensiones, con la correspondiente pérdida de vidas.

Tierras con Alto Riesgo

Se encuentran dispersas en todas las Unidades Hidrográficas, en una superficie de 25 ha, que representa el 66.33% del área total de la cuenca.

Tierras que presentan deterioro y degradación de suelos, relieve fuertemente disectado, inestables, con procesos morfodinámicos activos (erosión en surcos, cárcavas, deslizamientos), vegetación de tipo variable.

La actividad antrópica incrementa la inestabilidad, haciéndolas altamente vulnerables. Deben utilizarse con fines de protección de cuencas y planificar medidas de protección de cuencas o quebradas, infraestructura y mitigación de desastres.

Tierras con Moderado Riesgo

Se encuentran dispersas en todas las Unidades Hidrográficas, en una superficie de 8 ha, que representa el 31.35% del área total de la cuenca.

Son tierras con relieve disectado. La estabilidad geológica es variable, presenta procesos morfodinámicos activos (erosión en surcos, cárcavas, deslizamientos), clima variado, vegetación natural. Su uso está

supeditado a la ejecución de prácticas de conservación de suelos. Comprende tierras que tienen moderadas probabilidades de riesgo económico por causas naturales.

Tierras con Ligero Riesgo

Se encuentran dispersas en las partes altas de todas las Unidades Hidrográficas, a excepción de la Unidad Hidrográfica Alameda – Margen Izquierda, con una superficie de 5 ha, que representa el 1,39% del área total de la cuenca.

Son tierras que por sus características ecológicas, físicas (litológicas, pendiente), y de uso, presentan ciertas limitaciones de uso de su capacidad productiva. Pendiente moderadamente inclinada. La estabilidad de estas tierras es alterada por la actividad antrópica.

Tienen bajas probabilidades de riesgo económico por causas naturales. Se debe efectuar actividades para atenuar el ligero riesgo de vulnerabilidad.

Tierras con Leve Riesgo

Se encuentran en ambos márgenes de la cuenca Cerro La Picota, en la Unidad Hidrográfica Medio Cerro La Picota; con una superficie 0.6 ha, que representa el 0.40% del área total de la unidad hidrográfica.

Son tierras que por sus características físicas (litología, pendiente), ecológicas y de uso, permiten realizar actividades de desarrollo, sin ocasionar el deterioro de su capacidad productiva. Las actividades tienen



leves probabilidades de riesgo económico por causas naturales. Se debe efectuar actividades para mantener la estabilidad del ecosistema.

Diagnóstico del Problema

El diagnóstico en in situ del terreno tiene como objetivo:

- Determinar la superficie degradada que se acogerá a los beneficios y su categoría de erosión, además identificar los problemas a resolver y sus causas.
- Realizar una caracterización del terreno, con aspectos relevantes para el diseño de obras de conservación, obras de protección y encauzamiento de los cauces en tramos críticos.
- Realizar una zonificación de las áreas de tratamiento en cada unidad hidrográfica.
- Efectuar un inventario de obras de conservación existentes en cada unidad hidrográfica.
- Realizar un prediseño de las obras que se realizarán, es decir establecer la selección de obras, su distribución y el número de obras por cada unidad hidrográfica en la zona de tratamiento.

Caracterización del Problema

A partir de los criterios técnicos que permiten reconocer las categorías o grados de erosión, expuestos en el artículo 21° de las disposiciones de las normas técnicas reglamentarias del D.L. 701, se podrán identificar el o los grados de erosión presentes en la zona de estudio, zonificándolos por áreas homogéneas y representándolas en la fotografía aérea.

Determinando las causas y efectos que provocan los problemas detectados (escorrentía superficial, flujos hídricos del cauce o de la cárcava, etc.), de esta manera se dispone de criterios indispensables, en la determinación óptima de las obras de conservación a utilizar, y su correspondiente distribución espacial, de acuerdo a objetivos prioritarios de protección, en relación del recurso a conservar y la magnitud de la protección ejercida por cada obra.

Posteriormente y con apoyo de la Ortofoto se traspasa la información a un plano de la zona de tratamiento por cada unidad hidrográfica (escala 1: 10, 000 o 1:5,000, dependiendo del área a tratar), logrando así la mensura de la superficie afecta sujeta a bonificación.

2.5 Evaluación de la información hidrometeorológicas.

Generalidades

La fuente de consulta del presente ítem corresponde al Informe de Evaluación de los Recursos Hídricos de la Cuenca la Picota, con fines de Aprovechamiento Agrícola, INRENA, elaborado por el MINAG – AYACUCHO en 1990.

Los cinco principales parámetros meteorológicos de mayor importancia para el presente estudio. Información Básica Disponible (Aguas Arriba parte alta de la Cuenca de la Cuenca la Picota Regionalización).

La característica del clima en el sector de la Picota, se utilizó información meteorológica de 20 estaciones ubicadas en el área de estudio y en la región, las cuales permiten precisar el nivel de clasificación. La información meteorológica disponible se recabó del servicio de

Meteorología e Hidrología (SENAMHI). La información presenta períodos de registro con interrupciones discontinuas en su secuencia y otros completos.

En el Cuadro 2.1 se resume información general las estaciones: Huamanga, Quinua, Allpachaca, Tambillo, Chiara y Chontaca como Tipo y código, ubicación geográfica y política, altitud y entidad operante.

CUADRO 2.1: RESUMEN DE ESTACIONES METEOROLÓGICAS UTILIZADAS

N°	ESTACION	TIPO/ COD.	UBICACION					ALTITUD MSNM	ENTIDAD OPERANTE
			GEOGRAFICA		POLITICA				
			LATITUD SUR	LONG. W	DPTO	PROV.	DIST.		
1	Quinua	CO	13°01'	74°08'	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	3260	SENAMHI
2	Allpachaca	CO	13°23'	74°16'	Ayacucho	Huamanga	Chiara	3550	PERC
3	Huamanga	CO	13°20'	74°12'	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	2761	UNSCH
4	Chiara	CO	13°16'	74°12'	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	3400	PERC
5	Tambillo	PLU	13°09'	74°12'	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	2761	PERC
6	Huanta	CO	12°56'	74°15'	Ayacucho	Huamanga	Huanta	2560	SENAMHI
7	Luricocha	CO	12°45'	74°16'	Ayacucho	Huamanga	Huanta	2625	SENAMHI
8	Andamarca	CO	14°23'	73°58'	Ayacucho	Lucanas	Carmen salcedo	3490	SENAMHI
9	Chontaca	CO			Ayacucho	Huamanga	Acocro	3525	PERC

Elaboración propia. Fuente: Proyecto Especial Río Cachi y SENAMHI

CO : Estación Climatológica Ordinaria

PLU : Estación Pluviométrica

SIN : Sinóptica.

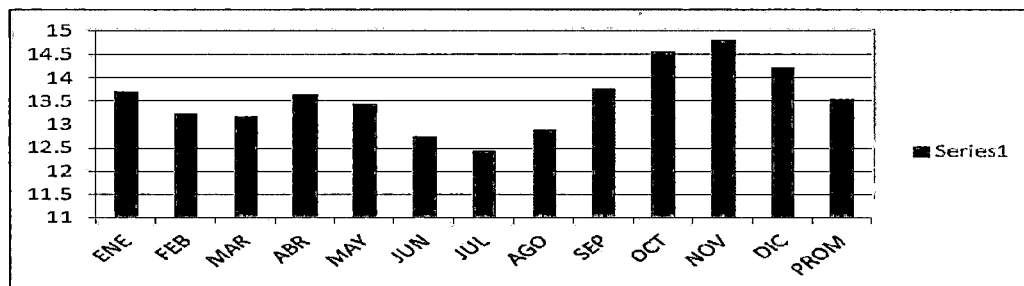
Temperatura

Estación de Huamanga

La temperatura media anual promedio, registrada en la estación Huamanga, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de $T_x = 13.55 \text{ }^\circ\text{C}$, distribuyéndose mensualmente así:

GRAFICO N° 2.1. HUAMANGA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
13.23	13.7	13.17	13.65	13.49	12.73	12.43	12.88	13.76	14.57	14.8	14.22	13.55



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 14.80 °C en Noviembre, y un mínimo de 12.43 °C en Julio. Ver el régimen de distribución mensual de temperatura en Huamanga en el Gráfico N° 2.1. El objeto principal del presente ítem es la estimación de los valores de temperatura media mensual para el Proyecto “Mejoramiento y Rehabilitación de Caminos Vecinales en el Distrito de Quinua Provincia de Huamanga Región Ayacucho”, 2012; tomando en cuenta; la información existente en la estación meteorológica más cercana denominada que es Huamanga ubica 2,750 m.s.n.m como valor medio y existe una marcada relación entre la altitud y la temperatura que permita la extrapolación de datos.

RELACIÓN ALTITUD VS TEMPERATURA MEDIA ANUAL

Es conocida la variación inversa de la temperatura con la altitud de la cual se desprende el denominado gradiente térmico, que usualmente es un valor constante para una cuenca determinada o grupo de ellas de comportamiento hidrológico similar. Se ha procedido a obtener la relación altitud vs Temperatura media anual para las cuencas del Río Cachimayo – Mantaro y Pampas.

TEMPERATURA MEDIA ANUAL EN PUNTOS DE INTERÉS

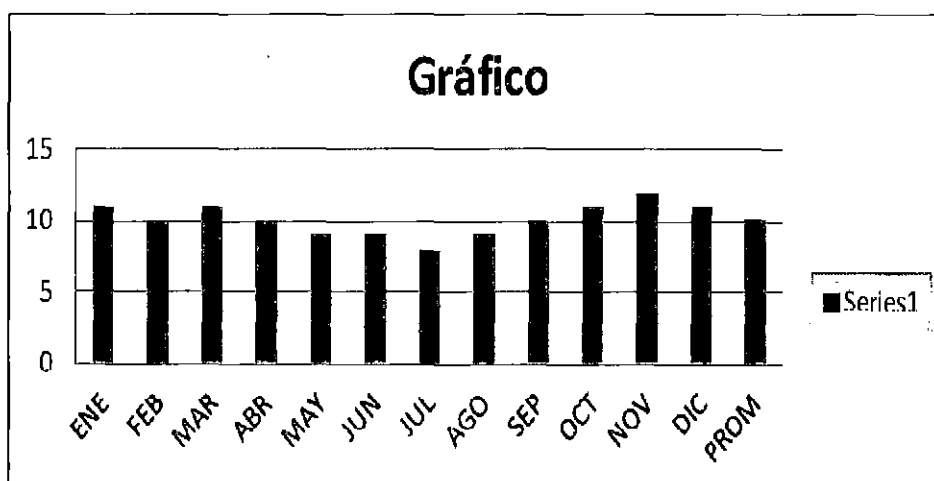
Con los resultados obtenidos en la Curva Altitud vs. Temperatura se ha determinado que la temperatura media anual para el Proyecto “Mejoramiento y Rehabilitación de Caminos Vecinales en el Distrito de Quinua Provincia de Huamanga Región Ayacucho”, 2008; es igual a 14.2 °C y mediante un factor de disminución de 0.860 aplicado a los datos de temperatura media mensual de la Estación de Huamanga se obtiene el Registro de Temperatura Media Mensual.

Estación de Quinua

La temperatura media anual promedio, registrada en la estación Quinua, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de $T_x = 10.1$ °C, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.2. QUINUA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
11	10	11	10	9	9	8	9	10	11	12	11	10.1



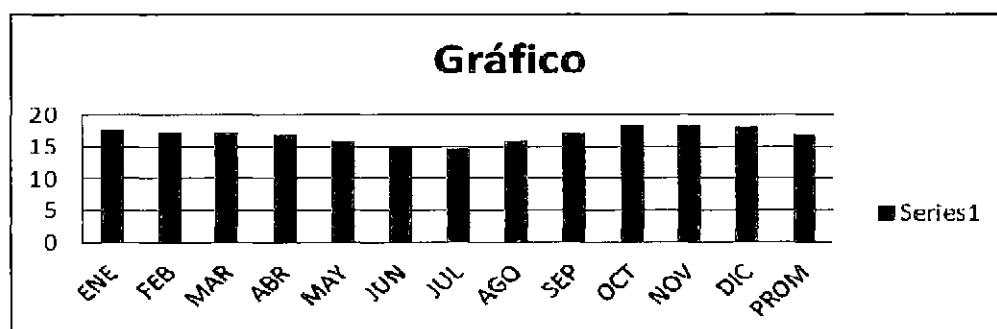
El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 12°C en Noviembre, y un mínimo de 8 °C en Julio.

Estación Tambillo

La temperatura media anual promedio, registrada en la estación tambillo, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de $T_x = 16.84 \text{ }^\circ\text{C}$, distribuyéndose mensualmente así:

GRAFICO N° 2.3. TAMBILLO

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
17.66	17.2	17.18	16.82	15.84	14.73	14.7	15.83	17.12	18.26	18.38	18.2	16.84



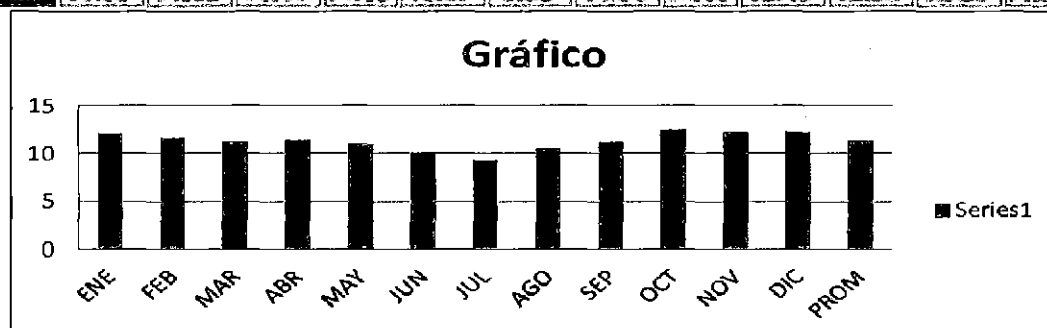
El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de $18.38 \text{ }^\circ\text{C}$ en Noviembre, y un mínimo de $14.7 \text{ }^\circ\text{C}$ en Julio.

Estación de Chontaca

La temperatura media anual promedio, registrada en la estación Chontaca, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de $T_x = 11.30 \text{ }^\circ\text{C}$, distribuyéndose mensualmente así:

GRAFICO N° 2.4. CHONTACA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
12.04	11.68	11.28	11.41	11.06	10.07	9.92	10.59	11.18	12.49	12.28	12.28	11.3



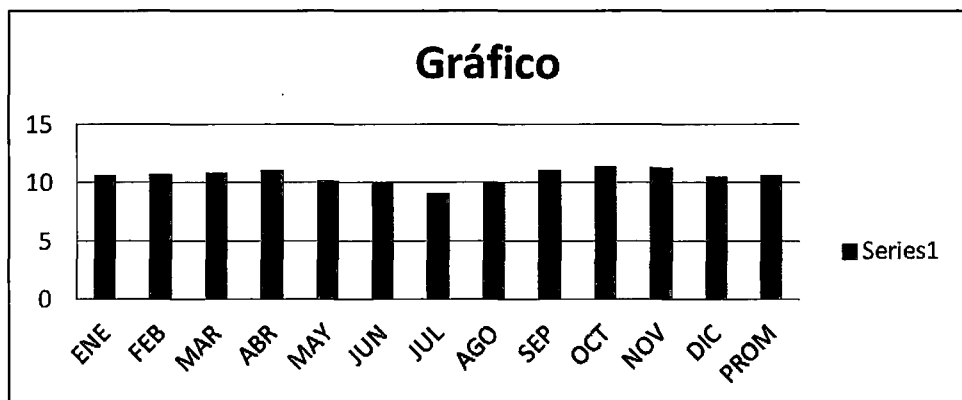
El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 12.28 °C en diciembre, y un mínimo de 9.32 °C.

Estación de Chiara

La temperatura media anual promedio, registrada en la estación Chiara, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de $T_x = 10.60$ °C, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.5. CHIARA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
10.8	10.7	10.9	11.1	10.2	10	9.1	10	11.2	11.4	11.3	12.3	10.6



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 11.40 °C en Octubre, y un mínimo de 9.1 °C en el mes de Julio.

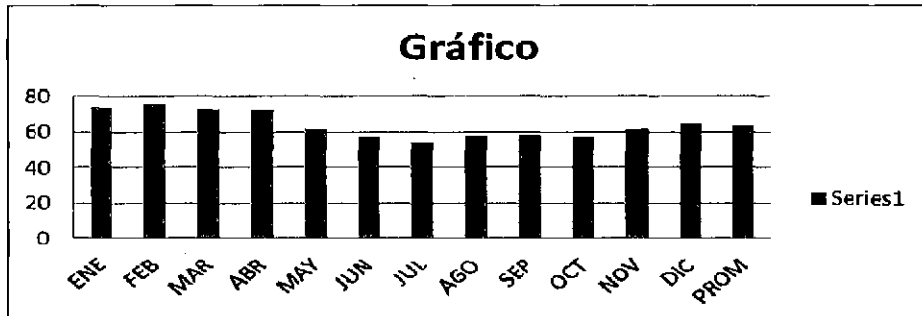
Humedad Relativa

Estación de Huamanga

La humedad relativa media anual promedio, registrada en la estación Huamanga, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de $HR = 63.83\%$, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.6. HUAMANGA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
74	76	73	72	61	57	54	58	58	57	61	65	63.93



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 76 en Febrero, y un mínimo de 54 % en el mes de Julio.

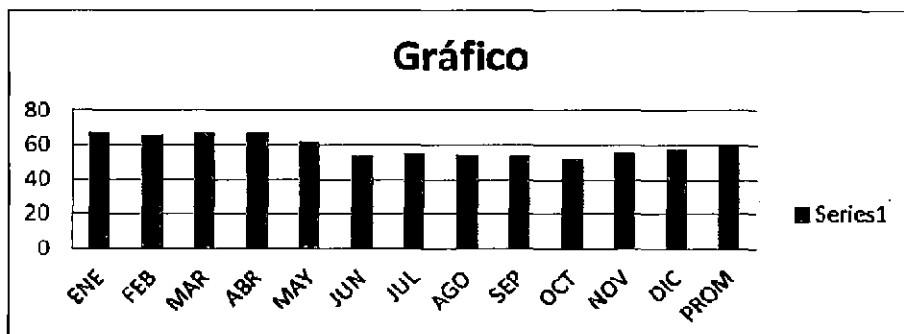
Ver en el gráfico N° 2.6, el régimen de distribución de la humedad relativa promedio mensual en Huamanga.

Estación de Quinua

La humedad relativa media anual promedio, registrada en la estación Quinua, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de HR = 59.1%, distribuyéndose mensualmente así:

GRAFICO N° 2.7. QUINUA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
67	66	67	67	62	58	55	54	56	52	56	57	59.1



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 67 en Marzo, y un mínimo de 52 % en el mes de Octubre.

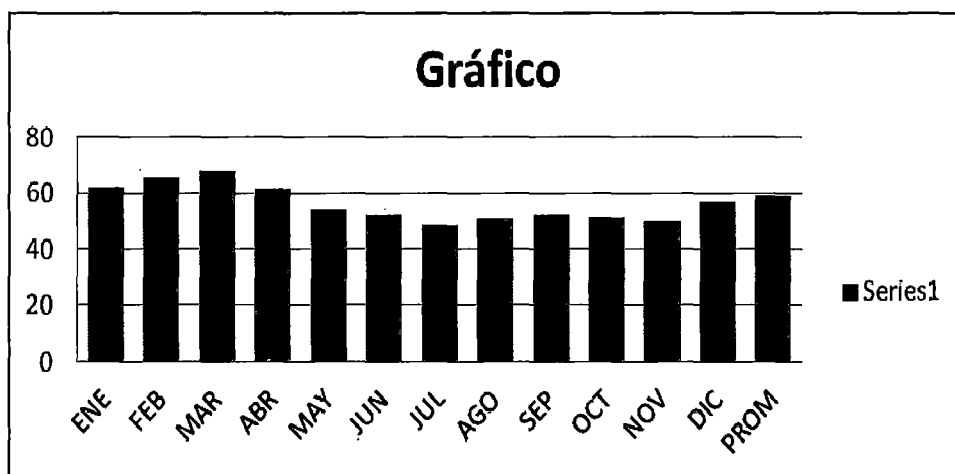
Ver en el gráfico N° 2.7, el régimen de distribución de la humedad relativa promedio mensual en Quinua.

Estación de Tambillo

La humedad relativa media anual promedio, registrada en la estación Tambillo, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de HR = 56.1%, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.8. TAMBILLO

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
62.3	65.8	68.1	61.7	53.8	52.3	48.5	50.7	52.3	51.4	49.7	56.9	56.1



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 68.1 en Marzo, y un mínimo de 48.5% en el mes de Octubre.

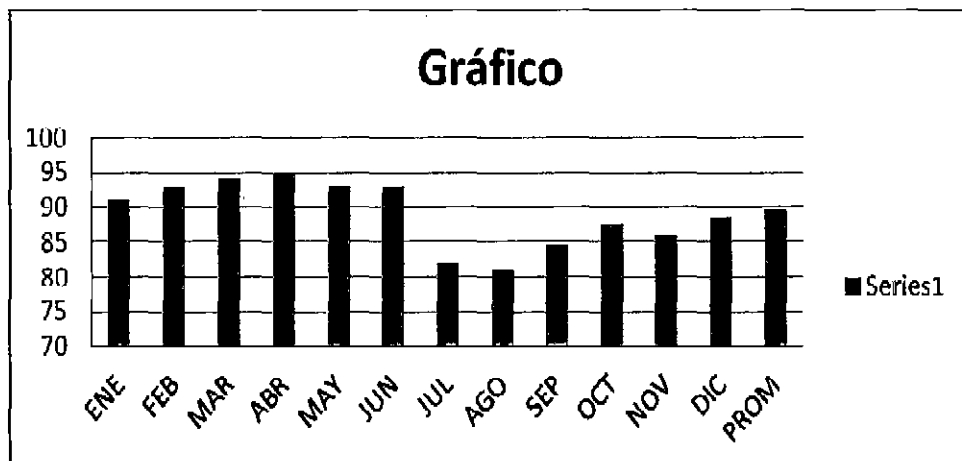
Ver en el gráfico N° 2.8, el régimen de distribución de la humedad relativa promedio mensual en Quinua.

Estación de Chiara

La humedad relativa media anual promedio, registrada en la estación Chiara, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de HR = 89.04%, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.9. CHIARA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM.
91	93	94	95	93	93	82	81	84.5	87.5	86	88.5	89.04



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 95% en Abril, y un mínimo de 81 % en el mes de Agosto.

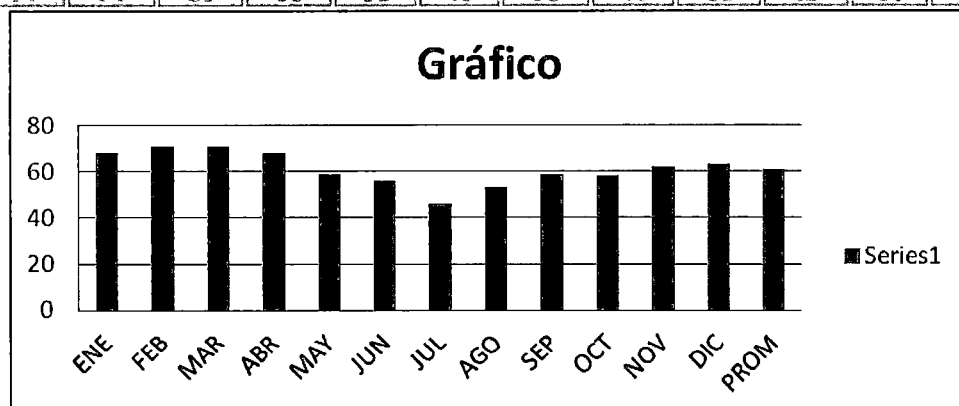
Ver en el gráfico N° 2.9, el régimen de distribución de la humedad relativa promedio mensual en Chiara.

Estación de Allpachaca

La humedad relativa media anual promedio, registrada en la estación Allpachaca, para el período 1972 – 2002, y asumida para el área de estudio, es de HR = 56.1%, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.10. ALLPACHACA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
68	71	71	68	59	56	46	53	59	58	62	63	61



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 71% en Marzo, y un mínimo de 46% en el mes de Octubre.

Ver en el gráfico N° 2.10, el régimen de distribución de la humedad relativa promedio mensual en Allpachaca.

Evaporación de Tanque

El objeto principal del presente ítem es la estimación de los valores de evaporación total mensual en el área de Estudio “Diseño Hidráulico de estructuras de retención de sólidos provenientes de las laderas del cerro la Picota-Ayacucho”; 2013, mencionado; tomando en cuenta la información existente en la estación meteorológica más cercana denominada Quinoa que se ubica 3260 m.s.n.m, existe una marcada relación entre la evaporación y la altitud que permita la extrapolación de datos.

Es conocida la variación inversa de la evaporación total con la altitud de la cual se desprende el denominado gradiente evaporimétrico que

usualmente es un valor constante para una cuenca determinada o grupo de ellas de comportamiento hidrológico similar.

Se ha procedido a obtener la relación altitud Vs. Evaporación total anual para las cuencas del río Cachimayo – Mantaro y Pampas.

EVAPORACIÓN EN PUNTOS DE INTERÉS

Con los resultados obtenidos en la curva altitud Vs. Evaporación se ha determinado que la Evaporación. Mediante un factor de disminución de 0.884 aplicando a los datos de evaporación total mensual de la Estación Huamanga se obtiene el registro de evaporación total mensual y finalmente el de evaporación neta.

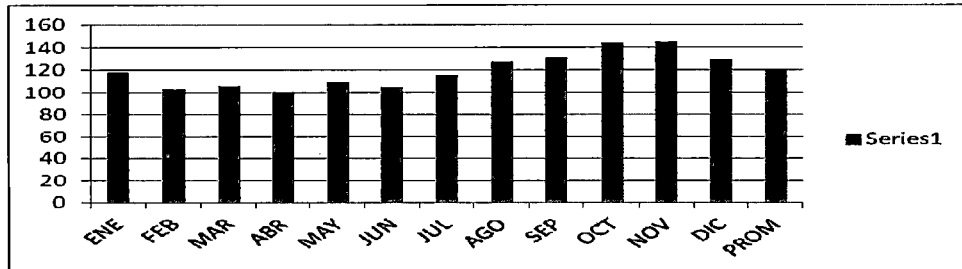
La evaporación neta se encuentra multiplicando un coeficiente por la evaporación medida en el tanque de evaporación tipo "A". El U.S. Weather Bureau determinó que para el caso de embalses, este coeficiente anual es de 0.70; el cual ha sido utilizado en los cálculos correspondientes.

Estación de Huamanga

La evaporación media anual promedio, registrada en la estación Huamanga, para el período 1972 – 2002 (32 años completos), y asumida para el área de estudio, es de $EV = 119.40$ mm, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.11. HUAMANGA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
117.6	103	105.4	100.5	108.4	105.3	115.3	127.8	130.8	144.5	144.7	129.4	119.4



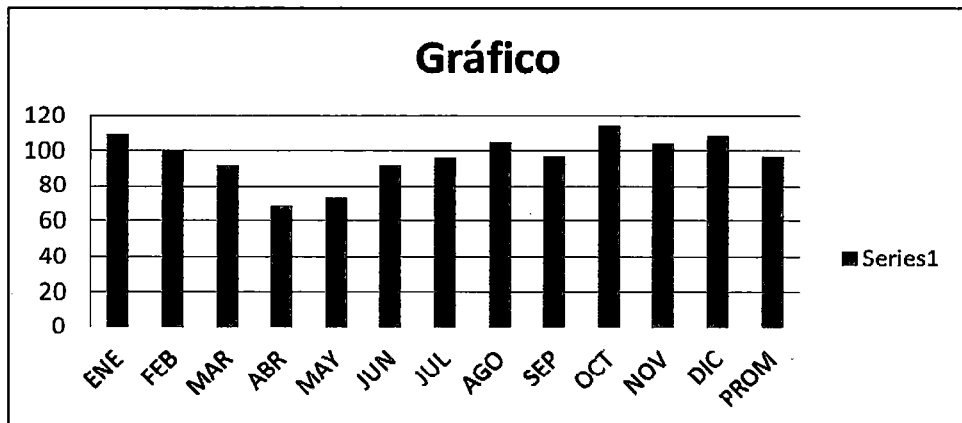
El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 144.7 mm. En Noviembre, y un mínimo de 100.5 mm., en el mes de Abril.

Estación de Chontaca

La Evaporación media anual promedio, registrada en la estación Chontaca, para el período 1972 – 2002 (32 años completos), y asumida para el área de estudio, es de $EV = 96.53$ mm, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.12. CHONTACA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
109.1	100	92	69.2	73.2	91	96	104.5	96.6	114.2	104	108.5	96.53



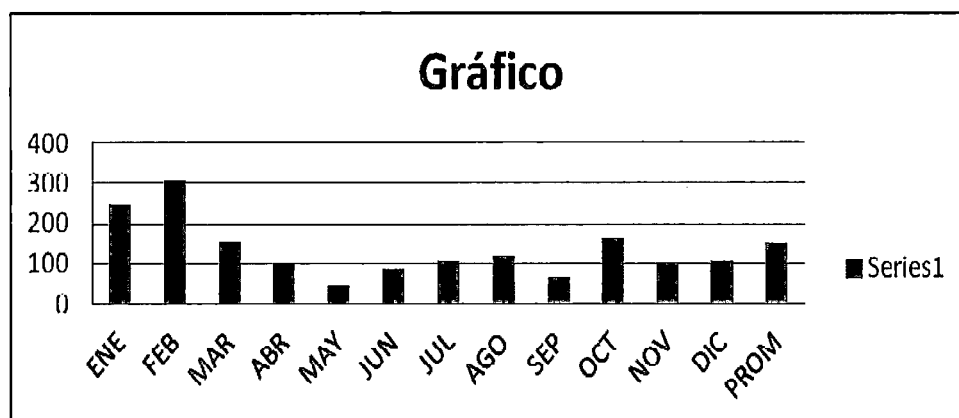
El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 114.20 mm. En Octubre, y un mínimo de 69.20 mm., en el mes de Abril.

Estación de Allpachaca

La Evaporación media anual promedio, registrada en la estación Allpachaca, para el período 1972 – 2002 (32 años completos), y asumida para el área de estudio, es de $EV = 149.38$ mm, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.13. ALLPACHACA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
248.8	305.9	156.8	100.4	44.6	85.1	109.7	119.1	67.7	162	102	108.5	149.38



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 305.9 mm. En Febrero, y un mínimo de 44.60 mm., en el mes de Mayo.

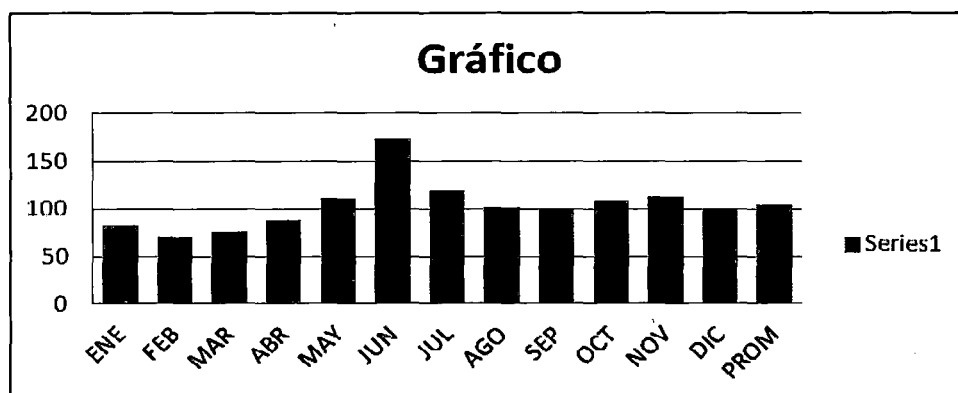
Estación de Quinua

La Evaporación media anual promedio, registrada en la estación Quinua, para el período 1972 – 2002 (32 años completos), y asumida

para el área de estudio, es de $EV = 103.87$ mm, distribuyéndose mensualmente así:

GRÁFICO N° 2.14. QUINUA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
83.3	70.6	75.8	88.4	111.7	174	119.1	101.5	99.4	109.5	112.5	100.5	103.87



El valor promedio – como puede apreciarse – varía entre un máximo de 174.0 mm. En Julio, y un mínimo de 70.60 mm., en el mes de Febrero.

Precipitación

El objetivo principal del presente ítem es la estimación de los valores de precipitación media mensual, en las áreas agrícolas del Proyecto “Instalación de Obras de Protección Medio Ambientales y Estructurales en los cauces del Cerro La Picota Distrito de Ayacucho Provincia Huamanga – Región Ayacucho”; 2012, existente en la estación meteorológica más cercana denominada Quinua que se ubica a 3260 m.s.n.m., los terrenos agrícolas se ubican a 2,760 a 3260 m.s.n.m; y existe una marcada relación entre la altitud y la precipitación que permita la extrapolación de datos.

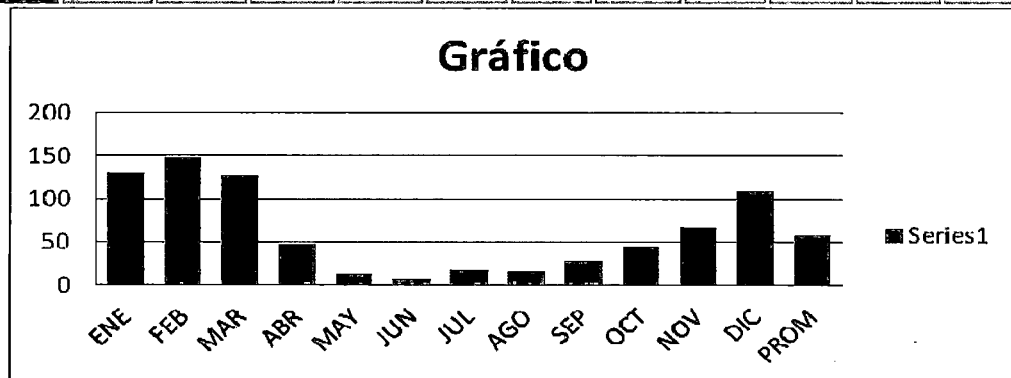
La precipitación es el elemento básico que determina el comportamiento hidrológico de una región y como tal, es importante conocer su comportamiento estacional. Sin embargo, es necesario señalar que la información existente y los registros históricos de precipitación son bastante irregulares.

Estación de Huamanga

La precipitación total anual promedio, registrada en la Estación Huamanga, para el período 1972 – 2002: 56 registros, 32 años completos., es de $P_x = 57.53$ mm., variando entre un mínimo de 8.8 mm (Junio) y un máximo de 148.7 mm (Febrero), y que se distribuye por mes del siguiente modo.

GRÁFICO N° 2.15. HUAMANGA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
130.8	148.7	126.8	47.8	13.8	8.8	18.1	16.9	29.3	45.1	63	109.5	57.53



Es posible distinguir la temporada lluviosa de Octubre a Abril, en que ocurre el 89% de la lluvia total anual, y otra relativamente más seca de Mayo a Septiembre (11% del total anual precipitado).

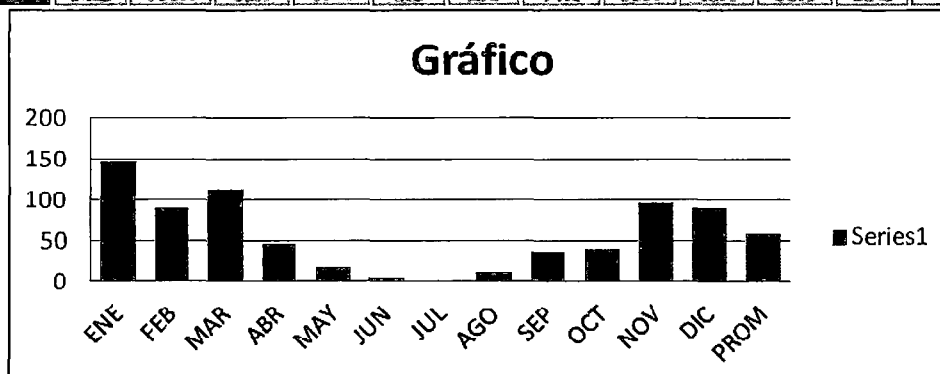
Ver el régimen de distribución mensual para Huamanga en el Gráfico N° 2.15.

Estación de Quinua

La precipitación total mensual, en la estación Quinua (que es asumida), para el período 1972 – 2002 es de $P_x = 58$ mm., variando entre un máximo de 148.4 mm., en Enero y un mínimo de 2.8 mm., en Julio, presentado distribución mensual:

GRÁFICO N° 2.16. QUINUA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
148.4	90.2	113.1	46.1	17.4	5.9	2.8	11.3	35.4	40.1	96.3	89.3	58



Se aprecia, como típico de los regímenes pluviales ecuatoriales, el período lluvioso entre los meses de Septiembre a Abril, en el que ocurre el 94.7% de la lluvia total, y un período más seco entre Mayo y Agosto, en que se produce el 5.3% del total de lluvia anual.

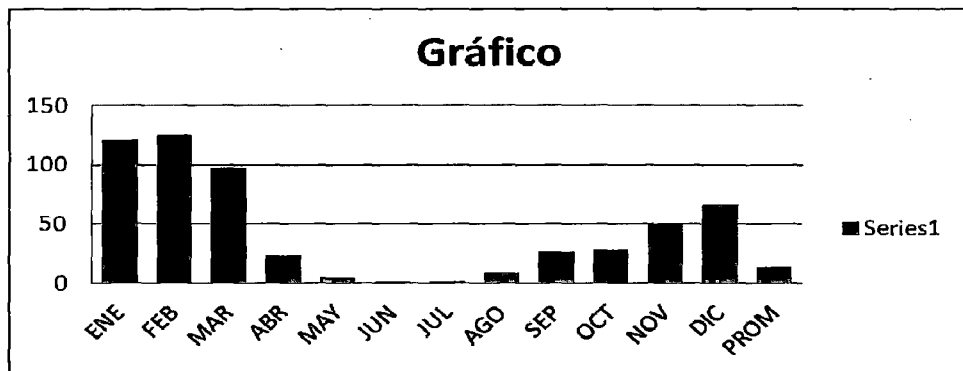
Estación de Tambillo

La precipitación total anual promedio, registrada en la Estación Tambillo, para el período 1972 – 2002: 56 registros, 32 años

completos), es de $P_x = 46.3$ mm., variando entre un mínimo de 1.3 mm, (Junio) y un máximo de 124.7 mm. (Febrero), y que se distribuye por mes del siguiente modo.

GRÁFICO N° 2.17. TAMBILLO

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
120.8	124.7	97.2	23.5	4.8	1.3	1.8	9.3	27.1	28	50.5	66.2	46.3



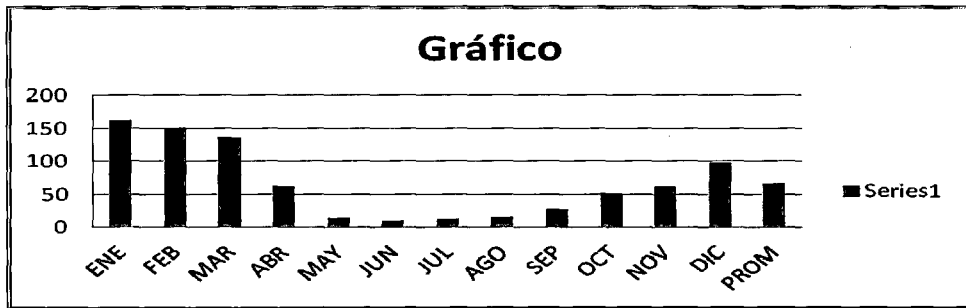
Es posible distinguir la temporada lluviosa de octubre a Abril, en que ocurre el 81% de la lluvia total anual, y otra relativamente más seca de Mayo a Septiembre (19% del total anual precipitado).

Estación de Chontaca

La precipitación total anual promedio, registrada en la Estación Chontaca, para el período 1972 – 2002: 56 registros, 32 años completos), es de $P_x = 67.05$ mm., variando entre un mínimo de 8.8 mm, (Junio) y un máximo de 148.7 mm. (Febrero), y que se distribuye por mes del siguiente modo.

GRÁFICO N° 2.18. CHONTACA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
162.5	149.9	136.9	62.6	13.5	9.6	13.2	15.8	27.7	52	63.1	97.8	67.05



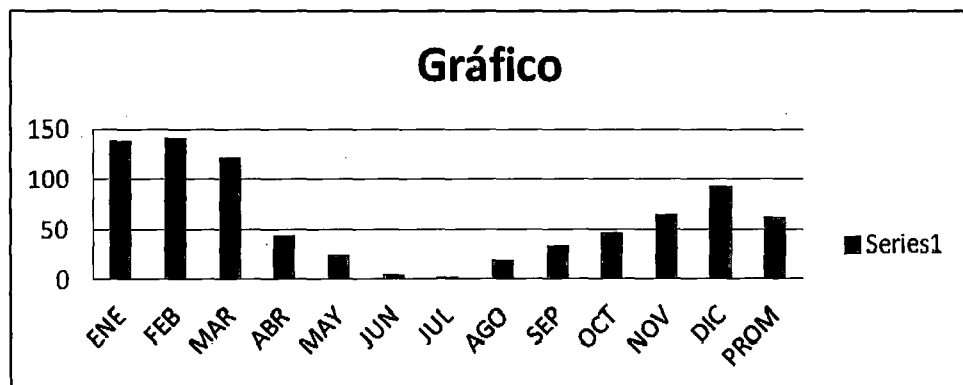
Es posible distinguir la temporada lluviosa de octubre a Abril, en que ocurre el 90% de la lluvia total anual, y otra relativamente más seca de Mayo a Septiembre (10% del total anual precipitado).

Estación de Allpachaca

La precipitación total anual promedio, registrada en la Estación Tambillo, para el período 1966 – 2002: 56 registros, 32 años completos), es de $P_x = 61.62$ mm., variando entre un mínimo de 2.5 mm, (Junio) y un máximo de 141.2 mm. (Febrero), y que se distribuye por mes del siguiente modo.

GRÁFICO N° 2.19. ALLPACHACA

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
139	141.2	121.8	45	25.5	5.3	2.5	20	34.2	47.2	64.1	93.6	61.62



Es posible distinguir la temporada lluviosa de octubre a Abril, en que ocurre el 90% de la lluvia total anual, y otra relativamente más seca de Mayo a Septiembre (10% del total anual precipitado).

2.6. Determinación de los parámetros geomorfológicos de las unidades hidrológicas.

2.6.1.- Ecología

De acuerdo al Sistema de Clasificación de Zonas de Vida propuesta por el Dr. Leslie R. Holdridge se han identificado seis (06) formaciones ecológicas

2.6.2.- Cobertura Vegetal

La cobertura vegetal en la cuenca La Picota es variada, se han identificado 11 tipos de cobertura vegetal.

2.6.3.- Geología

La geología en la cuenca del Cerro La Picota es variada, se han identificado 04 unidades geológicas, siendo las más representativas: depósitos sedimentarios de la formación Ayacucho y los depósitos aluviales recientes del Cuaternario y se encuentran en menor proporción depósitos volcánicos de la formación Molinoyocc que suprayacen a depósitos sedimentarios de la formación Ayacucho.

2.6.4.- Geomorfología

En la cuenca Cerro La Picota se pueden distinguir 04 formaciones geomorfológicas, siendo los más representativas: vertiente montañosa empinada a escarpada con 25.19%, vertiente montañosa y colina

moderadamente con 25.12%, vertiente montañosa y colina empinada a escarpada con 24.68% del área total de la cuenca.

2.6.5.- Capacidad de Uso Mayor

En la cuenca La Picota se pueden distinguir 12 formaciones de Capacidad de Uso Mayor, siendo los más representativas: Pastoreo de Páramo, Calidad Agrológica Baja, Protección, Limitación por suelo y erosión con 31,42%, Protección (Bosque nuboso) con 13,93%, Protección – Pastoreo, Calidad Agrológica Baja – Cultivos en Limpio, Calidad Agrológica Baja, Limitación por suelo y erosión con 1,9% del área total de la cuenca.

2.6.6.- Unidades Forestales

En la cuenca La Picota se pueden distinguir 05 tipos de Unidades Forestales, siendo las más representativas: Pajonal Altoandina con 51.29% y Matorral Húmedo Templado con 25.58% del área total de la cuenca.

2.7.- Caracterización Geomorfológica de las Quebradas o Microcuencas Cerro Picota

Obtenidos los parámetros geomorfológicos, para el área en estudio de las unidades hidrográficas del río Alameda (Cerro La Picota), éstos han servido para caracterizarla geomorfológicamente, en especial desde el punto de vista de su comportamiento con respecto a la precipitación en términos de avenidas o crecidas.

A.- Forma de las Microcuencas: Coeficiente de Compacidad (Kc)

Si:

Kc = 1 Tiempos de concentración menores, circular, mayor propensión a las crecientes.

Kc = 2 Tiempos de concentración mayores, cuenca alargada, menor propensión a las crecientes.

Microcuenca de Prolongación San Martín Aguas Arriba de Vía Los Libertadores

Kc = 1.45 : Menor Propensión a las crecientes

B.- Sistema de Drenaje: Densidad de Drenaje (Dd)

Si Dd:

Entre 0.5 Km/Km², hoyas con drenaje pobre.

Hasta 3.5 Km/Km², hoyas excepcionalmente bien drenadas.

Unidad Hidrográfica de Río Prolongación San Martín

Dd = 0.20: Microcuenca con drenaje pobre. Mayor propensión a las Crecientes.

C.- Resumen de la Caracterización Geomorfológica de las Quebradas o Ríos en los Puntos de Control o Interés

Se considera tres niveles de respuesta de una microcuenca (como crecientes) a la precipitación: Lenta, moderada y rápida.

Por los parámetros analizados, las unidades hidrográficas del Cerro La Picota, tendrían una respuesta "moderada" a las precipitaciones.

CAPITULO III

ANALISIS Y TRATAMIENTO DE LA PRECIPITACIÓN

3.1.- RED DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

3.1.1. Información Histórica

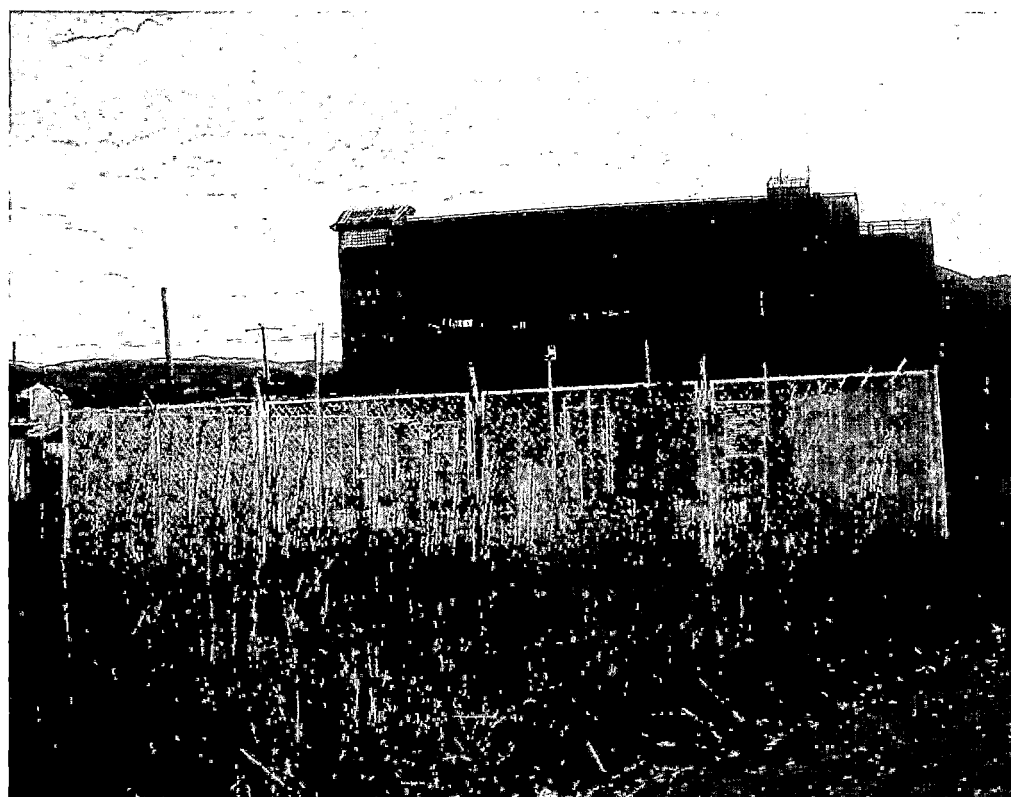
La información pluviométrica disponible se recabo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Los afluentes de la Margen Izquierda de la Microcuenca Alameda (Río Seco, Aguas Arriba Vía Libertadores Quebrada Prolongación San Martín, Quebrada I, Quebrada Alto Perú, Yanaccacca, Pisco Tambo, Accopampa y Quebrada II) se caracterizan por presentar una baja densidad de pluviómetros, cortos períodos de registro con interrupciones discontinuas en su secuencia y otros complementos en las estaciones meteorológicas vecinas. Adicionalmente se utilizó información climática georeferenciada del TRMM (Tropical Rainfall Measuring Mission) de la NASA.

El objetivo del presente ítem, es la estimación de la precipitación total anual y mensual en las unidades hidrográficas efímeras y puntos específicos de interés con la finalidad de tener valores que permitan caracterizar la climatología del área de estudio, calcular los valores del coeficiente de escorrentía, efectuar el balance hídrico y otros cálculos hidrológicos usuales. Se han empleado los datos de las estaciones climatológicas ordinarias de SENAMHI correspondientes a Chiara, Pampa El Arco - Huamanga, Quinua, Tambillo, Luricocha, Cuchoquesera, Allpachaca, Los Libertadores, Paras etc. Estos datos son consistentes y

de una marcada similitud hidrológica demostrada en la linealidad de los datos ploteados.

Cuadro N° 3.1. Estaciones Pluviométricas de Interés del Estudio

N°	TIPO	NOMBRE	CUENCA	DPTO	PROVINCIA	DISTRITO	ALTITUD (msnm)	Longitud	Latitud
1	PLU	Putacca	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Huamanga	3550	74°21	13°03
2	PLU	Cuchoquesera	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Huamanga	3750		
3	CO	Allpachaca	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Chiara	3600	74°16	13°23
4	CO	Chiara	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Chiara	3400	74°12'17"	13°16
5	CO	Canaán	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	2740		
6	CO	Pampa del Arco	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Ayacucho	2761	74°12	13°20
7	CO	Huanta	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Huanta	2628	74°15	12°56
8	CO	Luricocha	Mantaro	Ayacucho	Huamanga	Huanta	2580	74°16	12°54
9	PLU	Tambillo	Cachi	Ayacucho	Huamanga	Tambillo	3250	74°12	13°09
10	CO	Tunsulla	Cachi	Ayacucho	Cangallo	Paras	3900	74°34'39"	13°19'57"



Vista de estación Huamanga

3.1.2. Información Indirecta

También se ha incluido información climatológica satelital del sensor TRMM 3B-43 (Tropical Rainfall Measuring Mission), el cual está distribuido especialmente con una grilla de $0.25^{\circ} \times 0.25^{\circ}$ y en donde las series mensuales abarcan el período 1998 – 2010. Esta información se utilizará exclusivamente en lugares donde no se tenga información del SENAMHI.

3.1.3.- Validación de información Satelital

Varios productos derivados de observaciones satelitales están disponibles para estudiar la convección tropical y un grupo de métodos y algoritmos se han desarrollado para estimar la precipitación mediante el uso de imágenes en las bandas visible, infrarroja y microondas. En este grupo se encuentra el TRMM. Este sensor fue validado por algunos autores en Perú y Bolivia con buena correlación entre la información y datos a nivel de superficie.

La validación se basa en comparar los registros de precipitación en ambas bases de datos, con el fin de comprobar que los datos del TRMM representan adecuadamente los patrones de precipitación de las estaciones del SENAMHI. Al lado del control visual del diagrama gráfico, se deberá utilizar criterios de error para obtener una clasificación más objetiva de las diferencias entre los valores del sensor y los observados, la raíz del error cuadrático medio relativo y el coeficiente de correlación.

Se observa una buena correlación entre los valores del SENAMHI y el TRMM, los estadísticos: el coeficiente de correlación Pearson ($r = 0.88$), error cuadrático medio ($r = 0.78$) y el error el relativo igual a 11%, nos muestran resultados aceptables y una ligera sobre estimación de la lluvia en los períodos de avenidas, en términos generales podemos concluir en las subcuencas de la región de Ayacucho en el período considerado (Referencia Bibliográfica Estudio Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas, 2010 y la Cuenca Río Cachi).

3.2. RELACIÓN PRECIPITACIÓN – ALTITUD

Es conocido el efecto de la variación altitudinales sobre la magnitud de precipitación, por lo que se analizo la relación existente entre ambas variables en el ámbito del estudio, al respecto se tiene una variabilidad espacial de las lluvias debido a la forma de la cuenca. Por estos motivos no se utilizará la relación precipitación – altitud, en cambio se realizara una sectorización de las estaciones de lluvia por microcuencas de los puntos de interés del estudio.

$$P - 350 = 0.42157 (H - 2000)^{0.92983}$$

Puede observarse una gradiente pluviométrica aproximada en el área comprendida entre los 3000 y 4000 msnm, con tendencia decreciente a mayores altitudes.

$$P = 0.000362 * H^2 - 1.543 * H + 2123$$

ESTACIONES	ALTITUD	$P=350=0.42157(H-2000)^{0.929933}$	$P=0.000362H^2-1.543H+2123$ (mm/año)
	(msnm)	(mm/año)	
Huanta	2628	518.46	568.11
Pampa El Arco	2761	551.4	622.35
Chiara	3400	705.0	1061.52
Canaán	2740	546.23	612.93
Puquio	3213	660.7	902.4
Tambillo	3250	669.5	931.9
Quinoa	3275	675.44	952.35
Paras	3330	688.47	999.00
Chungui	3468	721.01	1125.66
Andamarca	3490	726.18	1147.13
Querobamba	3502	729.00	1158.98
Putacca	3550	740.24	1207.46
Allpachaca	3600	751.94	1259.72
Los Libertadores	3710	777.57	1381.11
Rayusca	3735	783.4	1409.88
Cuchoquesera	3750	786.86	1427.38
Putaccasa	4100	867.57	1881.92
Uruguayuma	4170	883.59	1983.47
Tapuna	3694	773.85	1362.88
Razuhuilca	4200	890.45	2028.08
Túnel Cero	4425	941.67	2383.41
Challhuamayo	4022	849.67	1772.94
Torobamba	3313	684.45	984.34

Fuente: Elaboración Propia

La precipitación media anual en el punto de interés en la altitud media de la microcuenca margen izquierda Alameda (msnm) es de 550 mm.

3.3.- ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

La precipitación es el elemento básico que determina el comportamiento hidrológico de una cuenca y como tal debe analizarse su comportamiento estacional, multianual e incluso regional.

Previa a la utilización de la información pluviométrica ha sido necesario analizar su calidad, a fin de reducir el riesgo de errores sistemáticos y/o

aleatorios y homogenizar los períodos de registro a emplear, obteniendo de esta manera registros suficiente longitud muestral que permitan mejorar la estimación de los parámetros estadísticos involucrada.

Para el análisis de la información pluviométrica, se agruparon las estaciones tomando en cuenta su ubicación geográfica, asumiendo un comportamiento hidrológico similar entre aquellas pertenecientes a un mismo grupo, solo diferenciadas por la magnitud de la precipitación, al ubicarse a diferentes altitudes, siendo similar su variabilidad estacional y multianual. Las estaciones de interés para el estudio hidrológico fueron así conformadas se muestran en el cuadro 3.1.

Las Estaciones de Interés del Estudio Hidrológico del Cerro La Picota (2535 – 4250 msnm). Para el análisis de información pluviométrica se ha considerado trabajar Con 10 estaciones pluviométricas ubicadas dentro de las microcuencas vecinas procedentes del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI para el período entre 1964 – 2014.

La información proveniente del SENAMHI, serán tratadas estadísticamente, completadas y extendidas, para tener información uniforme. Adicionalmente se empleará información del sensor TRMM previa validación, esta información también fue extendida y servirán de apoyo para el trazado de las isoyetas.

3.3.1. Análisis de Consistencia

Este análisis es de suma importancia para que los datos elegidos sean consistentes porque a partir de ellos se generaron datos de precipitación en la unidad hidrográfica.

3.3.1.1.- Análisis Gráfico

Los histogramas son gráficas que describen el comportamiento de la precipitación respecto al tiempo. Los gráficos nos dan una lectura de la distribución de la precipitación a través del tiempo; por simple inspección no se observa saltos significativos y que por el contrario tiende a tener una buena homogeneidad en su comportamiento, presentando la variación estacional y cíclica de los valores de precipitación. Los histogramas de cada estación se presentan en los anexos.

3.3.1.2.- Análisis Doble Masa

El análisis de doble masa denominado también de “dobles acumulaciones”, es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencia de datos hidrológicos múltiples, cuando se dispone de 2 ó más series de datos, en lo que respecta a errores que pueden haberse producido durante la obtención de los mismos.

El análisis se realiza entre los datos del mismo parámetro, en este caso de precipitación versus precipitación para los mismos años de información. Los grupos de análisis de doble masa se formaron con el criterio de coincidir los años disponibles de cada estación.

Para efectuar el análisis de doble masa, se optó por agruparlas teniendo como criterio la distribución espacial de las quebradas efímeras o unidades hidrográficas, régimen pluviométrico y período de registro concurrente, se muestra la información que ha servido para definir los períodos de análisis, así estableció lo siguiente:

Unidad Hidrográfica Cerro La Picota (Margen Izquierda Río Alameda):
Estaciones San Miguel, Luricocha, Quinoa, Chiara, Tunsulla, Cuchoquesera, Huamanga – Pampa del Arco y Allpachaca, Razuilca y Chungui Período 1965 – 1981.

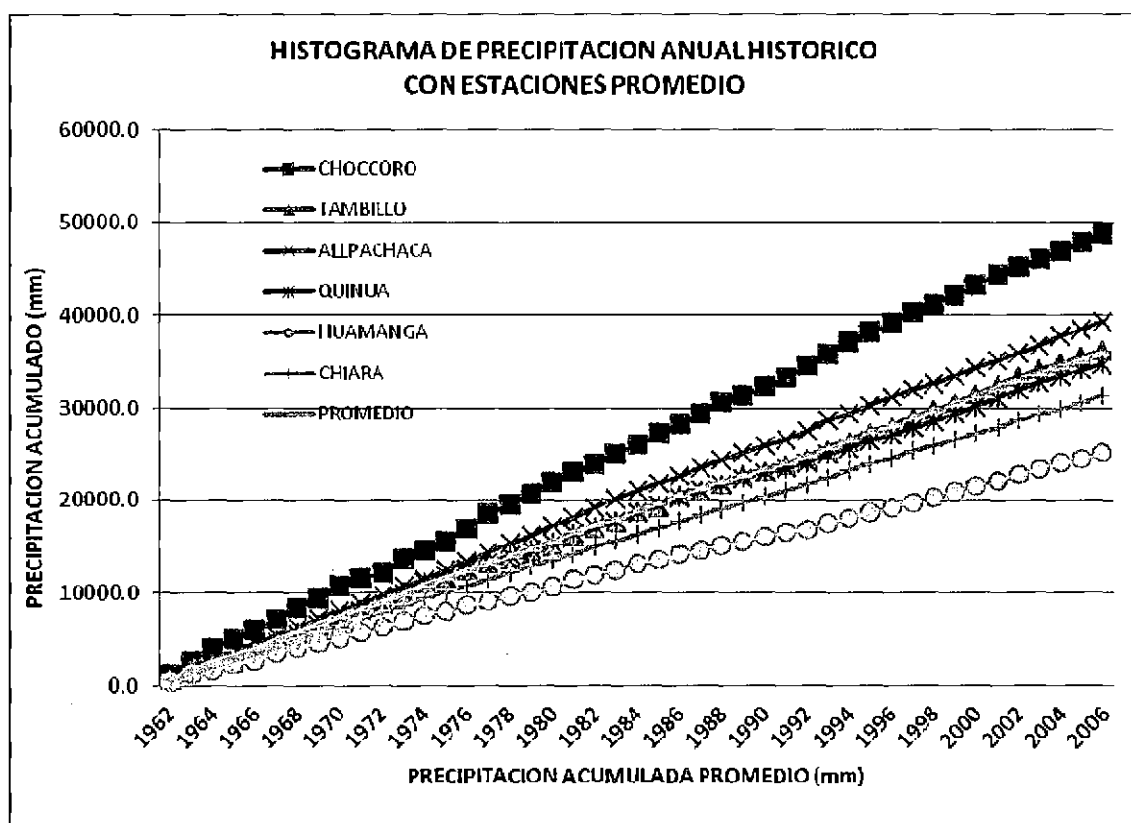
Cuadro Nº 3.2: Datos para el Análisis de Doble Masa.

Nº	AÑO	CHOCCORO	TAMBILLO	ALLPACHACA	QUINUA	HUAMANCA	CHIARA	PROMEDIO
1	1962	1288.3	870.8	916.5	733.0	472.8	682.2	827.2
2	1963	2625.2	1789.8	1886.5	1484.8	1236.6	1437.0	1743.3
3	1964	4066.7	2422.4	2843.8	2034.1	1681.6	2151.8	2533.4
4	1965	5009.1	3211.2	3833.6	2550.1	2231.1	2778.5	3268.9
5	1966	6049.4	3941.8	4599.4	3241.3	2750.3	3449.9	4005.3
6	1967	7134.2	4897.3	5289.4	4727.3	3446.6	4324.8	4969.9
7	1968	8324.3	5743.8	6306.3	5658.4	4015.0	5057.9	5850.9
8	1969	9468.6	6383.2	7234.0	6533.7	4495.2	5777.2	6648.6
9	1970	10699.8	7282.7	8054.3	7290.1	5100.0	6465.3	7482.0
10	1971	11521.8	8278.1	8844.8	8084.6	5745.0	7163.2	8272.9
11	1972	12232.7	9086.9	9695.0	8817.6	6285.6	7845.3	8993.8
12	1973	13644.0	10036.5	10773.7	10011.8	6947.8	8645.5	10009.9
13	1974	14566.4	10986.2	11452.6	11137.4	7543.7	9435.1	10853.6
14	1975	15515.9	11663.7	12450.7	11859.9	8017.4	10114.6	11603.7
15	1976	17001.6	12522.9	13377.1	12574.3	8594.1	10791.9	12477.0
16	1977	18561.8	13150.4	14353.1	13243.8	9031.3	11457.9	13299.7
17	1978	19554.8	13614.2	15341.6	14073.9	9660.3	12164.9	14068.3
18	1979	20639.8	14197.8	16113.0	14710.7	10072.6	12822.4	14759.4
19	1980	21966.6	14991.3	17158.8	15358.5	10628.2	13482.8	15597.7
20	1981	22958.4	16057.9	18090.9	16375.6	11392.0	14237.6	16518.7
21	1982	24003.1	16961.6	19154.9	17127.4	11995.7	14924.6	17361.2
22	1983	24941.3	17604.6	20069.7	17740.6	12440.2	15576.1	18062.1
23	1984	26080.5	18802.4	21008.7	18610.3	13149.9	16293.3	18990.8
24	1985	27179.0	19239.5	21847.8	19399.1	13503.0	16989.7	19693.0
25	1986	28279.3	20447.2	22666.5	20226.1	14183.8	17696.0	20583.1
26	1987	29384.2	21044.1	23522.4	21034.3	14589.5	18397.4	21328.6
27	1988	30634.0	21758.2	24373.7	21721.4	15069.5	19067.8	22104.1
28	1989	31358.9	22696.1	25104.3	22327.5	15526.1	19717.4	22788.4
29	1990	32214.1	23119.6	25934.0	23033.3	15972.4	20391.4	23444.1
30	1991	33329.3	23761.4	26626.7	23542.8	16490.8	21013.6	24127.4
31	1992	34555.4	24443.5	27536.1	24092.1	16812.1	21652.0	24848.5
32	1993	35816.6	25450.9	28707.9	24956.2	17451.1	22534.4	25819.5
33	1994	37084.4	26271.3	29377.1	25691.4	18021.1	23249.2	26615.7
34	1995	38208.6	27246.3	30224.4	26474.3	18639.0	23906.3	27449.8
35	1996	39122.4	27976.9	31195.0	27072.7	19130.8	24627.6	28187.6
36	1997	40364.5	28919.7	31974.2	27894.9	19757.1	25360.8	29045.2
37	1998	41062.5	29733.1	32650.9	28566.0	20238.4	25898.8	29691.6
38	1999	42217.1	30546.9	33443.3	29322.3	20840.7	26640.7	30501.8
39	2000	43202.5	31492.5	34389.8	30128.3	21514.8	27278.9	31334.4
40	2001	44461.0	32467.8	35181.4	31071.3	22135.7	27966.8	32214.0
41	2002	45252.8	33426.6	36015.2	31985.5	22787.0	28673.2	33023.4
42	2003	45987.5	34231.0	36786.4	32770.1	23429.3	29295.1	33749.9
43	2004	46871.4	34906.8	37738.6	33424.6	24061.3	29863.9	34477.7
44	2005	47827.8	35545.6	38435.6	34069.1	24440.4	30573.0	35148.6
45	2006	48741.1	36261.9	39210.1	34764.5	25105.8	31307.9	35898.5

Fuente: Elaboración propia

En el Gráfico N° 3.1, Se presenta el Diagrama de Doble Masa correspondiente a la información histórica de la precipitación total anual de cada una de las estaciones; de la evaluación del gráfico, las estaciones siguen una tendencia recta, información que es corroborada por los histogramas mensuales y anuales, lo cual nos indicaría la consistencia de la información pluviométrica.

Gráfico N° 3.1: Grafico Doble Masa



Fuente: Elaboración propia

En el gráfico se puede observar que las rectas obtenidas del análisis de doble masa no presentan cambios de pendientes bruscos por lo cual podemos concluir que los datos de las estaciones son consistentes y no necesitan ser corregidos.

Análisis Estadístico

No es necesario efectuar análisis estadístico, dada la consistencia de los datos verificados a nivel anual, mensual y mediante el diagrama de doble masa.

Análisis de Tendencias

No se evidenciaron tendencias en las series históricas de precipitación, que hayan requerido ser corregidas.

3.3.2. Completación y Extensión de la Información

Realizado el análisis de consistencia histórica, se procedió a la Completación de datos faltantes y extensión de los registros a un período común 1964 – 2006, que corresponde a 46 años.

La completación y extensión de los datos se realizó utilizando el Software denominado HEC4 del Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) que forma parte del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE), muy conocido por su validez en el campo de la Hidrología.

La información Pluviométrica, se muestran los registros completados y/o extendidos de las estaciones pluviométricas para las estaciones que se ubican en el ámbito de la unidad hidrográfica del río Alameda y microcuencas vecinas como río Cachi y afluentes.

3.3.3. Precipitación Areal en la Cuenca La Picota

La precipitación pluviométrica representativa de una unidad hidrográfica es denominada precipitación areal, existen varias metodologías para

determinar la precipitación areal de una cuenca entre las que destaca la de isoyetas.

De acuerdo a las características de la microcuenca del río Alameda se opto por usar el método de isoyetas ya que es de mejor aproximación y representatividad al incluir el efecto espacial en la cuenca, comportamiento debido a la baja correlación encontrada en relación precipitación vs altitud descrita en el ítem. Este método consiste en utilizar isolíneas de igual precipitación (isoyetas), cuyo trazado es semejante a la de una curva de nivel, asimismo se emplearon estaciones virtuales del satélite TRMM para representar adecuadamente el comportamiento espacial de las precipitaciones en la microcuenca del río Alameda y unidades hidrográficas vecinas.

Interpolación por Método Kriging

El método Geo-estadístico o Kriging, describe la correlación tanto espacial como temporal que existe entre los valores de un atributo. Tradicionalmente se le ha utilizado en las llamadas Geo-ciencias (geofísica, hidrología, etc.), sin embargo, sus principios se aplican cada vez más en una amplia variedad de campos científicos como pesqueras, silvicultura, ingeniería civil, procesamiento de imágenes, cartografía, meteorología. El interpolador de Kriging, utiliza en la estimación las características de variabilidad y correlación espacial del fenómeno estudiado, por lo que su uso implica un análisis previo de la información, con el objeto de definir o extraer de esta información inicial un modelo que represente su continuidad espacial.

La generación de series mensuales a partir de las estaciones seleccionadas se realizó en la plataforma del ArcGIS, utilizando el método de interpolación Kriging para todo el ámbito de la unidad hidrográfica, luego con las herramientas de análisis espacial se calculó la precipitación media para cada unidad hidrográfica vecina y de estudio, el paso de tiempo considerado es mensual y las series están comprendidas en el período 1964 – 2009.

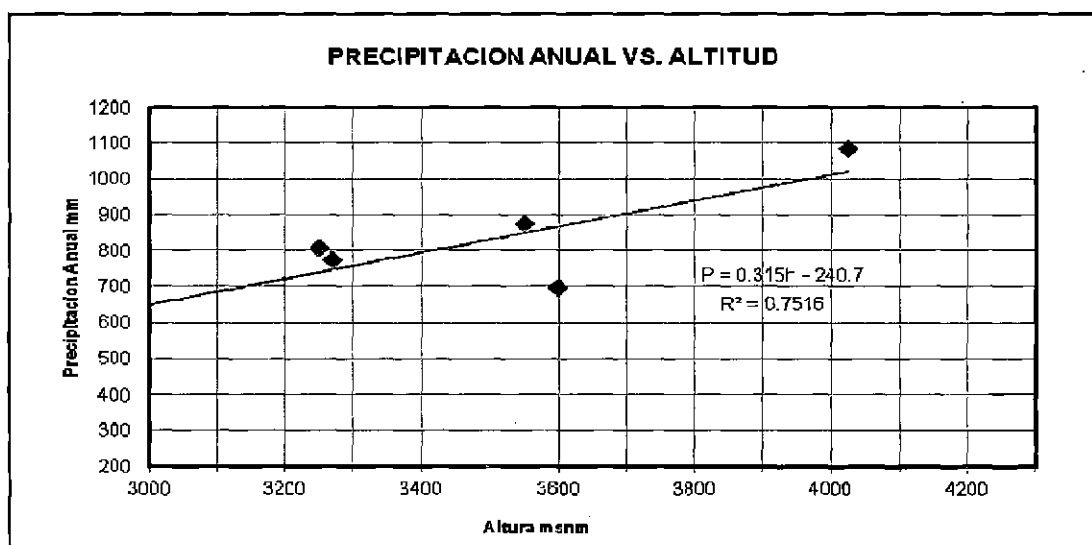
3.3.3.1.- Precipitación Media anual en el Punto de Interés

Es conocida la variación directa de la precipitación total con la altitud de la cual se desprende el denominado gradiente pluviométrico, que usualmente es un valor constante para una cuenca determinada o grupo de ellas de comportamiento hidrológico similar.

En áreas montañosas que tienen características geográficas relativamente homogéneas, la elevación por lo general explica una gran proporción de la variación en la precipitación normal anual; por esta razón algunos investigadores desarrollan únicamente la relación de precipitación contra elevación para dichas áreas. En el Estudio de “Actualización y Complementación del Proyecto Integral Río Cachi” Primera Fase Revisión y Adecuación del Esquema Hidráulico Anexo 1 HIDROLOGÍA Y METEOROLOGÍA Agosto 1,994 Ministerio de la Presidencia INADE HC & ASOCIADOS Consultores en Proyectos de Inversión y Desarrollo de Recursos. En el Mapa de Isoyetas Medias Anuales en la zona del proyecto la variación de las precipitaciones indican un rango de 800 a 900

mm y en zona de expansión interna y externa del área agrícola del proyecto se encuentra en un rango de 700 a 800 mm y de igual manera se da los mismos rangos obtenidos de las precipitaciones anuales que han sido obtenidos en la representación de los Planos Isoyetas Medias de País Perú (CEDEX), escala 1/1 000 000. Centro de Estudios Hidrográficos – Sector de Hidrología – España. 1990.

Gráfico N° 3.2: Relación Pp Prom Anual Vs. Altitud



Fuente: Elaboración propia

El **Gráfico N° 3.2** nos muestra un $R^2=0.75$, resultante de la correlación lineal, entre las estaciones de Choccoro, Tambillo, Allpachaca, Quinua, Huamanga, Chiara. Lo cual nos demuestra que existe una correlación entre la precipitación y la altitud. La ecuación resultante:

$$PP=0.315* H - 240.70$$

Para la generación de la precipitación en la cuenca de drenaje, setenido en cuenta la curva de precipitación con respecto a la altitud. Así mismo se ha considerado a las estaciones Pampa del Arco y Chiara como

estaciones de referencia para la generación de la precipitación en el área de estudio.

3.3.4.- Precipitación Media Mensual en la Microcuenca de los Puntos de Interés

Debido a las características físicas y la complejidad climática de la unidad hidrográfica Cerro la Picota, hace que la precipitación no tenga una relación directa con la altura y que por tanto, su modelización sea más precisa sin tener en cuenta la tendencia de la altura.

El método de las isoyetas, ha demostrado ser el de mayor precisión para la estimación de precipitaciones medias en un área geográfica. El mayor uso del método de las isoyetas, es el cálculo de precipitaciones medias de una zona geográfica, a partir de las precipitaciones medias de las estaciones respectivas. Sin embargo, su principal limitación es el alto nivel de trabajo que demanda, por lo que resulta clave la elección de los métodos de interpolación utilizados para realizar los mapas de precipitación.

3.3.4.1.- Precipitación Mensual Generada para el área de Estudio

Tomando como estación base a la estación Pampa del Arco y Chiara por ser la más cercana y representativa de similar altitud, se ha procedido al cálculo de la precipitación total en el área de estudio, empleando para tal efecto coeficientes generadores cuyo cálculo se realizó en el ítem anterior.

Cuadro N° 3.4: Precipitación Mensual Generada a partir de Estación Huamanga.

EMI	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	1962	96.60	63.48	117.42	45.66	18.29	3.34	2.42	10.35	9.43	62.91	4.03	109.83
2	1963	115.12	183.08	76.71	47.84	0.58	3.91	0.00	61.53	60.84	104.08	84.41	140.30
3	1964	62.10	112.36	92.69	39.10	33.58	0.00	7.36	9.32	43.82	15.64	54.97	40.83
4	1965	108.33	106.95	115.69	20.01	4.49	0.00	13.23	0.35	35.31	44.39	68.77	114.43
5	1966	77.97	102.24	77.05	4.83	37.03	0.12	0.00	26.45	35.77	125.35	54.63	55.66
6	1967	79.58	151.23	223.45	29.67	13.69	0.81	25.07	19.78	24.27	33.58	53.59	146.05
7	1968	118.91	102.70	149.39	27.14	5.18	17.83	6.90	25.07	6.44	55.78	43.70	94.65
8	1969	50.26	64.29	138.12	33.35	10.24	28.29	4.95	8.74	17.14	61.41	51.87	83.61
9	1970	187.22	96.14	62.68	57.27	14.61	9.43	12.88	0.00	64.17	27.14	50.14	113.85
10	1971	136.05	228.62	100.51	38.99	0.69	14.84	0.81	15.99	10.58	40.60	69.23	84.87
11	1972	166.64	42.90	107.30	62.68	2.30	0.00	20.70	12.31	34.27	57.50	45.89	69.23
12	1973	103.73	138.92	162.50	79.58	0.00	5.75	4.95	24.96	32.78	33.58	64.75	110.06
13	1974	143.75	203.09	147.43	39.10	1.50	15.18	0.00	29.56	31.28	25.88	8.97	39.56
14	1975	124.66	65.32	68.08	24.96	36.69	2.30	0.92	2.76	30.48	32.55	58.19	97.87
15	1976	164.22	118.45	145.82	43.13	29.21	13.23	2.65	1.15	55.43	18.75	9.32	61.87
16	1977	68.20	132.83	39.91	41.17	21.28	0.00	13.23	2.88	13.46	4.60	113.62	51.64
17	1978	185.50	161.23	60.84	24.61	0.81	4.72	0.00	0.00	32.89	54.28	90.39	108.10
18	1979	102.58	80.27	91.89	26.80	12.88	0.81	15.53	21.85	14.26	24.73	42.09	40.48
19	1980	98.33	89.01	139.84	13.34	8.51	24.04	3.34	6.33	35.31	82.11	77.40	61.41
20	1981	115.12	183.08	76.71	47.84	0.58	3.91	0.00	61.53	60.84	104.08	84.41	140.30
21	1982	145.71	183.89	65.44	19.44	1.50	17.02	0.00	25.30	29.56	72.68	97.87	35.88
22	1983	95.11	52.21	104.54	47.38	1.61	8.63	7.13	17.60	36.57	62.45	16.79	61.18
23	1984	138.58	239.32	115.23	12.54	0.00	15.18	4.26	5.64	6.33	53.36	120.75	105.00
24	1985	84.41	38.99	34.27	60.72	0.00	1.50	2.99	0.00	28.52	7.13	49.34	98.21
25	1986	142.72	170.20	193.89	77.05	14.38	0.00	8.63	19.21	25.88	22.77	52.56	55.66
26	1987	148.58	42.67	33.12	23.81	14.15	8.74	12.31	3.80	13.80	42.90	71.30	51.41
27	1988	96.60	91.31	107.30	70.27	10.01	2.88	0.00	0.00	21.39	19.32	30.48	102.47
28	1989	123.40	74.98	133.98	5.64	18.40	1.84	0.00	3.68	37.95	31.97	34.39	58.88
29	1990	88.09	1.96	3.11	13.11	6.44	42.78	0.00	9.20	12.77	8.05	163.30	164.45
30	1991	69.23	66.59	123.05	113.51	20.13	29.90	12.08	18.98	17.25	46.00	61.64	17.83
31	1992	30.82	73.83	61.53	19.55	30.82	11.50	6.90	29.90	14.95	27.60	32.78	29.33
32	1993	143.75	115.00	108.10	39.68	9.20	8.05	17.25	18.98	29.90	25.30	86.25	133.40
33	1994	132.83	161.00	117.30	34.50	7.48	3.45	0.00	7.48	11.27	22.31	56.70	101.20
34	1995	181.01	148.24	141.80	14.38	18.98	0.58	2.30	6.44	11.16	39.45	90.51	55.78
35	1996	86.48	145.82	113.85	50.37	0.00	0.00	0.00	19.21	29.10	23.92	25.65	71.19
36	1997	157.32	140.99	89.82	29.21	3.34	0.00	2.30	23.23	44.51	29.21	86.60	113.74
37	1998	135.01	125.93	110.29	8.28	0.46	7.13	0.00	4.49	22.54	53.13	37.26	48.99
38	1999	123.40	166.41	105.23	33.35	2.99	0.69	5.52	0.00	66.36	15.18	105.34	68.20
39	2000	149.73	202.40	105.23	6.90	16.79	12.42	64.17	14.61	5.06	75.90	30.94	91.08
40	2001	186.19	117.19	99.48	26.45	26.68	5.06	27.95	14.49	8.86	36.69	71.99	93.04
41	2002	121.56	163.07	104.65	24.15	17.37	6.56	29.67	22.20	49.22	25.88	67.39	117.30
42	2003	88.09	189.64	139.73	89.13	23.69	0.00	0.00	35.19	31.28	13.34	32.20	96.37
43	2004	80.39	171.47	95.45	34.27	13.00	12.31	30.25	8.63	18.52	30.59	45.66	186.30
44	2005	53.71	80.27	90.16	13.46	0.23	0.00	2.99	0.00	6.21	54.28	34.16	100.51
45	2006	123.51	117.65	174.23	24.50	1.38	15.18	0.23	26.45	20.82	54.17	82.92	124.20
MEDIA		116.24	122.38	105.88	36.41	11.36	8.00	8.26	15.01	27.74	42.28	60.33	87.69
P.MAXIMA		187.22	239.32	223.45	113.51	37.03	42.78	64.17	61.53	66.36	125.35	163.30	186.30
P.MINIMA		30.82	1.96	3.11	4.83	0.00	0.00	0.00	0.00	5.06	4.60	4.03	17.83

Fuente: Elaboración propia

Cuadro Nº 3.5. Precipitación Mensual Generada a partir de la Estación Chiara.

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	1962	148.26	131.99	138.22	49.29	14.56	6.40	14.12	21.88	29.44	51.29	69.74	109.29
2	1963	164.07	146.06	152.96	54.55	16.12	7.08	15.62	24.21	32.58	56.76	77.18	120.94
3	1964	204.24	155.94	135.47	45.54	17.48	2.30	0.00	3.80	34.85	57.62	64.75	100.05
4	1965	136.19	121.24	126.97	45.28	13.38	5.88	12.97	20.10	27.05	47.11	64.06	100.39
5	1966	145.93	129.92	136.05	48.52	14.34	6.30	13.90	21.53	28.98	50.48	68.65	107.57
6	1967	190.15	169.28	177.27	63.22	18.88	8.21	18.11	28.06	37.76	65.78	89.45	140.17
7	1968	159.32	141.84	148.53	52.97	15.65	6.88	15.17	23.51	31.64	55.11	74.94	117.44
8	1969	156.34	139.18	145.75	51.98	15.36	6.75	14.89	23.07	31.05	54.08	73.54	115.24
9	1970	149.55	133.14	139.43	49.72	14.69	6.45	14.24	22.07	29.70	51.74	70.35	110.24
10	1971	151.68	135.03	141.41	50.43	14.90	6.55	14.44	22.38	30.12	52.47	71.35	111.81
11	1972	148.26	131.99	138.22	49.29	14.56	6.40	14.12	21.88	29.44	51.29	69.74	109.29
12	1973	173.92	154.83	162.14	57.82	17.09	7.51	16.56	25.66	34.54	60.16	81.81	128.20
13	1974	171.60	152.77	159.98	57.05	16.86	7.41	16.34	25.32	34.08	59.36	80.72	126.49
14	1975	147.67	131.47	137.68	49.10	14.51	6.37	14.06	21.79	29.33	51.09	69.47	108.86
15	1976	147.22	131.07	137.26	48.95	14.46	6.35	14.02	21.73	29.24	50.93	69.25	108.52
16	1977	144.73	128.84	134.93	48.12	14.22	6.25	13.78	21.36	28.74	50.07	68.08	106.68
17	1978	153.66	136.80	143.26	51.09	15.10	6.63	14.63	22.68	30.52	53.16	72.28	113.27
18	1979	142.91	127.22	133.23	47.51	14.04	6.17	13.81	21.09	28.38	49.44	67.22	105.34
19	1980	143.52	127.77	133.80	47.72	14.10	6.19	13.67	21.18	28.50	49.65	67.51	105.80
20	1981	164.07	146.06	152.96	54.55	16.12	7.08	15.62	24.21	32.58	56.76	77.18	120.94
21	1982	149.30	132.92	139.20	49.64	14.67	6.44	14.22	22.03	29.65	51.65	70.23	110.06
22	1983	141.60	126.06	132.01	47.08	13.91	6.11	13.48	20.90	28.12	48.98	66.61	104.38
23	1984	155.86	138.76	145.31	51.82	15.31	6.73	14.84	23.00	30.95	53.92	73.32	114.89
24	1985	151.36	134.75	141.12	50.32	14.87	6.53	14.41	22.34	30.06	52.36	71.20	111.58
25	1986	153.49	136.65	143.10	51.03	15.08	6.62	14.62	22.65	30.48	53.10	72.20	113.15
26	1987	152.44	135.71	142.12	50.68	14.98	6.58	14.52	22.50	30.28	52.74	71.71	112.37
27	1988	145.71	129.72	135.84	48.44	14.31	6.29	13.87	21.50	28.94	50.40	68.54	107.40
28	1989	141.20	125.70	131.64	46.94	13.87	6.09	13.45	20.84	28.04	48.85	66.42	104.08
29	1990	153.91	130.51	134.07	50.92	14.41	5.73	12.40	19.30	25.73	50.84	68.04	109.19
30	1991	142.09	120.48	123.77	47.00	13.31	5.29	11.45	17.81	23.75	46.93	62.82	100.81
31	1992	145.80	123.63	127.01	48.23	13.66	5.43	11.75	18.28	24.37	48.16	64.46	103.44
32	1993	153.49	130.87	162.04	97.75	21.16	9.20	14.49	18.98	44.85	73.60	108.45	179.86
33	1994	204.24	155.94	135.47	45.54	17.48	2.30	0.00	3.80	34.85	57.62	64.75	100.05
34	1995	164.45	124.78	183.20	34.50	11.16	2.88	14.03	6.21	29.90	38.41	97.75	48.42
35	1996	136.05	211.37	191.59	74.98	4.49	1.50	6.10	12.31	25.53	43.70	22.31	99.59
36	1997	169.28	143.52	83.49	47.15	7.48	1.50	12.40	49.11	45.54	49.11	90.62	143.98
37	1998	150.31	88.09	102.81	22.20	5.64	14.84	12.40	19.24	7.02	38.07	59.00	99.13
38	1999	209.53	145.82	116.84	90.28	18.86	6.90	11.73	19.24	47.73	24.38	65.21	96.70
39	2000	155.81	180.52	119.29	14.70	10.16	16.98	44.41	19.40	11.37	58.66	22.43	80.18
40	2001	214.93	106.40	146.11	35.92	36.98	5.46	18.34	18.79	10.91	24.10	102.01	71.09
41	2002	109.89	107.92	115.04	26.52	27.74	4.85	32.44	21.97	69.72	82.00	128.53	85.79
42	2003	31.63	184.92	188.26	58.31	17.37	0.00	0.81	37.15	18.86	17.94	41.63	118.34
43	2004	64.75	75.56	93.04	25.85	12.08	9.66	30.13	23.92	31.51	38.76	62.10	186.99
44	2005	153.07	86.14	136.97	48.88	15.53	0.00	7.02	19.21	38.30	122.94	42.67	144.79
45	2006	159.85	126.16	189.52	69.00	0.00	16.22	0.00	47.04	10.35	56.24	82.23	88.55
MEDIA		152.30	135.01	140.76	50.14	14.90	6.43	14.07	21.89	30.12	52.39	70.94	111.14
P. MAXIMA		214.93	211.37	191.59	97.75	36.98	16.98	44.41	49.11	69.72	122.94	128.53	186.99
P. MINIMA		31.63	75.56	83.49	14.70	0.00	0.00	0.00	3.80	7.02	17.94	22.31	48.42

CAPITULO IV

ANALISIS Y TRATAMIENTO DE LA ESCORRENTIA SUPERFICIAL

Los recursos hídricos en los afluentes en la quebrada Prolongación San Martin, considerados para usos poblacional, y agrícola, están constituidos por la escorrentía superficial que discurre por su cauce.

No se cuenta con registros de descargas en la unidad hidrográfica de la quebrada Prolongación San Martin, por lo cual se ha tenido que recurrir a un método indirecto de generación de caudales.

El método está basado en la similitud de cuencas y en la distribución proporcional de la escorrentía en función de la relación de las áreas correspondientes (factor de proporcionalidad de áreas de cuencas).

Se ha utilizado información de descargas mensuales y diarias en el río Chacco, para generar, analizar y calibrar o ajustar caudales medios mensuales en la Microcuenca Prolongación San Martin, en el punto de interés (Obras de retención de sólidos en las Unidades Hidrográficas del Tratamiento I Zona Alta).

La metodología referida, puede aplicarse por la similitud de las características de las unidades hidrográficas en lo relacionado a fisiografía, pisos altitudinales, geomorfología y cobertura vegetal, aunque las áreas sean diferentes.

4.1. Estaciones Hidrométricas

Estación hidrométrica Pampas

La estación hidrométrica Pampas, está ubicada en la margen derecha del río Pampas, el Limnímetro junto al estribo del puente, que comunica la región Ayacucho, con el distrito de Huaccana, Centro Poblado de Ahuayro. Región Apurímac. La estación está a cargo del SENAMHI, tiene una persona que es la encargada de la toma de datos los que son reportados a SENAMHI Cuzco. En la actualidad, el Limnímetro está inoperativo, la mira instalada se ha despegado del muro del puente, está rota y dividida En tres partes que están flameando al aire, a manera de bandera, Limnigráfo (que está inoperativo), además el lecho del río se ha profundizado por el arrastre de material grueso, bolonería influenciados por la pendiente del río.

Estación hidrométrica Huasapampa

La estación Huasapampa mide las descargas del río Sondondo y está ubicada en el Puente Colonial que da acceso al Distrito de Aucara, junto al estribo del puente.

La mira está en mal estado, no pudiendo leerse la numeración, por lo que se ha pintado cada metro en la tubería; encontrándose el primer metro oxidado y carcomido por la corrosión, además el lecho del río está conformado por rocas de 0.80 a 1.0 metro de un diámetro, por lo que las lecturas no son muy precisas.

Estación hidrométrica Chacco

La estación Chacco mide las descargas del río Chacco y está ubicada en el Puente de Concreto Armado que da acceso los Distritos de Huanta, Quinua, Tambo, San Francisco y Kimbiri, junto al estribo del puente.

4.2. Información Histórica Disponible

Se recopiló información hidrométrica de las estaciones Pampas (Marcelino Cerna) y Sondondo (Huasapampa) que un primer momento fueron operadas por el SENMAHI, en ese sentido se utilizaron los registros mensuales del período 1965 – 1978 para Pampas y desde el año 1965 hasta 1988 para Huasapampa. Posteriormente la estación Pampas fue desactivada y no se cuenta con registros actualizados.

Es necesario aclarar que la estación Huasapampa continua registrando caudales diarios a partir del año 1996 hasta la fecha según información proporcionada por la OIRH (Oficina de Información de Recursos Hídricos de la ANA), pero en los hidrogramas se observan caudales muy elevados y poco confiables, por este motivo no será considerado para los fines del presente estudio.

El análisis de las descargas medias mensuales del río Pampas ha sido evaluado utilizando la información de la estación Pampas y las descargas del río Sondondo se ha analizado con la estación Huasapampa, la ubicación de ambas se muestra en el Cuadro N° 4.1.

Cuadro N° 4.1. Estaciones Hidrométricas

N°	ESTACIÓN	UBICACIÓN POLÍTICA			UBICACIÓN GEOGRÁFICA		
		Dpto.	Prov.	Dist.	Longitud	Latitud	Altitud
1	Huasapampa	Ayacucho	Lucanas	Aucara	73°57'	14°16'	2900
2	Marcelino Cerna (Puente Pampa)	Apurímac	Chincheros	Chincheros	73°50'	13°26'	2032

FUENTE: Senamhi – Lima

4.3. Análisis de Consistencia

Se evaluó la consistencia de la información descargas medias mensuales, para establecer si existen posibles fenómenos de no homogeneidad e inconsistencia de los datos, que puede reflejarse como “saltos” y/o tendencias en las series de tiempo históricas, el procedimiento a seguir en todo análisis estadístico. La información hidrométrica correspondió a los registros históricos de las estaciones Pampas (río Pampas), Huasapampa (río Sondondo).

Para efectos de análisis, se estableció un período común entre las estaciones de descargas, en función al período de registro existente, y correspondió a 1965 – 1978 para los ríos Pampas y Sondondo.

Básicamente es detectar posibles inconsistencias y no homogeneidades, previa evaluación de las series históricas para obtener registros más confiables y de menor riesgo, este procedimiento en el análisis gráfico, doble masa y estadístico.

Análisis Gráfico

Se elaboraron hidrogramas históricos a nivel anual y mensual con la finalidad de analizar posibles saltos o tendencias durante el período de registro de la información existente, así como detectar y eliminar valores

extremadamente altos o bajos que no reflejen el comportamiento de la variable analizada.

Los hidrogramas se usaron también con la finalidad de establecer el período de registro más confiable en cada serie analizada, es decir estos fueron comparados simultáneamente a nivel mensual y anual, con la finalidad de visualizar si tenían un comportamiento similar. Estas descargas medias mensuales han servido para calibrar el modelo con las estaciones de Huasapampa del río Sondondo y la estación de Pampas (Río Blanco).

Análisis de Doble Masa y Análisis Estadístico

El gráfico de doble masa muestra una buena correspondencia entre los registros de ambas estaciones, las curvas no presentan dispersiones ni quiebres. No fue necesario efectuar el análisis estadístico, en razón a que visualmente la data histórica es consistente para el período 1964 – 1978.

4.4. Completación y Extensión de la Información

Evaluada la consistencia de la estación hidrométrica Pampas (río Pampas), esta fue extendida por el método transformación lluvia – escorrentía utilizando la plataforma del Sistema para Evaluación y Planeación del Agua (WEAP) para el período 1965 – 2009.

4.5. Análisis de Persistencia

La disponibilidad hídrica para los ríos Pampas, Sondondo y a diferentes niveles de persistencia se ha determinado empleando la fórmula de Weibull y que corresponde al 50%, 75% y 95% persistencia en el tiempo, optándose por este método debido a que no

se trata de extrapolar valores fuera del rango de frecuencias de los valores observados.

La fórmula Weibull corresponde:

$$p = i/(n + 1)$$

Donde:

i = es el orden del evento, siendo $i = 1$ para el primer valor, y

“ n ” = es el número de años del registro.

Al calcular la probabilidad empírica para las observaciones de la muestra, estamos más cerca del comportamiento real del régimen fluvial del río Pampas.

CAPÍTULO V:

EROSION HIDRICA

5.1. Concepto de erosión Hídrica

Erosión provocada por agua, en la cual la tierra se ha debilitado y se deslavo. También se puede observar la corriente que sigue el agua cuando llueve. Se puede demostrar que la gravedad influyo en la erosión de esta colina.

Se le denomina al desplazamiento debido al agua, provocando el humedecimiento de la tierra y que esta se deslave, ya sea por pendiente a cuesta o pendiente en vertical.

En los ríos, lagos y mares la erosión es más visible, las corrientes se llevan rocas y arena provocando que el cauce del río se vaya hundiendo y formando paredes verticales, provocando la formación de un cañón o barranco. En los mares las olas provocan que la arena se vaya reduciendo y llevándosela en las corrientes marinas, en el caso de los acantilados, éstos se van hundiendo poco a poco formando un fondo hueco. En los lagos sucede algo igual pero en menor medida. .- (Kirby, M.J., Mexico, 1984)

5.2 Factores de la erosión hídrica

Los factores de la erosión hídrica son: la topografía, el clima, el suelo y la vegetación.

5.2.1. Factores de topografía.

Los factores topográficos que influyen en la erosión hídrica son:

- El grado de la pendiente.
- La longitud de la pendiente.
- Dimensiones y formas de las cuencas.

5.2.2. Factores de clima.

Los factores climáticos que afectan la intensidad de la erosión hídrica son:

- Precipitación.
- Temperatura.
- Viento.
- Humedad.
- Radiación solar.

5.2.3. Factores de suelo.

Las propiedades físicas del suelo afectan la capacidad de infiltración y la distancia que sus agregados puedan dispersarse y transportarse por el impacto de las gotas de lluvias y las escorrentías. El valor de la erosión varía con la textura debido a la diferencia de la velocidad de infiltración, percolación y desagregación. Un suelo arenoso no puede retener mucha agua, por lo que el excedente pasa a las capas más profundas, por el contrario cuando llueve sobre un suelo arcilloso que

contienen mucha humedad, la mayor cantidad corre sobre la superficie.

5.2.4. Factores de vegetación.

- Intercepta las gotas de lluvia, absorbe su energía y reduce las escorrentías.
- Retarda la erosión al disminuir la velocidad de las escorrentías.
- Limita el movimiento del suelo desprendido.
- Aumenta la capacidad de almacenaje de agua en el suelo al disminuir su humedad por transpiración.

5.3. Tipos de erosión hídrica

- Erosión Laminar

Es una erosión superficial. Después de una lluvia es posible que se pierda una capa fina y uniforme de toda la superficie del suelo como si fuera una lámina.

Es la forma más peligrosa de erosión hídrica ya que esta pérdida, al principio casi imperceptible sólo será visible cuando pasado un tiempo halla aumentado su intensidad. Este proceso da origen a la erosión en surcos y posteriormente en cárcavas.

- Erosión en surcos

Es fácilmente perceptible debido a la formación de surcos irregulares favoreciendo la remoción de la parte superficial del

suelo. Este tipo de erosión puede ser controlada. Caso contrario el proceso avanza y llega a la etapa de cárcava.

- **Erosión en cárcavas**

Consiste en pérdidas de grandes masas de suelo formando surcos de gran profundidad y largura trayendo como consecuencia:

- Pérdida de suelo.
- Cambio en el régimen térmico.

5.4.- Método de estimación de erosión hídrica

5.4.1.- Métodos directos.

Método de clavos y Rondanas

El método de clavos y rondanas puede considerarse uno de los más sencillos y fáciles de aplicar para cuantificar las pérdidas de suelo ocasionadas por la erosión hídrica.. Su efectividad ha sido validada en la Cuenca Sur del Lago de Managua, en terrenos con diferentes grados de pendientes y con cultivos diversos. El término rondana se toma como sinónimo de arandela, palabra más común en este país. Se utilizará la primera por estar reconocida desde el origen del método.

El método consiste en utilizar clavos con rondanas, colocados a lo largo del cual se realizan la toma de datos a intervalos regulares (Fig. 5.1). La rondana se coloca de manera que descansa sobre la

superficie del suelo, tocando ligeramente la cabeza del clavo (Colegio Postgraduados Chapingo 1982). El propósito de la rondana es marcar cortes en el terreno ocasionados por erosión y de esta forma medir el espesor de la capa de suelo perdido (Fig. 5.2).

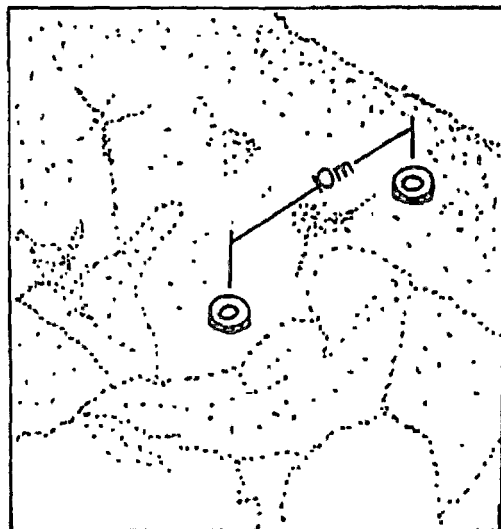


Figura 5.1. Colocación de rondanas

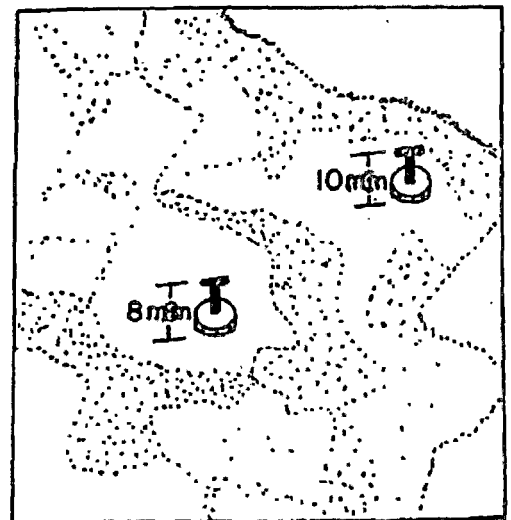


Figura 5.2.- Medición de lámina pérdida

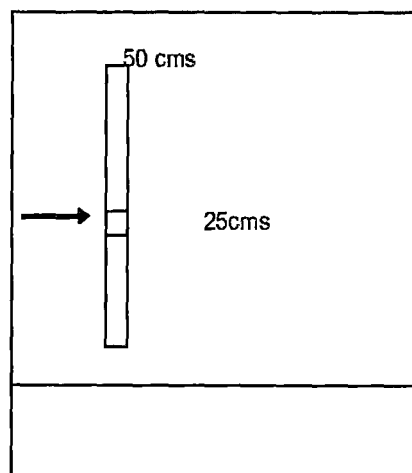


Figura 5.3. Método de Clavos

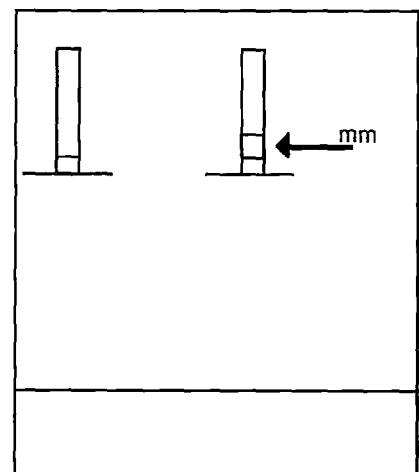


Figura 5.4. Pérdida de suelo en rondanas modificado milímetros

- **Cuantificación de Pérdidas:**

La cuantificación de los resultados se hace a través de la siguiente

fórmula:

$$P = H * A * DAP$$

Donde:

P= pérdida de suelo

H= altura de la lámina pérdida

A= área medida

DAP= densidad aparente

Para complementar el análisis de los resultados se debe tomar en cuenta los registros de las precipitaciones que se dieron en el período que duró la investigación y correlacionarla con la cantidad de suelo perdido. Para su efectividad se ha anclado antes de los eventos de las precipitaciones pluviales en diferentes puntos de la cuenca varillas de acero corrugado de 40cm de longitud tomando las dimensiones de la longitud libre de cada estaca tal como se registró en el cuadro N° 5.2



Posteriormente se registra las longitudes libres de cada estaca inmediatamente concluido las precipitaciones pluviales, donde se determinó alturas libres diferentes a los iniciales comprobándose que existe un proceso de erosión en el lecho y taludes de la quebrada, con los datos registrados se procede al cálculo de la altura de lámina de pérdida de suelo para lo cual se promedia las alturas de pérdidas de todas las estacas.

Método de Trampas y Sedimentos.-

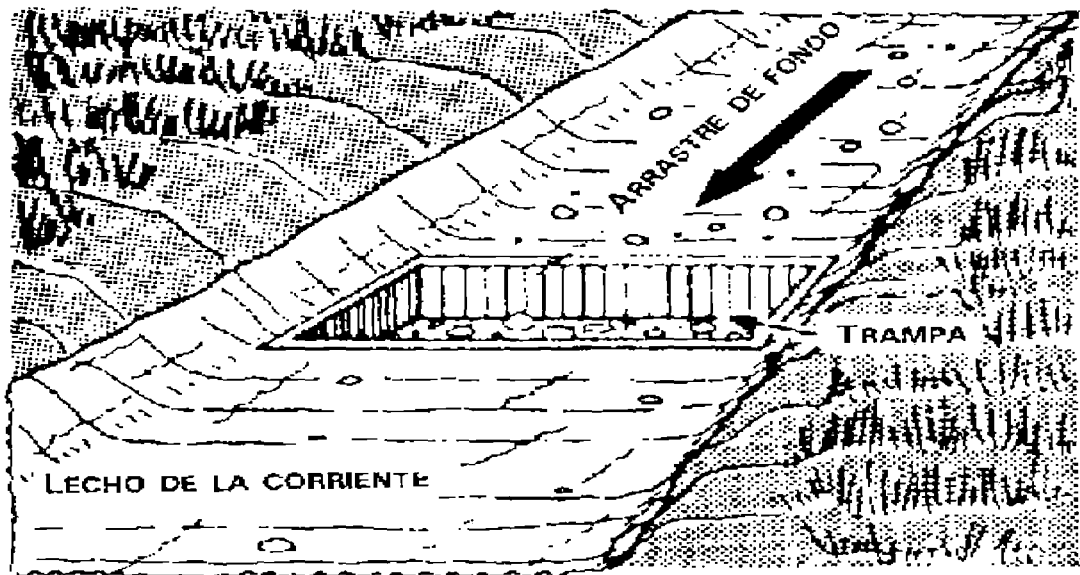
La forma más sencilla de calcular el arrastre de fondo consiste en cavar una zanja transversal en el lecho de la corriente como en la Figura 5.5 y en retirar y pesar el material que cae en él. La cuenca aguas arriba de un vertedero o canal de aforo puede actuar análogamente como una trampa de sedimentos, pero es posible que no se sepa si se ha recogido todo el arrastre de fondo. En los lugares con grandes cargas de arrastre, este procedimiento puede necesitar mucho tiempo y resultar engorroso.

Muestreador

El cálculo del arrastre de fondo se puede efectuar a partir de muestras recogidas por un dispositivo que está situado por debajo del lecho de la corriente durante un tiempo determinado y que luego son extraídas para pesarlas. Se han utilizado numerosos dispositivos y su variedad demuestra la dificultad que existe para tomar una muestra exacta y representativa. Los problemas que plantean los muestreadores del arrastre de fondo son:

- El muestreador perturba la corriente y modifica las condiciones hidráulicas en su punto de entrada.
- El muestreador tiene que descansar en el lecho de la corriente y tiende a hundirse en él al producirse una socavación en torno suyo.
- Para mantenerse estable en el fondo tiene que ser pesado, lo que dificulta su uso cuando se lo baja desde puentes o desde torres construidas con ese fin.
- Un muestreador tiene que reposar sobre un lecho razonablemente liso y no estar apoyado encima de piedras o cantos rodados.

FIGURA 5.5 - Trampa de arrastre de fondo



La cuantificación de pérdidas de suelo por erosión hídrica permitió identificar de forma objetiva la eficiencia de diferentes usos y manejos de suelos.

El método de trampas de sedimentos es una modificación de las parcelas de escorrentía que permite medir la erosión hídrica en un área determinada bajo condiciones específicas.

Este método tiene la finalidad de captar los sedimentos provenientes de la escorrentía. Para ello se establecieron zanjas transversales al eje de la quebrada con una profundidad promedio de 1.50m. inmediatamente superior a los diques existentes, dichas zanjas receptionan los materiales sólidos de fondo transportados por el agua provenientes de las precipitaciones pluviales. El terreno de medición está compuesta de un área de escurrimiento en la cuenca y un recipiente de captación que son las zanjas. Ocurrido un evento de una precipitación pluvial se origina un escurrimiento de agua con trasporte de sólidos, cuyos materiales de fondo son retenidos en las zanjas transversales, los cuales son identificados tomando datos de altura acumulada con el área de la sección de zanja para que sumados se determine la cantidad de sedimentos acumulados ante el evento de una precipitación determinada.



Para cada precipitación ocurrida se registra la acumulación de material acumulado lo cual se registra los datos en el cuadro N° 5.1

5.4.2.- Métodos Indirectos.

A diferencia del método directo, el cual se basó en la delimitación de unidades geomorfológicas, el método indirecto partió de la delimitación de unidades homogéneas en cuanto a tipo de suelo, pendiente, uso de suelo y vegetación, ya que éstas son las variables requeridas para aplicar las ecuaciones de estimación de pérdida de suelo que se utilizaron. La identificación y delimitación de los usos de suelo y vegetación se hizo utilizando las fotografías aéreas ya mencionadas; mientras que el mapa topográfico se utilizó para generar el mapa de pendientes. La información correspondiente a cada variable (tipo de suelo, pendiente y vegetación) fue digitalizada empleando el programa Arc/Info® y se generaron los mapas mediante el programa Arc-View®. Estos mapas fueron cruzados a fin de obtener "unidades ambientales" homogéneas, en las cuales se estimó la erosión hídrica mediante la Ecuación Universal Revisada para la estimación de la Pérdida de Suelo (RUSLE). La fórmula utilizada (Lane *et al.*, 1992; citado por Pierson, 2000) se describe a continuación.

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

Donde:

A = pérdida de suelo (t/ha),

R = índice de erosividad asociado a la lluvia,

K = factor de erodabilidad del suelo,

L = longitud de la pendiente,

S = porcentaje de pendiente,

C = cobertura y manejo,

P = prácticas de control de la erosión.

Para obtener el valor del factor "R", tal y como lo pide la fórmula original, se necesitaría contar con una estación climatológica en el área de estudio o muy cercana a ella, así como disponer de un registro de intensidades y tiempos de las lluvias por varios años o al menos de los eventos de lluvia del año para el que se hace el estudio.

Dado que, por lo regular, se carece de estos datos, el factor "R" se estimó por dos métodos diferentes y los resultados de cada método fueron comparados y discutidos. El primer método es el recomendado por FAO (1979), el cual utiliza el índice de Fournier:

$$R = \frac{\sum P^2}{P}$$

Donde:

R = índice de Fournier,

P = precipitación promedio mensual,

P = precipitación promedio anual.

El otro método empleado fue aquel que describe a "R" como la mitad de la precipitación promedio anual en milímetros (Young, 1989).

El factor de erodabilidad del suelo "K", el factor topográfico "LS" y el factor de prácticas de control "P", fueron estimados de acuerdo con la ecuación original (Wischmeier y Smith, 1978).

Los valores del factor "C" para las áreas agrícolas se estimaron tomando en cuenta el rango de valores para maíz, sorgo y mijo, reportado por Roose (1977), que va de 0.4 - 0.9; donde se asigna el valor de 0.4 a la máxima fase de cobertura del cultivo y el valor de 0.9 a la fase de menor cobertura del cultivo, estimando así un valor de $C = 0.65$.

Los diferentes usos de suelo y vegetación se identificaron y delimitaron utilizando fotografías aéreas y se verificaron en campo utilizando el método de puntos de contacto modificado (Villalón *et al.*, 1991). Los valores de cobertura (C) relativos para los diferentes estratos, se obtuvieron a partir de los valores propuestos por el Servicio de Conservación del Suelo de los Estados Unidos (Kenneth *et al.*, 1993) y se realizó una nueva estratificación basada en la igualdad de los valores de "C".

5.5.- Estimación de erosión hídrica en el punto de interés.

5.5.1 Trampas y sedimentos

La longitud de zanjas es 10.40m, , ancho promedio de 2,10m y la altura promedio de zanja de 1.60m, donde los sedimentos provenientes de la escorrentía tiene una altura promedio tal como se muestra en el siguiente cuadro.

CUADRO 5.1
ALTURA RETENIDAS EN ZANJAS DE RETENCION

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	18-Ene-14	6:50:12AM	0	19-Ene-14	5:30:40PM	16.1
2	18-Ene-14	6:55:38AM	0	19-Ene-14	5:34:28PM	8.2
3	18-Ene-14	7:01:04AM	0	19-Ene-14	5:40:10PM	4.5

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	20-Ene-14	5:42:20AM	0	21-Ene-14	4:32:12PM	12.2
2	20-Ene-14	5:49:24AM	0	21-Ene-14	4:36:20PM	08.3
3	20-Ene-14	5:53:08AM	0	21-Ene-14	4:42:08PM	5.1

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	22-Ene-14	3:20:10AM	0	23-Ene-14	5:20:16PM	4.6
2	22-Ene-14	3:20:10AM	0	23-Ene-14	5:25:22PM	3.8
3	22-Ene-14	3:20:10AM	0	23-Ene-14	5:31:28PM	1.8

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	24-Ene-14	5:24:16AM	0	25-Ene-14	4:24:24PM	6.4
2	24-Ene-14	5:31:22AM	0	25-Ene-14	4:28:19PM	4.3
3	24-Ene-14	5:36:24AM	0	25-Ene-14	3:36:22PM	2.8

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	26-Ene-14	5:20:10AM	0	27-Ene-14	5:24:14PM	10.6
2	26-Ene-14	5:25:16AM	0	27-Ene-14	5:29:09PM	5.5
3	26-Ene-14	5:31:22AM	0	27-Ene-14	5:34:12PM	3.6

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	28-Ene-14	5:33:02AM	0	29-Ene-14	5:30:16PM	6.4
2	28-Ene-14	5:38:14AM	0	29-Ene-14	5:35:23PM	4.2
3	28-Ene-14	5:45:12AM	0	29-Ene-14	5:41:09PM	3.3

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	30-Ene-14	5:28:12AM	0	31-Ene-14	6:12:10PM	7.2
2	30-Ene-14	5:32:24AM	0	31-Ene-14	6:15:20PM	6.4
3	30-Ene-14	5:38:32AM	0	31-Ene-14	6:22:14PM	4.3

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	01-Feb-14	6:14:13AM	0	02-Feb-14	5:35:21PM	12.6
2	01-Feb-14	6:19:22AM	0	02-Feb-14	5:41:18PM	9.4
3	01-Feb-14	6:24:34AM	0	02-Feb-14	5:48:24PM	6.4

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	03-Feb-14	6:24:52AM	0	04-Feb-14	6:12:24PM	16.2
2	03-Feb-14	6:29:24AM	0	04-Feb-14	6:17:28PM	12.5
3	03-Feb-14	6:35:36AM	0	04-Feb-14	6:22:23PM	8.4

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	05-Feb-14	6:10:12AM	0	06-Feb-14	5:36:24PM	10.6
2	05-Feb-14	6:15:14AM	0	06-Feb-14	5:41:40PM	8.4
3	05-Feb-14	6:21:20AM	0	06-Feb-14	5:46:24PM	6.2

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	07-Feb-14	5:48:12AM	0	08-Feb-14	5:34:24PM	13.4
2	07-Feb-14	5:54:40AM	0	08-Feb-14	5:38:48PM	9.2
3	07-Feb-14	6:03:20AM	0	08-Feb-14	5:43:36PM	6.3

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	09-Feb-14	5:45:23AM	0	10-Feb-14	6:12:20PM	4.4
2	09-Feb-14	5:51:12AM	0	10-Feb-14	6:16:34PM	3.2
3	09-Feb-14	5:58:34AM	0	10-Feb-14	6:22:42PM	1.6

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	11-Feb-14	6:10:24AM	0	12-Feb-14	6:24:18PM	1.8
2	11-Feb-14	6:16:12AM	0	12-Feb-14	6:28:02PM	2.4
3	11-Feb-14	6:21:34AM	0	12-Feb-14	6:34:44PM	1.2

Zanja			Altura Inicial			Altura final
Nº	Fecha	Hora	(cm)	Fecha	Hora	(cm)
1	13-Feb-14	6:08:33AM	0	14-Feb-14	5:46:54PM	4.6
2	13-Feb-14	6:14:42AM	0	14-Feb-14	5:52:44PM	3.4
3	13-Feb-14	6:22:26AM	0	14-Feb-14	6:02:14PM	0.9

Fuente: Elaboración propia

La altura de retención acumulado en cada zanja desde el 18 de Enero al 14 de Febrero del presente año fue:

Zanja N°1

$$H = 16.1+12.2+4.6+6.4+10.6+6.4+7.2+12.6+16.2+10.6+13.4+4.4+1.8+4.6$$

$$H = 127.10\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Volumen retenido} = 10.4*2.10* 1.271 = 27.76 \text{ m}^3$$

Zanja N°2

$$H = 8.2+8.3+3.8+4.3+5.5+4.2+6.4+9.4+12.5+8.4+9.2+3.2+2.4+3.4$$

$$H = 89.2 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Volumen retenido} = 10.4*2.10*0.892 = 19.48 \text{ m}^3$$

Zanja N° 3

$$H = 4.5+5.1+1.8+2.8+3.6+3.3+4.3+6.4+8.4+6.2+6.3+1.6+1.2+0.9$$

$$H = 56.4$$

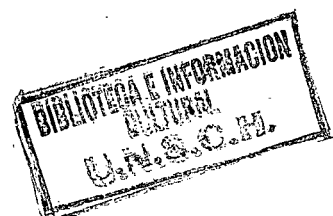
$$\Rightarrow \text{Volumen retenido} = 10.4*2.10*0.564 = 12.32\text{m}^3$$

Por lo que el Volumen retenido acumulado de sedimentos por escurrimiento en la época de lluvias es de:

$$59.56 \text{ m}^3$$

5.5.2 Clavos y rondanas.

Se anclaron estacas de fierro corrugado con sus respectivas señalizaciones cuyas alturas libres se midieron en épocas de sequía e inicios de la época de lluvia cuyos valores se presenta en el siguiente cuadro:



CUADRO Nº 5.2 ALTURA LIBRE INICIAL Y FINAL EN EPOCA DE SEQUIA

Estaca Nº	Coordenadas		Datos iniciales		Datos finales		Alt. perd de suelo
	Este	Norte	Fecha	Altura libre (cm)	Fecha	Altura libre (cm)	
01	582536	8545186	01-ago-14	14.5	30-Ago-14	14.5	0
02	582535	8545188	01-ago-14	16.2	30-Ago-14	16.2	0
03	582539	8545186	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.0	0.5
04	582528	8545190	01-ago-14	14.2	30-Ago-14	14.2	0
05	582550	8545199	01-ago-14	10.4	30-Ago-14	10.4	0
06	582547	8545202	01-ago-14	13.6	30-Ago-14	13.6	0
07	582519	8545215	01-ago-14	9.4	30-Ago-14	9.4	0
08	582501	8545222	01-ago-14	11.4	30-Ago-14	11.1	0.1
09	582496	8545232	01-ago-14	11.3	30-Ago-14	11.3	0
10	582489	8545226	01-ago-14	9.4	30-Ago-14	9.4	0
11	582488	8545226	01-ago-14	12.6	30-Ago-14	12.6	0
12	582478	8545240	01-ago-14	13.2	30-Ago-14	13.6	-0.4
13	582428	8545234	01-ago-14	8.6	30-Ago-14	8.6	0
14	582431	8545223	01-ago-14	10.4	30-Ago-14	10.4	0
15	582430	8545222	01-ago-14	13.6	30-Ago-14	13.6	0
16	582429	8545222	01-ago-14	16.8	30-Ago-14	16.8	0
17	582436	8545241	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
18	582461	8545253	01-ago-14	13.2	30-Ago-14	13.2	0
19	582478	8545243	01-ago-14	14.4	30-Ago-14	14.4	0
20	582433	8545234	01-ago-14	10.4	30-Ago-14	10.4	0
21	582415	8545237	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
22	582422	8545227	01-ago-14	14.6	30-Ago-14	14.6	0
23	582397	8545234	01-ago-14	11.2	30-Ago-14	11.2	0
24	582382	8545225	01-ago-14	13.5	30-Ago-14	13.1	0.4
25	582385	8545219	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
26	582393	8545210	01-ago-14	8.6	30-Ago-14	8.6	0
27	582390	8545204	01-ago-14	11.5	30-Ago-14	11.5	0
28	582345	8545194	01-ago-14	10.4	30-Ago-14	10.4	0
29	582349	8545187	01-ago-14	14.5	30-Ago-14	14.8	-0.3
30	582343	8545182	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
31	582328	8545167	01-ago-14	13.5	30-Ago-14	13.5	0
32	582362	8545176	01-ago-14	10.5	30-Ago-14	10.5	0
33	582409	8545138	01-ago-14	14.5	30-Ago-14	14.5	0
34	582421	8545186	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
35	582450	8545185	01-ago-14	15.7	30-Ago-14	15.7	0
36	582372	8545173	01-ago-14	13.4	30-Ago-14	13.4	0
37	582387	8545172	01-ago-14	16.2	30-Ago-14	16.2	0
38	582396	8545188	01-ago-14	12.6	30-Ago-14	12.6	0

			Datos iniciales		Datos finales		
Coordenadas			Fecha	Altura libre (cm)	Fecha	Altura libre (cm)	Alt. perd suelo
	Este	Norte	8545201	01-ago-14	13.5	30-Ago-14	13.5
40	582400	8545199	01-ago-14	14.5	30-Ago-14	14.5	0
41	582399	8545205	01-ago-14	16.5	30-Ago-14	16.3	0.2
42	582404	8545211	01-ago-14	10.5	30-Ago-14	10.5	0
43	582417	8545211	01-ago-14	8.6	30-Ago-14	8.6	0
44	582424	8545214	01-ago-14	12.6	30-Ago-14	12.6	0
45	582419	8545216	01-ago-14	16.4	30-Ago-14	16.4	0
46	582427	8545210	01-ago-14	13.6	30-Ago-14	13.6	0
47	582450	8545210	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
48	582464	8545208	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
49	582450	8545177	01-ago-14	14.5	30-Ago-14	14.5	0
50	582488	8545139	01-ago-14	15.2	30-Ago-14	15.2	0
51	582495	8545136	01-ago-14	10.5	30-Ago-14	10.5	0
52	582471	8545150	01-ago-14	14.5	30-Ago-14	14.5	0
53	582457	8545154	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
54	582453	8545170	01-ago-14	15.5	30-Ago-14	15.5	0
55	582466	8545167	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
56	582473	8545172	01-ago-14	15.6	30-Ago-14	16.0	-0.4
57	582483	8545184	01-ago-14	16.4	30-Ago-14	16.4	0
58	582490	8545166	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
59	582491	8545163	01-ago-14	14.6	30-Ago-14	14.6	0
60	582489	8545182	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
61	582489	8545181	01-ago-14	14.6	30-Ago-14	14.6	0
62	582488	8545180	01-ago-14	13.5	30-Ago-14	13.5	0
63	582533	8545157	01-ago-14	12.2	30-Ago-14	12.2	0
64	582534	8545155	01-ago-14	10.5	30-Ago-14	10.5	0
65	582537	8545160	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
66	582484	8545205	01-ago-14	10.4	30-Ago-14	10.4	0
67	582489	8545197	01-ago-14	14.8	30-Ago-14	14.8	0
68	582491	8545196	01-ago-14	16.4	30-Ago-14	16.4	0
69	582474	8545195	01-ago-14	11.5	30-Ago-14	11.5	0
70	582471	8545201	01-ago-14	12.5	30-Ago-14	12.5	0
71	582475	8545210	01-ago-14	11.5	30-Ago-14	11.5	0
72	582590	8545180	01-ago-14	10.2	30-Ago-14	10.2	0
73	582595	8545177	01-ago-14	15.4	30-Ago-14	15.7	-0.3
74	583928	8550189	01-ago-14	12.4	30-Ago-14	12.4	0
75	583928	8550189	01-ago-14	16.5	30-Ago-14	16.5	0
76	583921	8550198	01-ago-14	12.8	30-Ago-14	12.8	0
77	583915	8550206	01-ago-14	16.5	30-Ago-14	16.5	0

Altura promedio de suelo perdido en época de sequía= 0.018cm.

**COORDENADAS DE ESTACAS, ALTURA LIBRE INICIAL Y FINAL EN
TEMPORADA DE LLUVIAS**

Estaca Nº	Coordenadas		Datos iniciales		Datos finales		Altura perdida de suelo (cm)
	Este	Norte	Fecha	Altura libre (cm)	Fecha	Altura libre (cm)	
01	582536	8545186	01-Ene-14	11.5	30-Ene-14	12.6	-1.1
02	582535	8545188	01-Ene-14	12.3	30-Ene-14	13.6	-1.3
03	582539	8545186	01-Ene-14	11.5	30-Ene-14	11.7	-0.2
04	582528	8545190	01-Ene-14	10.2	30-Ene-14	10.3	-0.1
05	582550	8545199	01-Ene-14	9.1	30-Ene-14	9.0	0.1
06	582547	8545202	01-Ene-14	10.5	30-Ene-14	10.6	-0.1
07	582519	8545215	01-Ene-14	8.4	30-Ene-14	8.5	-0.1
08	582501	8545222	01-Ene-14	11.7	30-Ene-14	11.9	-0.2
09	582496	8545232	01-Ene-14	11.3	30-Ene-14	11.4	-0.1
10	582489	8545226	01-Ene-14	8.4	30-Ene-14	8.5	-0.1
11	582488	8545226	01-Ene-14	10.4	30-Ene-14	10.5	-0.1
12	582478	8545240	01-Ene-14	13.2	30-Ene-14	12.9	0.3
13	582428	8545234	01-Ene-14	9.6	30-Ene-14	9.8	-0.2
14	582431	8545223	01-Ene-14	12.4	30-Ene-14	12.5	-0.1
15	582430	8545222	01-Ene-14	11.4	30-Ene-14	11.2	0.2
16	582429	8545222	01-Ene-14	14.2	30-Ene-14	14.3	-0.1
17	582436	8545241	01-Ene-14	10.4	30-Ene-14	10.4	0
18	582461	8545253	01-Ene-14	14.1	30-Ene-14	14.4	-0.3
19	582478	8545243	01-Ene-14	15.2	30-Ene-14	15.1	0.1
20	582433	8545234	01-Ene-14	10.4	30-Ene-14	10.7	-0.3
21	582415	8545237	01-Ene-14	10.5	30-Ene-14	10.6	-0.1
22	582422	8545227	01-Ene-14	11.5	30-Ene-14	11.9	-0.4
23	582397	8545234	01-Ene-14	12.2	30-Ene-14	12.8	-0.6
24	582382	8545225	01-Ene-14	11.5	30-Ene-14	11.2	0.3
25	582385	8545219	01-Ene-14	10.2	30-Ene-14	10.0	0.2
26	582393	8545210	01-Ene-14	9.3	30-Ene-14	9.5	-0.2
27	582390	8545204	01-Ene-14	10.4	30-Ene-14	10.5	-0.1
28	582345	8545194	01-Ene-14	8.4	30-Ene-14	9.0	-0.6
29	582349	8545187	01-Ene-14	11.8	30-Ene-14	11.8	0
30	582343	8545182	01-Ene-14	11.3	30-Ene-14	11.5	-0.2
31	582328	8545167	01-Ene-14	8.4	30-Ene-14	8.1	0.3
32	582362	8545176	01-Ene-14	10.4	30-Ene-14	10.2	0.2
33	582409	8545138	01-Ene-14	13.2	30-Ene-14	13.5	0.3
34	582421	8545186	01-Ene-14	9.6	30-Ene-14	9.8	-0.2
35	582450	8545185	01-Ene-14	12.4	30-Ene-14	12.3	0.1
36	582372	8545173	01-Ene-14	11.4	30-Ene-14	11.1	0.3
37	582387	8545172	01-Ene-14	14.2	30-Ene-14	14.2	0
38	582396	8545188	01-Ene-14	10.4	30-Ene-14	10.7	-0.3
39	582399	8545201	01-Ene-14	11.5	30-Ene-14	11.5	0

La altura de suelo perdido en temporada lluvias es: 0.38cm.

Calculo de la densidad de muestra de suelo:

Masa de recipiente = 820gr.

Masa de recipiente + muestra de suelo = 2,240gr

Masa de muestra de suelo = 2,240gr - 820gr = 1420 gr

Volumen de muestra de suelo = 620.5cm³

Densidad aparente del suelo = 1420gr/620.5cm³

La pérdida de suelo es = $P = 0.0038m \cdot (174,000m^2) \cdot 2288kg/m^3$

$P = 1512825.6 \text{ kg.} = 1,512.82tn = 1,512.82tn/17.4ha$

$P = 86.94tn/ha$

5.5.3 METODO INDIRECTO (ECUACION UNIVERSAL)

REGISTRO DE PRECIPITACIONES

Cuadro N° 5.3

ESTACIÓN AYACUCHO - PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

Departamento: Ayacucho

Latitud: 13° 08' 51"

Provincia: Huamanga

Longitud: 74° 13' 06"

Distrito: Ayacucho

Altitud: 2772 Msnm

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Máx.
1995	42	37.9	24.5	6.8	11.2	0	1.20	5.6	2.4	16.2	19.8	12	42.0
1996	11.2	14.1	29	19.5	1.4	0	0	4.5	9.5	7.9	11.2	12.5	29.0
1997	22.2	22.1	23.2	4.8	1.7	0	2	8.3	11	5.6	13.2	20.5	23.2
1998	24.5	27.3	17.8	2.8	0.4	2.7	0	1.5	16.8	13	10.7	14.4	27.3
1999	20.8	20.1	11.2	6.8	1.4	0.4	3.2	0	13	4.6	24.8	16.8	24.8
2000	24.4	35.2	14	2.4	10.4	6	18.7	7.5	4.4	22.4	8.7	18.1	35.2
2001	25.5	39	20	8.4	10.9	3.1	9.4	3	6.9	14.3	12.8	14.4	39.0
2002	27.6	16.9	19.2	4.4	7.4	3.2	7	3.6	18.1	4.7	11.8	22.5	27.6
2003	16.7	30	20.6	27.4	15.9	0	0	9.5	4.9	8.9	13.9	13.2	30.0

Fuente: Proyecto Especial río Cachi, Sub Gerencia de Opeman.

Cuadro 5.4 Precipitación promedio anual, Precipitación promedio mensual

REGISTRO DE PRECIPITACIONES MENSUAL (mm)

ESTACION : HUAMANGA DISTRITO : AYACUCHO ALTITUD : 2772.0 msnm
 CODIGO : 005 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°08'51"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°13'06"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1995	157.4	128.9	123.3	12.5	16.5	S/D	2.0	5.6	9.7	34.3	79.1	48.5	617.8
1996	75.2	126.6	99.0	43.8	1.4	S/D	S/D	16.7	26.1	20.8	22.3	57.2	489.1
1997	147.7	121.6	78.1	25.4	2.9	S/D	S/D	20.2	38.7	23.6	69.3	96.6	624.1
1998	116.8	104.1	94.1	6.8	0.4	5.8	0.0	3.9	19.6	56.3	32.4	42.6	482.8
1999	107.1	142.3	91.5	29.0	2.6	0.6	4.8	0.0	58.7	13.3	91.2	60.3	601.4
2000	130.2	176.0	91.5	8.0	20.3	10.8	55.8	12.7	6.2	66.0	22.1	79.2	678.8
2001	161.9	101.3	86.5	23.0	23.2	4.4	24.3	12.6	7.7	31.9	62.6	80.9	620.3
2002	133.8	141.4	101.0	26.4	15.1	8.9	25.8	19.3	57.7	22.5	49.7	101.4	703.0
2003	71.7	159.7	91.9	45.8	108.1	S/D	S/D	23.7	23.8	11.6	13.5	77.9	627.7
MEDIA	122.4	133.5	95.2	24.5	21.2	6.1	18.8	12.7	25.8	30.0	49.2	73.1	612.5

Promedio anual = 605.0

Para el método indirecto se determina la erosión hídrica mediante la Ecuación Universal.

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

Cálculo de R:

Utilizando método es el recomendado por FAO (1979), el cual utiliza el índice de Fournier:

$$R = \frac{\sum P^2}{P}$$

donde:

R = índice de Fournier,

P = precipitación promedio mensual,

P = precipitación promedio anual.

Del cuadro N° 5.4

La precipitación promedio mensual

$$\Sigma P^2 = 122.4^2 + 133.5^2 + 95.2^2 + 24.5^2 + 21.2^2 + 6.1^2 + 18.8^2 + 12.7^2 \\ + 25.8^2 + 30.0^2 + 49.2^2 + 73.1^2$$

$$\Sigma P^2 = 52,809.9$$

La precipitación Promedio anual es:

$$P = 605$$

$$\rightarrow R = 52,809.9/605$$

$$R = 87.23$$

Cálculo de K

El factor de erosividad del suelo, es del tipo de suelo, del perfil estratigráfico se tiene hasta 0.5m de espesor relleno granular por estas características el valor del factor de erosividad es 0.08

Cálculo de L

La longitud de la pendiente es de 553.081 metros.

Cálculo de S

Porcentaje de pendiente media 52.072%

Cálculo de C

Cobertura y manejo

El valor de 0.95 a la fase de no tener cobertura de cultivo.

Cálculo de P

P = prácticas de control de la erosión.

Se toma el valor de 0.05

→ Reemplazando valores en la ecuación Universal de erosión hídrica tenemos:

$$A = 87.23 \times 0.04 \times 553 \times 0.52 \times 0.95 \times 0.1$$

$$A = 95.32 \text{ tn/ha}$$

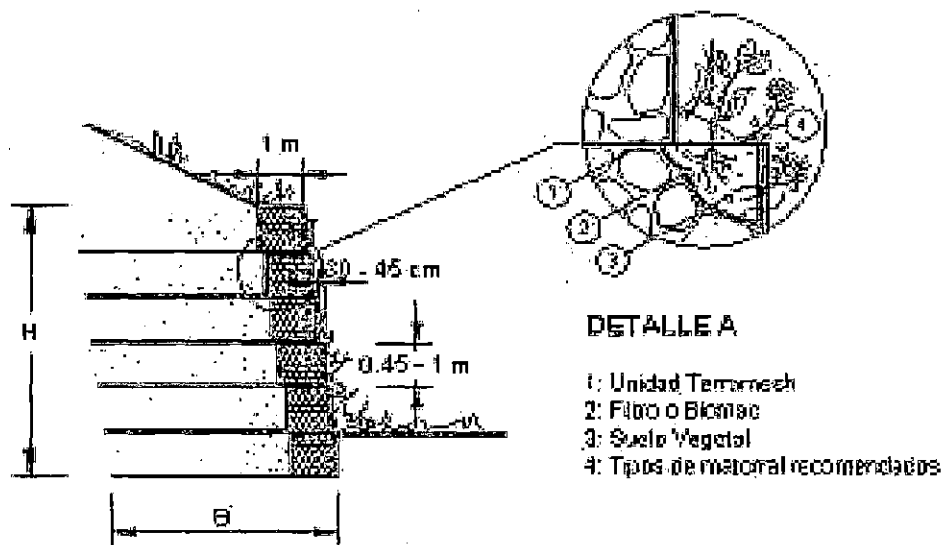
5.6.- Control de erosión hídrica.

5.6.1.- MÉTODOS DE CONTROL DE EROSIÓN HÍDRICA

5.6.1.1. CONTROL DE EROSION

- SISTEMA TERRAMESH:

El Sistema Terramesh es un sistema modular amigable con el medio ambiente utilizado para aplicaciones de refuerzo de suelo tales como estabilización de muros de tierra y taludes



Las unidades son colocadas en capas horizontales durante el llenado y compactación del terraplén. El espaciamiento vertical entre el refuerzo

está determinado por el diseño para proveer al terraplén de la resistencia al corte necesaria.

Una unidad del Sistema Terramesh está formada de una malla continua de alambre de doble torsión que forma el refuerzo, y al frente una sección similar a los gaviones. Todas las secciones son unidas durante el proceso de fabricación de las mismas.

Las secciones frontales son llenadas de piedra la cual provee de resistencia y drenaje a la estructura. Para permitir el crecimiento de vegetación una capa de la misma puede ser usada como se muestra en la Figura mostrada, Detalle A.

El Sistema Terramesh es fabricado de alambre dúctil fuertemente galvanizado y con cubierta de PVC en forma de malla de doble torsión.

Las estructuras del Sistema Terramesh tienen las siguientes características únicas:

- *Efectos Hidráulicos.* El uso de la piedra como relleno permite general un sistema de libre drenaje que reduce potencialmente el efecto de presiones hidráulicas. El Sistema Terramesh trabaja perfectamente a lo largo de la orilla de arroyos además de proveer de máxima protección contra la erosión en canales.

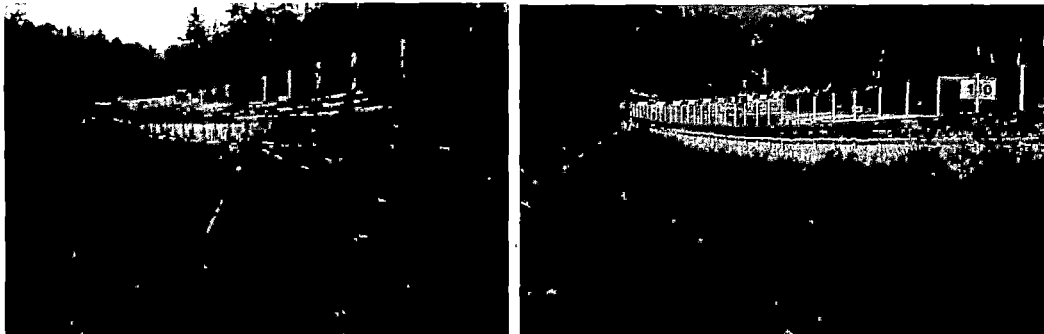
- *Estructuralmente continúa.* La malla de refuerzo es continua a todo lo largo de la zona a proteger, esto elimina el riesgo de fallas en la conexiones entre el refuerzo y la cara de contacto.

Además de lo anterior la forma hexagonal de la malla de doble torsión provee de una completa interconexión con el suelo.

- *Costo*. El Sistema Terramesh puede ser construido con suelo de relleno y roca del lugar, si es adecuada, y su proceso de fabricación disminuye el tiempo de ejecución.

- SISTEMA TERRAMESH VERDE

El Terramesh Verde es un sistema modular ambientalmente amigable que se usa para el refuerzo del suelo como en la estabilización de laderas y terraplenes



El Terramesh Verde es colocado en capas horizontales durante el llenado y la compactación de un terraplen estructural. El espaciamiento vertical entre los refuerzos es determinado por el diseño para poder garantizar la resistencia al esfuerzo cortante. Las dimensiones estandar del Terramesh Verde se muestran en la siguiente tabla.

Largo m (ft)	Ancho m (ft)	Alto m (ft)	Ángulo (°)	Tolerancia (%)
3	2	0.6	70	± 5
4	2	0.6	70	± 5
5	2	0.6	70	± 5

El Terramesh Verde esta fabricado con malla de acero doble torsión, un geosintético o una cubierta biodegradable para el control de la erosión, un panel de malla soldada con autógeno y dos soportes de acero. La unidad principal es fabricada con alambre flexible, fuertemente galvanizado y recubierto con una capa de PVC. La cara visible esta reforzada con varillas recubiertas con PVC insertadas en la doble torsión durante el proceso de fabricación.

En el interior de la parte visible se encuentra adherido un geosintético o una manta biodegradable. La manta retiene los finos y permite a la vegetación crecer rápidamente. Esta manta puede consistir en un geosintético tridimensional permanente o una biomanta 100 % de fibra de coco. La geomanta tridimensional es generalmente recomendada para laderas que están en contacto con flujos de agua con una velocidad moderada (< 3 m/s), como reveras de ríos o casos donde la Vegetación tardará mucho en crecer. La fibra de coco es recomendad para todos los demás casos (terraplenes de carreteras, etc.).

El panel de malla soldada colocada detrás de la manta añade fuerza, proporciona soporte al elemento y mantiene la manta en su lugar durante

la construcción. La parte de arriba del Terramesh Verde se usa para anclar se usa para anclar el siguiente elemento al sistema.

Las ventajas del Terramesh Verde son:

- *Ambientalmente amigable.* Terramesh Verde permite un rápido crecimiento de la vegetación. El suelo contenido de 60 a 90 cm partiendo de la parte visible, es un suelo vegetal.

Esto permite a la vegetación (pasto, arbustos, etc.) crecer rápidamente. Sin embargo, para taludes con más de 70° la vegetación apropiada debe ser escogida en relación al clima y otros factores. Un proceso de hidrosiembra puede ser requerido para proveer de nutrientes y humedad al suelo.

El uso de otras técnicas de bioingeniería también pueden ser usadas

- *Seguridad estructural.* La malla de refuerzo se encuentra distribuida a lo largo de toda la estructura. Esto elimina el riesgo de errores en el armado de las secciones, además el patrón de la malla doble torsión proporciona interacción total con el suelo y adiciona protección contra deshilachamiento.

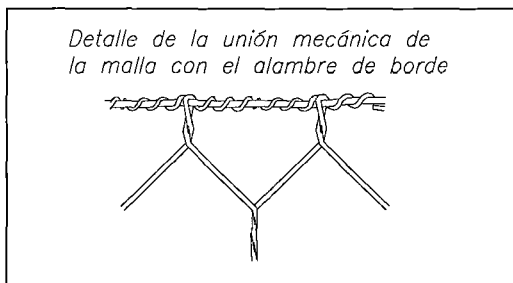
Lo que evita que un daño accidental se expanda.

- - *Bajo costo.* Las estructuras de Terramesh Verde pueden ser construidas con material de relleno disponible en el sitio, anulando o disminuyendo el acarreo de materiales. El sistema modular hace que el costo por el tiempo de construcción sea aceptable.

- PROTECCION CON GAVIONES CAJA

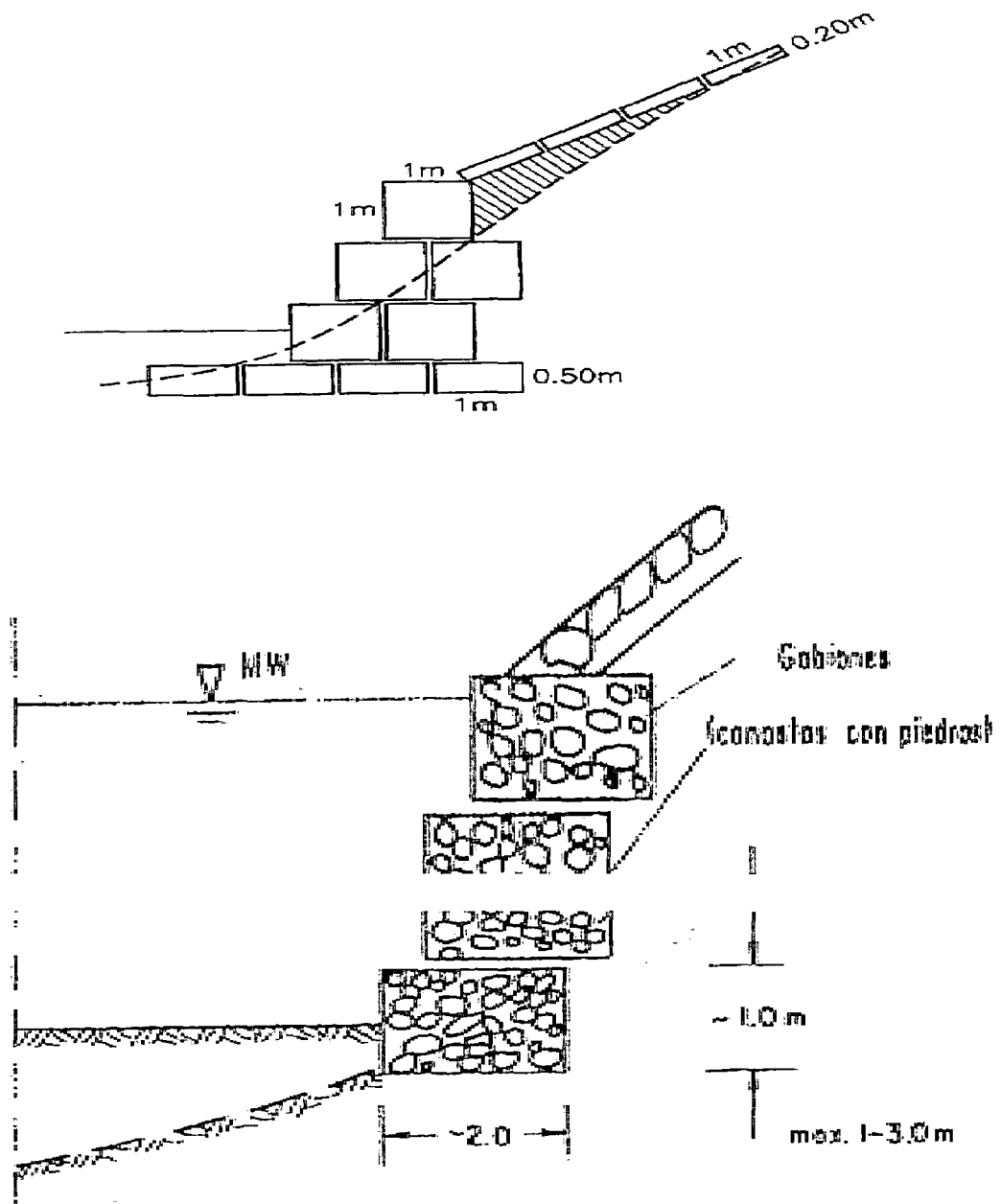
El Gavión Caja es un elemento de forma prismática rectangular, constituido por piedras confinadas exteriormente por una red de alambre de acero protegido con un recubrimiento de Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras (ASTM 856). El Gavión Caja estará dividido en celdas mediante diafragmas intermedios. Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deberán estar reforzados con alambre de mayor diámetro al empleado para la red, alambre de borde.

Todos los bordes libres de la malla deberán ser enrollados mecánicamente al alambre de borde de manera que las mallas no se desaten. (Ver detalle)



Estructuras de contención en gaviones

CARACTERÍSTICAS DE LOS GAVIONES



Monolíticas: Todos los elementos que forman las estructuras en gaviones son unidos entre si a través de amarres ejecutados a lo largo de todas las aristas en contacto. El resultado es un bloque homogéneo que tiene las mismas características de resistencia en cualquier punto de la estructura.

Resistentes: Es equivocada la impresión de que una estructura formada por redes metálicas no tiene resistencia estructural o larga vida útil. Las redes utilizadas son hechas en malla hexagonal de doble torsión. Este tipo de malla proporciona distribución más uniforme de los esfuerzos a los que son sometidas y tienen resistencia nominal a la tracción.

Durables: Para garantizar mayor durabilidad, los alambres reciben revestimientos especiales para evitar su corrosión. El primer tipo de revestimiento es el resultado de una tecnología moderna y consiste de una aleación compuesta por Zinc, Aluminio y Tierras Raras (Zn 5Al MM = Galfan®) que es aplicada al alambre por inmersión en caliente. Este revestimiento es utilizado cuando la estructura está localizada en un ambiente no agresivo. En estas condiciones la vida útil del revestimiento supera por mucho los 50 años. Cuando la estructura está en contacto directo con ambientes químicamente agresivos (urbanos o no), ambientes marinos o zonas con alto grado de contaminación, es necesario el uso de un revestimiento adicional en material plástico (Zn 5Al MM + plástico), lo que torna al alambre totalmente inerte frente ataques químicos.

Estos revestimientos, aplicados a los alambres que forman las mallas de los gaviones, garantizan que el deterioro de la estructura será extremadamente lento y con efectos menos graves de lo que se registra en cualquier otro tipo de solución, aun cuando sean usadas en ambientes agresivos, caracterizándose como obras definitivas.

Se debe también considerar que, con el tiempo, la colmatación de los vacíos entre las piedras causada por la deposición del suelo transportado

por el agua y/o el viento y el crecimiento de las raíces de las plantas que se desarrollan en los gaviones, consolida aun más la estructura y aumentan su peso mejorando su estabilidad.

Armadas: Son estructuras armadas, en condición de resistir las sollicitaciones de tracción y corte. La armadura metálica no sólo tiene la función de contener las piedras, sino también de soportar y distribuir los esfuerzos de tracción originados de aquellos que actúan sobre la estructura, aun cuando tales esfuerzos son consecuencia de asentamientos o deformaciones localizados y no previstos en el cálculo. Tal característica, inexistente en las contenciones de piedra emboquillada y concreto ciclópeo, es de fundamental importancia cuando la estructura está apoyada sobre suelos de pobres características físicas.

Flexibles: Permiten la adaptación de las estructuras a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Debido a su flexibilidad es el único tipo de estructura que no requiere fundaciones profundas, aun cuando son construidas sobre suelos con baja capacidad de soporte. Esa característica también permite, en la mayoría de los casos, que la estructura se deforme mucho antes del colapso permitiendo la detección anticipada del problema y dando oportunidad de realizar intervenciones de recuperación, minimizando gastos y evitando accidentes de proporciones trágicas.

Permeables: Un eficiente sistema drenante es indispensable para una buena performance y vida útil de las estructuras de contención. Las contenciones en gaviones, por las características intrínsecas de los

materiales que las componen, son totalmente permeables y, por lo tanto autodrenantes, aliviando por completo el empuje hidrostático sobre la estructura. Es necesario comentar que los problemas con drenaje son la causa más común de inestabilidad de estructuras de contención.

De bajo impacto ambiental: Actualmente las obras de ingeniería de infraestructura deben causar el menor impacto posible al medio ambiente necesitando la aprobación, sobre este enfoque, por parte de los órganos competentes. Las estructuras en gaviones se adaptan muy bien a este concepto, durante su construcción y a lo largo de la vida útil de la obra. Debido a su composición no interponen una barrera impermeable para las aguas de infiltración y percolación. Con eso, principalmente en obras de protección hidráulica, las líneas de flujo no son alteradas y el impacto para la flora y fauna local es el mínimo posible. Se integran rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema, anterior a la obra, se recupere casi totalmente.

En las situaciones en que el impacto visual de la estructura pueda causar perjuicio al medio, se puede fomentar el crecimiento de vegetación sobre la misma, haciendo que los gaviones se integren perfectamente a la vegetación local. Esta técnica es bastante común en las obras de contención en áreas residenciales.

Otras situaciones exigen un aspecto arquitectónico y paisajístico agradable de la obra y, las estructuras en gaviones; por los materiales utilizados, presentan texturas y colores que, según la situación, se pueden

mezclar con el medio circundante integrándose visualmente al lugar o generando un destaque impactante.

Tales características hacen que las estructuras en gaviones sean preferidas y ampliamente utilizadas en obras con gran preocupación paisajística y ambiental.

Prácticas y versátiles: Presentan extrema facilidad constructiva ya que los materiales utilizados son secos - gaviones (fardos metálicos), piedras y tablas (para encofrados) y la mano de obra necesaria para el montaje y llenado de los elementos está formada básicamente por peones (ayudantes), dirigidos por maestros de obras. Debido a estas características, pueden ser construidas sobre cualquier condición ambiental, con o sin equipamiento mecánico aun en lugares de difícil acceso.

Por no exigir mano de obra especializada, son extremadamente ventajosas en lugares con pocos recursos, pudiendo también ser construidas bajo el régimen comunitario, trayendo, en ambos casos, beneficios sociales a la comunidad local.

Cuando se opta por el llenado mecánico de los elementos, se puede usar cualquier tipo de equipo destinado a excavación en obras de movimiento de tierras.

Toda estructura en gaviones entra en funcionamiento apenas los elementos son llenados, esto es, inmediatamente, no siendo necesarios tiempos de fraguado y desencofrado. Eso permite que el relleno sea efectuado simultáneamente a la construcción del muro. Para ciertas

aplicaciones, esa característica puede ser muy importante en la operatividad y avance de la obra.

Otro punto a ser destacado es que una eventual modificación o ampliación de la estructura, necesaria en función de las variaciones en la configuración local o en el comportamiento hidráulico o estático de la obra, puede ser realizada con solo adicionar o retirar elementos de la estructura original.

En caso sea necesario, eventuales servicios de mantenimiento en elementos con redes dañadas pueden ser realizados de manera fácil y rápida, superponiendo y amarrando un nuevo panel a aquel que ha sido dañado.

Económicas: Cuando son comparadas a otros tipos de soluciones, con las mismas resistencias estructurales, presentan costos directos e indirectos más bajos. Pudiéndose construir en etapas, adecuando cada etapa al balance financiero de la obra.

Piedra

La piedra será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y dos veces dicho valor. Podrá aceptarse, como máximo, el 5%

del volumen de la celda del gavión con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 6" y 10" para el Gavión Caja.

Antes de su colocación en obra, la piedra deberá ser aprobada por el Ingeniero Inspector.

- **MUROS DE CONTENCIÓN.**

Las estructuras de contención o de relleno son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca. Son estructuras que proveen soporte a estos macizos y evitan el deslizamiento causado por su peso propio o por cargas externas. Ejemplos típicos de estructuras de contención son los muros de contención, los tablestacados y las paredes ancladas. Aunque la geometría, el proceso constructivo y los materiales utilizados en las estructuras citadas sean muy diferentes entre sí, todas ellas son construidas para contener la posible rotura del macizo, soportando las presiones laterales ejercidas por este.

Las estructuras de contención están entre las más antiguas construcciones humanas, acompañando la civilización desde las primeras construcciones en piedra de la prehistoria.

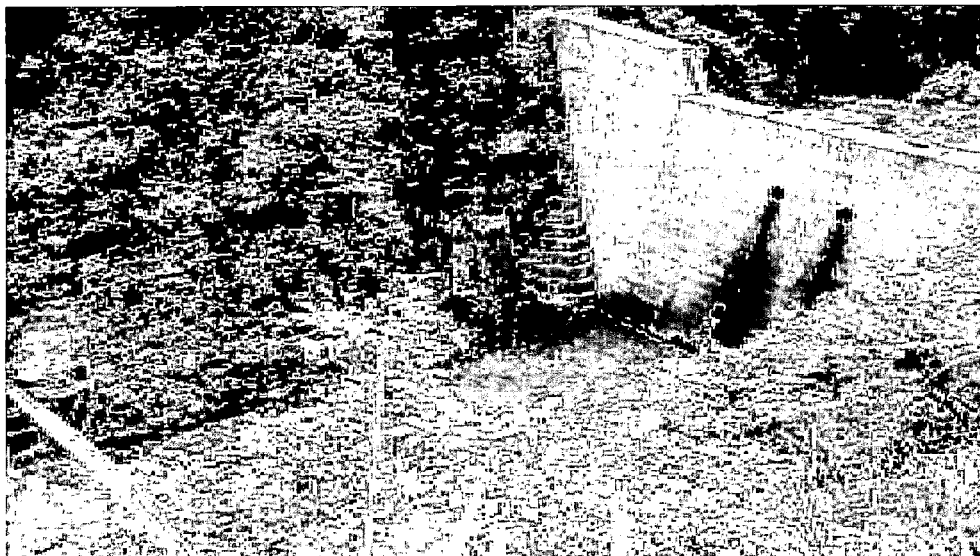
Sin embargo, su dimensionamiento en bases racionales, utilizando modelos teóricos, sólo se desarrolló a partir del siglo XVIII. En 1773,

Coulomb presentó su trabajo "Essai sur une desrègles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture". En uno de los capítulos de este trabajo Coulomb trata acerca de la determinación del empuje lateral aplicado por el suelo sobre una estructura de contención. Esta determinación es el paso más importante en el dimensionamiento de una estructura de contención. El trabajo de Coulomb se constituye, aún hoy, en una de las bases principales de los métodos corrientes de dimensionamiento de muros de contención. Inclusive con el desarrollo de la moderna Mecánica de Suelos, el modelo idealizado por Coulomb continua siendo ampliamente aplicado. El artículo original de Coulomb se encuentra reproducido en el libro de Heyman [1], junto con un análisis histórico del desarrollo de las teorías de determinación de empujes del terreno.

El análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura. Este equilibrio es afectado por las características de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y por el peso propio de esos dos elementos, además de las condiciones que rigen la interacción entre ellos. Estas condiciones tornan el sistema bastante complejo y hay, por tanto, la necesidad de adoptar modelos teóricos simplificados que tornen el análisis posible.

Estos modelos deben tener en cuenta las características de los materiales que influyen en el comportamiento global, además de la geometría y las condiciones locales.

Del lado del macizo deben ser considerados su peso propio, resistencia, deformabilidad y geometría. Aparte de eso, son necesarios datos sobre las condiciones de drenaje local y cargas externas aplicadas sobre el suelo. Del lado de la estructura deben ser considerados



- CANALES Y DIQUES

- El control y canalización de las aguas de escorrentía en las mayoría de las operaciones es un problema resuelto, en parte, mediante diques y canales. Las funciones de estas obras son:

Evitar el paso de las aguas a áreas fuertemente erosionables y conducir las de forma adecuada Reducir la longitud de las taludes para contemplar la resistencia a la erosión aportada por la vegetación.

Impedir las acumulaciones de agua en superficies irregulares y/o cóncavas. Proteger las tierras bajas frente a la disposición de sedimentos.

DISEÑO: Establece con Materiales de las paredes y lecho (naturaleza)

Definir sección perpendicular al flujo

CRITERIOS PARA CONSTRUCCIÓN DE CANALES DE CORONACIÓN

- Su localización debe determinarse considerando las condiciones de descarga, la topografía, los usos del terreno, los tipos de suelos, taludes y áreas de drenaje.
- Según la zona en que se pretenda proteger, se utilizaran para el diseño tormenta de 24 horas para un periodo de recurrencia de 100 años
- La esorrentía de todas las áreas se determinara utilizando la distribución de lluvias del SCS.
- La velocidad de flujo en zanjas o canales sin revestir será por los menos de 1 m/seg y no debe exceder una velocidad máxima de 1.5 m/seg.
- Las zanjas y canales de tierra y depresiones con pendientes de caudal mayores de 2 % y/o que llevan caudales a una velocidad mayor de 1.5 m/s, deben revestirse totalmente para evitar la erosión o se les debe proveer de disipadores de energía.



Revestimiento de canal en roca Diques

- Se trata de estructuras construidas con los propios estériles de la zona con el objetivo básico de la canalización de las aguas hasta balsas de decantación. Existen tres tipos principales de diques:

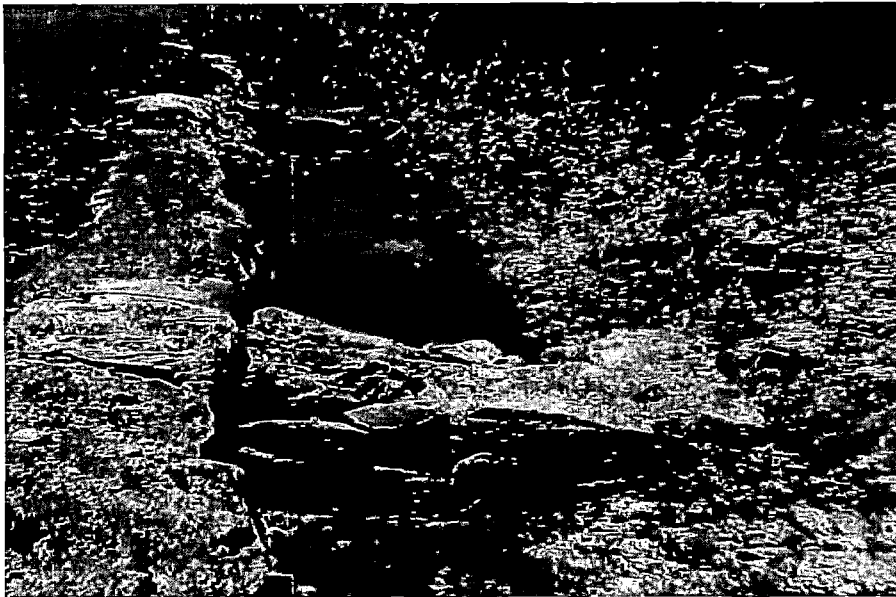
- Diques de desviación
- Diques de interceptación
- Diques perimetrales

- **PACAS O PIRCAS:**

Barreras de piedra o Pircas, Normalmente son usados en los toes o pie de taludes para reducir la velocidad del agua producto de la caída. Tienen la particularidad de retener gran cantidad de sedimentos



Pacas Barreras de piedra o Pircas



Separación máxima en pircas

Pend. de Canal	2%	3%	4%	5%	6%
Separación Máx. (m)	30	20	15	12	10

- SANGRIAS:

- Son pequeños canales, que derivan las aguas proveniente de accesos y cunetas con la finalidad de reducir el flujo de sedimentos.
- En todo lo largo de la vía o acceso se recomienda abrir sangrías cada 60 a 150 metros, dependiendo del tipo de terreno y la pendiente.



Sangrias

5.7.- Planteamiento de control de erosión hídrica en el punto de interés.

Se plantean como control de erosión diques transversal con sus respectivos pozas disipadoras y vertederos debido a la fuerte pendiente de la microcuenca, se plantean zanjas de coronación en las partes altas para el desvío de aguas pluviales a las quebradas existentes, construcción de canales colectores y de desviación, zanjas de infiltración para la retención de aguas pluviales, revegetación en laderas del cerro y un desarenador para retener partículas de menor tamaño.

CAPÍTULO VI

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

6.1.- Transporte de sedimentos.

6.1.1 Material sólido y mecanismo de transporte

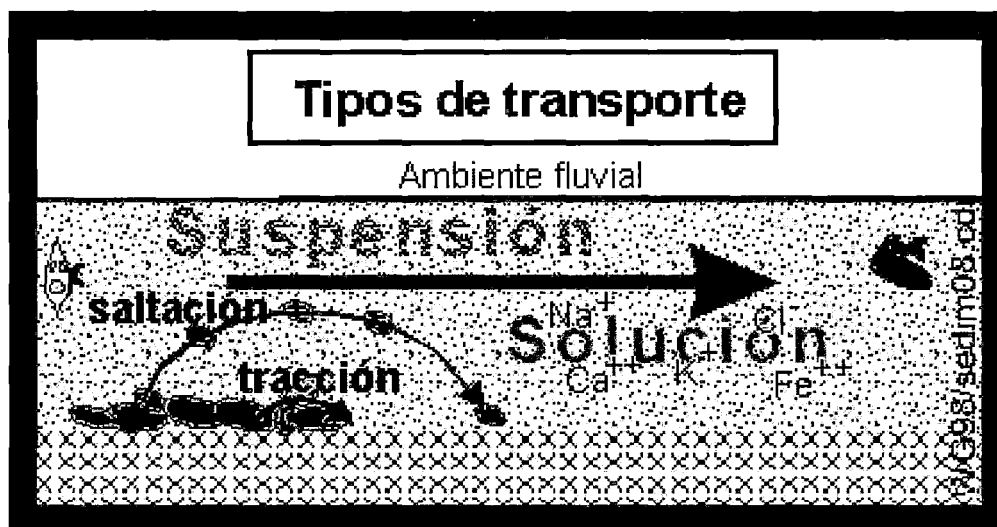
Se dice que un río es de fondo móvil cuando presenta un transporte continuo de las partículas constituyentes del fondo.

Este material de transporte proviene de la erosión de la cuenca como consecuencia de las lluvias y de otros agentes atmosféricos que se presentan en ella.

Para el caso del escurrimiento de un fluido sobre un fondo fijo se pueden establecer ecuaciones determinadas, como la de Chézy, por ejemplo, que se relacionan las variables fundamentales: gasto, sección transversal, rugosidad e inclinación. Pero si se trata de un río de fondo móvil resulta bastante compleja la selección apropiada de las variables, puesto que en estas condiciones habrá posibilidad de cambios en la sección transversal, la pendiente y la rugosidad.

El transporte se produce aun para una situación de permanencia ($Q=\text{constante}$), sin embargo, las variaciones eventuales del gasto producen una variación en la altura o en el ancho. En consecuencia la geometría de la sección transversal resulta ser una función del transporte sólido.

Se denomina capacidad de transporte o de máxima cantidad de material sólido que es capaz de transportar un río. Este valor corresponde a un máximo teórico, puesto que, con bastante frecuencia los ríos transportan cantidades menores que su máxima capacidad. Esto se debe a la naturaleza de la cuenca y del lecho. Un río que escurre sobre un fondo rocoso puede tener, como consecuencia de su inclinación, velocidad y tirante, gran capacidad de transporte y en realidad no transportar material sólido. Modos de transporte.- Las partículas son transportadas fundamentalmente de maneras diferentes: las de mayor tamaño ruedan sobre el fondo constituyendo el transporte sólido de fondo; las más finas van en suspensión. Es posible que ciertas partículas se transporten de un modo especial: a saltos. No constituyen propiamente material de fondo ni material en suspensión. A esta modalidad se le denomina transporte por saltación. No tomamos en cuenta, para este estudio, el material sólido en disolución. Estos modos de transporte pueden presentarse sucesivamente para un mismo material de fondo con valores diferentes de la velocidad de flujo.



6.1.2 Estimación de carga en suspensión

Muestras tomadas al azar

La forma más sencilla de tomar una muestra de sedimentos en suspensión consiste en sumergir un recipiente en la corriente, en un punto en el que esté bien mezclada, como aguas abajo de un vertedero o de escollos de rocas. El sedimento contenido en un volumen medido de agua se filtra, se seca y se pesa. Esto da una medida de la concentración del sedimento y cuando se combina con el caudal se obtiene la tasa de descarga de sedimentos.

Un estudio de diversas técnicas de muestreo en Sudáfrica puso de manifiesto que las muestras obtenidas con botellas sumergidas suelen dar concentraciones aproximadamente del 25% inferiores a las que se obtienen con técnicas más perfeccionadas (Rooseboom y Annandale 1981). Para muestras únicas tomadas excavando con palas o cucharas, se recomienda una profundidad de 300 mm por debajo de la superficie como una fórmula mejor que la de obtener muestras en la superficie. Si la muestra se puede tomar a cualquier profundidad, se recomienda la mitad de la profundidad del caudal dado que es la que permite obtener los mejores cálculos de la concentración media de sedimentos. Cuando el programa de muestreo consiste en muestras obtenidas en secciones verticales en diversos puntos a través de la corriente, el esquema recomendado consiste en utilizar seis secciones situadas a igual distancia como se muestra en la Figura 6.1.

FIGURA 6.1 - Esquema sugerido para el muestreo de sedimentos con puntos de muestreo a media profundidad del caudal

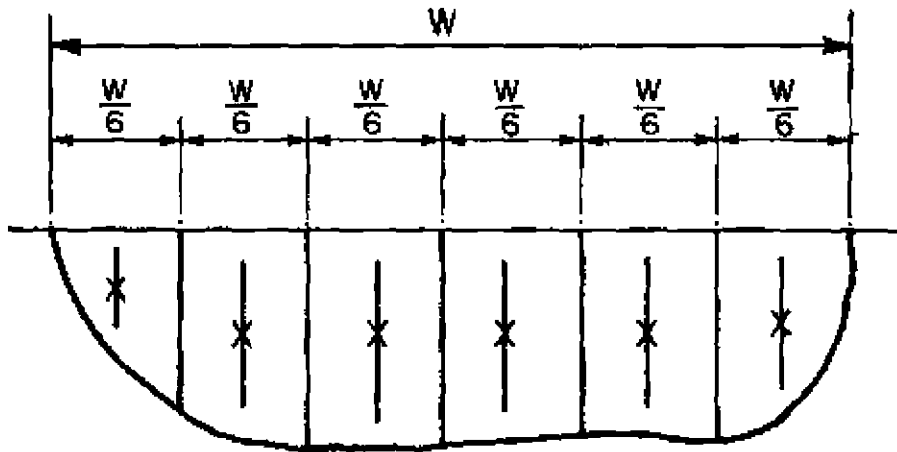
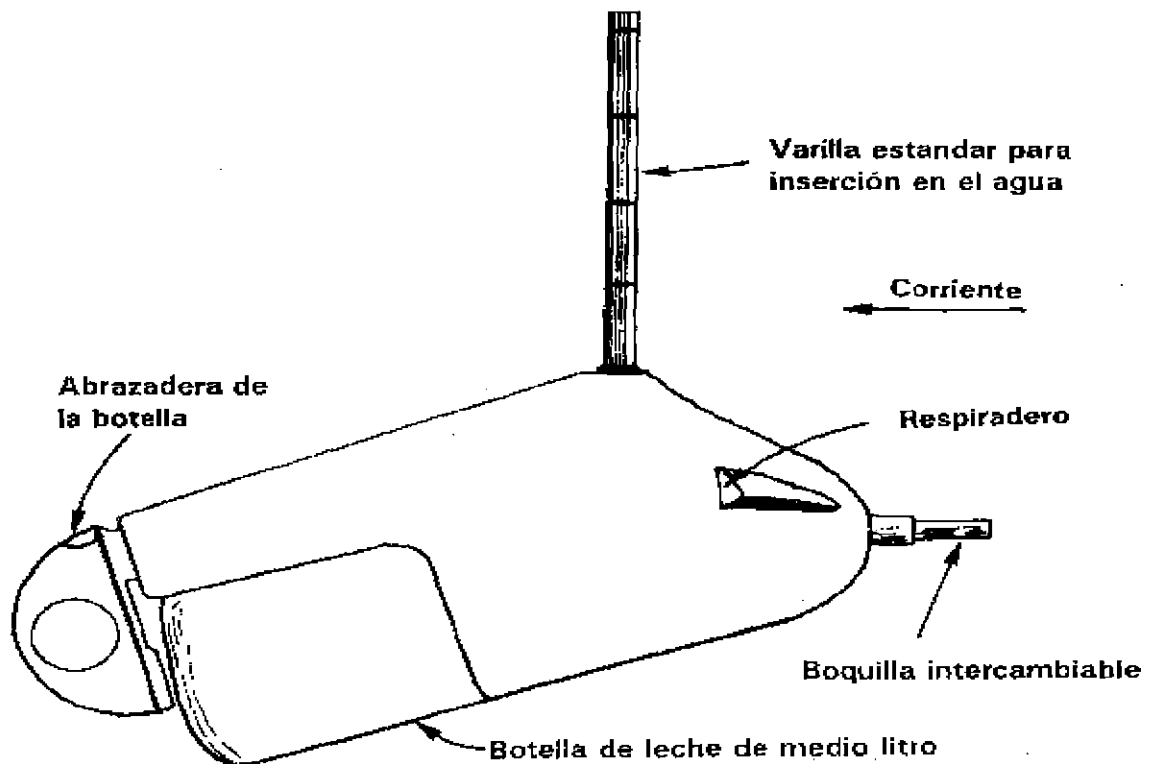


FIGURA 6.1.1 - Muestreador integrador de profundidad



Muestreador integrador de profundidad

Para tener en cuenta las variaciones en la concentración de sedimentos en diferentes puntos de una corriente, se puede utilizar un muestreador-integrador, es decir, un muestreador que obtiene una muestra única agrupando pequeñas submuestras tomadas en diferentes puntos. En la Figura 6.3 se ilustra un muestreador típico, que está constituido por una botella de vidrio metida en una armadura con forma de pez que se monta sobre una varilla cuando se quiere medir la altura de corrientes pequeñas o se suspende a un cable para corrientes mayores. Para que la botella se llene fácil y regularmente cuando se encuentra por debajo de la superficie es necesario que disponga de una boca para la entrada del agua, y de un tubo para permitir la salida del aire. La boca se suele diseñar con una sección transversal ligeramente ampliada detrás del punto de entrada para reducir el peligro de una presión contraria que podría obstaculizar la entrada de la corriente en la botella. Cuando se está utilizando, el muestreador se desplaza desde la superficie hasta el fondo y vuelve a la superficie recogiendo la muestra en forma continua. Unos pocos ensayos determinarán cuánto tiempo hace falta para que la botella se llene durante este doble viaje. Ningún tipo de muestreador de botella debe seguir recibiendo más líquido una vez que la botella está llena porque eso provoca una acumulación de sedimento en la botella. En algunos muestreadores-integradores en profundidad la botella se saca del

curso de agua cuando se ha llenado o poco antes de que se llene; otros tipos de muestreadoras pueden tener algún dispositivo para detener la entrada de agua una vez que la botella está llena.

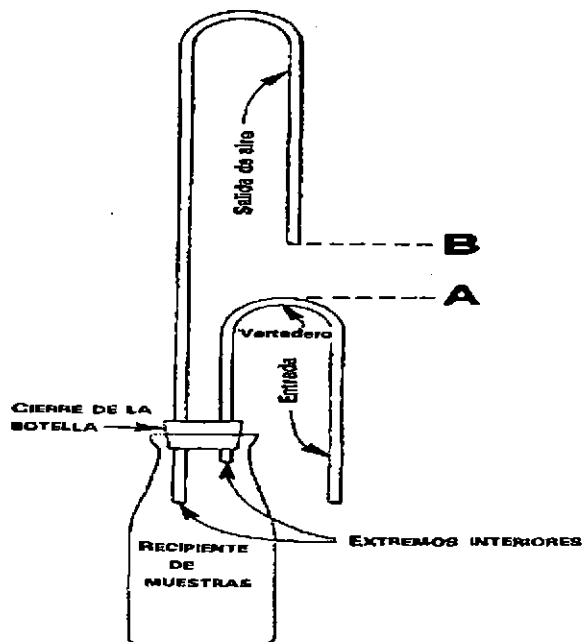
Muestreador de punto

El muestreador de punto permanece en un lugar fijo de la corriente y toma muestras constantemente durante el tiempo que tarda la botella en llenarse. La apertura y el cierre de las válvulas del muestreador se controlan desde la superficie eléctricamente o por medio de cables. Se deben tomar muestras a varias profundidades en cada una de las diversas secciones verticales, tal como se describe en la sección *Método velocidad/superficie*, para medir la altura de las corrientes por el método del molinete, de manera que las dos operaciones se realizan a menudo simultáneamente.

Otro método para obtener muestras a diversas profundidades del curso de agua es el empleo de muestreadores automáticos que toman una muestra a una profundidad predeterminada de la corriente. Un ejemplo típico es el que está representado en la Figura 6.3, utilizando una botella y dos tubos doblados. Los modelos comerciales utilizan tubos de cobre doblados a propósito, pero se puede utilizar un modelo más sencillo constituido por un tubo de plástico fijado a un marco rígido para que se mantenga en su sitio. La botella empieza a llenarse cuando la profundidad de la corriente alcanza el punto A y comienza el flujo de sifón a la botella; se para cuando la profundidad de la corriente se eleva al punto B

que es la salida de la tubería que expelle el aire. La amplitud de la toma de muestras se controla ajustando la distancia entre los puntos A y B. En su variante más sencilla los tubos de entrada y expulsión están curvados en forma de U; esto significa que la corriente en el muestreador está en ángulo recto con el curso de agua, lo cual puede obstaculizar la concentración de sedimentos; un modelo más perfeccionado tiene dos tubos con una segunda curva para dirigir las aguas arriba hacia la corriente, como en la Figura 6.3.

FIGURA 6.3 - Muestreador de punto



En Kenya se utilizó un ingenioso muestreador automático de fabricación artesanal, como el que se ilustra en la Figura 6.3. El funcionamiento se describe como sigue.

"Se recogen muestras de superficie a través de un tubo metálico con pequeños agujeros que sobresale aguas arriba para evitar la turbulencia. El tubo lleva el agua hacia un recipiente de medio litro dentro del cual hay una esfera de caucho flexible que flota y cierra herméticamente la botella por dentro cuando está llena."

"Se toman también muestras debajo de la superficie en un recipiente que inicialmente está cerrado por una esfera de caucho atada a una varilla que sobresale de otro recipiente invertido como se indica en el diagrama. La longitud de la varilla es tal que la botella superior empieza a flotar, abriendo de ese modo el recipiente muestreador, cuando el nivel del agua ha alcanzado el orificio del tubo en la otra tubería. Por consiguiente, las muestras se toman más o menos al mismo tiempo en la corriente en y debajo de la superficie. El recipiente que saca muestras de debajo de la superficie se cierra por dentro cuando está llena con una esfera flotante, como en el caso precedente. Se prepara otro conjunto de tuberías para tomar muestras de la corriente a un nivel superior, como se indica en el diagrama." (Pereira y Hosegood 1962).

Si es necesario tomar una serie de muestras a medida que la corriente crece, se puede montar un muestreador automático como se indica en las Figuras 6.4 y 6.5. La concentración del sedimento en suspensión suele ser mayor cuando la corriente está creciendo que cuando desciende.

FIGURA 6.4 - Dispositivo para muestreo simultáneo en la superficie de la corriente y en profundidad (de Pereira y Hosegood 1962)

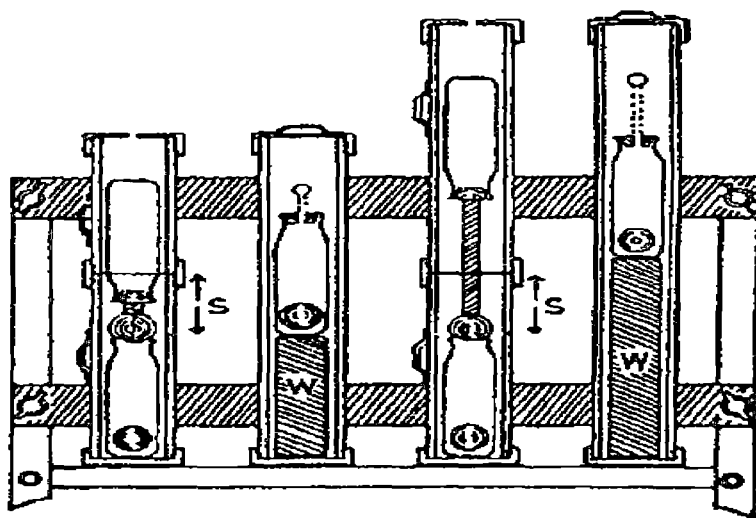
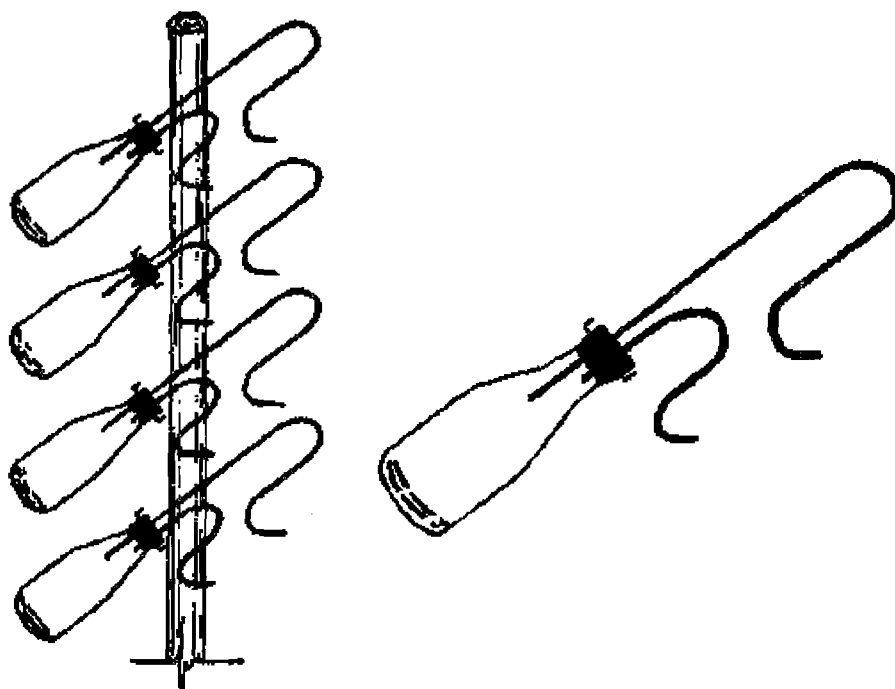


FIGURA 6.5 - Conjunto de muestreadores para la toma progresiva de muestras cuando se produce un aumento del nivel



Muestreador de bombeo

Las muestras se pueden extraer de una corriente por bombeo manual. Sin embargo, durante casi 20 años se ha dispuesto de muestreadores automáticos que pueden introducir por bombeo una pequeña muestra en una serie de recipientes, en tiempos e intervalos predeterminados o en función de condiciones de la corriente predeterminadas, normalmente la profundidad (USDA-ARS 1976). Inicialmente estos dispositivos solían ser grandes y pesados y podían dañarse en sus numerosos componentes eléctricos o mecánicos. No obstante, la electrónica ha dado origen a una nueva generación de muestreadores automáticos que son de menor tamaño, más confiables y económicos. Los programadores y cronometradores modernos conectados a una desviación de la corriente o a un transductor de presión en la corriente permiten una variedad casi infinita de programas de toma de muestras. Son posibles desniveles de aspiración de hasta seis metros, por lo que el muestreador puede colocarse por encima del nivel de la corriente.

Toma continua de muestras

Los modelos de caudales que aumentan y disminuyen y las variaciones de la concentración de sedimentos en diferentes caudales, pueden en cierta medida preverse a partir de observaciones; pero los muestreadores automáticos más perfeccionados no pueden predecir lo que va a suceder a continuación. Un muestreador por bombeo automático puede actuar exactamente como está programado y tomar la serie de muestras

necesaria cuando el caudal aumenta y disminuye; si en ese momento se produce una violenta tempestad en la cuenca hidrográfica que origina un caudal aún mayor, no podrán tomarse muestras porque los recipientes ya están llenos. La única forma de evitar que esto suceda consiste en disponer de un sistema de medición continua de las concentraciones de sedimentos, para lo que existen dos métodos.

Un turbidímetro óptico pasa por un rayo de luz a través del agua cargada de sedimentos desde una fuente situada a un lado de un canal hasta un sensor situado en el otro lado. El sensor puede medir el grado en que la luz es absorbida por las partículas de sedimento, o sea el principio de atenuación; también se puede medir el grado en que la luz se dispersa por las partículas en suspensión, lo que se denomina el principio de dispersión. Los muestreadores de bombeo, pueden programarse para que reaccionen a combinaciones de profundidad de la corriente y tiempo, y los datos se registran en un dispositivo de sólo lectura de memoria (ROM); es posible así almacenar gran cantidad de datos. Se han creado modelos de turbidímetros de buen funcionamiento en Sudáfrica (Grobler y Weaver 1981) y en Indonesia (Brabben 1981).

En los aforadores nucleares que miden la absorción de la dispersión de las radiaciones gama en lugar de la luz se utiliza un principio similar. Walling (1988) informa de la utilización positiva de esos instrumentos en muchos países y sugiere que, "sin embargo, los instrumentos son más complicados que los turbidímetros ópticos y se han limitado

principalmente a mediciones experimentales especializadas y no a la supervisión de rutina",

6.1.3 Cálculo de arrastre de fondo

Cálculo de la carga de sedimentos en el fondo (gbb, sbb) , entre los métodos para valuar el arrastre dentro de la capa de fondo, cuyo espesor (aproximado es igual a dos veces el diámetro de las partículas", se encuentran según Maza A., J. A. y García F., M. (1996), los propuestos por:

"DuBoys (1879) y Straub (1935); Schoklitsch (1914, 1950); Shields (1936); Meyer-Peter y Müller (1948); Kalinske (1947); Levi (1948); Einstein (1942) y Einstein-Brown (1950); Sato, Kikkawa y Ashida (1958); Rottner (1959); Garde y Albertson (1961); Frijlink (1962); Yalin (1963); Pernecker y Vollmer (1965); Inglis y Lacey (1968) y Bogardi (1974)".

"De la lista indicada, los siete primeros métodos fueron obtenidos y presentados antes que Einstein estableciera el concepto de capa de fondo, y por tanto, existía la duda razonable de si dichos métodos permitían valuar únicamente el transporte en esa capa, o bien, si daban el transporte total del fondo. Al analizar varias fórmulas de transporte, Díaz y Maza (1986) encontraron que las fórmulas de Shields, Pernecker y Vollmer, Einstein-Brown, Bogardi y Levi pueden dar el transporte del fondo". García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

A continuación se presentan los métodos de Schoklitsch y de Meyer-Peter y Müller.

Método de Schoklitsch

Schoklitsch propuso en 1914, una primera ecuación para evaluar el arrastre de fondo, la modificó varias veces hasta que en 1950 fue dada a conocer en su versión final.

$$g_{bb} = 2500 S^{1/3} \left(q S^{7/6} - 2.351 * 10^{-5} \Delta^{5/3} D^{7/18} \right) \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} \cdot \text{m}} \right]$$

$$s_{bb} = \frac{2500}{\gamma_s} S^{1/3} \left(q S^{7/6} - 2.351 * 10^{-5} \Delta^{5/3} D^{7/18} \right) \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}} \right]$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Convenciones

g_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en peso

s_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en volumen

D = diámetro representativo

Cuando el tamaño de las partículas no es uniforme, Schoklitsch recomienda que se utilice como diámetro representativo de la mezcla el D_{40} .

$D = D_{40}$

S = pendiente hidráulica del río

q = caudal unitario

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas

γ_s = peso específico del sedimento

Rango de los datos y límites de aplicación

Schoklitsch propuso varias formulas de transporte, para lo que utilizó los datos obtenidos por Gilbert y resultados de observaciones realizadas en los ríos Danubio y Aare. Por ello, no se dan límites de aplicación a las ecuaciones presentadas, aparte de los ya indicados en función del diámetro de las partículas. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

Método de Meyer – Peter y Müller

Las fórmulas de Meyer - Peter y Müller para calcular el arrastre en la capa de fondo, fueron obtenidas a partir de experiencias realizadas de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zurich. Un resumen de todas ellas fue presentado en 1948. Los autores mencionados efectuaron cuatro series de pruebas, al final de las cuales propusieron una fórmula para cada una, aunque la última, abarca todos los resultados obtenidos y por tanto, es de carácter general, por lo que es la que se incluye en este texto. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

Dichas pruebas se hicieron para material granular con las siguientes características:

1. Partículas de diámetro uniforme con peso específico de 2680 Kg/m³
2. Partículas de diámetro uniforme, pero usando en cada prueba, uno de tres materiales con peso específico diferente.

3. Partículas de diferentes tamaños; es decir, granulometrías más o menos graduadas, con peso específico de 2680 Kg/m³

4. Igual que la 3, pero realizando además pruebas para otros dos materiales con pesos específicos diferentes.

$$g_{bb} = 8\gamma_s (g\Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} - \text{m}} \right]$$

$$s_{bb} = 8(g\Delta D_m^3)^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s} - \text{m}} \right]$$

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_m}$$

$$\tau_o = \gamma RS$$

$$\tau_* = \frac{\gamma RS}{(\gamma_s - \gamma) D_m} = \frac{RS}{\Delta D_m}$$

Para canales muy anchos, $B > 40$ m, se tiene:

$$\tau_* = \frac{hS}{\Delta D_m}$$

Convenciones

g_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en peso

s_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en volumen

D_m = diámetro medio

g = aceleración debida a la fuerza de la gravedad

n' = rugosidad debida a las partículas de sedimento en fondo plano.

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas

γ = peso específico del agua

γ_s = peso específico del sedimento

τ = parámetro de Shields

Transporte de acarreo

Existen muchas fórmulas para el cálculo del caudal sólido de fondo, las cuales tienen diversos orígenes y corresponden a variadas concepciones del modo como ocurren los fenómenos.

Las condiciones reales de un curso natural, totalmente distintas a las de un canal ideal, generan un problema sumamente complejo, cuya solución por aplicación de las fórmulas convencionales es siempre de baja confiabilidad y debe tomarse con suma cautela. Las fórmulas proporcionan cuál es el máximo tamaño del material sólido, que para un caudal dado puede transportar una corriente.

En el presente trabajo la capacidad de arrastre del material de fondo se emplearán las siguientes fórmulas:

USBR	: $D = WRS / 80$
MEYER – PETER	: $G_s = 24 (YS - 0.08D)^{1.5}$
DIVISIÓN DE CAMINOS CALIFORNIA	: $D = 4.0 q^{(2/3)} S^{(7/9)}$
MAYNORD	: $D = 0.22Y (V / (gY)^{0.5})^3$

Donde:

D = máximo diámetro medio de piedra que puede arrastrar la corriente del agua (m)

W = peso específico del agua (1000 Kg/m³)

R = radio hidráulico de la sección mojada (m)

S = pendiente del fondo del río

G_s = cantidad de transporte de material del lecho por unidad de anchura de la corriente del río (Tn/s/m)

Y = tirante medio del agua (m)

q = caudal por unidad de anchura de la corriente de agua (m³/s/m)

V = velocidad media del agua (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

En base a las fórmulas anteriores y las características geométricas e hidráulicas de las calles se estimará el tamaño de piedra que puede arrastrar la corriente para diferentes caudales del agua pluvial.

CUADRO 6.1

Calculo de la capacidad de arrastre del material de fondo en quebrada prolongación San Martín (S = 0.286)

Yagua (m)	Qagua (m ³ /s)	T (m)	q (m ³ /s/m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/s)
0,34	10.97	18	0.61	3.46	31,04	0.11	3.17
0.30	9.33	15.5	0.6	3.10	30.13	0.10	3.01
0.24	7.45	11.6	0.64	2.66	28.84	0.09	2.8
0.18	5.81	9.7	0.59	2.22	26.56	0.08	2.62
0.16	4.90	8.3	0.59	1.97	25.48	0.07	2.49

Fuente: Elaboración propia

CUADRO 6.2

Yagua(m)	Qrío (m ³ /s)	Ø- USBR	Ø- DCC	Ø- MAYNORD	Øprom (m)
0.34	10.97	0.39	0.035	0.39	0.27
0.30	9.33	0.36	0.035	0.356	0.25
0.24	7.45	0.32	0.037	0.32	0.22
0.18	5.81	0.28	0.035	0.30	0.20
0.16	4.90	0.25	0.035	0.27	0.18

Fuente: Elaboración propia

Por tanto, la capacidad de arrastre de la quebrada prolongación San Martín es relevante en máximas avenidas la corriente del agua, es capaz de transportar suelos de hasta 0.27m. de diámetro, pero esta capacidad puede verse disminuida en muchos casos por el fenómeno de acorazamiento porque el suelo o agua pluvial sumi-nistra fuerza adicional de ligamento entre partículas y de manera fundamental porque la granulometría en el terreno no contiene piedras mayores a 0.3 m de diámetro.

En consecuencia se presentará un proceso de erosión latente con posibilidad de arrastre de piedras de 0.3m de diámetro.

Las fuerzas de arrastre que actúan sobre el fondo bajo diferentes condiciones de flujo es:

CUADRO 6.3
FUERZA DE ARRASTRE EN EL FONDO

Q (m ³ /s)	R (m)	To (Kg/m ²)
10.97	0.11	31.46
9.33	0.10	28.6
7.45	0.09	25.74
5.81	0.08	22.98
4.90	0.07	20.02

Fuente: Elaboración propia

Finalmente es posible calcular de una manera un tanto grosera la cantidad de sólidos de un determinado diámetro que el río puede transportar como material de fondo, por medio de la fórmula de MEYER-PETER.

Asumiendo que el diámetro medio de las piedras de la quebrada prolongación San Martín es 1", es posible obtener una estimación cuantitativa de la cantidad de sólidos arrastrados por la corriente, como se muestra:

Donde:

G_{st} = Cantidad de sólidos arrastrados por la corriente ($G_s \cdot b$)

Q_{sa} = Cantidad media de sólidos por unidad de volumen ($1000G_{st}/Q_{río}$)

CUADRO 6.4

CANTIDAD DE SÓLIDOS ARRASTRADOS

Yagua (m)	Q (m ³ /s)	T (m)	b (m)	Ømedio (m)	Gs (Tn/s/m)	Gst (Tn/m)	Qsa(K/m ³)
0,34	10.97	18	5.37	0.27	0.49	2.63	239.86
0.30	9.33	15.5	4.43	0.25	0.4	1.77	189.92
0.24	7.45	11.6	3.58	0.22	0.27	0.96	128.86
0.18	5.81	9.7	2.74	0.20	0.16	0.44	75.45
0.16	4.90	8.3	1.68	0.18	0.13	0.22	44.57

Fuente: Elaboración propia

La concentración de sólidos en épocas de máximas avenidas oscila entre 44.57Kg/m³ a 239.86 Kg/m³

6.1.4 Estimación de carga total

Dentro de este grupo se incluyen los métodos que permiten evaluar el transporte total del fondo, sin distinguir qué parte es arrastrada en la capa del fondo y qué parte es transportada en suspensión.

Entre los métodos que han sido propuestos para valuar la carga de material de fondo están los textos siguientes:

Laursen (1958); Colby (1964); Bishop, Simons y Richardson (1965); Engelund y Hansen (1967); Graf y Acaroglu (1968); Shen y Hung (1971); Cartens y Altinbilek (1972); Yang (1973); Ackers y White (1972 - 1973); Ranga-Raju, Garde y Bhardwaj (1981); Karim y Kennedy (1981 -1990); Brownlie (1982); Smart (1984); Pacheco-Ceballos (1989); y Mora, Aguirre y Fuentes (1982).

A continuación se presentan los métodos propuestos por Laursen y Engelund y Hansen.

Método de Laursen

“En 1958, Laursen propuso su método para obtener el transporte de fondo, mediante el cual y dentro de un cierto rango, también es posible conocer el arrastre en la capa de fondo en suspensión”. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

La ecuación propuesta por Laursen se derivó de un análisis teórico, que concluyó que el transporte de fondo depende en gran medida de los siguientes parámetros.

$$\frac{V^*}{w} ; \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c} - 1 \right)$$

$$V^* = \sqrt{gRS}$$

Cuando $B \geq 40h$ se acepta

$$V^* = \sqrt{ghS}$$

Criterio de Rubey, para partículas naturales, con factor de forma aproximadamente igual a 0.7,

se puede calcular con la relación:

$$w = F_1 (g\Delta D)^{0.5}$$

$$F_1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5} - \left(\frac{36 v^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$\tau_o = \tau'_o = \gamma h S$$

$$\tau_c = 0.039(\gamma_s - \gamma) D$$

La ecuación propuesta por Laursen fue:

$$g_b = \gamma q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi_{Lm} \quad [kg/s-m]$$

$$s_b = \frac{\gamma}{\gamma_s} q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi_{Lm} \quad [m^3/s-m]$$

$$D_m = \frac{\sum D_i p_i}{100}$$

$$\tau'_o = \frac{\gamma V^2}{58g} \left(\frac{Ds_0}{h} \right)^{1/3}$$

$$\tau_{cm} = 0.039(\gamma_s - \gamma) D_m$$

$$\phi_{Lm} = f \left(\frac{V_*}{W} \right)$$

$$q = Q/B$$

Convenciones

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso

s_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen

B = ancho del cauce

D_m = diámetro medio de la muestra

D_i = diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción

h = profundidad del agua

P_i = tanto por ciento de material retenido en cada malla

q = caudal unitario

Q = caudal

R = radio hidráulico

S = pendiente del cauce

V = velocidad del flujo

V^* = velocidad cortante

w = velocidad de caída de las partículas con diámetro D

τ_o = esfuerzo cortante producido por la corriente

τ_{cm} = esfuerzo cortante crítico

ϕ_{Lm} = función denominada parámetro de transporte de Laursen

γ = peso específico del agua

γ_s = peso específico de las partículas en suspensión

ν = viscosidad cinemática

Método de Engelund y Hansen

“Engelund y Hansen presentaron su ecuación de transporte total del fondo en 1967. Ella esta

basada en los resultados de cuatro conjuntos de experimentos en que utilizaron arenas." García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

$$g_b = 0.05 \gamma_s V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} \quad [kg/s - m]$$

$$s_b = 0.05 V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} \quad [m^3/s - m]$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} = \frac{RS}{\Delta D_{50}}$$

Para cauces anchos, $B > 40$ m, se tiene:

$$\tau_* = \frac{hS}{\Delta D_{50}}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$\tau_o = \gamma RS$$

Convenciones

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso

s_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen

D_{50} = diámetro de las partículas de la mezcla, tal que el 50% en peso respectivamente son menores que esos valores

h = tirante o profundidad de la corriente

R = radio hidráulico

S = pendiente hidráulica

V = velocidad media del flujo

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas

τ_0 = esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo

τ^* = parámetro de Shields

γ_s = peso específico del sedimento

6.2.- SOCAVACIÓN

6.2.1.- Socavación general.

SOCAVACIÓN EN EL TERRENO

Este fenómeno se presenta como consecuencia de la acción erosiva del flujo de agua. Cuando existen altas velocidades, el terreno se puede erosionar hasta tal extremo que puede comprometer la estabilidad adecuada de la cimentación de las viviendas adyacentes.

Existen numerosas fórmulas analíticas y experimentales, las cuales consideran en sus hipótesis básicas que el cauce del río está bien definido, el lecho tiene rugosidad uniforme, características hidráulicas invariantes y la existencia de una velocidad hidráulica mínima a partir de la cual se inicia el proceso erosivo; por lo cual, al igual que otros análisis, las estimaciones para el valor de la socavación son simples aproximaciones a una realidad más compleja y que deben tomarse de manera conservadora.

a) Socavación general

Se refiere al descenso del fondo del terreno que se produce al presentarse una creciente. Esto es debido al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

Método de Lischvan-Levediev

Supondremos un terreno definido, distribución homogénea de los materiales de fondo, y que la sección transversal del terreno tiene igual coeficiente de rugosidad.

Al producirse una avenida, el gasto que circula por una sección del cauce aumenta y como consecuencia aumenta la velocidad del agua, incrementándose la capacidad de arrastre de la corriente (se produce la socavación), debido al arrastre de las partículas que se encuentran en el lecho del cauce.

Para que haya socavación, la velocidad media de la corriente (V_r) debe ser mayor que la velocidad que requiere el material de fondo para que sea arrastrado o puesto en suspensión, denominada velocidad erosiva (V_e).

A medida que el tirante aumenta con la socavación, V_r disminuye hasta alcanzar el tirante H , en que $V_r = V_e$, produciéndose un equilibrio y un cese del fenómeno de socavación.

$$V_r = \frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{H_s}$$

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} \cdot Beu}$$

Donde:

u = Coeficiente de contracción

H_o = Tirante antes de la socavación

H_s = Tirante incluyendo socavación

H_m = Tirante medio del cauce

A_t = Area total de la sección transversal

B_e = Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal.

La velocidad erosiva V_e , depende del tipo de terreno, cohesivo o no cohesivo, de la frecuencia con

que viene la avenida y del tirante del agua H_s . Dicha velocidad viene dada por:

$$\boxed{V_e = 0.60 \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta \cdot H_s^x} \quad \text{m/s} \quad \text{Para suelos cohesivos}$$

$$\boxed{V_e = 0.68 \cdot d_m^{0.28} \cdot \beta \cdot H_s^x} \quad \text{m/s} \quad \text{Para suelos no cohesivos}$$

Donde:

γ_d = peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s (T/m³)

d_m = diámetro medio (mm) de los granos de fondo según

$d_m = 0.01 \text{Sum} (d_i \cdot P_i)$

d_i = diámetro medio (mm), de una fracción de la curva granulométrica de la muestra.

Pi = peso como porcentaje de esa porción con respecto al peso total de la muestra.

β = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida.

x = coeficiente variable en función del peso volumétrico o del diámetro medio.

La condición de equilibrio ($V_r = V_e$) permite obtener Hs, que sería:

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0.60 \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta} \right]^{1/(1+x)}$$

Para suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0.68 \cdot d_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{1/(1+x)}$$

Para suelos no cohesivos

CUADRO 6.5

Análisis de socavación general

Q (m3/s)	Ho (m)	Be (m)	At (m2)	Hm (m)	Vm (m/s)	μ
10.97	0,34	18	3.46	0.192	3.17	0.910
9.33	0.30	15.5	3.10	0.2	3.01	0.910
7.45	0.24	11.6	2.66	0.23	2.8	0.890
5.81	0.18	9.7	2.22	0.23	2.62	0.850
4.90	0.16	8.3	1.97	0.24	2.49	0.850

Fuente: Elaboración propia

Q (m3/s)	α	β	dm (mm)	X	Hs (m)	Z gral (m)
10.97	10.46	1.00	125	0.277	0.72	0.382
9.33	9.67	1.00	125	0.277	0.576	0.276
7.45	8.25	1.00	125	0.277	0.38	0.014
5.81	8.22	1.00	125	0.277	0.261	0.081
4.90	7.63	1.00	125	0.277	0.211	0.051

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VII

ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS

7.1. Introducción

Los eventos extremos máximos – con una probabilidad de ocurrencia en función de la vida útil y el riesgo de falla de la obra – son la base para el dimensionamiento de diversas estructuras hidráulicas como presas, puentes, defensas ribereñas, bocatomas, obras provisionales y de arte, etc.

Los complejos problemas sociales y económicos que se derivan por el colapso de una obra hidráulica, por ejemplo una presa (pérdida de vidas y de la propiedad urbana y/o rural), impiden cualquier procedimiento arbitrario. Como base de sus estudios, el U.S. Corps of Engineers, usa por ejemplo, una “avenida estándar de proyecto”, definida como “la descarga que puede esperarse para la más severa combinación de condiciones meteorológicas e hidrológicas, y que son asumidas como razonablemente características de la región geográfica en estudio, con la exclusión de las combinaciones extremadamente raras” (Linsley – Franzini, Referencia Bibliográfica N° 27). Usualmente, la avenida estándar de estudio es el 50% de la avenida máxima probable para el área. Sin embargo, debido a la extrema rareza de la avenida máxima probable, la avenida estándar de proyecto, no habrá sido excedida más que en un porcentaje bajo de las avenidas dentro de la región general.

El hecho de que exista una diversidad de métodos y procedimientos de cálculo para determinar los eventos extremos máximos, indica la magnitud y complejidad del problema. La no suficiente extensión de las series Hidrometeorológicas disponibles y la falta de garantía de los datos, particularmente de los valores extremos, es probable que haya dado lugar a la no uniformidad de criterios en el estudio de los eventos máximos, además de la oposición de criterios y resultados que supone la consideración de los elementos primordiales ligados al proyecto de toda obra: seguridad y economía.

El objetivo es calcular el caudal máximo (instantáneo) para diversos intervalos de tiempo: 5, 10, 20, 25, 75, 100, 500, 1000 y 10 000 años; en forma global, se requiere de ciertos datos básicos como, la serie de descargas máximas diarias e instantáneas, precipitaciones máximas de 12 y 24 horas, y datos de la geomorfología de la unidad hidrográfica.

La microcuenca de la quebrada, no dispone – como la mayoría de cuencas en el país – de mayor información hidrometeorológica mínima necesaria para el análisis de eventos extremos máximos; sin embargo, en base a información local y regional, y a la experiencia, se ha desarrollado el presente capítulo de Análisis de Máximas Avenidas, para alcanzar el objetivo del Estudio: “proporcionar – entre otros criterios técnico económicos – los elementos de juicio hidrológicos necesarios, para la toma de decisiones en el diseño de las obras hidráulicas previstas.

En el Análisis de Máximas Avenidas de la quebrada prolongación San Martín– para el diseño del vertedero de diques y las obras provisionales,

se estableció el marco técnico – conceptual, y luego se procedió a la determinación de la máxima avenida de diseño para diferentes períodos de retorno por el Método del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service (Método SCS).

7.2. Marco Teórico para el Análisis de Máximas Avenidas

El marco teórico para el Análisis de Máximas Avenidas de la quebrada, lo constituye el Método del Hidrograma Unitario del U.S. SOIL CONSERVATION

(Método SCS). Las fuentes de consulta fueron: CHEREQUE, LINSLEY y MONSALVE (Referencias Bibliográficas N° 7, 18 y 25).

7.2.1.- Introducción

El Método SCS fue desarrollado en 1982, inicialmente para estimar avenidas e hidrogramas de avenidas de cuencas pequeñas; desarrollos posteriores permiten aplicarlo a cuencas medianas, al incorporar los efectos del almacenamiento del cauce.

El Método es utilizado para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta, y es la consolidación de diversos procedimientos, se aplica principalmente en los estudios de avenidas máximas en cuencas sin aforos.

En el Método SCS, se denomina COMPLEJO HIDROLÓGICO SUELO – COBERTURA, a una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento, y se designa con las letras CN.

El valor de CN es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de CN producirá gran escurrimiento y viceversa.

7.2.2.- Grupos Hidrológicos de Suelos

Las propiedades de un suelo se constituyen como factor esencial en el proceso de generación del escurrimiento a partir de la lluvia y por lo tanto, los suelos deberán ser clasificadas por medio de un parámetro hidrológico: la velocidad de infiltración mínima obtenida para el suelo desnudo (sin vegetación) después de estar mojado suficiente tiempo.

Además, las influencias de la superficie y de los horizontes del suelo deben ser incluidas, lo cual conduce a tomar en cuenta dos velocidades:

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN, que es la velocidad con la cual el agua penetra en un suelo por su superficie y es controlada por sus condiciones exteriores; y VELOCIDAD DE TRANSMISIÓN, que es la velocidad con la cual el agua se desplaza en el suelo y es controlada por los horizontes del mismo.

El parámetro Velocidad de infiltración descrita, es un indicador del potencial de escurrimiento del suelo y base de clasificación del SCS.

Se utilizan cuatro grupos principales de suelos, obtenidos según el aporte de escorrentía directa después de haberse mojado e hinchado y sin cobertura protectora de la vegetación.

A. Grupo A

Con el potencial de escurrimiento mínimo. Son suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas profundas con poco limo y arcilla (también incluye a los muy permeables) con bueno a excesivo drenaje; estos suelos tienen altas velocidades de transmisión de agua.

B. Grupo B

Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados, y consisten principalmente de suelos con cantidades moderadas de texturas finas a gruesas. Constituyen la mayor parte de los suelos arenosos, menos profundos que los del Grupo A y lo es menos profundos o menos compactos que el del grupo A, con drenaje medio. El grupo, en conjunto, tiene una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.

C. Grupo C

Comprende los suelos poco profundos y los que tienen mucha arcilla y coloides (que constituye un estrato que impide el flujo del agua), aunque menos que el grupo D.

Son suelos de textura fina, tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados.

El grupo tiene una baja velocidad de infiltración, inferior a la promedio después de la saturación.

D. Grupo D

Son los suelos con el potencial de escurrimiento mayor, tienen muy bajas velocidades de infiltración.

El grupo incluye la mayor parte de las arcillas que más aumentan de volumen al mojarse, pero también incluye algunos de los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie, presentan el nivel freático alto y permanente.

Con frecuencia uno o dos grupos de suelos predominan en una cuenca y otros cubren sólo una pequeña porción, en tales casos se acostumbra combinar el grupo menor con el predominante, si estos son semejantes (A y B, B y C ó C y D), pues de no ser así puede incurrirse en graves errores: por ejemplo, si en una cuenca el 90% de sus suelos pertenecen al grupo A y el 10% restante al grupo D, la mayoría del escurrimiento producido por una tormenta provendrá del grupo D y englobar a tales suelos en el grupo A causará una seria subestimación del escurrimiento.

Como regla práctica general, se puede indicar que dos grupos semejantes de suelos podrán ser combinados si uno de ellos abarca menos del 3% del área.

Por otra parte, si se requiere utilizar sub grupos, el número CN se obtiene por interpolación.

7.2.3.- Clases de Usos y Tratamiento del Suelo

La evaluación de un uso o tratamiento se hace con respecto a sus efectos hidrológicos.

La idea es que cuanto más un uso de la tierra o un tratamiento, aumenta la retención total, y tanto más descenderá en la escala de producción de las avenidas.

Uso del terreno, es la cobertura del terreno o cuenca, incluye cualquier tipo de vegetación, arroyo y humus o mantillo y el barbecho (suelo desnudo), así como los usos no agrícolas como son aguas superficiales (lagos, embalses, pantanos, etc.) y superficies impermeables (caminos, techos, etc.).

Tratamiento del terreno, se aplica principalmente a los usos agrícolas del terreno e incluye las prácticas mecánicas (contorneo o terraceo) y las prácticas de manejo (control del pastoreo o la rotación de cultivos).

A. Usos y Tratamientos en los terrenos cultivados

Barbecho: Es un uso y tratamiento agrícola del terreno con un alto potencial de escurrimiento debido a que el suelo se mantiene sin vegetación para conservar la humedad, que será utilizada en el siguiente cultivo.

La pérdida ocasionada por el escurrimiento se compensa por la reducción de la transpiración.

Cultivo en surco: Es cualquier campo de cultivo (maíz, tomate, etc.) plantado en surcos separados, de manera que la mayor parte de la superficie del suelo es expuesta al impacto de la lluvia durante la época de desarrollo de dicho cultivo. El cultivo en surco puede ser plantado en surco recto o en surcos en contorno (siguiendo las curvas de nivel) y en rotaciones pobres o buenas.

Granos pequeños o cereales finos: son plantados en surcos próximos (trigo, cebada, lino), de manera que la superficie del suelo no está expuesta al impacto de la lluvia, excepto durante un corto tiempo en la época de siembra. Los tratamientos de terreno son los que se aplican a cultivos en surco.

Legumbres o rotación de pradera: Son cultivos plantados en surcos juntos o al voleo (alfalfa, trébol, etc., y sus combinaciones), esta cobertura puede brindar protección al suelo por un año o más.

Los tratamientos del terreno usados en los cultivos en surco son también aplicados en esta cobertura, excepto los tratamientos en surco cuando la siembra es al voleo.

B. Rotación de Cultivos

Son las secuencias planeadas de cultivos, su propósito es mejorar la textura de la tierra, aumentar la infiltración y mantener la fertilidad del suelo, reducir la erosión o prever un abastecimiento anual de algún cultivo, hidrológicamente las rotaciones varían de “pobres a buenas” en proporción de la cantidad de vegetación densa en tal rotación - las buenas rotaciones aumentan la infiltración y las malas la disminuyen – son evaluadas en términos de sus efectos hidrológicos como sigue:

Rotación pobre: Usualmente contienen cultivos en surcos, como maíz o trigo únicamente, o combinaciones, granos pequeños y barbecho.

Rotación buena: Generalmente contienen alfalfa, pasto u otros cultivos como legumbres que se siembran juntas, para mejorar la textura y aumentar la infiltración.

C. Respecto a los tratamientos o prácticas agrícolas

Cultivos en hileras rectas (Surcos rectos): Es un tipo de práctica de cultivo que es llevada a cabo sin tomar en cuenta la magnitud de la pendiente del terreno.

Los surcos siguen la mayor pendiente del terreno.

Cultivos por líneas de nivel (Surcos en curvas de nivel): Es un tipo de práctica agrícola que es llevada a cabo siguiendo el control general del terreno.

Los números que se dan en el Cuadro N° 7,1, se obtuvieron usando datos de cuencas experimentales con taludes de 3 a 8%.

Cultivos en terrazas: Es la práctica consistente en construir bordos o combinaciones de bordo – zanja para controlar el escurrimiento en el terreno.

Los datos del Cuadro N° 7,1, corresponden a terrazas con pendiente y con los extremos abiertos.

D. Praderas naturales o pastizales

La pradera natural (pastizal) en las cuencas puede ser evaluada por medio de tres condiciones hidrológicas del pasto natural o pastizal, ver el Cuadro N° 7,2.

El porcentaje de área cubierta (o densidad) y la intensidad del pastoreo se estiman visualmente.

La **PRADERA PERMANENTE** es un campo con pasto en continuo desarrollo, protegido del pastoreo y generalmente segado para obtener heno; es el límite superior de las cuencas cubiertas con pasto.

E. Clases de bosques

Igual que en las rotaciones y la pradera natural, la clasificación de los bosques, se ha realizado con respecto a sus efectos hidrológicos y no en base a su producción de madera, distinguiéndose tres tipos:

Bosque pobre: tienen excesivo pastoreo, que se queman regularmente, lo que destruye el arroyo, árboles pequeños y broza.

Bosque regular: Tienen poco pastoreo pero no se queman, pueden tener escaso mantillo o arrope y generalmente están protegidos completamente del pastoreo.

Bosque bueno: Protegidos contra el pastoreo, de manera que el suelo siempre está cubierto de arrope y arbustos.

7.2.4.- Combinaciones hidrológicas de Suelo – Vegetación

A. Curva Número para diferentes combinaciones de suelos

En el Cuadro N° 7,1, se combinan los grupos de suelos, el uso y las clases de tratamientos, formando complejos hidrológicos suelo – vegetación.

Los números muestran en una escala de 0 a 100, el valor relativo de los complejos como productores de escorrentía directa (curvas de escurrimiento).

Cuando más elevado es el número, mayor es el volumen de escorrentía directa que puede esperarse de una tormenta; el cuadro se preparó en parte usando datos de cuencas aforadas con suelo y vegetación conocidos.

B. Curva Número en áreas de bosques y pastizales

El Cuadro N° 7,3 muestra los números obtenidos por el U.S Forest Service en áreas de bosques y pastizales en el occidente de los E.E.U.U. de N.A.

C. Condición precedente

La cantidad de agua precipitada en un período de 5 – 30 días, precediendo a una tormenta importante es llamada precipitación precedente, y las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial son llamadas condiciones precedentes. En general, cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada.

Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes producidas por la lluvia de los datos normalmente disponibles, las condiciones se reducen a los siguientes tres casos:

Condición I, esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca en que los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, y cuando se harán o se cultivan bien.

Condición II, el caso promedio para avenidas anuales, es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en numerosas cuencas.

Condición III, se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los 5 días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

Los números de los Cuadros N° 7,1 y 7,3 – A, son para la condición media de la cuenca, II; los del Cuadro N° 7,3 – B, para la condición casi saturada.

7.2.5.- Definición de parámetros

Básicamente el método consiste en estimar un hidrograma triangular unitario sintético a partir de las características físicas de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva, las cuales convolucionan para producir un hidrograma compuesto de la avenida.

La geometría del hidrograma unitario es mostrada a continuación:

Donde:

R = Retardo entre el centro de la precipitación efectiva y el caudal pico

(Horas)

D = Duración del incremento unitario de precipitación efectiva
(horas)

Tp = Tiempo pico (horas)

Tb = Tiempo base (horas)

Qp = Caudal pico del hidrograma unitario para una duración D
(m³/seg)

Además existen las siguientes relaciones:

$$D = 0.4 R$$

$$T_p = R + (D/2) = 3 D$$

$$T_b = 2.67 T_p$$

$$Q_p = (0.208 * R_{oi} * A) / T_p$$

Donde A es el área de la Cuenca (Km²)

$$R_p = (L0.8 * (S + 1)1.67)/(13.9 * I0.5)$$

Donde L e I, son la longitud y pendiente del curso principal en Km y % respectivamente, S es la máxima retención potencial en pulgadas.

$$S = (1000/CN) - 10 \text{ (pulgadas)}$$

CN, es el Número de curva típica, a partir de Tablas elaboradas por el US – SCS o por calibración.

ROI, es el incremento de esorrentía entre períodos sucesivos. La estimación de CN es un paso importante del método, por su influencia sobre el resultado final.

Es aconsejable – cuando se cuenta con información suficiente – estimar dicho valor a partir de una calibración, partiendo de una precipitación efectiva para determinado período de retorno y comparando el resultado con el valor de la avenida calculada por el análisis de frecuencias para el mismo período.

En general, el caudal pico calculado por el Método SCS corresponde al período de retorno de la precipitación utilizada para su aplicación. De esta manera pueden calcularse avenidas para diferentes períodos de retorno. La precipitación utilizada en el método es aquella con duración de 24 horas, dato obtenible con un simple pluviómetro. Se consideran dos tipos de perfil de dicha precipitación (Gráfico N° 7,1), la del tipo I correspondiente a tormentas convectivas y la de tipo II a tormentas frontales.

Para obtener el perfil real de la tormenta en cualquier punto basta multiplicar la precipitación total de 24 horas por las ordenadas del perfil seleccionado.

El Método SCS asume que la esorrentía es producida por la precipitación efectiva, es decir, luego de descontar las pérdidas por la abstracción inicial "Ia" y por las pérdidas continuas "F" durante el resto de la tormenta. La esorrentía se inicia cuando la precipitación excede a la abstracción inicial, Ia, asumiéndose que Ia = 5,08 S mm.

La esorrentía acumulada R, en mm, está dada por la siguiente expresión:

$$\sum RO_i = (\sum P_i - 5.08 S) / \sum P_i + 20.32 S$$

Donde: $\sum P_i$ es la precipitación acumulada hasta el incremento de tiempo i.

El incremento de esorrentía entre el período i + 1 será entonces:

$$\sum RO_i = \sum RO_{i+1} - RO_i$$

El caudal pico del hidrograma que comienza en el período i será igual a:

$$Q_{pi} = RO_i * 0.208 A / T_p$$

Los puntos intermedios del hidrograma se obtienen a partir de la geometría del hidrograma triangular, expresados como una proporción de Q.

TIEMPO EN UNIDADES DE "D"	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Descarga Q/Qp	0	0.33	0.67	1	0.80	0.60	0.40	0.20	0.00

FUENTE: *Elaboración Propia*

7.2.6.- Estudios Anteriores

7.2.6.1.- Generalidades

Se determinaron las Avenidas Máximas Probables, y las Avenidas de Alta Frecuencia.

7.2.6.2.- Avenidas Máximas Probables

Se calculó la “Avenida Máxima Probable” (AMP), que como se ha definido – para una sección determinada “es la que puede darse bajo la combinación de las condiciones más severas físicamente factibles en la región”.

“Es de importancia considerarla en el diseño de una presa cuando la destrucción de ésta, causaría graves pérdidas, principalmente en términos de vidas humanas”. “Cuando los posibles daños se limitan a aspectos materiales, con poco riesgo para la vida humana, puede adoptarse avenidas de diseño menores”; “el nivel de protección a darse, es más que nada una decisión política.

A. La Precipitación máxima probable

La AMP será consecuencia de la ocurrencia de la precipitación máxima probable (PMP), que también determinará el volumen de agua que escurrirá durante ese acontecimiento”.

A la escasez de los datos hidrometeorológicos requeridos, se puede optar por el método estadístico de Hershfield, obteniéndose una PMP puntual de 24 horas para la región de 900 mm. Este valor es para el punto de máxima intensidad de la tormenta, disminuyendo la intensidad con la distancia”.

“En particular, interesa obtener para cuenca contribuyente la PMP media de 48 horas, para la generación de la AMP”; entonces para el río prolongación San Martín se obtuvo:

**Quebrada Prolongación San Martín
Precipitación Máxima Probable de 48 Horas
Sobre el Sitio de Interés**

SITIO DE ESTUDIO	ÁREA (km ²)	PRECIPITACIÓN PROBABLE MÁXIMA	
		24 HR (mm)	48 HR (mm)
	0.174	30.6	58.8

FUENTE: Elaboración Propia

B. Características de las avenidas máximas probables

Para definir a una avenida máxima probable, AMP, se necesita principalmente: La descarga pico, el volumen de la AMP, y la forma del hidrograma”.

B.1. La descarga pico

El caudal pico fue “tratado con un enfoque simplificado mediante la fórmula de Creager”:

$$q = 46 * C * A^{r-1}$$

Siendo:

$$r = 0.894 * A^{-0.048}$$

Donde:

Q = descarga pico (pies³/seg/milla²)

A = área de cuenca (milla²)

C = coeficiente de Creager, que depende del tipo de cuenca.

“Un coeficiente C igual a 100 en la fórmula, corresponde a la curva envolvente de las más grande avenidas acaecidas en los E.E.U.U; como regla general se usan valores de C menores que 100 en zonas áridas, e inversamente, mayores que 100 en regiones húmedas”.

Monsalve, indica al respecto, “que pocas crecientes en el mundo han alcanzado un coeficiente C = 100”.

B.2. El volumen de la avenida máxima probable

El volumen de la AMP, se “calculó a partir de la PMP en 48 horas, considerando pérdidas por retención de cuenca de 3 mm/hr, y añadiendo un volumen adicional de 40% del anterior, para la avenida antecedente.

B.3. La forma del hidrograma

Para la construcción del hidrograma, "se utilizó la información sobre picos y volúmenes de las AMP, y, adicionalmente el tiempo hasta la descarga pico desde el inicio de la precipitación y el tiempo de base del hidrograma. El flujo base no fue considerado como significativo para su inclusión en el hidrograma".

El tiempo base fue estimado con la expresión del Bureau of Reclamation:

$$T_p = 0.6 * T_c + D/2$$

Donde:

T_p = tiempo hasta la descarga pico (hr)

T_c = tiempo de concentración (hr)

D = duración de exceso de precipitación (hr)

El tiempo de concentración, a su vez, "fue estimado con una velocidad media de traslación a lo largo del cauce según el tipo de cuenca con los criterios de Nemeo. Se asumió una duración de exceso de lluvia ligeramente inferior a 48 horas (46 hr). El tiempo base se tomó $3,5 * T_p$ Se consideraron curvas de recesión típicas", obteniéndose los correspondientes hidrogramas.

Para la cuenca Prolongación San Martín, se obtuvo entonces la siguiente AMP:

Quebrada Prolongación San Martín
Avenida Máxima Probable
Sobre el Sitio de Punto Interés

SITIO DE ESTUDIO	AREA km ²	C Creager	Pico de la AMP m ³ /seg
	0.174	100	10.936

- Incluye el volumen de la avenida precedente.
- Fuente: Elaboración Propia.

7.3. Avenidas de Alta Frecuencia

Para la construcción de estructuras transitorias y/o cuya destrucción ocasionaría daños limitados, puede aceptarse mayor riesgo. A tal fin, se estimaron avenidas de cierta frecuencia de ocurrencia en los distintos sitios considerados”.

Por limitaciones de información hidrometeorológica, se recurrió a “método comparativo para inferir valores estimados de las avenidas por cuenca para distintas frecuencias, tomando como base las evaluaciones de frecuencia de avenidas para la unidad hidrográfica más pequeñas (Punto de control de la quebrada Prolongación San Martín, 0.174 Km², y considerando los mecanismos climáticos generadores de avenidas son similares con los que encuentran en las unidades hidrográficas en cuestión; se llevó a cabo el proceso estimativo de avenidas de frecuencia de 1 en 10 años, 1 en 25 años y 1 en 50 años para dichas cuencas”.

“El análisis se basó en estimar el coeficiente C de Creager para las avenidas de distinto período de retorno en punto de diques. Se estudió la relación que guardaban con el valor de C las AMP, observándose que había gran coincidencia para frecuencias iguales entre ambas cuencas. Esta proporcionalidad se trasladó a las pequeñas cuencas del estudio para el cálculo de las avenidas respectivas”.

7.3.1.- Máximas Avenidas en Microcuenca Prolongación San Martín, por el

Método SCS

La aplicación del Método del Hidrograma Unitario Sintético del Soil Conservation Service (Método SCS), requiere – como se ha indicado en el marco teórico – de los siguientes pasos:

- a) Análisis de la precipitación máxima en 24 horas;
- b) Elección del valor de la Curva Número CN;
- c) Cálculo de las avenidas e hidrogramas de diseño para diversos períodos de retorno.

7.4. Análisis de Frecuencia de la Precipitación Máxima en 24 Horas

En el desarrollo del presente Estudio, se dispuso de información de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones Allpachaca y Cuchoquesera, período 1964 – 2012, tomados de la Base Hidrometeorológica Ex PERCH.

Se aptó por los registros de Allpachaca, por su cercanía al Área de Estudio, y por su mayor longitud de registro (30 años) con respecto a Cuchoquesera (10 años).

El factor de ajuste por número de mediciones en las estaciones y por el tamaño del área es aproximadamente igual a uno (LINSLEY, Referencia Bibliográfica N° 18).

Se efectuó, el análisis de la precipitación máxima en 24 horas de la estación Allpachaca (Cuadro N° 7,5), con el objeto de disponer de valores para diferentes períodos de retorno, base para el cálculo de los caudales máximos de diseño.

Mediante el modelo EXTREM, se identificaron – de un total de 10 – las 5 distribuciones teóricas a las que presentan mayor adaptación los registros de precipitación, correspondiendo un mejor ajuste a la distribución Log Normal – 2 (Orden $R = 1$). Ver **Cuadro N° 7,5**, elaborado a partir del reporte el Extrem, el mismo que – editado – se presenta en el **Cuadro N° 7,6**.

7.5. Elección de la Curva Número CN

La elección de la Curva Número (CN), se hizo en base a las características del complejo suelo – cobertura de la cuenca y de la experiencia en altitudes y áreas de topografía y cobertura similares en estudios anteriores en presas en la región Ayacucho.

ANA (referencia Bibliográfica N° 12), en el “Estudio EVALUACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS SUPERFICIALES EN LA CUENCA DEL RÍO

PAMPAS, 2010", se asumió CN = 77, para los caudales máximos de las quebradas de cruce del Canal del río Cachi ("Alto Pampas": 24.66 Km², CN = 75;

Vicos: 31 Km², CN = 73 y Sondondo: 176 Km², CN = 73), con: Humedad Antecedente: II, Grupo de Suelos: C y Cobertura Vegetal: Mala. La estación del Pampa de Arco CN = 80.

Para aplicar los métodos de cálculo de máximas avenidas se determino las características topográficas de los cauces y las subcuencas, asimismo con apoyo de Sistema de Información Geográfica y la extensión Hec-Geo HMS se estimó los parámetros hidrológicos a partir de las características de la cuenca.

En la visita de campo, se pudo identificar superficies impermeables y mayor cobertura vegetal, lo que permite suponer las siguientes condiciones para al quebrad: Humedad Antecedente: II, Grupo de Suelos: D y Cobertura Vegetal: Media.

Es necesario mencionar que el Número de Curva (CN) se estimo a partir de mapas temáticos de cobertura vegetal y tipo de suelo hidrológico.

Por tales razones, se optó para Prolongación San Martin, un valor de CN = 80.

7.6. Avenidas e Hidrogramas de Diseño

Establecido un valor de CN = 80 para Prolongación San Martin, se aplicó el Método SCS, con los valores de precipitación máxima en 24

horas para diferentes períodos de retorno determinados, y los parámetros geomorfológicos respectivos, obtenidos de la cartografía disponible:

Área de Microcuenca A = 0.174 Km²

Longitud de Cauce Principal Lcp = 0.553 Km

Pendiente Media S = 52.07%

En el Cuadro N° 7,15-A se presenta para la microcuenca prolongación San Martín, los caudales máximos instantáneos de diseño para diferentes períodos de retorno obtenidos.

De los Cuadros precedentes, se resumen – para el diseño de las obras provisionales y el vertedero de los diques, las dos series siguientes:

Microcuenca Prolongación San Martín
Caudales Máximos Instantáneos en la zona de estudio
Método SCS

DESCRIPCIÓN DE OBRA	PERÍODO RETORNO (años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)	CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (m ³ /seg)
	10	46.90	10.335
PROVISIONALES	20	48.69	11.597
	50	54.20	15.399
	100	63.00	22.523
VERTEDERO	500	72.50	31.149
	1 000	77.10	35.302

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 7.1. Números de las Curvas de Escurrimiento para las diferentes Combinaciones Hidrológicas Suelo – Vegetación (Cuencas en Condiciones II, e Ia = 0.2 S)

USO DEL SUELO Y CUBIERTA	TRATAMIENTO O METODO	CONDICION PARA LA INFILTRACION	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO			
			A	B	C	D
BARBECHO	SR		77	86	91	94
CULTIVO EN HILERAS	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	C y T	Mala	66	74	80	82
GRANOS PEQUEÑOS	C y T	Buena	62	71	78	81
	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	C y T	Mala	61	72	79	82
LEGUMBRES TUPIDAS O ROTACION DE PRADERA	C y T	Buena	59	70	78	81
	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
PRADERA O PASTIZAL	C y T	Mala	63	73	80	83
	C y T	Buena	51	67	76	80
		Mala	68	79	86	89
		Buena	49	69	79	84
	C	Buena	47	67	81	88
	C	Mala	25	59	75	83
Pradera permanente Bosques (Lotes de Bosque)	C	Buena	6	35	70	79
			30	58	71	78
		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
CASCOS RANCHOS		Buena	25	55	70	77
			59	74	82	86
CAMINOS REVESTIDOS			72	82	87	89
PAVIMENTOS			74	84	90	92

SR = Hileras Rectas; C = Por Líneas de Nivel; T = Terrazas; C y T = Terrazas a Nivel

Fuente: Cuadro N° 7,1, CHEREQUE (Referencia Bibliográfica N° 5).

Cuadro N° 7.2. Clasificación de la Pradera Natural (Pastizal)

CLASE DE PRADERA Y CONDICION VEGETATIVA		CONDICIÓN HIDROLOGICA
1	PRADERA MALA, tiene pastoreo excesivo, la cubierta vegetal cubre menos del 50% del área	POBRE
2	PRADERA REGULAR, no tiene pastoreo excesivo, la cubierta vegetal cubre del 50 al 75% del área	REGULAR
3	PRADERA BUENA, tiene pastoreo ligero, la cubierta vegetal cubre más del 75% del área	BUENA

Cuadro N° 7.3. Números de las Curvas de Escurrimiento para los Complejos Suelo

A. Bosques Comerciales o Nacionales

(Para condiciones II de las cuencas, e la = 0.2 S)

CLASE DE LA CONDICIÓN HIDROLÓGICA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
I. La Peor	56	75	86	91
II. Mala	46	68	78	84
III. Media	36	60	70	76
IV. Buena	26	52	62	69
V. Mejor	15	44	65	61

Fuente: CHEREQUE (Referencia Bibliográfica N° 5).

B. Área de Bosque y Pastizales en el Estado de E.E.U.U.

(Para cuencas de condiciones III de las cuencas, e la = 0.2 S)

VEGETACIÓN	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
		A	B	C	D
HERBACEA	Mala	-----	90	94	97
	Buena	-----	84	92	95
	Regular	-----	77	86	93
ARTEMISA	Mala	-----	81	90	-----
	Buena	-----	66	93	
	Regular	-----	55	66	
ROBLE - TIEMBLO	Mala	-----	80	86	
	Buena	-----	60	73	
	Regular		50	60	
JUNIPERO	Mala		87	93	
	Buena		73	85	
	Regular		60	77	

Fuente: CUADRO N° 7,2. CHEREQUE (Referencia Bibliográfica N° 5).

**Cuadro N° 7.4. Proyecto de la Unidad Hidrográfica Prolongación San Martín 2013
Estación Chiara Altitud 3400 msnm**

AÑO		PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HR (mm)
1	1993	31.0
2	1994	30.3
3	1995	22.4
4	1996	27.9
5	1997	23.7
6	1998	23.9
7	1999	24.4
8	2000	19.1
9	2001	38.0
10	2002	27.3
11	2003	30.2
12	2004	25.5
13	2005	27.3
14	2006	26.0
15	2007	29.0

Fuente: Elaboración Propia.

**Estación Chiara
Precipitación Máxima en 24 Horas
Para Diferentes Períodos de Retorno**

Período de Retorno (años)	Precipitación Máxima 24 HR (mm)
2	26
5	31
10	34
25	38
50	41
100	44
200	46
500	50
1000	53

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro N° 7.5. Precipitación Máxima Anual en 24 Horas (PpMax 24h. Estación de Allpachaca Altitud: 3600 MSNM

PERÍODO DE RETORNO (Años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HR (mm)
1968	18.6
1969	16.8
1970	37.6
1971	40.6
1972	35.4
1973	40.7
1974	28.7
1975	20.0
1976	26.4
1977	22.2
1978	34.6
1979	51.0
1980	36.0
1981	48.0
1982	28.4

Fuente: Elaboración Propia.

Parámetros Estadísticos De La Distribución Log Normal De Tres Parámetros:

$$U = 1.488 \quad s = 0.149 \quad g = -0.320$$

Precipitación Máxima en 24 Horas para diferentes períodos de Retorno (PR)

PERÍODO DE RETORNO (PR) AÑOS	Precipitación Máxima 24 HR (mm)
10	46.9
20	48.7
25	49.6
50	54.1
75	58.5
100	63.0
200	65.4
500	72.5
1000	77.1

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 7.6. Precipitación Máxima en 24 Horas (PpMax 24h.)

**Estación Quinua Altitud: 3260 msnm, Estación Pampa del Arco
Altitud: 2761 msnm, Estación Luricocha Altitud: 2625 msnm,
Estación Huanta Altitud: 2628 msnm.**

AÑO	PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HR (MM)				
	PAMPA DEL ARCO	LURICOCHA	HUANTA	QUINUA	CHIARA
1 1962	20.0				
2 1963	40.4	40.1	42.5		
3 1964	19.8	21.4	24.3		
4 1965	25.8	19.4	28.0	25.0	
5 1966	37.7	30.7	21.0	34.0	
6 1967	22.9	23.2	23.8	40.0	
7 1968	38.1	26.1	21.4	27.9	
8 1969	38.0	12.1	24.2	20.2	
9 1970	29.0	23.6	28.7	33.1	
10 1971	46.6	38.6	22.4	55.8	
11 1972	20.2	13.8	10.1	26.6	
12 1973	32.0	30.8	30.0	41.0	
13 1974	26.0	27.4	26.8	41.2	
14 1975	23.0	30.6	29.8	25.9	
15 1976	30.5	34.3	33.5	21.7	
16 1977	26.0	32.9	32.1	36.9	
17 1978	23.2	21.6	21.1	40.9	
18 1979	16.0	20.1	19.6	32.1	
19 1980	18.2	14.9	14.5		
20 1981	19.9	30.1	29.4		
21 1982	44.5	44.4	43.3		
22 1983	24.4	32.4	31.7		
23 1984	24.0	47.7	46.5		
24 1985	18.0	18.0	17.6		
25 1986	16.5	29.9	29.1		
26 1987	24.1	23.1	22.6		
27 1988	23.0	18.5	18.0	31.5	
28 1989	26.0	31.5	30.8	29.9	
29 1990	30.5	18.6	18.1	26.2	
30 1991	19.5	19.3	18.9		
31 1992	19.6	16.6	16.2		
32 1993	40.5	31.0	30.2		31.0
33 1994	22.0	25.8	25.2		30.3
34 1995	42.0	29.3	28.6		22.4
35 1996	29.0	30.4	29.6		27.9
36 1997	23.2	27.6	27.0		23.7
37 1998	27.3	27.2	26.5		23.9
38 1999	24.8	20.8	20.3		24.4
39 2000	35.2	35.0	34.2		19.1
40 2001	39.0	28.5	27.5		38.0
41 2002	23.6	27.5	26.3		27.3
42 2003	30.0				30.2
43 2004	49.8				25.5
44 2005	30.2				27.3
45 2006	27.9				26.0
46 2007	34.0				29.0

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 7.7. Estaciones Andamarca Altitud: 3490 msnm, Los Libertadores Altitud: 3710 msnm, Rayusca Altitud: 3755 Msnm y San Miguel Altitud: 2661 msnm.

Análisis de Frecuencia de la Precipitación Máxima en 24 horas

5 distribuciones teóricas de mejor ajuste Modelo Extrem

codigo	año	mm/día	codigo	año	mm/día	codigo	año	mm/día	codigo	año	mm/día
737	1964	17.8	156139	1972	24.3	156207	1968	25.5	157217	1965	31.5
737	1965	32.8	156139	1973	27.8	156207	1969	24.5	157217	1966	30.0
737	1966	42.5	156139	1974	41.8	156207	1970	34.1	157217	1967	27.0
737	1967	30.1	156139	1975	38.2	156207	1971	33.5	157217	1968	55.8
737	1968	32.1	156139	1976	31.4	156207	1972	29.3	157217	1969	29.0
737	1969	29.2	156139	1977	30.4	156207	1973	28.6	157217	1970	22.0
737	1970	19.4	156139	1978	35.2	156207	1974	27.3	157217	1971	30.0
737	1971	22.9	156139	1979	25.7	156207	1975	15.4	157217	1972	26.0
737	1972	39.2	156139	1980	38.0	156207	1976	15.0	157217	1973	31.0
737	1973	21.3	156139	1981	27.9	156207	1977	12.9	157217	1974	35.0
737	1974	20.1	156139	1982	28.4	156207	1978	12.8	157217	1975	25.0
737	1975	19.9	706	1983	37.8	156207	1979	8.6	157217	1976	40.0
737	1976	40	706	1984	34.6	156207	1980	10.9	157217	1977	27.0
737	1977	23.4	706	1985	31.6	156207	1981	22.0	157217	1978	32.0
737	1978	25.8	706	1986	35.5	156207	1982	13.7	157217	1979	23.0
737	1979	23.1	706	1988	38.4	156207	1983	5.9	157217	1980	39.0
737	1980	29.7	706	1989	29.1	156207	1984	21.7	157217	1981	42.5
737	1981	32.6	706	1990	24.2	156207	1985	12.6	157217	1982	45.5
737	1982	23.6	706	1991	34.3	156207	1986	14.3	157217	1983	30.0
737	1983	24.8	TRMM	1998	31.4	156207	1987	9.0	157217	1985	25.2
TRMM	1998	52.3	TRMM	1999	32.3	156207	1988	6.9	157217	1986	35.4
TRMM	1999	40.7	TRMM	2000	36.1	156207	1989	8.2	157217	1988	37.0
TRMM	2000	33.5	TRMM	2001	16.3	156207	1990	5.9	157217	1989	34.2
TRMM	2001	42.5	TRMM	2002	23.7	156207	1991	7.1	157217	1990	17.5
TRMM	2002	20.8	TRMM	2003	16.0	156207	1992	5.0	157217	1994	20.0
TRMM	2003	23.2	TRMM	2004	18.6	156207	1993	6.2	157217	1995	29.0
TRMM	2004	28.3	TRMM	2005	21.2	156207	1994	9.1	157217	1996	41.6
TRMM	2005	24.4	TRMM	2006	21.2	156207	1995	15.3	157217	1997	28.0
TRMM	2006	20.1	TRMM	2007	20.6	156207	1996	29.0	157217	1998	28.0
TRMM	2007	35.3	TRMM	2009	25.2						
TRMM	2008	35.3									
TRMM	2009	32.9									

Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad

La estimación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno, ha sido cuantificada aplicando las distribuciones estadísticas Extremo Tipo I – Gumbel y Pearson Tipo III. Los resultados y prueba de la bondad del ajuste CHI Cuadrado, se muestran en el cuadro 7.8 (Anexo I Información Hidrométrica).

Cuadro N° 7.8. Prueba de Ajuste para la distribución en las Subcuencas Principales

PRUEBA DE AJUSTE PARA LA DISTRIBUCION EN LAS SUBCUENCAS PRINCIPALES

PRUEBA DE AJUSTE		Estacion Andamarca	Estacion Libertadores	Estacion Rayusca	Estacion Paico	Estacion San Miguel
Distribucion		Gumbel	Pearson Tipo III	Pearson Tipo III	Gumbel	Gumbel
CHI Cuadrado	Calculado	0.41	0.62	0.11	0.62	0.19
	Tabla	5.00	1.73	6.00	2.62	6.00
	Resultado	se acepta	se acepta	se acepta	se acepta	se acepta

Fuente:Elaboracion Propia

Características Físicas de las Subcuencas Húmedas.

Para aplicar los métodos de cálculo de máximas avenidas se determino las características topográficas de los cauces y las cuencas, asimismo se calculo algunos parámetros hidrológicos a partir de las características de la cuenca.

Para aplicar los métodos de cálculo de máximas avenidas se determino las características topográficas de los cauces y las subcuencas, asimismo con apoyo de Sistema de Información Geográfica y la extensión Hec-Geo HMS se estimó los parámetros hidrológicos a partir de las características de la cuenca, las cuales se muestran en el Cuadro N°7.9

Cuadro N°7.9. Características Físicas de las Subcuencas
CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS SUBCUENCAS

Estacion de Influencia	Sub-cuenca	Longitud de cuenca (km)	Pendiente cuenca (%)	Area (km ²)	Curva Numero	LAG (min)	Tc Temez (min)
Paico	Chicha	88	33	2798	72	387	668
Rayusca	Caracha	83	32	4288	73	367	642
Libertadores	Alto Pampas	76	39	2963	75	289	579
San Miguel	Torobamba	56	42	1040	73	237	453
Andamarca	Sondondo	86	35	3640	73	360	649
Andamarca	Alto Sondondo	63	18	2139	72	400	583

Fuente:Elaboracion Propia

Es necesario mencionar que el Numero de Curva se estimo a partir de mapas temáticos de cobertura vegetal y tipo de suelo hidrológico.

7.7. Eventos Hidrológicos Extremos

La Hidrología, es una disciplina que se preocupa principalmente de tres características de los caudales de un río: Lo volúmenes mensuales y anuales disponibles para el almacenamiento y utilización; las avenidas para fijar las descargas de diseño de un gran número de estructuras, y los períodos de estiaje que limitan la utilización del agua de las corrientes.

El escurrimiento superficial y la descarga concentrada en los cauces, se ven afectados por las variaciones temporales y especiales que se presentan en los fenómenos hidrológicos; estas variaciones vienen a ser un reflejo de las variaciones de la precipitación, como elemento básico que origina el escurrimiento.

En el Perú, la variación espacial está influenciada por diferentes factores, tales como la cercanía de la Cordillera de los Andes al Océano Pacífico, la presencia de las Corrientes de Humboldt y del Niño, y el desplazamiento de los centros de alta presión en el Atlántico.

La variación temporal se presenta como un reflejo de las estaciones climáticas determinadas por la localización del país e influenciadas por los factores antes mencionados.

El presente capítulo trata del estudio de los Eventos Extremos Máximos y Mínimos en la prolongación San Martín – que no posee registros – en la zona de captación del Proyecto “DISEÑO HIDRAULICO DE

ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA - AYACUCHO”, con énfasis en los eventos Máximos para el Diseño Hidráulico de los Gaviones en el Tratamiento II, Aliviadero de Demasías, Toma de Fondo, Canal de Purga y de las Obras Provisionales, con una probabilidad que estará en función de la vida útil y el riesgo de falla de las obras.

7.7.1.- Eventos Extremos Máximos: Marco Teórico

Los eventos extremos máximos – con una probabilidad de ocurrencia en función de la vida útil y el riesgo de falla de la obra – son la base para el dimensionamiento de diversas estructuras como presas, bocatomas, puentes, defensas ribereñas, obras provisionales y de arte, etc.

Los complejos problemas sociales y económicos que se derivan por el colapso de una obra hidráulica, por ejemplo una presa reguladora (pérdidas de vidas y de la propiedad urbana y/o rural), impiden procedimiento arbitrario.

Como base de sus estudios, el US. Corps of Engineers, usa por ejemplo, una “avenida estándar de proyecto”, definida como “la descarga que puede esperarse para la más severa combinación de condiciones meteorológicas e hidrológicas, y que son asumidas como razonablemente características de la región geográfica en estudio, con la exclusión de las combinaciones extremadamente raras” (Linsley – Franzini, Referencia Bibliográfica N° 19). Usualmente, la avenida estándar de proyecto es el 50% de la avenida máxima probable para el área. Sin embargo, debido a

la extrema rareza de la avenida máxima probable, la avenida estándar de proyecto, no habrá sido excedida más que en un porcentaje bajo de las avenidas dentro de la región general.

La máxima Avenida, es la descarga que puede esperarse para la más severa combinación de condiciones meteorológicas e hidrológicas, que son asumidas como razonables características de la región geográfica en estudio, con la exclusión de las combinaciones extremas raras.

El hecho de que exista una diversidad de métodos y procedimientos de cálculo para determinar los eventos extremos máximos, indica la magnitud y complejidad del problema. La no suficiente extensión de las series Hidrometeorológicas disponibles y la falta de garantía de los datos, particularmente de los valores extremos, es probable que haya dado lugar a la no uniformidad de criterios en el estudio de los eventos máximos, además de la oposición de criterios y resultados que supone la consideración de los elementos primordiales ligados al proyecto de toda obra: seguridad y economía.

En general el objetivo es calcular el caudal máximo (instantáneo) para diversos intervalos de recurrencia: 5, 10, 20, 25, 50, 100, 500, 1000 y 10 000 años; en forma global, se requiere de ciertos datos básicos como: la serie de descargas máximas diarias e instantáneas, serie de precipitaciones máximas de 12 y 24 horas, y datos de la geomorfología de la cuenca.

La microcuenca de Prolongación San Martín, no dispone – como la mayoría de cuencas en el país – de mayor información

hidrometeorológica mínima necesaria para el análisis de eventos extremos máximos; sin embargo, en base a información local y regional, se ha desarrollado el presente capítulo de Análisis de Máximas, para alcanzar el objetivo del Estudio: “proporcionar – entre otros criterios técnico económicos – los elementos de juicio hidrológicos necesarios, para la toma de decisiones en el diseño de las obras hidráulicas previstas en el Estudio.

En el Análisis de Máximas Avenidas de la unidad hidrográfica Prolongación San Martín, 2013 – para el diseño de las Defensas Ribereñas y obras provisionales, se estableció el marco técnico – conceptual, y luego se procedió a la determinación de la máxima avenida de diseño para diferentes períodos de retorno por el Método de Hidrograma Unidad del Soil Conservation Service (Método SCS).

Según el planteamiento hidráulico del proyecto, las estructuras afectadas por eventos extremos son: el barraje de la bocatoma, debido a que esta estructura es la que deriva los caudales que transitan por el barraje proyectado cuando éste se encuentre niveles de agua variables. Por consiguiente, el análisis de máximas avenidas, está enfocado en esta sección.

A falta de información de caudales máximos instantáneos dentro de la zona de estudio, se ha recurrido a metodologías indirectas de estimación de máximas avenidas, tomando como base la información pluviométrica disponible.

Con este fin, se ha recolectado registros de Precipitaciones Máximas de 24 horas de la estación Allpachaca, Quinua, Tambillo, Los Libertadores y Huamanga del cuadro 7.5 al cuadro 7.8.

7.7.1.1.- Criterios para el Análisis de Avenidas

- ✓ Dado que la planeación y el diseño se refieren a eventos del futuro, cuyo tiempo de ocurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo puede ser igualado o excedido.
- ✓ Para la elección del período de retorno en el diseño de estructuras hidráulicas, deben intervenir diversos aspectos de las estructuras, los potenciales daños aguas abajo en caso de falla y la probabilidad de que la avenida de período de retorno Tr sea igualada o excedida durante el período sobre el que se planificó el Proyecto. A esto se le denomina el riesgo "R" y está expresado por:

✓

$$R = 1 - (1 - (1/Tr))^N$$

Dónde:

Tr = Período de retorno utilizado

N = período de vida del proyecto

Así, avenidas con período de riesgo de retorno de 1,000 y 10,000 años tendrán una probabilidad o riesgo, de ser excedidas o igualadas en un período de 50 años, igual a 4.9% y 0.5% respectivamente.

- ✓ La selección del nivel de probabilidad apropiado para un diseño, es decir, el riesgo que se considera aceptable, depende como se ha indicado de condiciones económicas y políticas, diseñar para el 10% o caudal con 10 años de período de recurrencia, representa aceptar un riesgo calculado. Si el análisis hidrológico es correcto, el sistema será ocasionalmente insuficiente.
- ✓ La alternativa de diseñar contra evento peor posible que pueda ocurrir, es generalmente tan costosa que se puede justificar solamente cuando las consecuencias de una falla son especialmente graves.
- ✓ Se indican los siguientes aspectos para el diseño hidráulico de la estructura de evacuación en represas o vertedero de demasías, y se aceptan o consideran válidos para orientar la elección del período de retorno en el diseño de la estructura de captación. Tipo de estructura, Vida útil de la obra (Vida económica) y Riesgo por pérdidas de vida.
- ✓ El período de retorno de la Máxima Avenida, obedece a un riesgo permisible de ocurrencia durante la vida útil del proyecto.

Este riesgo permisible está en función de dos factores:
Seguridad y Economía.

7.7.1.2.- Métodos de Predicción de Avenidas o Descargas de Diseño

Se citan algunos métodos de predicción de descargas (Referencia N° 44), enumerados en orden ascendente de precisión y según los elementos que intervienen en los cálculos:

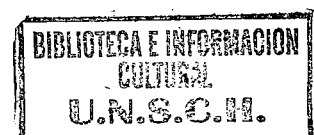
Métodos Basados en Experiencias Profesionales

Basados únicamente en la apreciación profesional de un Ingeniero experimentado que ha medido descargas y trabajado largos años en lugares similares a su aplicación. No puede ser transmitido ni es práctico en zonas con características muy variables donde no se tenga mayor experiencia.

Métodos Basados en Clasificaciones y Diagnóstico

Se clasifican muchas cuencas que poseen datos de descargas y precipitación. Se agrupan las cuencas con descargas similares y de una determinada zona geográfica.

Luego se relacionan las características de la cuenca por estudiarse con la de los cuadros y por simple apreciación en tablas se define una descarga probable, se consideran obsoletos.



Métodos Basados en Reglas Empíricas

Pretende reemplazar la experiencia mediante “reglas” empíricas. Es un complemento de los métodos basados en experiencias profesionales y permite cierta transmisión de experiencias. No es confiable.

Métodos Basados en Fórmulas Simples

Hay un total de 116 fórmulas registradas (Ven Te Chow, 1962). Las fórmulas varían por el número de variables que incorporan.

Son de uso regional y requieren la selección – por juicio – de coeficientes. Son útiles como referencia y áreas pequeñas (El Método Racional se basa en una fórmula de este tipo).

Métodos Basados en Ábacos y Tablas

Reemplazan las fórmulas, simplificando los cálculos; muchas veces los simplifican demasiado y no toman en cuenta suficientes variables. Son muy prácticos cuando se desarrollan para áreas homogéneas y donde se tiene que calcular descargas en forma repetida.

Métodos Basados en Observaciones Directas

Estos métodos requieren un cuidadoso estudio de la cuenca, las características hidráulicas de los cauces y datos hidrológicos confiables. Es preciso, pero muchas veces impracticable por la gran cantidad de datos requeridos.

Métodos Basados en Correlaciones Múltiples

Estos métodos se basan en el análisis de correlaciones múltiples de importantes variables hidrológicas y variables geomorfológicas. Los resultados se presentan en ábacos. Tienen una apreciable utilidad una

vez calibradas las ecuaciones. Requiere de un manual detallado para su utilización.

Métodos Basados en Hidrogramas.

Son los métodos más completos puesto que permiten predecir también volúmenes. Requiere datos referenciales de hidrogramas registrados en cuencas en la región o información afín (Ejemplo: Método del Servicio de Conservación de Suelos S.C.S – USA).

7.7.2.- Cálculo de Eventos Extremos Máximos en la quebrada prolongación en el Punto de Interés

Para la determinación de los caudales en la quebrada prolongación San Martín, se ha seguido la siguiente secuencia:

- ✓ Revisión de Estudios Anteriores a nivel regional, en los que se haya tratado eventos extremos máximos, y que pudieran servir para orientar, estimar y/o comparar los resultados obtenidos por la metodología elegida para dicha zona.
- ✓ Análisis estadísticos de la Precipitación Máxima en 24 Horas de la Estación Allpachaca, representativa de la zona del Proyecto Ccasanccay – Previamente ajustadas para las nacientes de la quebrada San Martín – y determinación de la Precipitaciones Máximas en 24 Horas para distintos períodos de retorno, necesarias para la aplicación del Método Indirecto SCS.

- ✓ Cálculo de Avenidas por los Métodos Indirectos SCS: El Método de Temez y el Método del Hidrograma Unitario Sintético del Soil Conservation Service (U.S. Department. Of Agriculture), permite estimar avenidas para diferentes períodos de retorno a partir de datos de precipitaciones máximas.

7.7.2.1.- Revisión de Eventos Extremos en Estudios Anteriores

Estudio de Avenidas: PN – PMI

Debido a que los datos analizados no son máximas instantáneas; la avenida de frecuencia de 100 años que es la que se usa para el diseño de las obras, fueron afectadas por un factor de corrección.

Se multiplicó por un factor que, de acuerdo a la variabilidad de las descargas máximas que pueden ocurrir en cada cuenca, se estimó en 3.0 para el río Alameda y en 5.0 para las otras quebradas, ya que en estas es más probable que los eventos máximos respondan a la ocurrencia de una sola tormenta por presentar un área de cuenca más pequeña esperándose una relación mayor entre el máximo instantáneo y el máximo promedio.

En base al Método PN – PMI, para la cuenca Prolongación San Martín – en la sección de control – y con un área de 0.174 Km², le correspondería un caudal máximo probable de 2.75 m³/seg y un caudal máximo instantáneo de 12.00 m³/seg, para un período de retorno de 100 años.

Análisis de descargas extremas – ONERN

ONERN, para el análisis de descargas extremas, efectuó un estudio estadístico de las descargas máximas anuales ocurridas en los ríos Cachi, Chacco y Apacheta para determinar los períodos de retorno de máximas avenidas.

El análisis de frecuencia de avenidas fue efectuado según el método propuesto por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U de N. A., para ello se utilizó la serie de descargas máximas anuales, para determinar los períodos de retorno de máximas avenidas.

El cálculo de la curva de frecuencia fue realizado analíticamente, usando momentos de las transformadas logarítmicas, expresadas en términos de la media, M (primer momento), desviación estándar, s (segundo momento) y coeficiente de sesgo $g = \frac{N \sum x^3}{(N-1)(N-2)S^3} - \frac{3N \sum X^2 + 2(\sum X)^3}{N(N-1)(N-2)S^3}$

La curva de frecuencia de máxima probabilidad, en función de la media, desviación standard y el coeficiente de sesgo, g determinó mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{\text{Log } Q = M + K * S}$$

Donde:

K = porcentaje de excedencia (desviación estándar de la media).

Con el objeto de disponer de los elementos de juicio que coadyuvaran en la evaluación de los problemas de inundaciones y al análisis técnico económico para la selección de sitios de aprovechamiento y de obras de

defensa, ONERN realizó el estudio de descargas máximas asociadas a diferentes períodos de retorno, utilizando la ecuación de Creager para determinar una envolvente de las descargas máximas en función del área. En Base al Método ONERN, para la quebrada Prolongación San Martin, con la respectiva área: $A = 0.174 \text{ Km}^2$, se obtiene – proyectando – los siguientes valores de descargas máximas o avenidas para 10, 25, 50, 75 y 100 años de período de retorno:

Cuadro 7.11: CAUDALES MAXIMOS PUNTO DE INTERÉS DE LA QUEBRADA SECCIÓN DE CONTROL								
No.	Estudio	Area	PERIODO DE RETORNO (Años)					
		km ²	10	25	50	75	100	1000
1	San Martin	0.174	0.046	0.057	0.083	0.096	0.111	0.220

Fuente: Elaboración Propia

Convertidos a descargas máximas instantáneas (multiplicándolos por un factor 6.0):

Cuadro 7.12: CAUDALES INSTANTANEOS PUNTO DE INTERÉS DE LA QUEBRADA SECCIÓN DE CONTROL								
No.	Estudio	Area	PERIODO DE RETORNO (Años)					
		km ²	10	25	50	75	100	1000
1	San Martin	0.174	0.276	0.342	0.498	0.576	0.666	1.320

Fuente: Elaboración Propia

7.7.2.2.- Análisis Estadístico de la Precipitación Máxima en 24 Horas

La información empleada ha sido los datos de Precipitación Máxima en 24 Horas anuales de la Estación Allpachaca – controlada por el SENAMHI, Junín y previo ajuste, en este caso aumentadas (+ 20%), para las nacientes de la quebrada Prolongación San Martín, de mayor altitud y mayor precipitación – obtenida a partir de los registros de Precipitación Total Mensual en 24 Horas (mm) para el período 1964 – 2007 (Cuadro N° 7.6). Dichos valores se ajustaron a las distribuciones de Gumbel Tipo I y Log normal, determinándose las Precipitaciones Máximas en 24 Horas para diversos períodos de retorno (5, 10, 25, 50, 75, 100, 200, 500 y 1000 años), mediante la siguiente expresión:

$$PME = \beta - (1/\alpha) * \text{Ln} (-\text{Ln} (1 - 1/T))$$

Dónde:

PME = Precipitación Máxima Esperada (mm)

α , β = Parámetros de escala y localización que caracterizan a la Distribución de Gumbel.

T = Período de retorno

El Cuadro N° 7.5 muestra los valores de Precipitación Máxima en 24 Horas, resumen de los parámetros estadísticos y de distribución respectivos, y los valores de precipitación para diferentes períodos de retorno.

Los datos utilizados tienen una longitud de 15 años a 45 años, esto significa que para períodos de retorno mayores a 100 años, los resultados

deberían ser tomados con la reserva del caso, por ello los valores de 200, 500 y 1,000 se consideran como estimados o referenciales.

7.7.2.2.1. Información Hidrológica

Se realizó el análisis de frecuencias a partir de los registros de precipitaciones máximas en 24 horas provenientes del SENAMHI. La información corresponde a las estaciones Pampa del Arco (Huamanga), Tambillo, Quinoa, Chungui, Allpachaca, Andamarca, Los Libertadores, Rayusca, Paico y San Miguel, información que se presenta en los Cuadros N° 7.5 y 7.6, la cual fue adecuada y procesada para el ámbito de las siguientes SUBCUENCA en estudio.

Debido a que las estaciones del SENAMHI presentan cortos períodos de registros se utilizó información climatológica satelital diaria del sensor TRMM 3B – 42 (Tropical Rainfall Measuring Mission), para completar las estaciones con períodos cortos de registros.

7.7.2.2.2. Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad

La estimación de las precipitaciones máximas en 24 Horas para diferentes períodos de retorno, ha sido cuantificada aplicando las distribuciones estadísticas Extremo Tipo I – Gumbel y Pearson Tipo III.

Los resultados y prueba de la bondad del ajuste CHI Cuadrado, se muestran en el Cuadro N° 8.8 (Anexo Información Hidrométrica).

7.7.2.3.- Características Físicas de las Subcuencas Húmedas

Para aplicar los métodos de cálculo de máximas avenidas se determinaron las características topográficas de los cauces y las cuencas, asimismo se calcularon algunos parámetros hidrológicos a partir de las características de la cuenca.

7.7.2.3.1.- Criterios para Selección del Período de Retorno

El intervalo de retorno está definido como el período promedio de tiempo en el que vuelve a suceder el mismo evento con las mismas características de volumen y duración.

A continuación se detallan criterios que deben ser considerados para definir el período de retorno en las estructuras de retención. Estos criterios se basan en:

- ✓ Tipo y magnitud de la estructura,
- ✓ Consecuencia en caso de falla,
- ✓ Factores económicos, y
- ✓ Ubicación de la estructura (por ejemplo si aguas debajo de la estructura se ubican poblaciones y/o áreas residenciales).
- ✓ Es necesario mencionar que el Número de Curva se estimó a partir de mapas temáticos de cobertura vegetal y tipo de suelo hidrológico.

7.7.2.4.- Modelo Precipitación – Escorrentía con el HEC – HMS

Este modelo desarrollado con el programa HEC – HMS 3.4, sirvió para determinar el caudal máximo, estimado para los siguientes períodos de retorno, 20, 50, 75 y 100 años, a partir de una lluvia intensa para ese período. El HEC – HMS suministra 10 métodos para calcular las pérdidas de precipitación y 7 métodos para la transformación lluvia – caudal. En este caso se utilizó el método del Soil Conservation Service (SCS) para calcular las pérdidas y la transformación lluvia – caudal por el método del hidrograma unidad Clark.

7.7.2.5.- Resultados

De las estaciones de Quinua, Pampa del Arco, Allpachaca, Huanta, Luricocha, Cochas, Los Libertadores, Cuchoquesera y Tambillo, que cuenta con información histórica de precipitación total mensual. Se considero para el análisis los meses de enero, febrero y marzo, puesto que estos meses presentan mayor variación en el comportamiento de la precipitación. El registro de la información incluye años húmedos y secos en el período de 1966 – 92, pero para estos cálculos se eligieron los años húmedos de esta manera se halla la probabilidad de ocurrencia de precipitación. Se efectuó unos análisis basados en los métodos de Gumbel Tipo I. Log Normal y Log Pearson III Parámetros, los cuales permiten inferir el volumen de precipitación máxima diaria para períodos de 10, 20, 50, 75 y 100 años para calcular las intensidades máximas de precipitación.

Los resultados de la estimación de precipitaciones máximas en 24 horas, correspondientes a la distribución de Gumbel Tipo I fueron adoptados para la obtención de los caudales en los puntos de interés, por presentar el menor error de estimación.

7.7.2.6.- Análisis de Máximas Avenidas en la Microcuenca Prolongación San Martín en el Punto de Interés

Con fines de dimensionamiento de la sección de control en el punto de interés en la Unidad Hidrográfica en estudio, se han determinado los caudales máximos en las diferentes secciones de interés del estudio, asociados a una probabilidad de ocurrencia.

7.7.2.7.- Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad de los datos de Caudales Máximos

La estimación de caudales máximos de la quebrada Prolongación San Martín se realizara para la parte media de la unidad hidrográfica Prolongación San Martín en el lugar de interés en donde se ubican las defensas ribereñas en la margen izquierda del río denominado anteriormente. De acuerdo a las propiedades de los datos observados, los criterios considerados en la selección de funciones de distribución han sido las siguientes:

- ✓ La función es continua y definida por valores positivos.
- ✓ El extremo inferior debe estar limitado por unos valores positivos.

- ✓ El extremo inferior es ilimitado.
- ✓ La curva de densidad es asintótica al eje x
- ✓ La forma básica es de tipo acampanada.

Función de Distribución de Probabilidad Normal de 2 Parámetros

Se dice que una variable tiene una distribución normal, cuando su función de densidad de probabilidades está representada por la siguiente ecuación:

$$P(x) = \frac{1}{\sigma(2\pi)^{1/2}} e^{-\frac{(x-u)^2}{2\sigma^2}} \quad \dots\dots(1)$$

Dónde:

$P(x)$ = Función de densidad de probabilidades

U = Media de la población

σ = Desviación estándar de la población

Esta función tiene las siguientes características:

- ✓ Es acampanada y simétrica
- ✓ La variable es continua
- ✓ Los valores son consecutivos e independientes
- ✓ La media, mediana y moda coinciden
- ✓ $f(x) \geq 0$

Si la variable x, es estandarizada, forzando a una media cero y varianza unitaria y se considera la variable estandarizada como:

$$t = \frac{X - U}{\sigma}$$

$$P(t) = P(T \leq t) = \frac{1}{(2\pi)^{1/2}} \int_{-\infty}^t e^{-t^2/2} dt$$

Reemplazando en (1) obtenemos:

Donde P (t) es función de la distribución acumulada de la distribución normal para la variable estandarizada t, también conocida como variable estándar.

Función de Distribución de Probabilidad Log-Normal de 2 Parámetros

Si los logaritmos, Ln x, de una variable x son distribuidos normalmente, entonces la variable x será distribuida logarítmicamente normal.

La función de distribución de densidades de probabilidades se expresa de la siguiente manera:

Dónde:

$$P(x) = \frac{1}{X \cdot \sigma_y \cdot (2\pi)^{1/2}} e^{-\frac{(\ln X - U_y)^2}{2 \cdot \sigma_y^2}}$$

U_y = Media de los logaritmos naturales de la variable x

σ_y = Desviación estándar de los logaritmos naturales.

Función de Distribución de Probabilidad Log-Normal de 3 Parámetros.

Así como la distribución Log-normal representa la distribución normal de los logaritmos de la variable x , así la Log-normal de 3 parámetros nos representa la distribución de los logaritmos de la variable reducida $(X-a)$, donde "a" es el límite inferior.

La función de densidad de probabilidades está dada por:

Donde:

$$P(x) = \frac{1}{(X-a) \cdot \sigma y \cdot (2\pi)^{1/2}} e^{-\frac{[\text{Ln}(X-a) - Uy]^2}{2\sigma y^2}}$$

$P(x)$ = Función de densidad de los logaritmos de $(x-a)$,
tal que

Uy = Parámetro de escala: media de los logaritmos.

= Parámetro de forma: desviación estándar de los

$\text{Ln}(X-a)$

a = Parámetro de posición: límite inferior.

E = Base de los logaritmos naturales.

Función de Distribución de Probabilidad Extremo Tipo I

La distribución Tipo I (Gumbel), es usado para series máximas. Esta distribución de límite inferior mayor de n , valores de X_i , a medida que n crece indefinidamente. Esta distribución supone también que los valores de X_i son independientes e idénticamente distribuidos con una distribución tipo exponencial.

La función de probabilidad acumulada, es la siguiente:

$$P(X) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Dónde:

α = Parámetro de concentración

β = Es una medida de tendencia central

Su función de densidad de probabilidad se expresa como:

$$P(X) = \alpha \cdot e^{[-\alpha(X-\beta) - e^{\alpha(X-\beta)}]}$$

Función de Distribución de Probabilidad Pearson Tipo III

La función de distribución densidad de probabilidad de la distribución Pearson Tipo III es de la forma:

$$P(X) = \frac{1}{\alpha \cdot \Gamma(\beta)} \left(\frac{X - \delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} \cdot e^{-\left[\frac{(X-\delta)}{\alpha} \right]}$$

Donde:

α, β = Parámetros a ser definidos y es la función gamma.

Si sustituimos $Y = (\text{Ln}x)$ y reemplazamos (5), se obtiene:

$$P(X) = \frac{y^{\beta-1} \cdot e^{-y}}{\Gamma(\beta)}$$

La cual representa la función de parámetro gamma de un parámetro.

Función de Distribución de Probabilidad Log-Pearson Tipo III

Esta distribución nos dice que si los $\text{Ln}x$, de una variable X son distribuidos como una Pearson tipo III, entonces la variable se distribuirá

como una log-Pearson tipo III, con una función de densidad de probabilidad que tiene la siguiente forma:

Donde:

$$P(X) = \frac{1}{\alpha \cdot X \cdot \Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln X - \delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} \cdot e^{-\left[\frac{\ln X - \delta}{\alpha} \right]}$$

$\alpha, \beta, \delta =$ Son parámetros de escala, forma y colocación.

Estimación de Parámetros de las Funciones de Distribución de Probabilidad

En la estimación de los parámetros de las funciones de distribución de probabilidad, de uso más común son las siguientes:

- ✓ Método de Momentos
- ✓ Método de Máxima Verosimilitud.

En la estimación de parámetros se debe tener en cuenta las siguientes propiedades:

- ✓ Que sean estimadores consistentes.
- ✓ Que sean estimadores insesgados,
- ✓ Que sean eficientes.

De acuerdo a estas propiedades, el método de máxima verosimilitud es el más apropiado para la estimación de los parámetros.

Método de Momento

El método de momentos utiliza la ecuación general para el cálculo de los

momentos al rededor de la distribución, la ecuación es la siguiente:

$$U_r = \int_{-\infty}^{\infty} X^r p(x).dx$$

Método de Máxima Verosimilitud

El método de máxima verosimilitud desarrollado por R.A. Fisher, está basado en la función de verosimilitud L.

Esta función es maximizada haciendo la primera derivada de Ln K con respecto a θ igual a cero, y resolviendo la ecuación resultante para:

$$\frac{d(\text{Ln}K)}{d(\theta)} = \frac{\left[\sum_{i=1}^n \text{Ln}(f(K_i, \theta)) \right]}{d(\theta)} = 0$$

Resulta una ecuación simple para una distribución de en términos de K's.

Para m parámetros existirá m ecuaciones.

Los estimadores de máxima verosimilitud son consistentes, asintóticamente Normal y eficientes bajo consideraciones generales. El método es completamente numérico, aplicable a todas las funciones seleccionadas de distribución.

7.7.2.8. Determinación de Caudales Máximos para diferentes Períodos de Retorno

El objetivo principal, es la determinación de caudales máximos del río Prolongación de Interés para diferentes períodos de retorno, que puedan servir de base para el diseño, dimensionamiento de infraestructura

hidráulica, prevención de desastres, modelamiento de tránsito de avenidas en ríos y planificación hidrológica entre otras. CHOW, Ven te. Handbook of Applied Hydrology. Mc Graw Hill Company, N.Y., propuso una ecuación general, aplicable a muchas distribuciones de frecuencia, en función de su media u , desviación estándar σ y un factor de frecuencia k , la cual es relacionada con el período de retorno (T).

Para cada distribución existirá una relación entre el período de retorno y el factor de frecuencia.

$$X_t = u + K.\sigma$$

Se presenta el histograma de frecuencias.

Las distribuciones de probabilidad que se utilizaron para el análisis de frecuencias correspondieron a la Distribución Log-Normal de 2 Parámetros, Distribución Pearson Tipo III y Distribución Extremo Tipo I – Gumbel.

Factor de Frecuencia

Se ha demostrado que la mayoría de los modelos probabilísticos aplicables al análisis hidrológico, pueden resolverse de la forma generalizada, CHOW, propuso la siguiente ecuación general:

$$X_t = U + K.\sigma \quad \text{o} \quad X_t = m_1 + K.(m_2)^{1/2}$$

Donde:

X_t = Magnitud del evento para un período de retorno dado

U = Media poblacional estimado por momento muestral, m_1

σ = Desviación Standard estimado por momento muestral, m2.

K = Factor de frecuencia, que es función del período de retorno y los parámetros de la distribución.

La información utilizada, fue procesada mediante el Programa Hyfran y las funciones teóricas de probabilidad, que se utilizaron para el análisis de descargas máximas anuales fueron la Distribución Log-Normal 3P, Distribución Extremo Tipo I – Gumbel y Distribución Pearson Tipo III, cuyos resultados para los periodos de retorno de 10,25, 50,75 100 y 1000 años se muestran en el Cuadro N°7.11

Prueba de Bondad de Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad

La prueba de bondad de ajuste utilizado fue el Test del CHI Cuadrado.

7.7.2.9. Cálculo De Avenidas En Quebrada Prolongación San Martin: Método Determinístico De Temez Y El Método Indirecto Del Hidrograma Unitario Sintético US SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS).

- a. Descripción del Método SCS
- b. Aplicación del Método SCS

Se han tenido en cuenta en la aplicación del método las siguientes consideraciones:

b.1. Elección del valor de CN

Para las Microcuencas del Chacco y Cachi (El componente de Mejoramiento y ampliación de infraestructura de riego es el componente central del Programa que se orienta a la producción y productividad del agua) se ha definido un valor de curva numero de (CN= 80), que corresponde a un uso de suelo tipo pradera o pastizal, con una condición hidrológica mala y a un grupo de suelo tipo D.

Para la Microcuenca del Yucaes el número de Curva de (CN =80) que se ha obtenido en los trabajos de Consultoría que se vienen utilizando en las obras de arte como Puentes y otras obras hidráulicas, este valor ha sido obtenido como un valor ponderado el Numero de Curva mediante un modelo de regionalización entre Junín, Ayacucho, Apurímac y Huancavelica para cuencas medianas.

El cuadro 6.6 muestra los parámetros morfológicas y del Hidrograma unitario de la Microcuenca considerada.

De acuerdo a las ecuaciones indicadas anteriormente se obtiene los caudales máximos para diferentes periodos de retorno para las Microcuencas del Chacco y Cachi, se presenta los caudales específicos máximos para diferentes periodos de retorno.

- ✓ Para asignar el valor de CN se ha consultado el Cuadro N° 7.3 – A, de la cual para condiciones Hidrológicas pobres y grupo de suelo C se obtiene para CN un valor de 80 que se emplea en el Estudio.

- ✓ Ha orientado la elección de este valor CN= 80, el proceso seguido en la determinación de los caudales máximos de diseño (determinación del Hidrograma Unitario en base a las características morfológicas de la cuenca) del proyecto.

b.2. Avenidas e Hidrogramas de Diseño

Seleccionado el valor de la curva (80), se aplicó el Método SCS del Hidrograma Triangular sintético para la unidad hidrográfica sin registro de la quebrada Prolongación San Martín, utilizando los valores de precipitación máxima para diferentes períodos de retorno y la característica de la Microcuenca.

Caudal de la Sección de Control o Descargas Máximas Método de Temez

Para el cálculo del caudal de diseño o descarga máxima se ha utilizado el método de Hidrograma del U.S. Soil Conservation Service, que permite el cálculo de avenidas máximas para diferentes períodos de retorno a partir de las lluvias máximas de 24 horas.

El método consiste en estimar un Hidrograma unitario sintético triangular a partir de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva.

El error que se comete al trabajar con un Hidrograma triangular esta por el lado de la seguridad, dado que el triangulo se distribuye una cantidad de escurrimiento en un intervalo de tiempo más corto que en el Hidrograma curvilíneo.

El caudal máximo, Q_{max} , es estimado con la siguiente expresión:

$$Q_{max} = \frac{0,208 * A * Q_s}{T_p}$$

Q_s Es la escorrentía superficial total que es producto de la precipitación efectiva (P) y es estimada con la siguiente relación:

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

$$S = \left(\frac{1000}{CN} \right) - 10$$

El Numero de Curva (CN), depende de los factores que determinan el complejo hidrológico suelo – vegetación y es determinada a partir del cuadro Numero de Curva (CN).

Los componentes de Hidrograma Unitario son los siguientes:

$$R = 0.60 * T_c$$

$$T_p = \frac{D}{2} + R = \frac{D}{2} + 0.60 * T_c$$

$$T_r = 1.67 * T_p$$

$$T_b = T_p + T_r = 2.67 * T_p$$

Donde:

R = Tiempo de retardo [horas]

T_c = Tiempo de Concentración [horas]

D = Periodo de lluvia neta [hora]

T_s = Tiempo al pico [horas]

T_r = Tiempo después de pico [horas]

T_b = Tiempo base del hidrograma [horas]

De las diferentes relaciones que recomienda la literatura para estimar D , se adopta la forma de Sokolovski

$$D = T_c * (1 + T_c)^{-0.20}$$

Donde T_c es el tiempo de Concentración, que será estimado a partir de la siguiente fórmula:

$$T_c = 0.30 * \left(\frac{L_s}{i^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración [horas]

L_s = longitud del curso principal en [Km]

i = Pendiente medio del rio [m/m]

Con las expresiones anteriormente descritas, se calcula los caudales máximos de crecida para la microcuenca de interés. En consecuencia, se consideran aceptables y válidos los valores de eventos extremos máximos en la quebrada Prolongación San Martín – punto de Interés – para referenciar el diseño de los gaviones y muros y obras provisionales del Proyecto.

**Cuadro 7.13: PARÁMETROS MORFOLÓGICOS Y DEL HIDROGRAMA
UNITARIO EN EL PUNTO DE INTERÉS.**

No.	Estudio	Area [Km ²]	Altitud [m.s.n.m]		Ls [Km]	Pendiente del río [m/m]	Tiempo Concentración [h]	D [h]	T _p [h]
			Máx	Min					
1	San Martín	0.174	3195	2907	0.553	0.52	0.22	0.21	0.23

**Cuadro 7.14: CAUDALES DE DISEÑO PUNTO DE INTERÉS DE LA QUEBRADA SECCIÓN
DE CONTROL**

No.	Estudio	Area km ²	PERIODO DE RETORNO (Años)							
			5	10	25	50	100	200	500	1000
		1	San Martín	0.174	1.15	1.56	2.12	2.58	3.00	3.54

Fuente: Elaboración propia

Q = 3.00 m³/seg (Gaviones) Período de retorno 100 años. Diseño hidráulico del Desarenador con aliviadero y canal de limpia Tipo Riego Presurizado con un caudal de Diseño de 600 lt/seg.

Q = 4.75 m³/seg (Aliviadero de Demasías) Período de retorno 1000 años. Sección Rectangular Lateral y diseñar una rápida y poza disipadora de energía aguas debajo de la rápida.

7.7.2.10.- Eventos Extremos Mínimos en la quebrada

Prolongación San Martín

Se obtuvo la serie de caudales medios mínimos – para la determinación de los eventos extremos mínimos – a partir de los caudales medios mensuales generados para la quebrada Prolongación, correspondientes al período 1964 – 2011, estos valores mínimos fluctúan de 0.050 a 0.090 m³/seg en el período de análisis indicado; a continuación fueron sometidos a un análisis de frecuencias, asignándole a cada caudal una probabilidad.

Finalmente los caudales mínimos fueron ajustados gráficamente a la distribución teórica acumulada de valores extremos Gumbel Tipo III, obteniéndose de este modo para diferentes períodos de retorno los caudales mínimos siguientes:

Estos valores mínimos de caudales mensuales han de servir de marco de referencia para la elección de los caudales para el diseño de las estructuras de captación del Proyecto de la Unidad Hidrográfica Prolongación San Martín, con el objeto de garantizar su funcionamiento en las condiciones de sequías extremas en ambos sectores de Riego de las áreas verdes.

7.8.-ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS EN QUEBRADA PROLONGACIÓN SAN MARTIN – UNIDAD HIDROGRÁFICA CERRO PICOTA

7.8.1.- INTRODUCCIÓN

Los eventos extremos máximos, son la base para el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, defensa ribereña, obras provisionales de protección, etc.), con una probabilidad en función de la vida útil y el riesgo de la falla de la obra.

Los complejos problemas sociales y económicos que se derivan por el colapso de una obra hidráulica (pérdida de la vida y de la propiedad), impiden cualquier procedimiento arbitrario; como base de sus estudios, el U.S Corp. Of. Engineers, usa una “avenida estándar de proyecto”, definida como “la descarga que puede esperarse para la más severa combinación de condiciones meteorológicas, y son asumidas como razonablemente características de la región geográfica en estudio, con la exclusión de las combinaciones extremadamente raras (Linsley – Franzini referencia bibliográfica N° 27). Usualmente, la avenida estándar del proyecto es el 50% de la avenida máxima probable para el área: La magnitud de la máxima avenida probable (usada mayormente en el diseño de vertederos de grandes presas), se determina por estimación meteorológica del límite físico de la lluvia caída en la cuenca de drenaje. El hecho de que exista una diversidad de métodos y procedimientos de cálculo para determinar los eventos extremos máximos, indica la magnitud

y complejidad del problema. La no suficiente extensión de las series Hidrometeorológicas disponibles y la falta de garantía de los datos, particularmente de los valores extremos, es probable que haya dado lugar a la no uniformidad de criterios en el estudio de los eventos máximos, además de la oposición de criterios y resultados que supone la consideración de los elementos primordiales ligados al proyecto de toda obra: seguridad y economía. El objetivo es calcular caudal máximo (instantáneo) para diversos intervalos: 5, 10, 15, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 300, 400 y 500 años; en forma global, requiere de ciertos datos básicos tales como la serie de precipitaciones máximas de 12 y 24 horas, y datos de geomorfología de la cuenca.

La unidad hidrográfica en estudio, la quebrada prolongación San Martín, no dispone como la mayoría de cuencas en el país, suficiente o necesaria para el análisis de eventos extremos máximos; sin embargo, en base a información local y regional, y la experiencia adquirida en proyectos de Sierra y Selva, se ha desarrollado el presente capítulo de análisis de máximas avenidas, para alcanzar el objetivo de estudio, proporcionar los criterios técnicos económicos – los elementos de juicio hidrológicos necesarios, para la toma de decisiones en el diseño del proyecto obras de protección de la quebrada prolongación San Martín en tres tramos.

En el análisis de máximas avenidas de la quebrada Prolongación San Martín, proyecto de obras de diseñar estructuras de retención de sólidos en la quebrada prolongación San Martín San Martín del cerro la picota, se restableció el marco técnico – conceptual luego se procedió a la

determinación de la máxima avenida de diseño para diferentes períodos de retorno por el método Racional Modificado; con información topográfica y datos de campo de las marcas de aguas de máximas, se estimó la avenida extraordinaria que habría ocurrido en la sección de control, aplicando el método de sección pendiente; finalmente, se realizó la simulación hidráulica de los tramos de estudio, y se determinaron los niveles de agua máxima referenciales de las avenidas y las rasantes mínimas necesarias para el diseño hidráulico del proyecto Obras de Protección de defensas de la quebrada prolongación San Martín.

El componente técnico está referido a los estudios anteriores de máxima avenidas ejecutadas en el ámbito de zona de estudio de unidades hidrográficas vecinas; en el dichos estudios, caudales máximos del estudio hidrológico de los ríos vecinos como La Alameda, Huatatas, afluentes del río Pongora - Cachi , y del capítulo III, análisis de máximas avenidas en la provincia de Huamanga Ayacucho, respectivamente al componente conceptual o teórico, esta dado por la exposición del método del hidrograma unitario sintético de U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

En base a la información hidrometeorológica (caudales máximos instantáneos generados, Puntos de interés, y completadas por relación de áreas con los caudales máximos diarios en el punto de interés.

$$Q_{max} = C * I * A / 3.6$$

Los caudales máximos diarios se convirtieron a máximos instantáneos, por el Método de Fuller, obteniéndose un coeficiente de ajuste.

$$Q_{\text{max inst.}} = Q_{\text{max}} (1 + 2.66/A^{0.30})$$

Donde:

$Q_{\text{max inst}}$ = Caudal máximo instantáneo a determinar (m^3/seg);

Q_{max} = Caudal máximo diario promedio (m^3/seg);

A = Área de la cuenca de interés (Km^2).

Finalmente, en resumen, y para diferentes períodos de retorno, obtuvieron los siguientes caudales máximos instantáneos (ver con detalle en los Cuadros N° 7.15 y 7.15-A).

CUADRO 7.15. CAUDALES MAXIMOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO MICROCUENCA SAN MARTIN

MICROCUENCA	PERIODOS DE RETORNO (Años)												
	2	5	10	20	25	50	75	100	200	300	400	500	1000
	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.
<i>SC-01</i>	0.126	0.173	0.208	0.243	0.255	0.290	0.311	0.326	0.361	0.382	0.396	0.408	0.443
<i>SC-02</i>	0.015	0.021	0.025	0.029	0.030	0.035	0.037	0.039	0.043	0.045	0.047	0.048	0.053
<i>SC-03</i>	0.059	0.081	0.097	0.114	0.119	0.136	0.145	0.152	0.169	0.178	0.185	0.191	0.207
<i>SC-04</i>	0.046	0.063	0.076	0.089	0.093	0.106	0.114	0.119	0.132	0.140	0.145	0.150	0.163
<i>SC-05</i>	0.128	0.175	0.211	0.247	0.259	0.295	0.316	0.331	0.367	0.388	0.403	0.414	0.450
<i>SC-06</i>	0.300	0.412	0.497	0.581	0.608	0.693	0.742	0.777	0.862	0.911	0.946	0.974	1.058
<i>SC-07</i>	0.010	0.014	0.017	0.019	0.020	0.023	0.025	0.026	0.029	0.030	0.032	0.033	0.035
<i>SC-08</i>	0.008	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.020	0.021	0.023	0.024	0.025	0.026	0.028
<i>SC-09</i>	0.043	0.059	0.071	0.084	0.087	0.100	0.107	0.112	0.124	0.131	0.136	0.140	0.152
<i>SC-10</i>	0.058	0.079	0.095	0.112	0.117	0.133	0.143	0.149	0.166	0.175	0.182	0.187	0.203
<i>SC-11</i>	0.015	0.021	0.025	0.030	0.031	0.035	0.038	0.040	0.044	0.046	0.048	0.050	0.054
<i>SC-12</i>	0.041	0.057	0.068	0.080	0.084	0.095	0.102	0.107	0.119	0.125	0.130	0.134	0.146
<i>San Martín</i>	0.85	1.17	1.40	1.64	1.72	1.96	2.10	2.20	2.44	2.58	2.68	2.75	2.99

FUENTE: Elaboración Propia

CUADRO 7.15-A. CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO MICROCUENCA SAN MARTIN

MICROCUENCA	PERIODOS DE RETORNO (Años)												
	2	5	10	20	25	50	75	100	200	300	400	500	1000
	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta	Q máx. Insta
<i>SC-01</i>	0.63	0.86	1.04	1.22	1.27	1.45	1.55	1.63	1.80	1.91	1.98	2.04	2.22
<i>SC-02</i>	0.07	0.10	0.12	0.14	0.15	0.17	0.18	0.19	0.21	0.23	0.24	0.24	0.26
<i>SC-03</i>	0.29	0.40	0.49	0.57	0.60	0.68	0.73	0.76	0.84	0.89	0.93	0.95	1.04
<i>SC-04</i>	0.23	0.32	0.38	0.45	0.47	0.53	0.57	0.60	0.66	0.70	0.73	0.75	0.81
<i>SC-05</i>	0.64	0.88	1.06	1.24	1.29	1.47	1.58	1.65	1.83	1.94	2.01	2.07	2.25
<i>SC-06</i>	1.50	2.06	2.48	2.91	3.04	3.46	3.71	3.89	4.31	4.56	4.73	4.87	5.29
<i>SC-07</i>	0.05	0.07	0.08	0.10	0.10	0.12	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.16	0.18
<i>SC-08</i>	0.04	0.05	0.07	0.08	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.12	0.13	0.13	0.14
<i>SC-09</i>	0.22	0.30	0.36	0.42	0.44	0.50	0.53	0.56	0.62	0.65	0.13	0.70	0.76
<i>SC-10</i>	0.29	0.40	0.48	0.56	0.58	0.67	0.71	0.75	0.83	0.88	0.91	0.94	1.02
<i>SC-11</i>	0.08	0.10	0.13	0.15	0.15	0.18	0.19	0.20	0.22	0.23	0.24	0.25	0.27
<i>SC-12</i>	0.21	0.28	0.34	0.40	0.42	0.48	0.51	0.54	0.59	0.63	0.65	0.67	0.73
<i>San Martín</i>	4.25	5.83	7.02	8.22	8.60	9.80	10.50	10.99	12.19	12.89	12.83	13.77	14.96

FUENTE: Elaboración Propia

CAUDALES MAXIMOS

MICROCUCENCA	PERIODOS DE RETORNO (Años)												
	2	5	10	20	25	50	75	100	200	300	400	500	1000
	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.	Q máx.
SC-01-A	0.081	0.111	0.134	0.157	0.164	0.187	0.200	0.210	0.232	0.246	0.255	0.262	0.285
SC-01-B	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.009	0.010	0.011	0.012	0.012	0.012	0.013
SC-01-C	0.002	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.006	0.007	0.008	0.008	0.008	0.009
SC-01-D	0.008	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.019	0.020	0.022	0.023	0.024	0.025	0.027
SC-01-E	0.031	0.042	0.051	0.060	0.062	0.071	0.076	0.080	0.088	0.093	0.097	0.100	0.108
SC-01	0.126	0.173	0.208	0.243	0.255	0.290	0.311	0.326	0.361	0.382	0.396	0.408	0.443

Fuente: Elaboración propia

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS

MICROCUCENCA	PERIODOS DE RETORNO (Años)												
	2	5	10	20	25	50	75	100	200	300	400	500	1000
	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst	Q máx. Inst
SC-01-A	0.40	0.56	0.67	0.78	0.82	0.93	1.00	1.05	1.16	1.23	1.28	1.31	1.43
SC-01-B	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07
SC-01-C	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
SC-01-D	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.12	0.12	0.12	0.14
SC-01-E	0.15	0.21	0.25	0.30	0.31	0.35	0.38	0.40	0.44	0.47	0.48	0.50	0.54
SC-01	0.63	0.86	1.04	1.22	1.27	1.45	1.55	1.63	1.80	1.91	1.98	2.04	2.22

7.8.2.- ESTUDIOS ANTERIORES

Se citan los estudios hidrológicos ejecutados en el ámbito de la Cuenca del Río La Alameda, Cuenca Río Huatatas, con relación al análisis de máximas avenidas.

El primer Estudio Hidrológico data de 2010, Estudios de Defensas Ribereñas en río Cachi como referencia (Tributarios del río Mantaro).

El segundo estudio hidrológico de máximas avenidas para el Perfil Técnico: Proyecto Construcción de Defensas Ribereñas Río La Alameda, Provincia Huamanga, se ha evaluado a la subcuenca de interés del río Huatatas – Punto de Interés Puente Huatatas Existente, habiendo obtenido 18 secciones transversales igualmente espaciadas perpendicularmente a la línea talweg. Fue realizado por el Municipalidad Distrital de Huamanga y Gobierno Regional Ayacucho.

De manera de realizar una correcta aplicación de tratamientos y técnicas de conservación de suelo en áreas erosionadas, es necesario en primer lugar poseer un conocimiento de los factores causantes de la erosión, a partir de la comprensión de dicho proceso y su análisis en cada situación en particular, se podrá afrontar correctamente un plan de conservación de suelo y obras de protección de cauce. Así como fijar en forma adecuada la atención en los datos de terreno y bibliográficos necesarios el presente estudio..

Erosión. Se define como el proceso físico de remoción adecuada de partículas de suelos producidos por el agua, viento, glaciares o acción geológica y/o generado por la acción antrópica.

Factores que intervienen en la Erosión hídrica se considera que las precipitaciones, relieve (en especial pendiente en cuanto a longitud y grado), características edáficas (textura, estructura, permeabilidad, contenido de materia orgánica en otras) y cobertura vegetal son los factores que inciden directamente en la erosión de los suelos, cada uno actuando de manera particular de la siguiente manera:

- **Precipitaciones:** Es el factor climático más importante en causar la erosión de los suelos. Cuando la cantidad de agua de lluvia excede a la capacidad de absorción o infiltración. El agua de exceso fluye sobre la superficie, esta es la llamada escorrentía superficial, la cual se define como aquella parte de la precipitación que llega a la red hidrográfica de la cuenca y escurre por ella dando lugar a los caudales líquidos (López et al, 1994), la que en conjunto con el efecto de la gota de lluvia generan la Erosión. Los factores que intervienen en la escorrentía son la cantidad, intensidad y duración de las lluvias, además de la distribución de las precipitaciones respecto del tiempo lo cual determina las condiciones precedentes de humedad del suelo.

De estos el factor pluviométrico más importante que afecta la escorrentía y por ende a la erosión, es la intensidad.

Es importante señalar además que zonas en que la precipitación anual se distribuye en un período de tiempo mayor y de forma homogénea desarrolla una vegetación más exuberante que aquellas zonas con precipitaciones concentradas en un corto período del año, quedando de esta forma, este último suelo mayormente expuesto a la acción erosiva del agua.

➤ **Cobertura vegetal:** La importancia de este factor radica en que es la mejor protección física de un suelo, lo cual se lleva a cabo por medio de intercepción directa de la precipitación por el vegetal, o a través de la hojarasca, la cual protege al suelo del impacto de la gota de lluvia y de la escorrentía superficial, esto último por medio del aumento de la rugosidad superficial del suelo. Además mejora las características edáficas, proporcionándole mayor sustento por medio del sistema radicular y modificando propiedades de los suelos como estructura y permeabilidad entre otras, todas propiedades del suelo que inciden en la resistencia que éste ofrece a ser erosionado.

➤ **Relieve:** Este factor tiene un efecto directo sobre la erosión tanto el macrorrelieve como el microrelieve, destacando de manera especial las características del macrorrelieve pendiente del terreno, factor preponderante en el desarrollo de la erosión, tanto la velocidad como la energía erosiva de la escorrentía superficial se ve fuertemente afectada por tanto la inclinación como por la longitud de la pendiente. De manera de apreciar los efectos de estos factores Suarez de Castro (1979) explica en forma teórica las relaciones entre la pendiente y la magnitud de la

velocidad del agua y su correspondiente poder erosivo de la siguiente forma: La velocidad varía con la raíz cuadrada de la distancia vertical (longitud e inclinación) que ella recorre y su capacidad erosiva, de acuerdo con el cuadrado de la velocidad. Es decir, si la pendiente del terreno se aumenta cuatro veces, la velocidad del agua que fluye sobre él se duplica y su capacidad erosiva se cuadruplica. La cantidad de material de determinado tamaño que puede arrastrar varía con la quinta potencia de la velocidad del flujo. El tamaño de las partículas que pueden transportarse por rodamiento varía con la sexta potencia de la velocidad del agua. De manera que si se duplica la velocidad de la esorrentía la cantidad de material de determinado tamaño que puede transportarse, se aumenta 32 veces y el tamaño de las partículas que pueden transportarse por rodamientos se aumenta 64 veces.

Si bien entendemos que estos datos son solo una conceptualización de la realidad, nos muestran la importancia que ejerce este factor sobre la erosión, del mismo modo la relevancia de poder reducir cualquiera de las características de la pendiente, lo que permitirá la deposición de las partículas de suelo desplazada por la acción del agua.

➤ **Suelo:** Los factores anteriormente descritos actúan de distinta manera según sea el suelo, debido a que las características tanto física como química, determinan la capacidad del suelo a infiltrar y retener agua, así como la resistencia que ofrece éste a la acción erosiva del agua, por lo cual es importante caracterizar y conocer las características edáficas que influyen en la ocurrencia de esorrentía superficial y en la erodabilidad,

tales como profundidad, textura, contenido de materia orgánica, estructura, permeabilidad entre otras.

7.8.3.- DETERMINACIÓN DE LA MÁXIMA AVENIDAS EN QUEBRADA PROLONGACIÓN SAN MARTIN, MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

La aplicación del método Racional Modificado (una aproximación por el área de estudio en los 02 puntos de interés se realizó, según el marco teórico, mediante los siguientes pasos:

- a. Análisis de la intensidad para diferentes períodos de retorno aplicando el Método de IILA:
- b. Elección del valor del coeficiente de escurrimiento C;
- c. Cálculo de las avenidas máximas para diversos períodos de retorno.
- d. Cálculo de las Descargas máximas instantáneas o descargas de diseño para diferentes períodos de retorno.

7.8.3.1.- ANÁLISIS DE INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO

La intensidad se ha generado regionalmente aplicando el Modelo Determinístico de IILA – SENAMHI – UNI obteniéndose como resultados la intensidad para diferentes períodos de retorno y las curvas de INTENSIDAD – DURACIÓN – PERÍODO DE RETORNO.

CUADRO N° 7.16
RESULTADOS DE INTENSIDADES PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERÍODOS DE RETORNO
METODO IILA – SENAMHI – UNI

Tiempo (minutos)	TR=2	TR=5	TR=10	TR=20	TR=25	TR=50	TR=100	TR=200	TR=300	TR=500	TR=1000
10	35.11	48.17	56.05	67.92	71.10	83.98	90.85	100.73	106.51	113.79	123.66
20	30.12	41.32	49.79	58.26	60.99	69.46	77.93	86.40	91.36	97.60	106.08
30	26.66	36.58	44.08	51.58	53.99	61.49	68.99	76.49	80.88	86.41	93.91
40	24.10	33.06	39.34	46.62	48.80	55.58	62.36	69.14	73.10	78.10	84.88
50	22.11	30.33	36.51	42.76	44.76	50.98	57.20	63.42	67.05	71.64	77.85
60	20.50	28.12	33.89	39.65	41.51	47.28	53.04	58.81	62.18	66.43	72.20
70	19.17	26.30	31.69	37.08	38.82	44.22	49.61	55.00	58.16	62.13	67.52
80	18.05	24.77	29.84	34.92	36.56	41.64	46.74	51.79	54.76	58.50	63.58
90	17.09	23.45	28.26	33.07	34.61	39.42	44.23	49.04	51.85	55.39	60.20
100	16.26	22.31	26.88	31.45	32.92	37.50	42.07	46.65	49.32	52.69	57.26
110	15.53	21.30	25.67	30.03	31.44	36.81	40.17	44.54	47.10	50.31	54.68
120	14.88	20.41	24.60	28.77	30.12	34.31	38.49	42.67	45.12	48.21	52.39
130	14.29	19.61	23.69	27.65	28.94	32.96	36.98	41.00	43.35	46.32	50.34
140	13.77	18.89	22.76	26.63	27.88	31.75	35.69	39.50	41.76	44.62	48.49
150	13.29	18.23	21.97	25.71	26.91	30.65	34.59	38.13	40.32	43.07	46.81
160	12.86	17.64	21.25	24.87	26.03	29.63	33.67	36.88	39.00	41.66	45.28
170	12.46	17.09	20.59	24.10	25.23	28.72	32.81	35.74	37.79	40.37	43.88
180	12.09	16.59	19.99	23.51	24.48	27.88	32.09	34.69	36.68	39.18	42.58
190	11.75	16.12	19.43	22.95	23.80	27.10	31.41	33.71	35.65	38.08	41.39
200	11.44	15.69	18.91	22.42	23.16	26.38	29.59	32.81	34.69	37.06	40.28

Elaboración Propia

**CUADRO N°7.17: INTENSIDAD DE DISEÑO – PAMPA EL ARCO
METODO TALBOT – TR=10 Años.**

D (mín)	max-TR=10
10	51.73
20	47.13
30	43.28
40	40.01
50	37.21
60	34.76
70	32.62
80	30.73
90	29.05
100	27.54
110	26.18
120	24.95
130	23.82
140	22.80
150	21.86
160	20.99
170	20.19
180	19.45

Elaboración Propia

**CUADRO N°7.18: INTENSIDAD DE DISEÑO – PAMPA EL ARCO
METODO TALBOT-TR=20 Años.**

D (mín)	max-TR=20
10	60.54
20	55.15
30	50.65
40	46.82
50	43.54
60	40.68
70	38.18
80	35.96
90	33.99
100	32.22
110	30.63
120	29.19
130	27.88
140	26.68
150	25.58
160	24.56
170	23.63
180	22.76

Elaboración Propia

**CUADRO N°7.19: INTENSIDAD DE DISEÑO – PAMPA EL ARCO
METODO TALBOT-TR=50 Años.**

D (min)	max-TR=50
10	72.17
20	65.75
30	60.38
40	55.82
50	51.90
60	48.50
70	45.51
80	42.87
90	40.52
100	38.42
110	36.52
120	34.80
130	33.24
140	31.81
150	30.49
160	29.29
170	28.17
180	27.14

Elaboración Propia

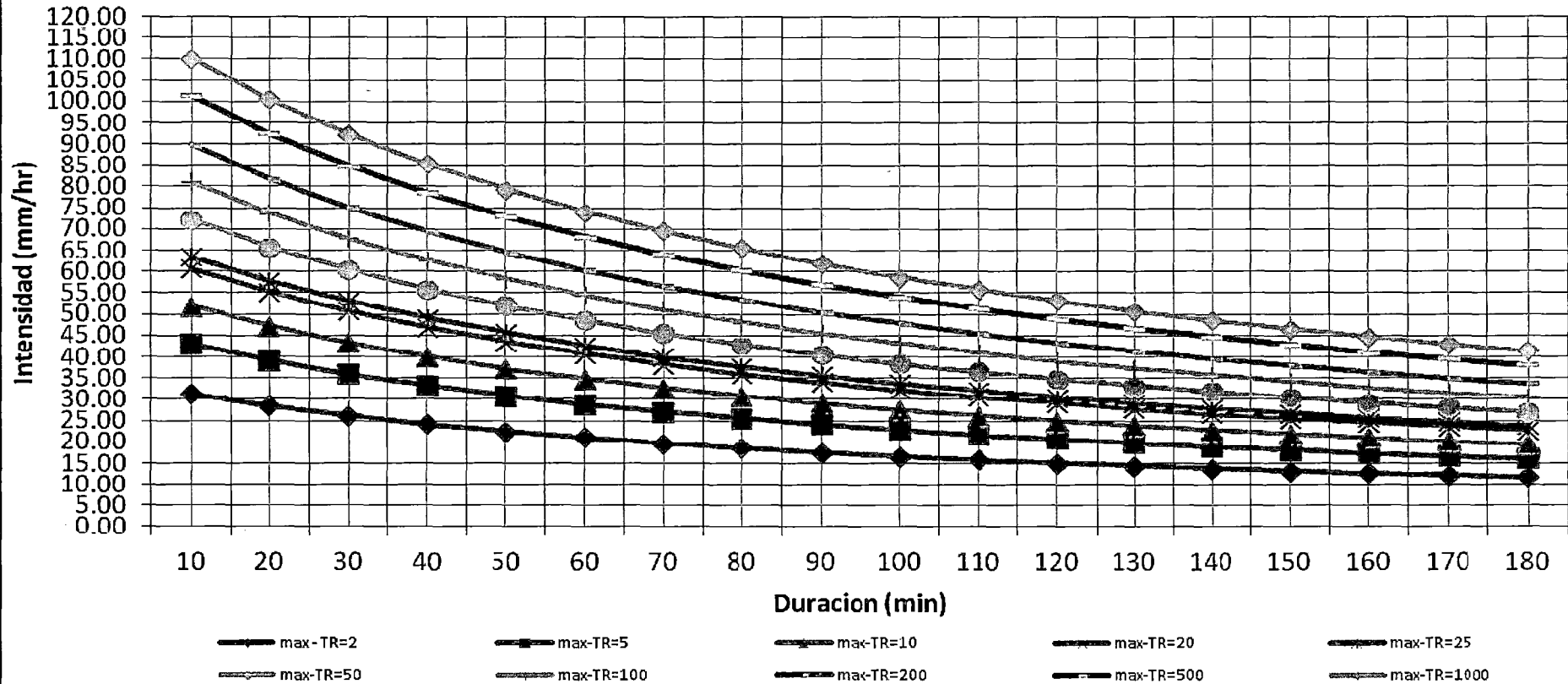
**CUADRO N°7.20: INTENSIDAD DE DISEÑO – PAMPA EL ARCO
METODO TALBOT-TR=100 Años.**

D (min)	max-TR=100
10	80.97
20	73.77
30	67.75
40	62.63
50	58.23
60	54.41
70	51.06
80	48.10
90	45.47
100	43.10
110	40.97
120	39.05
130	37.29
140	35.69
150	34.21
160	32.86
170	31.61
180	30.45

Elaboración Propia

GRAFICO N° 7.1
CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – PERIODO DE RETORNO
ESTACION PAMPA EL ARCO

CURVAS - IDF - CALIBRADAS - TALBOT



Elaboración Propia

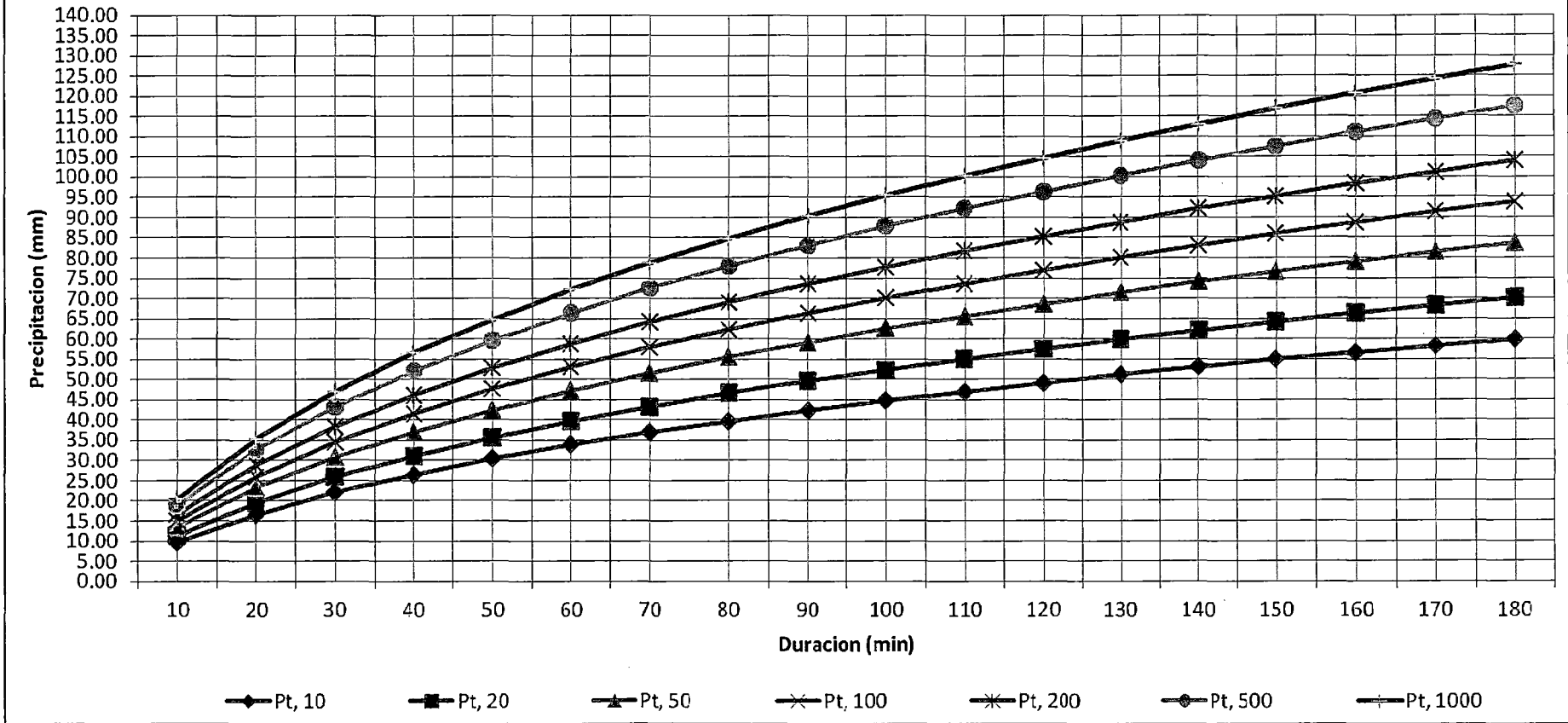
**CUADRO N°7.21: PRECIPITACIONES DE DISEÑO
METODO IILA – SENAMHI – UNI
ESTACION PAMPA EL ARCO**

D (min)	TR=10 Años	TR=20 Años	TR=50 Años	TR=100 Años	TR=200 Años	TR=500 Años	TR=1000 Años
10	9.67	11.32	13.50	15.14	16.79	18.96	20.61
20	16.60	19.42	23.15	25.98	28.80	32.53	35.36
30	22.04	25.79	30.75	34.50	38.25	43.20	46.95
40	26.56	31.08	37.05	41.57	46.09	52.07	56.58
50	30.45	35.63	42.48	47.67	52.85	59.70	64.88
60	33.89	39.65	47.28	53.04	58.81	66.43	72.20
70	36.98	43.27	51.59	57.88	64.17	72.49	78.78
80	39.79	46.56	55.51	62.28	69.05	78.01	84.78
90	42.39	49.60	59.13	66.34	73.56	83.09	90.30
100	44.80	52.42	62.50	70.12	77.74	87.82	95.44
110	47.06	55.06	65.65	73.65	81.66	92.24	100.25
120	49.18	57.55	68.61	76.98	85.35	96.41	104.78
130	51.19	59.90	71.42	80.13	88.84	100.35	109.07
140	53.11	62.14	74.09	83.12	92.16	104.10	113.14
150	54.93	64.28	76.63	85.98	95.32	107.68	117.03
160	56.68	66.32	79.07	88.71	98.35	111.10	120.75
170	58.35	68.28	81.41	91.33	101.26	114.39	124.32
180	59.96	70.17	83.65	93.86	104.06	117.55	127.75

Elaboración Propia

GRAFICO N° 7.2
CURVAS PRECIPITACION – DURACIÓN – PERIODO DE RETORNO
ESTACION PAMPA EL ARCO

Precipitaciones de Diseño - 3 horas - Segun IIIa - Ayacucho



Elaboración Propia

7.8.3.2.- ELECCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

La elección del coeficiente de escurrimiento(C), se hizo en base a las características del complejo suelo – cobertura – topografía de la cuenca y la experiencia regional. Es preferible la estimación a partir de la calibración, cuando se dispone de registros de máximas avenidas y precipitaciones máximas 24 horas en algunas estaciones hidrométricas local o del entorno regional.

Este coeficiente se puede determinar en forma ponderada de las 12 sub-cuencas aplicando la siguiente fórmula:

$$C = (C1 \cdot A1 + C2 \cdot A2 + C3 \cdot A3 + \dots + C12 \cdot A12) / A = 0.5$$

$$C = \sum C_i \cdot A_i / A$$

El valor tomado para el uso del método Racional Modificado es un valor conservador del coeficiente de escurrimiento de $C = 0.50$.

7.9.- MÁXIMAS AVENIDAS POR EL MÉTODO REGIONAL

Mediante los diagramas de las relaciones del caudal Q y área A, para Q10 y Q1000, y con pruebas sucesivas de los puntos incluidos en cada diagrama, se definieron finalmente 7 regiones para la estimación de las avenidas (referencia bibliográfica Análisis de Máximas Avenidas Volumen I. "ANÁLISIS REGIONAL DE LAS AVENIDAS EN LOS RÍOS DEL PERÚ" REPUBLICA DEL PERÚ COMISIÓN MULTISECTORIAL DEL PLAN NACIONAL DE

ORDENAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS R.M. N° 0060 – 77
 – PM /ONAJ, Abril, 1979) (Figura 2 Mapa de Regionalización del Perú
 Escala. 1: 10'000,000).

De cada grupo de datos de las descargas máximas en función del área de cuenca, se ha establecido la envolvente superior, con el fin de elevar la confiabilidad en la aplicación de la relación en áreas no medidas. Además, para la región 6 que si se tiene estaciones con observaciones de avenidas, y para la que si se ha definido la relación de caudal Q y área A, se ha hecho una aceptable aproximación en base a los resultados obtenidos para región 6. En la Tabla 7. 1 se presenta las regiones y las cuencas integrantes.

El área aproximada de las diferentes regiones, el número de las estaciones consideradas y la densidad de estaciones, están representadas en la Tabla 7.2. Los valores indican que no obstante el tamaño muy variado de las regiones la densidad de estaciones muestra poca variación.

TABLA N°7.1: ZONIFICACION DE LAS REGIONES DEL PERU

N°	REGION	CUENCAS
1	Costa Norte (frontera)	Tumbes a Piura
2	Costa Norte	Cascajal a Santa
3	Sierra Norte	Alto Marañón
4	Costa Central	Lacramarca a Camaná - Majes
5	Costa Sur Titicaca	Quilca a Caplina Titicaca
6	Sierra Central	Mantaro, Apurímac y Urubamba
7	Selva	Ucayali, Bajo Marañón, Madre de Dios y Amazonas

Fuente: Referencia bibliográfica (44)

Existe una relación lineal, con buena aproximación, entre el logaritmo del período de retorno y la relación de la avenida en términos del caudal

promedio. Sustituyendo el coeficiente C en la ecuación por una relación lineal con el período de retorno como variable, se puede considerar diferentes períodos de retorno. Después de la sustitución antes citada y la transformación de la ecuación para el cálculo de las avenidas, se obtiene otra ecuación de la siguiente forma:

$$QT = (C1 + C2) * \text{Log}(T) * A (m * A^{-n})$$

Donde:

QT = avenida con período de retorno (m³/seg)

C1 = coeficiente de escala, adimensional

C2 = Coeficiente de escala, adimensional

T = período de retorno, como variable

A = área, como variable

m = exponente, adimensional

n = exponente, adimensional.

En la ecuación deducida, los exponentes m y n determinan la forma y la pendiente de la curva y los coeficientes C1 y C2, la escala de la curva dependiendo del período de retorno escogido; por lo tanto la curva se traslada en una manera paralela a la ordenada subiendo para grandes períodos de retorno y bajando para pequeñas períodos de retorno. Los parámetros que se requieren para la aplicación de la ecuación en las diferentes regiones, se presenta en la Tabla 7.2.

TABLA N° 7.2
PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN PARA EL CÁLCULO DE LAS AVENIDAS

REGIÓN	C1	C2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: Referencia bibliográfica (8)

7.10.- MÁXIMAS AVENIDAS POR EL MÉTODO ALTERNATIVO SECCIÓN PENDIENTE

Con la información topográfica, y planos referenciales, se aplicó en la sección de control de la presente tesis en los puntos de interés, el método de la sección pendiente para la determinación de la máxima avenida histórica que habría ocurrido, según la referencia de los pobladores del lugar (cota de fondo: 592.00 msnm cota de avenida máxima extraordinaria 592.20 msnm).

Las Características geométricas e hidráulicas serían entonces:

- Tirante máximo $Y = 0.6078\text{m}$
- Base promedio $B = 15\text{ m}$
- Talud $Z = 0.5$
- Pendiente media del Tramo $S = 0.07$
- Rugosidad cauce principal $n = 0.045$

Empleándose el Programa HCanales, se determinó los caudales para el cauce principal (Q_p), para obtener el caudal total (Q_t), siendo los resultados:

En consecuencia la quebrada prolongación San Martín en los puntos de interés, secciones de control, se habría presentado una máxima extraordinaria, un caudal estimado de $11\text{m}^3/\text{seg.}$, al cual le correspondería un período de retorno de 100 años, considerándose el rango de precipitación máxima de 24 horas superior.

7.11.-SIMULACIÓN HIDRÁULICA EN LA QUEBRADA PROLONGACIÓN SAN MARTIN

7.11.1.- GENERALIDADES

Se analizo para otros tramos en estudio de la quebrada prolongación San Martín, el comportamiento del perfil hidráulico para los caudales de diseño (Q20, Q50 Y Q100), MEDIANTE EL EMPLEO DEL HEC – RAS (Versión 2.0, 1997), que es un modelo hidráulico desarrollado por el U.S Arms Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center (HEC), sobre la base del modelo HEC – 2, pero en entorno Windows.

EL HEC – RAS, permite el estudio del comportamiento hidráulico de la superficie del agua en su situación natural o actual y/o en la situación con proyecto, para flujo permanente y gradualmente variado.

El procedimiento de cálculo está basado en la solución de la ecuación uní – dimensional de energía, considerando pérdidas por fricción y evaluadas con la ecuación de Manning.

Se determino el coeficiente de rugosidad de Manning para el cauce principal; luego se establecieron las consideraciones para la simulación (Tramos de interés, caudales de diseño a partir del análisis de máximas avenidas, y la información base o data de la simulación, en especial la geometría de las secciones); se reportaran los resultados; y en base a ellos, se determinaron las cotas de corona de gavión en la quebrada, y el correspondiente traslado de dichas cotas, a los gaviones o diques en ambas márgenes, (Por diferencia de trazo entre los ejes y los gaviones)

Las fuentes de consulta fueron: VEN TE CHOW y Manual del HEC – RAS.

Se desarrollo en el presente capitulo para la quebrada prolongación San Martín, el marco teórico de hidráulica fluvial, y en la parte aplicativa, los aspectos relacionados a las características geométricas e hidráulicas de la sección de control del Proyecto, apoyos, la socavación, los niveles de cimentación y las obras de Protección y/o encausamiento.

7.11.2.- DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD, n DE MANNING

En el cálculo de perfil hidráulico, la mayor dificultad reside en la determinación de coeficiente de rugosidad n ; que en buena cuenta significa estimar la resistencia al escurrimiento en un cauce.

A. Factores que afectan la rugosidad

Para comprender la determinación apropiada del coeficiente de rugosidad, es necesario aprender los factores que afectan el valor de n , pudiéndose descartar los siguientes:

1. Rugosidad de la superficie
2. Vegetación
3. Irregularidad del canal
4. Alineamiento del canal
5. Sedimentación y Socavación
6. Obstrucciones
7. Tamaño y forma del canal
8. Nivel y Caudal
9. Cambio estacional
10. Material en suspensión y carga de lecho

A.1.- Rugosidad de la superficie

La rugosidad superficial se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardador de flujo. Por lo general la rugosidad de la superficie se considera como el único factor para la selección de un coeficiente de rugosidad.

En general los suelos con finos dan como resultados un valor relativamente bajo de n : y granos gruesos, un valor alto de n .

A.2.- Vegetación

La vegetación puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución, y del tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de pequeños canales de drenaje.

A.3.- Irregularidad del cauce

Las irregularidades del canal incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variación en la sección transversal, tamaño y forma de esta a lo largo del canal.

En los canales naturales, tales irregularidades por lo general son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena crestas, depresiones, fosos, y montículos en el lecho del canal; estas irregularidades introducen rugosidad adicional a la causada por la rugosidad superficial y otros factores.

En general, un cambio gradual y uniforme de la sección transversal o en su tamaño y forma no produce efectos apreciables en el valor de n , pero cambios abruptos o alternancia de secciones pequeñas y grandes, requiere el uso.

En este caso, el incremento de n puede ser de 0.005 o mayor; los cambios que hacen que el flujo cambie de manera sinuosa de un lado al otro del canal, producirán el mismo efecto.

A.4.- Alineamiento del cauce

Curvas con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que las curvas bruscas como meandros severos incrementarían n .

La presencia de meandros en corrientes naturales, pueden incrementar el valor de n tan alto como el 30 %.

A.5.- Sedimentación y Socavación

En general, la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el n .

Aun sin embargo el efecto dominante de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado.

Depósitos no uniformes, barras de arena y ondulaciones de arena, constituye irregularidades del canal e incrementaran la rugosidad.

La cantidad y uniformidad de socavación dependerá del material que conforma el perímetro mojado. A sí, un lecho de arena o gravas se erosionará más uniformemente que un lecho de arcillas.

A.6.- Obstrucciones

La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puentes y estructuras similares tiende a incrementar el " n ".

La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, número y distribución.

A.7.- Tamaño y forma del canal

No existe evidencia definitiva acerca del tamaño y la forma del canal como factores importantes que afecten el valor de n . Un incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir el n , según la condición del canal.

A.8.- Nivel y Caudal

En la mayor parte de las corrientes el valor de n disminuye con el aumento y nivel del canal.

Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades del fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados; sin embargo, el valor de n puede ser grande en niveles altos si lecho está cubierta por pastos o son rugosos. Cuando el caudal es muy alto, las corrientes pueden rebosar sus bancas y una parte del flujo se localizara en la planicie de inundación.

El valor de n para planicies por inundación por lo general es menor que el del canal en si y las bancas de un canal son igualmente suaves y regulares y la pendiente del fondo es uniforme, el valor de n puede permanecer constante para todos los niveles. En estas condiciones a menudo se supone un nivel constante de n para el cálculo del flujo; esto ocurre principalmente en canales artificiales; en planicies de inundación el valor de n a menudo varía con el nivel de sumergencia de la vegetación correspondiente a niveles bajos.

A.9.- Cambio estacional

Debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierba, malezas, sauces y árboles en el canal o en las bancas, el valor de n puede aumentar en la estación de incremento y disminuir en la estación inactiva.

A.10.- Material en suspensión y Carga de lecho

El material en suspensión y la carga de lecho, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida de altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

B. CALCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD MANNING

Todos los factores mencionados participan en la conformación de la rugosidad, sin embargo unos inciden mayormente más que otros en este caso la rugosidad para un tramo determinado está dado por la siguiente expresión:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad a determinar.

n_0 = valores básicos de n para un cauce recto, uniforme y liso en los materiales

Comprendidos.

n_1 = valores agregados para corregir el efecto de irregularidades de superficie.

n_2 = valor que depende de la variación de la forma y tamaño de la sección.

n_3 = valor que depende de las obstrucciones.

n_4 = valor que depende de la vegetación y condiciones de flujo.

m_5 = factor de corrección por efecto de meandros del canal.

Para determinar la rugosidad en la quebrada prolongación San Martín del cerro la Picota se empleo los valores propuestos de Ven Te Chow, y de acuerdo a las condiciones observadas en el cauce del tramo en estudio, se determinaron los valores de n_0 , n_1 , n_2 , n_3 , n_4 , m_5 , se obtuvo el valor de “n” para el cauce principal:

PARAMETROS	CAUCE PRINCIPAL
n0	0.033
n1	0.004
n2	0.003
n3	0.002
n4	0.002
m5	1.020
n	0.045

7.11.3.- CONSIDERACIONES PARA LA SIMULACIÓN

7.11.3.1. Tramo de simulación

En los tramos críticos en el presente estudio – proporciono el levantamiento topográfico del tramo en estudio de la quebrada prolongación San Martín,

planta y 05 secciones transversales espaciadas 100 m; 250 m aguas arriba y 250 m aguas debajo de la sección de control.

La simulación hidráulica se realizó comprendiendo – de aguas abajo hacia aguas arriba – a las secciones 250 aguas abajo y 250 aguas arriba del levantamiento topográfico de los tramos, respectivamente.

7.11.3.2. Consideraciones para la simulación

Para la simulación hidráulica se asumieron. Entre otras – dos consideraciones.

- Secciones, correspondientes al levantamiento topográfico en los tramos críticos.

7.11.3.2.1. Caudales de Diseño

La simulación se realizó para el rango de caudales máximos instantáneos establecidos en el análisis de máximas avenidas de la quebrada prolongación San Martín, para los siguientes períodos de retorno, 100, 200, 500 y 1000 años:

7.11.3.2.2. Información base (Data) para la simulación

La información base – la “data de entrada” – para la simulación (Cross section data – base geométrica data), siendo la misma para el rango de caudales (Q_i y Q_s), identificándose los siguientes parámetros:

- Estación de la simulación hidráulica, de aguas abajo, hacia aguas arriba (Estación “1” a Estación “51”, total 51 secciones),
- River, nombre del río,
- Progresiva, estacado de aguas abajo hacia aguas arriba,
- Reach, tramo Upper o Lower, a partir de un punto de referencia,
- Downstream Reach Lengths, distancias entre secciones consecutivas en los ejes izquierdo, río y derecho (LOB, Channel, y ROB),
- Manning’s Values, valores del coeficiente de rugosidad para el cauce principal (LOB, Channel y ROB),
- Main Channel Reach Lengths, puntos extremos del cauce principal (Left Bank y Left Bank),
- Coeficients Contracc, Expans, coeficientes de contracción y expansión por el cambio de sección,
- Cross section, X – Y Coordinates, coordenadas de la sección a partir de la información topográfica, los puntos 1 (0) y n (hasta 18), son las cotas dominantes desde la margen izquierda hacia la derecha, respectivamente.

7.11.4. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN

7.11.4.1.- Generalidades

La simulación efectuada para la quebrada prolongación San Martín, mediante el modelo HEC – RAS, tiene una “data de salida”, para los caudales Q_i y Q_s ,

respectivamente, con la siguiente explicación – por columnas – de izquierda a derecha:

- Reach, Lower,
- River St, Estación en el río,
- Profile, período retorno del caudal de diseño (por fila: 100, 200, 500 y 1 000 años),
- Q_{total} (m^3/seg), caudal máximo instantáneo de diseño (por fila y período de retorno, 100, 200, 500 y 1 000 años: $Q_i = 6.11$, y $Q_s = 7.20 m^3/seg$),
- Min Ch El (m.s.n.m.), elevación del fondo del cauce,
- W.S. El (msnm), elevación de la superficie del agua,
- Crit. W.S. (msnm), elevación de superficie del agua crítica, E.G. Elev (msnm), elevación de la línea de energía,
- E.G. Slope (m/m), pendiente de la línea de energía,
- Flow Área (m^2), área hidráulica,
- Top Width (m), ancho superior o espejo de agua,
- Froude # ChI, Número de Froude.

CAPITULO VIII

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS

8.1.- Diseño de disipadores de energía de agua.

Uno de los aspectos que generalmente merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas es la disipación de la energía cinética que adquiere un flujo en su descenso. Esta situación se presenta en vertederos de excedencias, estructuras de caída, desfogues de fondo, bocatomas, salidas de alcantarillas, etc.

La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes medidas, a saber:

generación de resalto hidráulico, impacto o incremento de la rugosidad.

La estructura 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 de descarga, se aleje lo máximo posible, dentro de lo económico, de la cortina o de alguna estructura complementaria. El tipo de disipador de energía que se diseñe depende de la clase de material que se tenga en el sitio en que se puede descargar la

avenida. Cuando se tenga roca sana, se puede descargar el agua directamente del vertedor, en régimen rápido, sin necesidad de pasar a régimen tranquilo, siempre que no vaya a causar problema a la pequeña presa o bordo de almacenamiento. Si el material es erosionable, se diseña un tanque amortiguador de sección transversal rectangular, hecho de mampostería o concreto armado.

Se debe estar consciente, que una falla en el diseño, instalación u operación de los disipadores puede llevar a problemas como socavación, erosión o retención de material, que pueden terminar produciendo la falla del vertedero y posteriormente la falla de la presa.

8.1.1.- Canales dentados.

Los canales dentados están provistos de accesorios especiales, incluidos bloques, umbrales y pilares deflectores. Este tipo de lozas dentadas, para canales o descarga de vertedores, se usa en canales donde el agua debe bajarse de una elevación a otra, para impedir aceleraciones inconvenientes del flujo a medida que el agua avanza por el vertedero. El canal puede diseñarse para descargas hasta de 5.5 m³/s por metro de ancho y la caída puede ser tan grande como sea estructuralmente factible. Con la losa, el agua llegará al pie del vertedero con una velocidad relativamente baja y no requerirá un colchón hidráulico amortiguador.

8.1.1.1.- Canales con remates dentados

Los umbrales dentados a menudo se colocan al final del canal de entrega (Figura 8.1). Su función es reducir además la longitud del resalto y controlar la socavación. Para canales largos, diseñados para altas velocidades de entrada, el remate o umbral - por lo general - es dentado, para llevar a cabo la función adicional de volar la parte residual del chorro de alta velocidad que puede alcanzar el extremo del canal de salida.

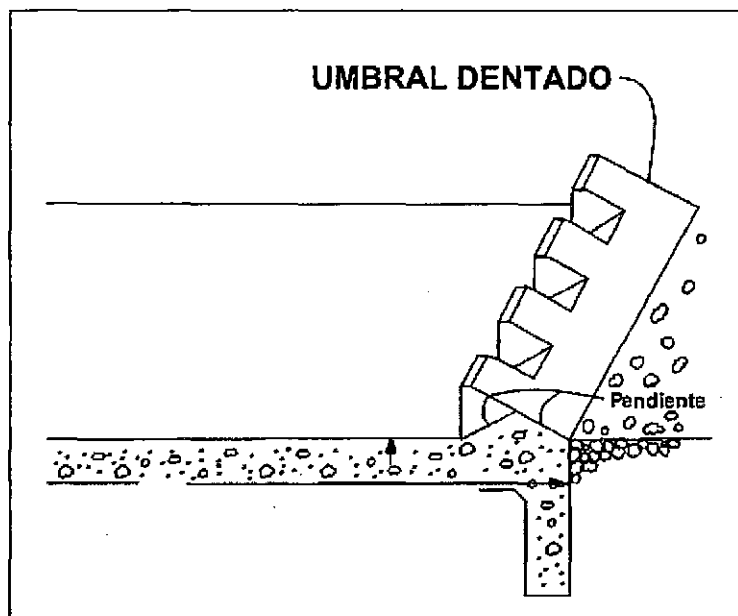


Figura 8.1. Umbrales a la salida del canal de entrega.

8.1.1.2.- Canales con bloques.

Los bloques en la rápida se utilizan para conformar una estructura dentada a la entrada del canal de entrega. Su función es dividir el

chorro de entrada y elevar una parte de él desde el piso, produciendo una longitud de salto más corta que la que sería posible sin ellos.

Estos bloques también tienden a estabilizar el resalto y por consiguiente a mejorar su comportamiento (Figura 8.2).

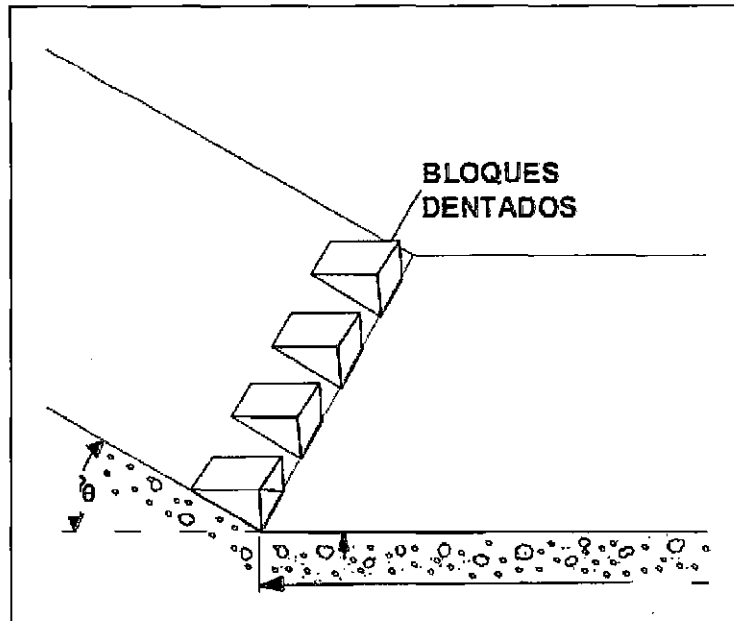


Figura 8.2 Bloques a la entrada del colchón hidráulico.

8.1.1.3.- Canales con pilares deflectores.

Son bloques localizados en posiciones intermedias sobre el piso del canal de entrega (Figura 8.3). Su función es disipar la energía principalmente mediante una acción de impacto.

Los pilares deflectores son muy útiles en pequeñas estructuras con velocidades de entrada bajas.

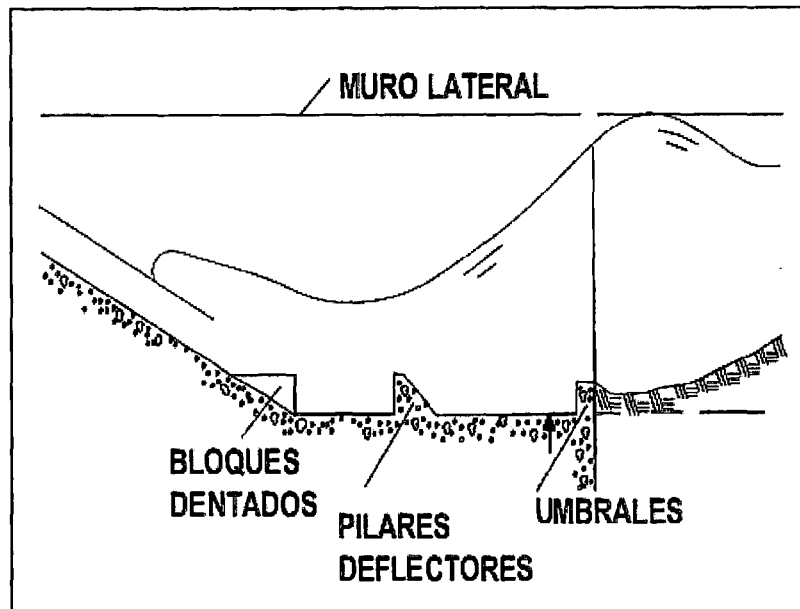


Figura 8.3. Pilares deflectores en el canal de entrega.

8.1.2.- Estanques amortiguadores.

Los estanques amortiguadores tienen su aplicación en vertederos de excedencias, rápidas y estructuras de caída libre. En ellos la energía se disipa por medio de choque ya que el agua cae libre y verticalmente en un estanque en el lecho del río. Debido al gran poder erosivo del agua, se tiene que revestir el cauce y sus paredes con rocas o concreto. De todas maneras los materiales sufren mucho desgaste por el constante choque por lo que se debe hacer un mantenimiento periódico.

Un estanque amortiguador se hace necesario cuando no es posible lograr la disipación de energía deseada de manera natural, es decir,

cuando el tirante conjugado necesario es mayor al tirante existente aguas abajo. En esos casos se considera la alternativa de forzar a la disipación a través de un estanque artificial, obligando el desarrollo del resalto hidráulico en un tramo lo más corto posible. Para este propósito, serán necesarias obras complementarias que permitan proteger el perímetro mojado de la zona de mayores velocidades.

Al pie de la caída se presenta el tirante mínimo y_{\min} y por lo tanto la energía específica máxima (Figura 8.4). Si $y_{\min} = y_1$, para la formación del resalto hidráulico será necesario contar con un tirante conjugado y_2 , que deberá desarrollarse por efecto de las condiciones de escurrimiento existentes aguas abajo (ab); es decir que $y_2 = y_{ab}$.

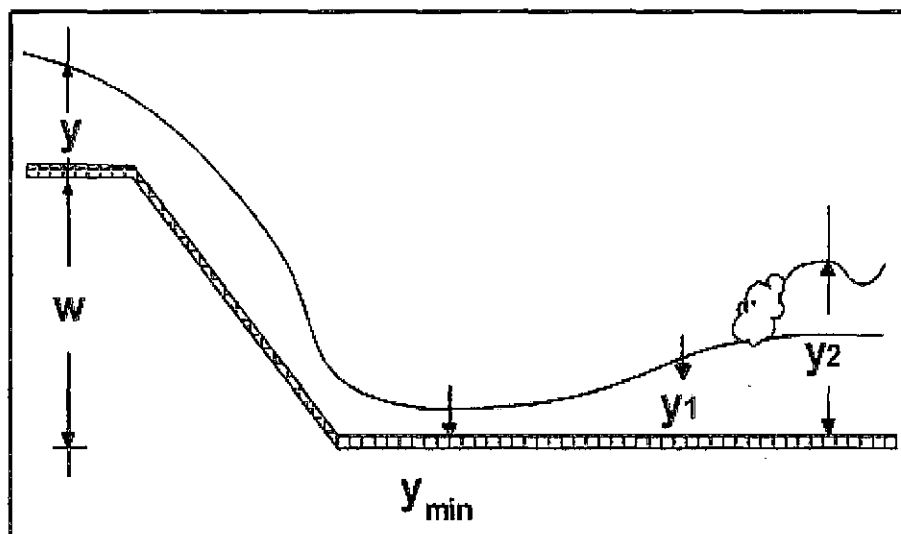


Figura 8.4. Resalto hidráulico para $y_{\min} < y_1$.

Si $y_{ab} < y_2$, el resalto hidráulico no se formará en la sección 1, sino que por efecto de su energía cinética, la zona de régimen supercrítico se desplazará aguas abajo, hasta encontrar un tirante que sea próximo al tirante conjugado. Sin embargo, es posible que la zona de régimen supercrítico tenga una longitud mayor a la máxima establecida por los criterios adoptados para el proyecto.

Para incrementar el tirante de aguas abajo existen varias posibilidades: 1) profundizar el piso o construir un travesaño de fondo, 2) incrementar la rugosidad de la loza de fondo, 3) reducir el ancho de la sección, 4) reducir la pendiente de la loza de fondo. En las Figuras 8.5 y 8.6 se presentan la primera y la segunda posibilidad.

8.1.2.1.- Diseño de un colchón hidráulico

La profundización del piso, en la zona del canal de entrega, determina el incremento de la altura de caída en la estructura y en consecuencia un menor tirante y_{min} (y_1) y un mayor tirante conjugado y_2 . Con la profundización del lecho, en el colchón hidráulico, no solo se presenta una compensación geométrica del déficit de altura, en el tirante aguas abajo, sino que la confinación del resalto hidráulico genera una mayor intensidad de choques entre las partículas de agua, contra las paredes laterales y principalmente contra la pared frontal del colchón.

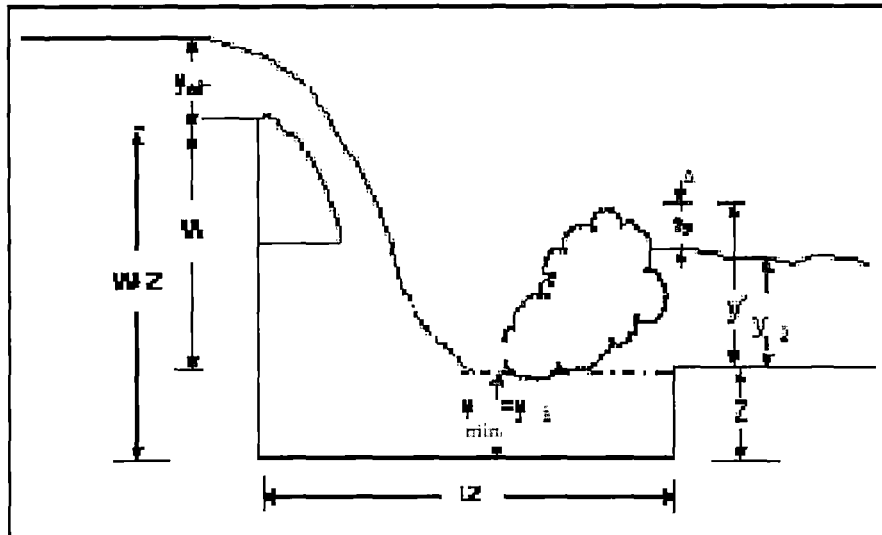


Figura 8.5. Colchón hidráulico profundizando el nivel de piso.

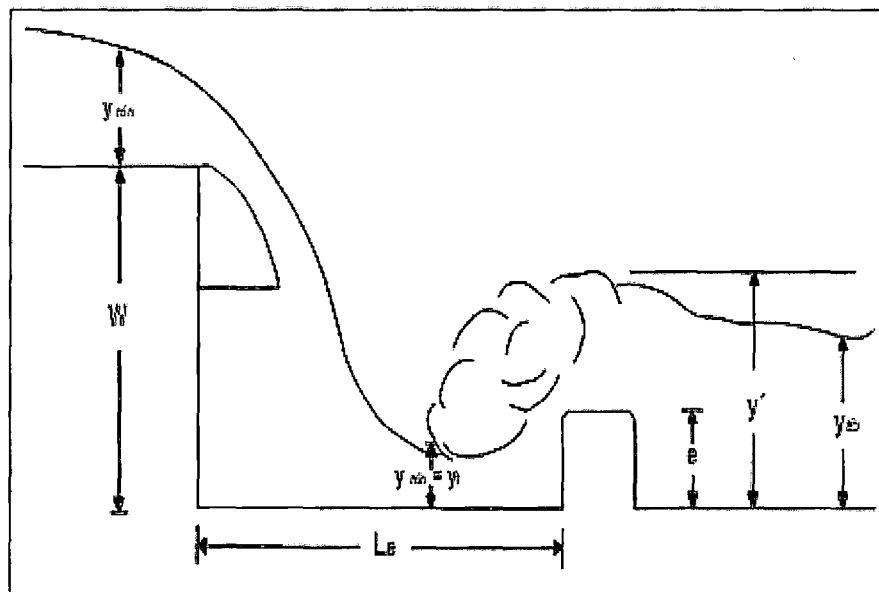


Figura 8.6. Estanque amortiguador con travesaño de fondo

8.1.2.2.- Dimensionamiento de un colchón hidráulico

Para obtener las dimensiones del tanque amortiguador (tipo colchón hidráulico) se aplica el procedimiento siguiente.

Gasto Unitario (q). Con los valores de avenida de diseño (Q) y la longitud de cresta (L), se obtiene el gasto unitario por metro de longitud de cresta con la relación siguiente:

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

Tirante conjugado menor. Se propone un valor para el tirante conjugado menor (y_1), mismo que se verifica dentro de los cálculos.

Altura Total de Caída (Z). Se propone la elevación del piso del canal de descarga y la profundidad se define con la altura del cimacio desde su cresta hasta el piso del tanque amortiguador, y se calcula:

$$Z = H_d + a - y_1$$

En la que:

Z = Altura total de la caída, m.

a = Altura del cimacio desde su cresta hasta el piso del tanque amortiguador, m.

y_1 = Tirante conjugado menor propuesto, m.

Velocidad al pie del cimacio. Se calcula la velocidad (V_1) del agua de la sección del tirante conjugado menor (y_1), como se muestra:

$$V_1 = \sqrt{2gZ}$$

El tirante conjugado menor (y_1) se obtiene con la siguiente ecuación:

$$y_1 = \frac{q}{V_1}$$

Verificación. El valor obtenido para y_1 debe ser aproximadamente igual al propuesto en el punto 2; de no ser así, se propone otro tirante y_1 y se vuelve a calcular hasta obtener la igualdad indicada.

Ajuste al número de Froude. Este tirante se revisa mediante el cálculo del número de Froude de acuerdo con la ecuación debiendo obtenerse un valor entre 4.5 y 9.0; de no ser así, se propone otra profundidad del tanque amortiguador o sea que se incrementa el valor de (a) y se repite el proceso hasta obtener el número de Froude especificado (Figura 8.7).

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

Tirante conjugado mayor (y_2). Con el valor de y_1 aceptado se calcula el valor del tirante conjugado mayor (y_2) con la ecuación:

$$y_2 = \frac{2y_1 V_1^2}{g} + \frac{y_1^2}{4} - \frac{y_1}{2}$$

Donde: y_2 = Tirante conjugado mayor, m.

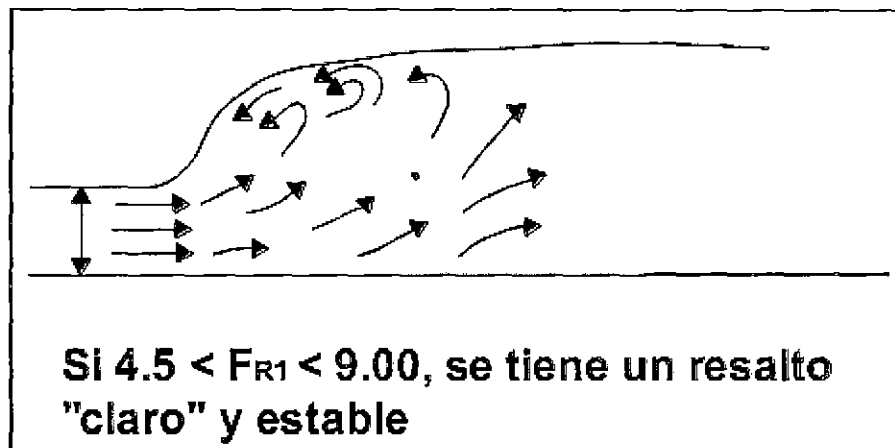


Figura 8.7. Salto hidráulico, de acuerdo al número de Froude.

- La longitud del tanque amortiguador. La longitud (LT) del tanque amortiguador se obtiene aplicando la relación:

$$LT = 5(y_2 - y_1)$$

Profundidad del tanque amortiguador con régimen uniforme en el canal de descarga. La profundidad (p) del tanque amortiguador se obtiene con la expresión siguiente:

$$p = 1.15 y_2 - y_0$$

En la que:

p = Profundidad del tanque, m.

y_0 = tirante normal de escurrimiento en el canal de descarga, m
(tirante del río) si no se cuenta con y_0 se usa el y crítico del río, para el cual se calcula de la siguiente forma:

$$y_{crit} = \sqrt{\frac{Q^2}{L^2 g}}$$

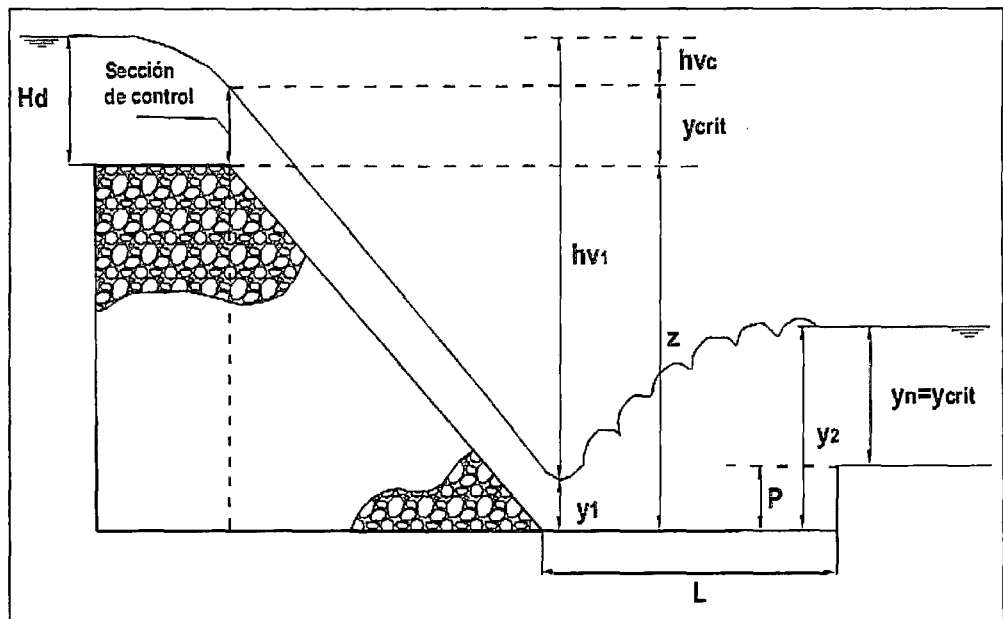


Figura 8.8. Variables que intervienen en el diseño de un colchón hidráulico.

Nota: Las dimensiones de las 11 colchones hidráulicos o pozas disipadoras con sus respectivos diques transversales se presentan en los anexos

8.1.3.- Salto de esquí

Se utiliza para grandes descargas, principalmente en los vertederos. Ésta se hace directamente sobre el río. Se utilizan unos trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la presa. La trayectoria del chorro depende de la descarga, de su energía en el extremo y del ángulo con el que sale del trampolín. Su funcionamiento se ve con la formación de dos remolinos uno en la superficie sobre el trampolín y el otro sumergido aguas abajo; la disipación de la energía se hace por medio de éstos.

La trayectoria del chorro de descarga puede calcularse con la ecuación:

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6 (d + hv) \cos^2 \alpha}$$

Donde:

x, y = Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el labio de la cubeta.

α = ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal.

Se recomienda que el ángulo de salida α no sea mayor de 30° .

Además, con objeto de evitar presiones en la plantilla, los radios de la cubeta deben ser grandes; se sugieren las siguientes condiciones:

$$R \geq 5d$$

$$R \geq 0.043dv^2$$

Donde:

R = Radio de la cubeta deflectora, m.

d = Tirante a la salida, m.

v = Velocidad de salida, m/s.

La profundidad límite del pozo de socavación se puede calcular con las ecuaciones de Veronese, 1983:

$$ds = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54}$$

Donde:

ds = Profundidad máxima de socavación abajo del nivel de aguas del remanso, m.

Ht = Caída desde el máximo nivel del chorro hasta el nivel de remanso, m.

q = Gasto unitario, m³/s.

8.2.- Diseño del desarenador

8.2.1.- Componentes

Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas.

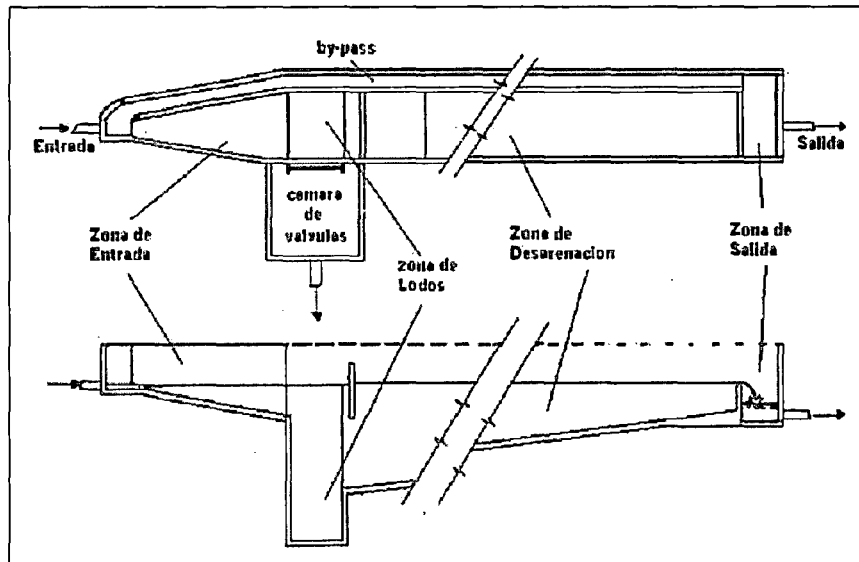


Figura 8.9. Desarenador (Planta y corte longitudinal).

a) Zona de entrada

Tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad.

b) Zona de desarenación

Parte de la estructura en la cual se realiza el proceso de depósito de partículas por acción de la gravedad.

c) Zona de salida

Conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada.

d) Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada

Constituida por una tolva con pendiente mínima de 10% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos.

8.2.2.- Criterios de diseño

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es 2 para efectos de mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas se podrá contar con una sola unidad que debe contar con un canal de by-pass para efectos de mantenimiento.

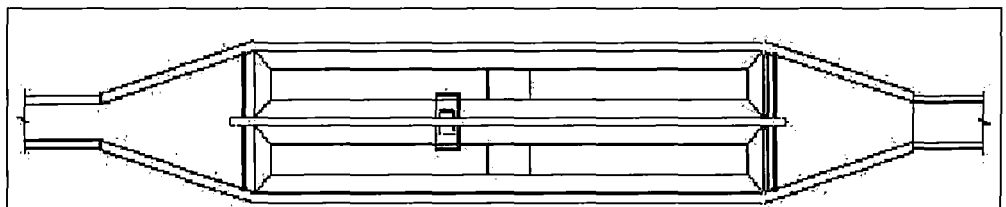


Figura 8.10. Desarenador de 2 unidades en paralelo (planta).

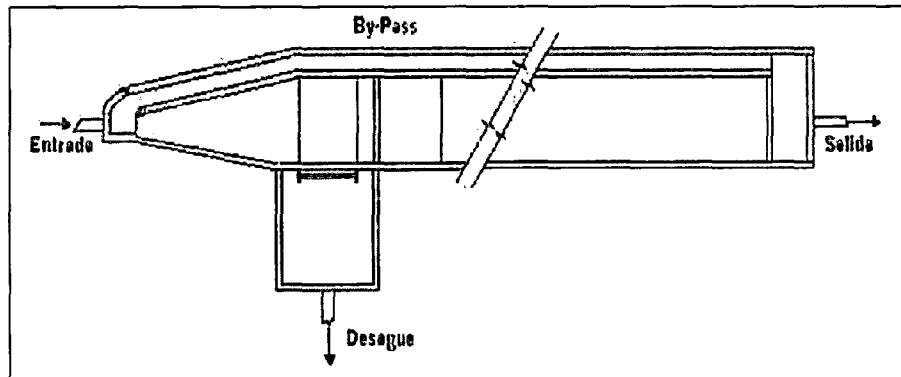
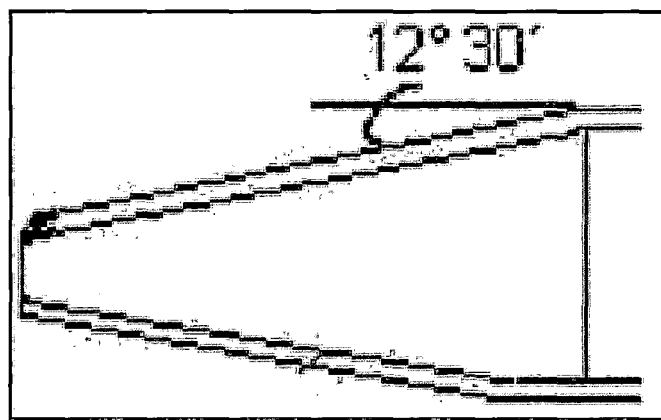
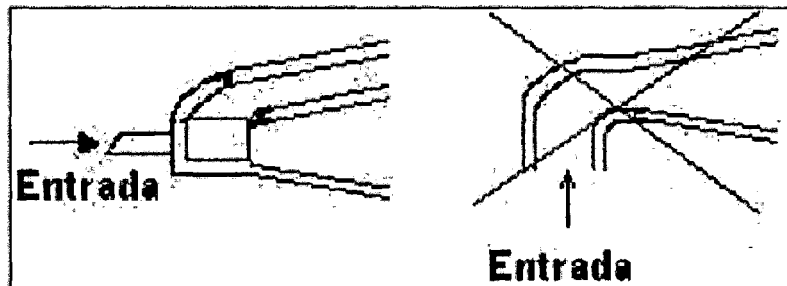


Figura 8.11. Desarenador de 1 unidad con by pass (planta).

- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
- La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de $12^{\circ} 30'$.



- La velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material (Krochin, $V=1\text{m/s}$).
- La llegada del flujo de agua a la zona de transición no debe proyectarse en curva pues produce velocidades altas en los lados de la cámara.



- La relación largo/ancho debe ser entre 10 y 20.
- La sedimentación de arena fina ($d < 0.01\text{ cm}$) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno ($Re < 1.0$).
- La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1 000.
- La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.

Cuadro 8.1. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación.

Material	φ Limite de las partículas (cm)	# de Reynolds	Vs	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10 000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{\frac{dg(\rho_a - \rho)}{\rho}}$ Newton
Arena Gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.015	1 000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{(\mu/\rho)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena Fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes

Fuente: Organización Panamericana de la Salud (40)

- La descarga del flujo puede ser controlada a través de dispositivos como vertederos (sutro) o canales Parshall (garganta).

a) Si el flujo es controlado por un vertedero sutro tenemos la relación:

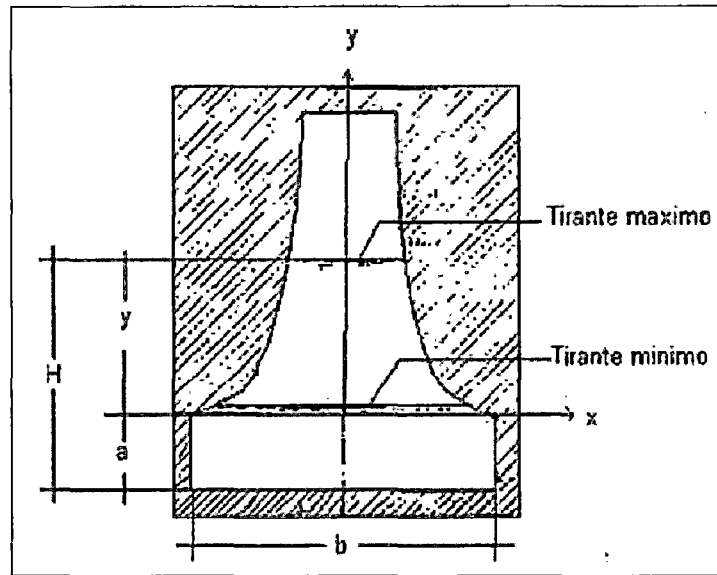
$$Q = 2.74 \sqrt{ab} \left(H - \frac{a}{3} \right)$$

Siendo:

a: altura mínima (m)

b: ancho de la base (m)

H: altura del agua (m)



La forma de las paredes del vertedero es dada por:

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \arctg \sqrt{\frac{y}{a}}$$

Una alternativa de cálculo para este tipo de vertedero es partiendo de la ecuación:

$$Q = 1.84 l h^{3/2}$$

en donde:

Q: Gasto sobre el vertedero (m³/seg.)

l : Ancho del vertedero (m)

h : Carga sobre el vertedero (m)

Agrupando la ecuación: $Q = 1.84 (l h^{1/2}) h$, tenemos que Q varia con la altura.

Entonces es necesario que el valor dentro del paréntesis sea una constante K.

Luego para un Q_{max} (m^3/seg), A_{tmax} (m^2) y W_{max} (m) obtenemos el h_{max} (m) y l_{max} (m).

Determinamos la constante $k = l * h^{1/2}$, y hallamos los valores de l_{medio} , l_{min} ,

h_{medio} y h_{min} a partir de las relaciones indicadas anteriormente y de los Q_{medio} y Q_{min} .

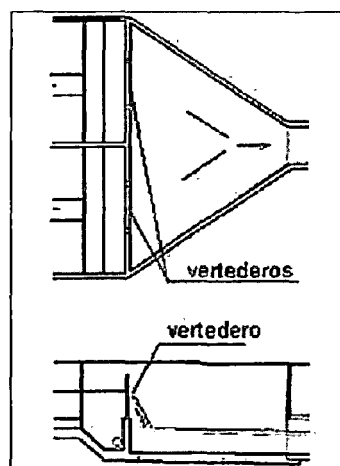
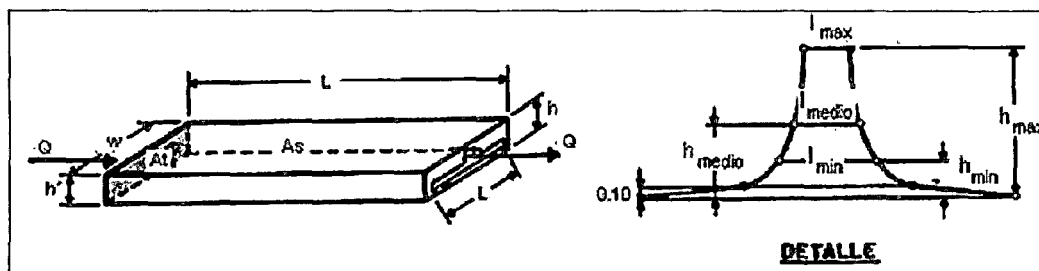


Figura 8.12. Planta y Corte de vertedero

b) Si el flujo es controlado por un Parshall (garganta), tenemos la ecuación:

$$Q = kbh^{3/2}$$

$$w = \frac{3}{2} \left(\frac{kbh^{1/2}}{V_h} \right) = \frac{3}{2} \left(\frac{Q}{hV_h} \right)$$

Siendo: k constante 1,85 (sistema métrico) Q caudal (m³/seg), V_h velocidad horizontal (m/seg)

Determinamos la altura máxima h_{max} (m), altura mínima h_{min} (m), ancho máximo

w_{max} (m) y ancho mínimo w_{min} (m) para los caudales máximo y mínimo respectivamente para un ancho de garganta b.

El corte transversal del canal debe ser parabólico o aproximarse bastante a la parábola.

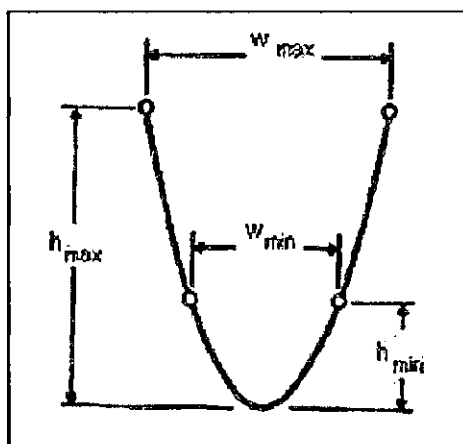


Figura 8.13. Sección parabólica del Parshall

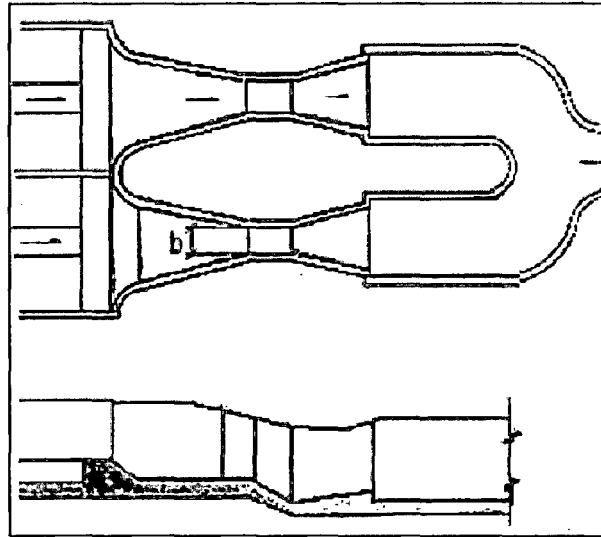


Figura 8.14. Parshall - Planta y Corte

8.2.3.- Dimensionamiento

- Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en relación a los diámetros de las partículas. Como primera aproximación utilizamos la ley de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) d^2$$

Siendo:

V_s : Velocidad de sedimentación (cm/seg)

D : Diámetro de la partícula (cm)

η : Viscosidad cinemática del agua (cm²/seg)

ρ_s : Densidad de sedimentos

- Al disminuir la temperatura aumenta la viscosidad afectando la velocidad de sedimentación de las partículas. (aguas frías retienen sedimentos por periodos más largos que cursos de agua más calientes)
- Se comprueba el número de Reynolds :

$$Re = \frac{V_s * d}{\eta}$$

- En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes (Re<0.5), se realizará un reajuste al valor de Vs considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación.
- Se determina el coeficiente de arrastre (CD), con el valor del número de Reynolds a partir del nuevo valor de Vs hallado.

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

- Se determina la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición mediante la ecuación.

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (\rho_s - 1) * d}$$

- Se realiza un ajuste tomando en cuenta el tiempo de retención teórico del agua respecto al práctico (coeficiente de seguridad).

$$V_s = \frac{Q}{As}$$

Entonces:

$$V_s' = \left(\frac{Q * \text{coefic. segur}}{As} \right)$$

- Determinamos la velocidad limite que resuspende el material o velocidad de desplazamiento:

$$V_d = \sqrt{\frac{8k}{f} g(\rho_s - 1)d}$$

Siendo: K : Factor de forma (0.04, arenas unigranulares no adheribles)

Vd : Velocidad de desplazamiento (cm/seg)

F : Factor de rugosidad de la cámara

Estimamos el valor de f .

$$R = \frac{4R_m * V_h}{\eta}$$

$$\frac{4R_m}{K}$$

Siendo: $K : 10^{-1} \text{ cm}$

V_h : Velocidad horizontal (cm/seg)

R_m : Radio medio hidráulico(cm)

- Determinamos la velocidad horizontal (V_h), mediante la ecuación.

$$V_h = \frac{Q}{A_t}$$

- Luego se debe cumplir la relación $V_d > V_h$, lo que asegura que no se producirá la resuspensión.
- Las dimensiones de ancho, largo y profundidad serán de tal forma que se cumpla las relaciones determinadas en los criterios de diseño mencionadas anteriormente.
- La longitud de la transición de ingreso la determinamos mediante la ecuación:

$$L_1 = \frac{B - b}{2 * \text{tg} \theta}$$

Siendo: θ : Ángulo de divergencia ($12^\circ 30'$)

B : Ancho del sedimentador (m)

b : Ancho del canal de llegada a la transición (m)

8.3.- Diseño del sedimentador

8.3.1.- Componentes

Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas.

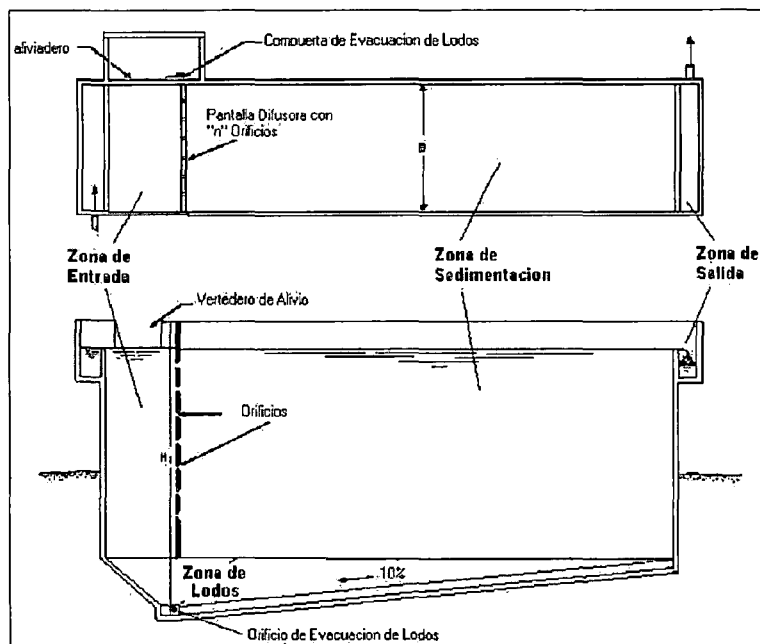


Figura 8.14 Sedimentador (Planta y Corte Longitudinal).

a) Zona de entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

b) Zona de sedimentación

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, flujo pistón.

c) Zona de salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

d) Zona de recolección de lodos

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

8.3.2.- Criterios de diseño

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es de dos (2) para efectos de mantenimiento.
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- El tiempo de retención será entre 2 - 6 horas.
- La carga superficial será entre los valores de 2 - 10 m³/m²/día.
- La profundidad del sedimentador será entre 1,5 – 2,5 m.
- La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) será entre los valores de 3 - 6.
- La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) será entre los valores de 5 - 20.

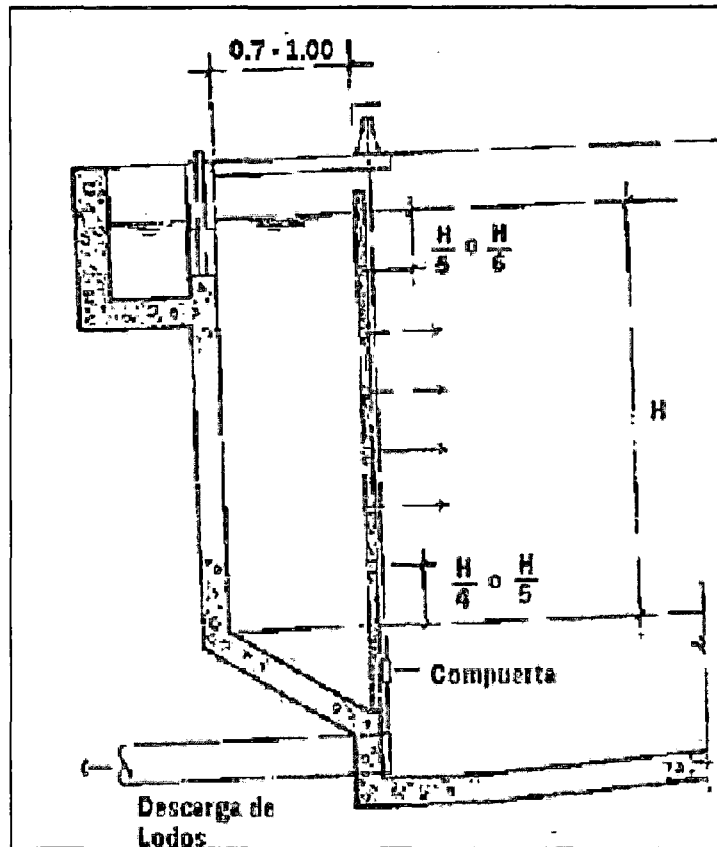
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
- La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.
- Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.
- La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.
- Se debe efectuar experimentalmente la determinación del volumen máximo que se va a producir.
- El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.
- Se debe guardar la relación de las velocidades de flujo y las dimensiones de largo y altura.

$$\frac{L}{H} = \frac{V_H}{V_S}$$

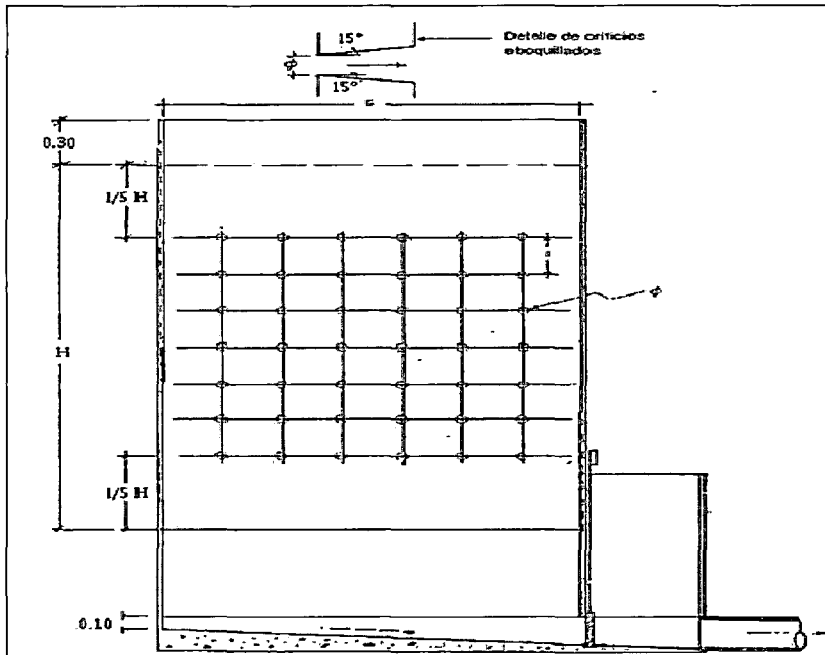
- La sección de la compuerta de la evacuación de lodos (A_2) debe mantener la relación. Donde t es el tiempo de vaciado.

$$A_2 = \frac{A_S * \sqrt{H}}{4850 * t}$$

- La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0,7 a 1,00 m de distancia de la pared de entrada.



- Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a $\frac{1}{5}$ o $\frac{1}{6}$ de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre $\frac{1}{4}$ ó $\frac{1}{5}$ de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.



8.3.3.- Dimensionamiento

- Determinar el área superficial de la unidad (A_s), que es el área superficial de la zona de sedimentación, de acuerdo a la relación:

$$A_s = \frac{Q}{V_s}$$

Siendo: V_s : Velocidad de sedimentación (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

- Determinar las dimensiones de largo L (m), ancho B (m) y altura h (m) de manera tal que se cumplan las relaciones o criterios mencionados anteriormente.

Considerando el espaciamiento entre la entrada y la cortina o pared de distribución de flujo.

- Determinar la velocidad horizontal V_H (m/seg) de la unidad mediante la ecuación.

El cual debe cumplir con las relaciones mencionadas anteriormente.

$$V_H = \frac{100 * Q}{B * H}$$

- Determinar el tiempo de retención T_0 (horas), mediante la relación:

$$T_0 = \frac{A_s * H}{3600 * Q}$$

- Determinar el número de orificios, cumpliendo con los criterios de diseño.

$$A_o = \frac{Q}{V_o}$$

Siendo: V_o : Velocidad en los orificios (m/seg)

Q : Caudal de diseño (m³/seg)

A_o : Área total de orificios (m²)

$$n = \frac{A_o}{a_o}$$

Siendo: a_o : Área de cada orificio (m²)

n : número de orificios

Nota: El diseño del desarenador se presenta en anexo

8.4. – OTRAS ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PLANTEADOS EN LA QUEBRADA SAN MARTIN

La Propuesta de las estructuras en la quebrada San Martín de Cerro la Picota, se subdividió del siguiente modo: (1) Drenaje Longitudinal, como Muros de Contención Tipo Gavión, zanjas de coronación, y zanjas de drenaje; y (2) Drenaje Transversal, constituido por estructuras como muros secos, alcantarillas, Muros de Contención de Gavión o Diques de concreto ciclópeo, Poza disipadoras – Desarenador, dren de enlace hasta la poza de entrada del dren pluvial prolongación existente.

Drenaje Superficial Longitudinal en la Red de las obras de protección de taludes y deslizamiento en las laderas proyectadas y sistema de obras de conservación de la parte alta de la unidad hidrográfica – Prolongación San Martín.

A.- Zanjas de coronación.

Cuando se prevea que el talud de corte está expuesto a efecto erosivo del agua de escorrentía, se deberá diseñar zanjas de coronación.

B.- Canales de Desviación

Son estructuras de sección transversal, generalmente trapezoidal, los cuales deben ser calculados y diseñados individualmente para las condiciones en

que van a trabajar estando contruidos en dirección perpendicular a la pendiente y los cuales cortan y llevan el agua de escorrentía a desagües bien protegidos.

Propósito de la Práctica

- Cortar el flujo de agua de escorrentía
- Transportar esa agua a desagüe bien protegidas
- Proteger los cultivos.

Lugar y Condiciones donde puede ser utilizado

- Zonas ocupadas por cultivos, que necesitan escardas periódicas
- Terrenos ocupados por cárcavas desarrolladas o en vía de desarrollo
- Zonas con precipitaciones mayores de 500 mm/año
- Zonas donde el nivel freático es muy superficial
- Pendiente entre 20 y 75%
- Suelos con profundidad entre 15 – 90 cm
- Suelos con capacidad de uso: C4 – P2 – P3

Frecuencia de Aplicación: Permanente

**TABLA N° 8.1. VELOCIDADES MÁXIMAS PERMITIDAS EN CANALES
(AYRES Y SCOATES 1939 AUMENTADAS CON VALORES DE FOSTER,
1967)**

MATERIAL	VELOCIDAD	
	(m/seg)	
Suelo arenoso muy suelto	0.30	0.45
Arena gruesa o suelo arenoso suelto	0.45	0.60
Suelo arenoso promedio	0.60	0.75
Suelo franco arenoso	0.75	0.83
Suelo franco de aluvión o ceniza volcánica	0.83	0.90
Césped de crecimiento ralo o débil	0.90	
Suelo franco pesado o franco arcilloso	0.90	1.20
Suelo con vegetación regular	1.22	
Suelo arcilloso o cascajoso	1.20	1.50
Césped vigoroso, denso y permanente	1.52	1.83
Conglomerados, cascajo cementado, pizarra blanda	1.80	2.40
Roca dura	3.00	4.50
Hormigón	4.50	6.00

Fuente: Villon Vejar, Máximo. (08)

Formula de Strickler

$$V = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = A \times V$$

Fórmula de Manning

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

Fórmula de Strickler

$$Q = A * V = A * K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Material y Equipo para la Ejecución

Procedimiento de Construcción

- Si la faja superior del canal o zanja está desprovista de vegetación u ocupada por cultivos limpios. Es conveniente proteger la obra con barreras vegetativas, fajas de césped, etc.; con el fin de impedir o retardar su inutilización por exceso de sedimentos (a 15 cm del borde superior de canal).
- La obra debe cumplir con requisitos mínimos de estabilidad. Los taludes deben tener la pendiente adecuada, construidos sobre terrenos firmes y los sitios críticos (cambios de pendiente) deben revertirse con piedras u otro material.

- El tratamiento de las vertientes debe comenzar de arriba hacia abajo, para evitar concentraciones excesivas de agua en canales diseñados para caudales inferiores.
- Los canales deben desaguar en sitios bien protegidos, bien sea desagües naturales o canales colectores construidos para tal fin.
- La construcción de cada canal debe iniciarse a partir del desagüe.
- Los cambios de pendiente en el canal, en el caso de ser necesarios, deben comenzar con valores pequeños y luego aumentarlos a fin de evitar cambios en el diseño de la sección transversal del canal.
- La velocidad máxima del agua en el canal debe estar acorde con el material que sirve de lecho o ribera al mismo.
- Cuando se vaya a revestir el cauce con pastos, debe escogerse una especie con sistema radicular profundo, que crezca espesa en el suelo, que se incline bajo el paso de agua corriente o líneas corta corrientes y se enderece cuando cese el efecto.

C.- Canales Colectores Revestidos

Son sistemas colectores de aguas concentradas de escorrentía provenientes de obras de conducción tales como canales de desviación, terrazas, cortas corrientes del flujo superficial, etc.

Propósito de la Práctica

Permitir el éxito funcional de las obras de conducción de aguas. Evitar daños o otras áreas situadas hacia las partes más baja donde existe asentamientos humanos.

Lugar y Condiciones donde puede ser utilizado

- Diferentes tipos de pendiente (menores del 10% - 60%)
- Diferentes tipos de terrenos con profundidad del suelo entre 90 cm menos de 20 cm.
- Donde existan obras de conducción de aguas concentradas de esorrentía
- Suelos con capacidad de uso: C3-C4-P2-P3.

Frecuencia de Aplicación: Permanente

Protección del canal:

- Escoger un tipo de revestimiento pulido
- El revestimiento debe tener una rugosidad bastante liso para evitar la erosión del canal.
- Seleccionar una velocidad máxima y mínima que no permita la colmatación del material de transporte y erosión del revestimiento.
- Elección una pendiente longitudinal de 5% a 6%.

Material y Equipo requerido para la construcción

Nivel de campo, regla graduada, estacas, cerchas de pino, pavilo y herramientas de excavación.

Procedimiento de Construcción

- Estacado de la gradiente del canal cada 20 m.
- Con la utilización de un nivel de campo estacar la plataforma del canal
- Confeccionar “cerchas” con el dimensionamiento de la sección de la caja del canal que se quiere construir
- Instalación de las cerchas cada 10 m con la utilización del nivel de campo y señalización de los bordos del canal
- Excavación de tramos del canal cada 10 mts.
- Afinamiento de la caja del canal, utilizándose para ello pavilo.

D.- Las zanjas de infiltración

Las zanjas de infiltración, son canales sin desnivel que serán construidos en laderas, los cuales tienen por objetivo captar el agua que escurre, disminuyendo los procesos erosivos, al aumentar la infiltración del agua en el suelo. Estas obras de recuperación de suelos, pueden ser construidas de forma manual o mecanizada, y se sitúan en la parte superior o media de una ladera, para capturar y almacenar la escorrentía proveniente de las cotas superiores.

La justificación principal de las zanjas de infiltración descansa en el efecto que producen sobre la estabilización del suelo; es decir, son agentes propiciadores de almacenamiento de humedad para los vegetales, a través del almacenamiento temporal de escorrentías superficiales. Debe señalarse

eso sí, que un sistema de zanjas de infiltración por sí solo, no controla totalmente el fenómeno erosivo. Además, es necesario revegetar con pastos, o forestar los espacios intermedios entre zanjas, o adoptar otras prácticas conservacionistas como la aradura y la siembra en contorno (Carlson, 1990).

Las Zanjas de Recolección o infiltración. Será necesaria para llevar las aguas de las alcantarillas de alivio hacia los cursos de agua existente.

Las dimensiones se fijarán de acuerdo a las condiciones pluviométricas de la zona y características del terreno. Se deberá revestir las zanjas en el caso que estén previstas filtraciones que pueden poner en peligro la estabilidad del talud de corte.

La ubicación de los puntos de descarga fueron fijados teniendo en cuenta la ubicación de las alcantarillas y la longitud máxima que puede alcanzar la zanja con relación a sus dimensiones y a la lluviosidad de la zona.

A efectos de facilitar la elaboración de la Propuesta de Drenaje Superficial, se siguió considerando la subdivisión en los 03 tramos ya indicados.

Diseño hidrológico de zanjas de infiltración

El diseño de las obras de conservación, manejo y aprovechamiento de suelos y aguas, debe considerar previamente cuatro conceptos hidrológicos; el período de retorno, las curvas intensidad-duración-frecuencia, la velocidad

de infiltración de los suelos, y el coeficiente de escorrentía, para así diseñar las obras que favorecen la infiltración de aguas lluvias en condiciones favorables. Esta situación permite trabajar con un margen de seguridad, el cual minimiza el riesgo de que las obras sean sobrepasadas, de tal manera que permitan diseños confiables y efectivos para la ingeniería hidrológica.

Asimismo, este diseño de zanjas de infiltración debe atender fundamentalmente a los dos criterios (Pizarro et al, 2004):

- El espaciamiento entre zanjas debe ser tal que permita un control adecuado de la erosión.
- La capacidad de captura de agua de las zanjas debe permitir el almacenaje de un determinado volumen de escorrentía producido por la lluvia.

8.4.1. - Drenaje Superficial Longitudinal en el microcuenca rural

Para el desarrollo del Drenaje Superficial Longitudinal, específicamente muros de contención tipo gaviones, , referidas a Consideraciones Generales, Secciones y Caudales de Diseño por el método racional, respectivamente, la correspondiente topografía (planta, perfil y secciones, y las estructuras de cruce y/o evacuación o desfogue, inventariadas en campo o propuesta.

Entre las estructuras propuestas del estudio, se tiene obras de tipo flexible, como muros de gaviones Tipo Caja con alturas de 1.0 m a 0.5m, cuyas características se muestran en los planos correspondientes. Las quebradas

que se presentan son variadas, se tienen pendientes pronunciadas (ver plano longitudinal – cuencas), como también cauces moderados. Las cuencas correspondientes a los cauces que cruzan el curso de la quebrada a la Vía Los Libertadores varían desde 0.0225 Km² a 0.045 km². En consecuencia puede afirmarse que las cuencas dentro del área del estudio son pequeñas desde el punto de vista hidrológico.

A.- Muros de Contención

Los muros de sostenimiento son elementos constructivos para contener un terreno natural o un relleno artificial. El emplazamiento de estructuras hidráulicas en carreteras se colocan en sentido de obras de drenaje longitudinal, sobre terrenos de gran pendiente y sin capacidad de autoaporte, hace necesaria la inclusión de muros de sostenimiento para proteger y garantizar su estabilidad. Por otra parte, existen en ciertos tramos de un camino vecinal, estructuras cuyos elementos son desde ya muros de sostenimiento. Tal es el caso de las paredes de un camino de herradura que soportará material de posible deslizamiento en el caso de zona baja de longitudes de dos muros de Contención uno de 60 m y otro de 40 m., haciendo un total de 100 m; estos muros están ubicados en las progresivas Km 11 + 900 y Km 11 + 980. Cuando estas estructuras se emplazan sobre terreno natural alterando su condición natural de equilibrio, actúan soportando las presiones ejercidas por el terreno alterado por la presencia de aguas de lluvias evitando futuros deslizamientos del terreno que aunque no

ha sido alterado, es inestable por sí y protegiendo de esta manera la interrupción del camino vecinal.

Son muros de mampostería de piedra, hormigón simple u hormigón ciclópeo en los que la capacidad de contención se consigue con el peso propio del muro. Su comportamiento ante los empujes del terreno es análogo al de una presa de gravedad ante el empuje del agua. La gran disponibilidad de piedra para mampostería o por hormigón ciclópeo que existe en la zona andina, hace que este tipo de muro sea más económico aunque su altura este limitada hasta unos tres o cuatro metros.

El terreno contenido y su presión contra el muro. Debe buscarse en la medida de lo posible que el material que contiene el terreno (llamado relleno porque normalmente debe excavarse el terreno natural para emplazar el muro y luego rellenar entre el trasdós y terreno natural) debe ser granular no cohesivo (arenas, gravas) porque éste es el menos susceptible a la retención de agua y a la acción del congelamiento debido a su elevada permeabilidad. Rellenos de material cohesivo son inestables con el paso del tiempo y las condiciones externas influyen grandemente sobre ellos, obligando a un diseño muy conservador y por ello costoso.

El drenaje de los muros de sostenimiento evita la acumulación de agua intersticial y su consiguiente presión hidrostática sobre el paramento vertical. Sin embargo debe considerarse que la capacidad de drenaje no será suficiente ante flujos torrenciales o deshielos súbitos, ambos fenómenos, comunes en los Andes.

Se denomina empuje activo al que ejerce el material contenido por el muro contra el trasdós, tratando de alcanzar su estado natural de reposo, esto es, formando cierto ángulo con la horizontal. Ese ángulo está relacionado con ϕ , el ángulo de fricción interna del material. Se denomina empuje pasivo al que ejerce el terreno contra el muro como reacción ante una presión ejercida por el muro contra el terreno. Esto se da cuando el muro es desplazado por el empuje activo y el terreno en el intradós se opone a ese desplazamiento. Es preferible no considerar en los cálculos el aporte del empuje pasivo, para no contar con ayuda que puede ser modificada por el tiempo, los factores naturales o bien por el hombre.

La magnitud de esas presiones fue determinada por Rankine y Coulomb, entre otros partiendo del concepto que, al igual que los líquidos, la presión ejercida por una masa granular de peso específico aumenta linealmente con la profundidad, pero es atenuada por la fricción interna del material y por la fricción entre el material y el muro.

Tabla 8.2: Peso específico y ángulo de fricción interna para distintos materiales

Clase de relleno	Δ_r (Kg/m ³) (seco)	Δ_s (Kg/m ³) (sumergido)	ϕ
Gravas	1600 - 2000	960 - 1280	35° - 50°
Arenas gruesas y medias	1680 - 2100	960 - 1280	33° - 45°
Arenas finas y limosas	1760 - 2160	960 - 1280	27° - 34°
Limo inorgánico	1700 - 2000	960 - 1280	27° - 35°

Fuente: Investigación Aplicada – PRONAR – Bolivia, 2004

Tabla 8.3: Coeficiente de fricción para distintos tipos de relleno

Tipo de relleno	μ
Roca sana con superficie rugosa	0.6
Arena o grava sin partículas finas, altamente permeable	0.5 a 0.6
Arena o grava con mezcla de limo, baja permeabilidad	0.4 a 0.5
Arena limosa, arena y grava con alto contenido de arcilla	0.3 a 0.4
Arcilla media o rígida	0.2 a 0.4
Arcilla blanda, limo	0.2 a 0.3

Fuente: Investigación Aplicada – PRONAR – Bolivia, 2004.

8.4.2.- OBRAS DE CONSERVACIÓN DE SUELOS EN LA MICROCUENCA – PROLONGACIÓN SAN MARTIN

Para realizar el diseño con las obras de conservación escogidas, que terminen o mitiguen el proceso erosivo de las áreas sujetas a tratamientos, es necesario conocer en detalle, el objetivo que cumplen y su eventual ubicación dentro de las zonas afectadas, para lo cual se presentan a continuación en forma esquematizada las obras de conservación.

Estas medidas en conjunto con tratamientos biológicos (Forestación, reforestación, siembra de pastos, etc.), según López et al, 1994 apuntan a:

- Modificar las propiedades del suelo (estructura, contenido de materia orgánica, permeabilidad, fertilidad, etc.);
- Modificar el manejo del suelo (labores, otras prácticas de culturales);
- La ordenación y conservación de la cubierta vegetal, natural y artificial (herbácea, arbórea, pastoreo);
- El manejo y control de agua (escorrentía superficial, drenaje).

ZANJAS DE CORONACIÓN (Manual Técnico, Lorenzo Chang, Absalón Vásquez, Jerome Arledge)

Las cunetas o zanjias de coronación son canales que se construyen en la parte superior de los taludes de corte, para recoger las aguas que bajan por las pendientes naturales y conducir las hacia la quebrada o descarga más próxima del sistema general de drenaje, evitando de este modo la erosión del terreno, especialmente en zonas de pendiente pronunciada.

Normalmente son de forma rectangular, pero también pueden ser trapezoidales, si se requiere un mayor tamaño.

Es importante sembrar especies naturales a ambos lados de la cuneta (pastos, ichu, maleza, raíces, arboles, etc.); o ramas cortadas amarradas entre sí en forma de estructuras alargadas, las cuales se entierran o se colocan como estacas siguiendo el contorno de un talud, para evitar que el agua erosione bajo la cuneta y esta se obstruya con sedimentos.

Si la pendiente es mayor que 2%, es necesario que el canal tenga recubrimiento de concreto simple o enrocado, teniendo en cuenta además del área mojada y la rugosidad del canal. Para pendientes mayores, las zanjias deben ser escalonadas con emboquillado de piedra bajo la caída.

No es recomendable colocar estas zanjias, paralelas totalmente a la carretera porque los tramos finales de cuneta quedan con una pendiente excesiva, en la que se tiene que ejecutar tramos escalonados, sino por el contrario, se

trazara la cuneta hacia el interior de la quebrada, siguiendo las pendientes admisibles para el tipo de terreno o revestimiento.

Se puede prescindir de las cunetas de coronación en taludes de suelos resistentes a la erosión con declives de 1.2 (V: H) o menores, o cuando durante la construcción se haya adoptado medidas efectivas de control de la erosión.

Diseño de Zanjas de Coronación

Según Millán 2000, la condición básica a considerar es que cada zanja debe contener la totalidad del escurrimiento superficial para una determinada precipitación de diseño, para lo cual el autor considera el cálculo de la precipitación efectiva como estimadora de esta escorrentía, la cual deberá ser retenida por cada zanja de infiltración. Es esta la primicia básica para el diseño de un sistema de zanjas de infiltración.

Una vez calculada la precipitación efectiva, se puede tomar dos caminos para diseñar un sistema de zanjas de infiltración.

- a) A partir de un diseño y dimensión de una zanja predeterminada (generalmente asociado a un rendimiento y costo) determinar el distanciamiento.
- b) Con un distanciamiento predeterminado (asociado por ejemplo a un esquema de plantación) determinar la superficie de la sección transversal y posteriormente diseñar la sección transversal.

Computo del diseño de zanjas de coronación

Características de la zona y el grado de erosión presente, como para el dimensionamiento de las obras a construir. A continuación se detallan los antecedentes recolectados del terreno a manejar, necesarios en el diseño de las obras de conservación.

Características Generales

- Textura en superficie Franco Arcillosa
- Pendiente 15%
- Cobertura Vegetal Bosque (canal de desviación)
- Textura en profundidad del canal Franco arcillo arenosa
- Área de recepción (ha) 1.0
- Distancia del punto más lejano de ladera 200 m.

A partir del registro de precipitaciones máximas anuales en 24 horas (P_{max} 24 HR), de la estación meteorológica, se determinan las magnitudes e intensidades de utilidad para el diseño de las obras de conservación.

Precipitaciones Estación Pampa El Arco (Precipitaciones máximas al año en 24 horas)

El primer paso para el diseño del canal de desviación es realizar un análisis de precipitaciones en base a los registros de precipitación, siendo posible

evitar este análisis por medio de una observación simple de los cuadros y gráficos presentados en el Anexo.

1. Cálculo de intensidades y magnitudes máximas

En primer lugar se procede al cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas con un período de retorno determinado.

En primer lugar se obtiene los valores de los parámetros μ_y , σ_y de la ecuación de Gumbel Tipo I, los cuales para un número de muestra igual a 46 ($n-1=45$), le corresponden los siguientes valores para los parámetros señalados:

$$x = 28.7; S = 8.5; \mu_y = 0.47, \sigma_y = 0.84$$

Valores que junto al promedio y la desviación estándar de los datos pluviométricos, se utilizan en el cálculo de los parámetros α y β por medio de las ecuaciones siguientes:

$$\alpha = \sigma_y/S = 0.84 / 8.51 = 0.099 \text{ (0.1506)} \text{ y } \beta = x - \mu_y/\alpha = 28.7 - 0.47/0.099 = 23.95 \text{ (28.20)}$$

Con cuyos valores reemplazados; dan como resultado las precipitaciones máximas para 24 horas (P_{max}), para cada período de retorno (T).

$$P_{max} = \beta - (1/\alpha) * \ln (\ln (T / T - 1))$$

Cuadro N° 8.2: Máximas precipitaciones calculadas para período de retorno (T)

Período de Retorno (T) Años	Precipitaciones Máximas 24 Horas
2	30.67
5	38.19
10	43.17
15	45.98
20	47.95

Fuente: Elaboración Propia

A partir de estos valores y utilizando la ecuación propuesta por Espildora 1971, se calculan las magnitudes de precipitación para tiempos menores de 24 horas, generándose además la curva IDF (Intensidad – duración – frecuencia), información de gran utilidad para el cálculo de máximas intensidades con período de retorno asociado en distintos tiempos y por lo tanto para el diseño de obras de control de la escorrentía superficial:

$$P_t = (CD_t / CD_{24}) * P_{max}$$

Donde:

CD_t = Coeficiente de duración en t min.

CD₂₄ = Coeficiente de duración en 24 horas.

P_{max} = Precipitación máxima en 24 horas (mm) con un período de retorno T.

Cuadro N° 8.3. Magnitudes de precipitación para distintos períodos de retorno y para t min.

T	Duración							
	5 min	10min	15min	30min	45min	60min	120min	24Hrs
CDt	0.26	0.40	0.53	0.70	0.86	1.00	1.40	4.04
2	1.97	3.04	4.02	5.31	6,53	7.59	10.63	30.67
5	2.45	3.78	5.01	6.62	8.13	9.45	13.23	38.19
10	2.78	4.27	5.66	7.48	9.19	10.69	14.96	43.17
15	2.96	4.55	6.03	7.97	9.79	11.38	15.93	45.98
20	3.09	4.75	6.29	8.31	10.21	11.87	16.62	47.95

Fuente: Elaboración Propia

A partir de los valores anteriormente presentados se genera la curva IDF intensidad duración frecuencia, curva de gran utilidad para el cálculo directo de intensidades en distintos tiempos con período de retorno asociado.

Diseño del Canal de Desviación

A partir de la información básica de terreno y del análisis de precipitaciones en las zona de estudio parte Alta de la quebrada prolongación San Martín, es posible realizar el diseño del canal de desviación, en primer lugar se procede a calcular la máxima escorrentía que deberá transportar (escorrentía crítica), para con esta información proceder a dimensionar un canal que sea capaz de trasladar en forma segura dicha escorrentía.

1.- Cálculo de la Escorrentía Crítica

A partir de los datos de precipitación generados por medio de la distribución de Gumbel Tipo I y coeficientes generalizados de Espildora, se obtiene la intensidad crítica, y del análisis de terreno (características fisiográficas y edáficas), se generan los valores de coeficientes de escorrentía y se calcula el área de influencia, valores con los cuales se estima la escorrentía crítica, que determina el máximo caudal, que deberá conducir el canal a construir.

$$Q_{esc} = C * I * A / 360$$

➤ Coeficiente de Escorrentía C

Para un suelo franco arenoso, cobertura vegetal semi bosque y con pendiente promedio de 15%, le corresponde un C = 0.35.

➤ Área de Influencia (A)

Área a controlar 1 ha (según caracterización de terreno)

➤ Intensidad (I)

Para el cálculo de la escorrentía superficial es necesario referirse al análisis de las precipitaciones, en específico análisis de magnitudes en intensidades de lluvia para duraciones pequeñas, utilizándose en dicho cálculo un tiempo T igual al tiempo de concentración Tc.

➤ Tiempo de Concentración

En primer lugar se procede a determinar el tiempo de concentración (para lo cual existen dos opciones), dadas las condiciones del terreno (textura, pendiente 15%, Cobertura Vegetal: bosque), la gota de lluvia bajo las condiciones expuestas tendrá una velocidad de 1.2 m/seg, con una distancia a recorrer de 200 m; a partir de la ecuación del tiempo de concentración será el siguiente:

$$T_c = L / V_{\text{agua}} = 200 / 1.2 = 166.67 \text{ seg} = 2.78 \text{ min.}$$

$$T_c = (0.87 * L^3 / H)^{0.385} = (0.87 * 0.2^3 / 30)^{0.385} = 0.039876 \text{ horas} = 2.39 \text{ minutos}$$

Con el valor del tiempo de concentración T_c se ingresa a la curva de coeficientes de duración de Espildora, el cual le corresponde un CD_t determinado. En el presente caso analizado el tiempo de concentración es menor a 5 minutos por lo cual se asume un tiempo de 5 minutos y por lo tanto un CD_t de 0.26.

Por lo tanto para una intensidad en 5 minutos, le corresponde un $CD_t = 0.26$ con una precipitación máxima de 43.17 en 24 horas, corresponderá la siguiente intensidad:

$$I_t = (CD_t / CD_{24}) * P_{\text{max}} = (0.26 / 4.04) * 43.17 \text{ mm} = 2.78 \text{ mm/Hora}$$

$$Q_{\text{esc}} = 0.35 * 2.78 \text{ mm /Hr} * 1 \text{ ha} / 360 = 0.0027 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El siguiente paso será el cálculo del área mínima de diseño, a partir de la máxima velocidad permitida y de la escorrentía crítica.

$$A_{\text{mín}} = Q_{\text{esc}} / V_{\text{max}} = 0.0027 \text{ m}^3/\text{seg} / 0.9 \text{ m/seg} = 0.003 \text{ m}^2$$

Especificaciones Técnicas		
Características técnicas del canal a diseñar	Cálculo	Valor
Caudal Mínimo (Q)	Q _{esc} : Escorrentía Crítica	0.0027 m ³ /seg
Velocidad Máxima permitida	V _{max} : según Tabla	0.9 m/seg
Área de Canal Mínima (A)	A _{mín} = Q _{esc} / V _{max}	0.003 m ²

Fuente: Manual de Obras Hidráulicas de ANA (20)

Teniendo en consideración que la sección transversal del canal deberá tener una superficie mínima de 0.003 m², se considero el siguiente diseño de la sección transversal.

Valores Básicos

$$Q = 0.0027 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 1 \%$$

$$Z = 0.50 \text{ o } 0.60$$

$$n = 0.035$$

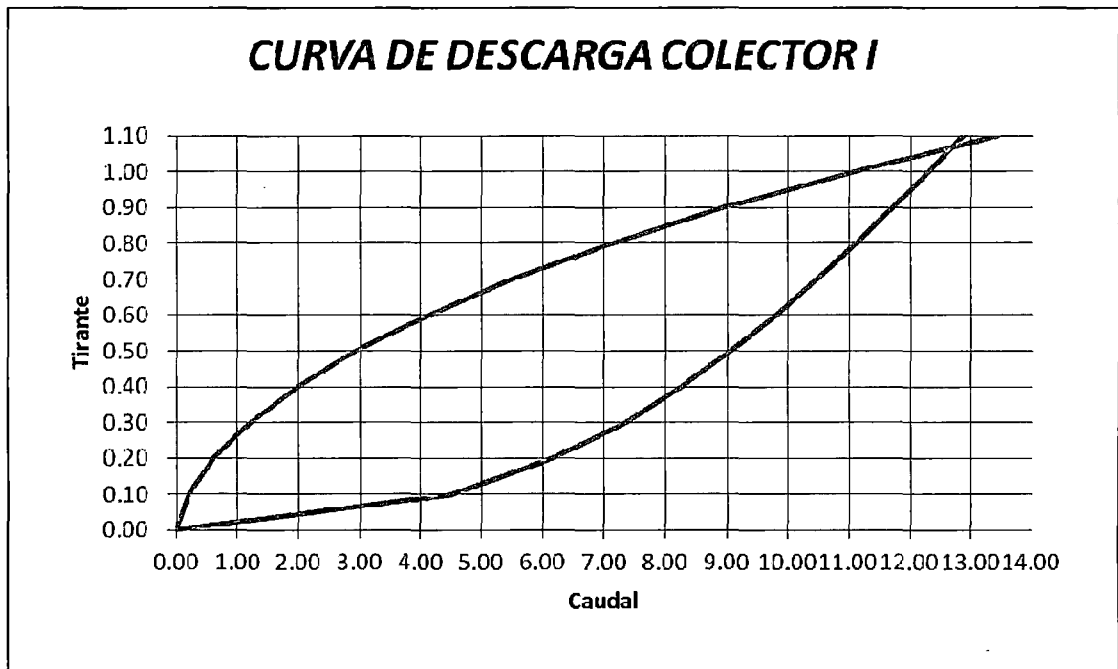
Características técnicas del canal de desviación de agua

Área	0.003 m ²
Altura	0.30 m (0.50 m)
Base	0.20 m (0.40 m)

**Sección Transversal del canal diseñado para el Colector
COLECTOR I
REAL**

Valores Básicos

Q_{max} = 0.84 m³/seg
 b = 0.40
 z = 0.50
 n = 0.014
 S = 13.8%



t	A	P	R	V	V ² /2g	H	Q
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.05	0.65	0.07	4.49	1.03	1.13	0.20
0.20	0.10	0.89	0.11	6.17	1.94	2.14	0.62
0.30	0.17	1.14	0.15	7.33	2.74	3.04	1.21
0.40	0.24	1.38	0.17	8.26	3.48	3.88	1.98
0.50	0.33	1.63	0.20	9.07	4.19	4.69	2.95
0.60	0.42	1.87	0.23	9.80	4.90	5.50	4.12
0.70	0.53	2.12	0.25	10.48	5.59	6.29	5.50
0.80	0.64	2.36	0.27	11.11	6.30	7.10	7.11
0.90	0.77	2.61	0.29	11.72	7.00	7.90	8.97
1.00	0.90	2.85	0.32	12.30	7.71	8.71	11.07
1.10	1.05	3.09	0.34	12.86	8.43	9.53	13.44

COLECTOR I PROYECTADO

Valores Básicos

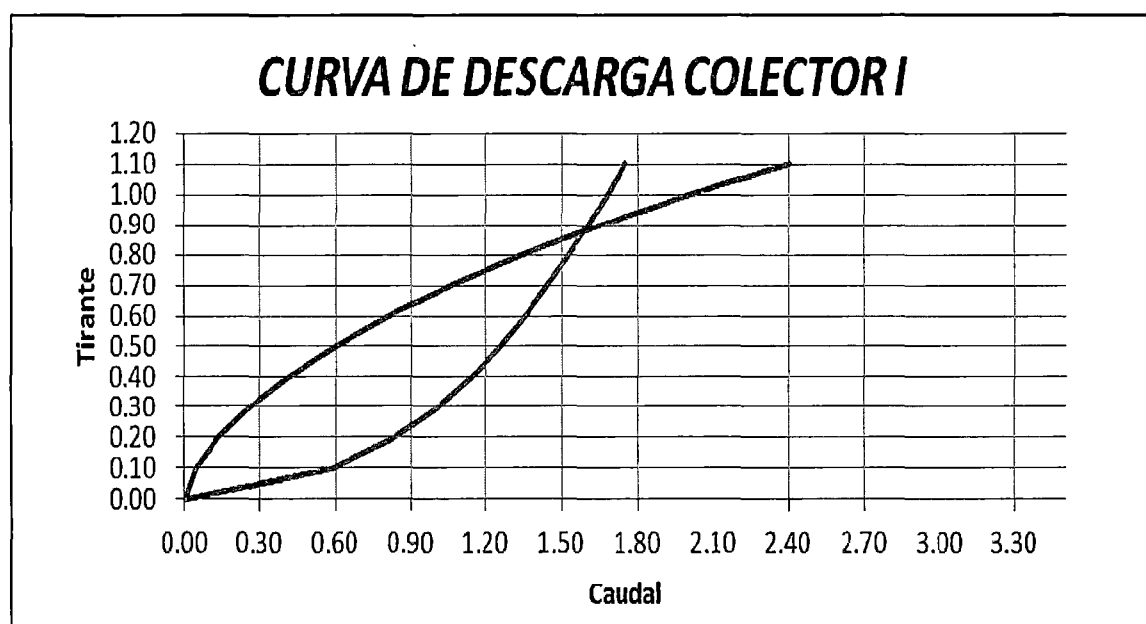
Qmax = 0.84 m³/seg

b = 0.70

z = 0.50

n = 0.014

S = 0.002



t	A	P	R	V	V ² /2g	H	Q
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.08	0.94	0.08	0.59	0.02	0.12	0.04
0.20	0.16	1.19	0.13	0.84	0.04	0.24	0.13
0.30	0.26	1.43	0.18	1.01	0.05	0.35	0.26
0.40	0.36	1.68	0.21	1.14	0.07	0.47	0.41
0.50	0.48	1.92	0.25	1.26	0.08	0.58	0.60
0.60	0.60	2.17	0.28	1.36	0.09	0.69	0.81
0.61	0.61	2.19	0.28	1.36	0.09	0.70	0.84
0.70	0.74	2.41	0.30	1.44	0.11	0.81	1.06
0.80	0.88	2.66	0.33	1.53	0.12	0.92	1.34
0.90	1.04	2.90	0.36	1.61	0.13	1.03	1.66
1.00	1.20	3.15	0.38	1.68	0.14	1.14	2.01

CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS PARA DISEÑO DE CANAL DESVIACION

t	b	A	P	R	H	e	n	S	T	T*	BL	Q	V	Flujo
m	m	m ²	m	m	m	cm		%*1000	m	m	m	m ³ /s	m/s	
0.61	0.7	0.61	2.19	0.28	1.00	7.5	0.014	0.002	1.1	1.2	0.39	0.84	1.36	0.6

H= 0.7049

BL 0.0949

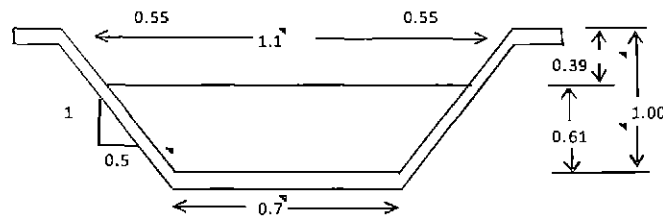
T= 1.1000

T* = 1.1949

D³ = 0.5573

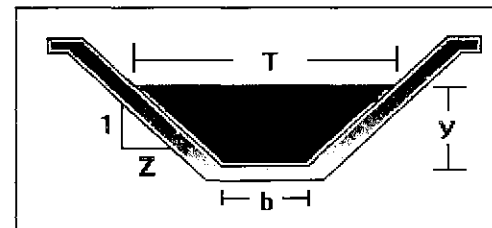
Flujo = 0.58362094

F < 1 Ok



Datos:

Caudal (Q):	<input type="text" value="0.84"/>	m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.70"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0.50"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.014"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.002"/>	m/m



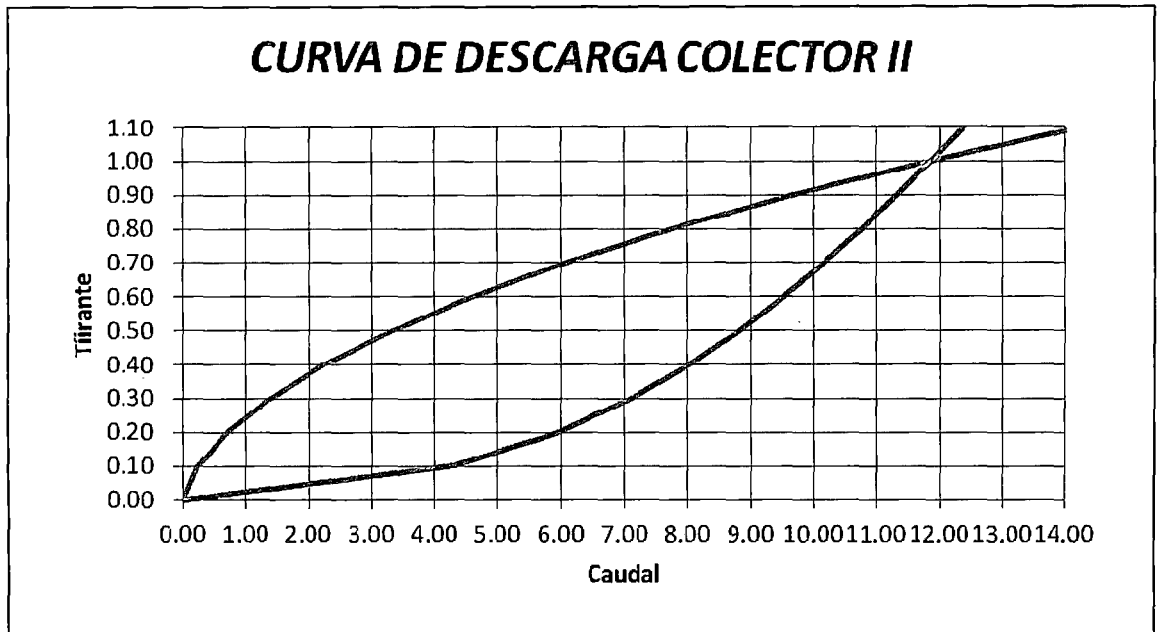
Resultados:

Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.5970"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="2.0350"/>	m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.5962"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.2929"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.2970"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.4090"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.6636"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="0.6982"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

**COLECTOR II
REAL**

Valores Básicos

Qmax = 2.55 m³/seg
 b = 0.50
 z = 0.50
 n = 0.014
 S = 11.7%



t	A	P	R	V	V ² /2g	H	Q
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.06	0.74	0.07	4.30	0.94	1.04	0.24
0.20	0.12	0.99	0.12	5.98	1.82	2.02	0.72
0.30	0.20	1.23	0.16	7.13	2.59	2.89	1.39
0.40	0.28	1.48	0.19	8.05	3.30	3.70	2.25
0.50	0.38	1.72	0.22	8.83	3.97	4.47	3.31
0.60	0.48	1.97	0.24	9.53	4.63	5.23	4.57
0.70	0.60	2.21	0.27	10.17	5.27	5.97	6.05
0.80	0.72	2.46	0.29	10.77	5.91	6.71	7.75
0.90	0.86	2.70	0.32	11.33	6.55	7.45	9.69
1.00	1.00	2.95	0.34	11.88	7.19	8.19	11.88
1.10	1.16	3.19	0.36	12.40	7.83	8.93	14.32

COLECTOR II PROYECTADO

Valores Básicos

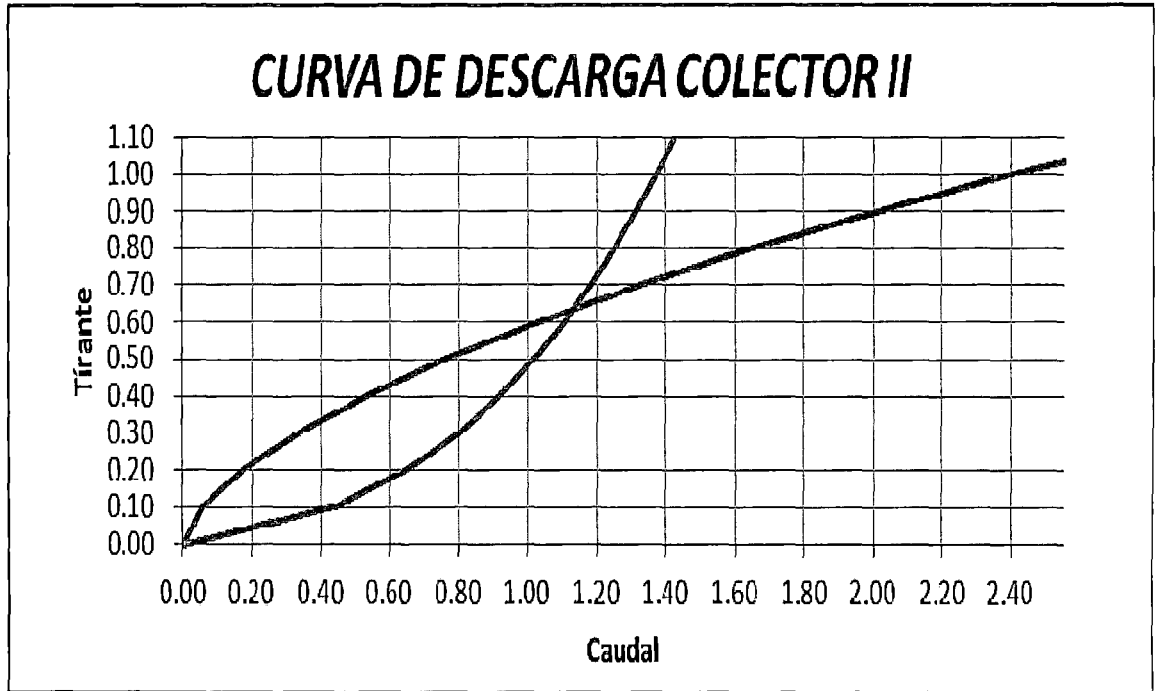
$Q_{max} = 2.55 \text{ m}^3/\text{seg}$

$b = 1.25$

$z = 0.50$

$n = 0.014$

$S = 0.001$



t	A	P	R	V	V ² /2g	H	Q
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.13	1.49	0.09	0.44	0.01	0.11	0.06
0.20	0.27	1.74	0.16	0.65	0.02	0.22	0.18
0.30	0.42	1.98	0.21	0.80	0.03	0.33	0.34
0.40	0.58	2.23	0.26	0.92	0.04	0.44	0.53
0.50	0.75	2.47	0.30	1.02	0.05	0.55	0.76
0.60	0.93	2.72	0.34	1.10	0.06	0.66	1.03
0.70	1.12	2.96	0.38	1.18	0.07	0.77	1.32
0.80	1.32	3.21	0.41	1.25	0.08	0.88	1.65
0.90	1.53	3.45	0.44	1.31	0.09	0.99	2.01
1.00	1.75	3.70	0.47	1.37	0.10	1.10	2.40
1.04	1.83	3.79	0.48	1.39	0.10	1.13	2.54

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS PARA DISEÑO DE COLECTOR

t	b	A	P	R	H	e	n	S	T	T*	BL	Q	V	Flujo
m	m	m ²	m	m	m	cm		%*1000	m	m	m	m ³ /s	m/s	
1.04	1.25	1.83	3.79	0.48	1.20	7.5	0.014	0.001	2.3	2.4	0.16	2.55	1.39	0.5

H= 1.1336

BL 0.0986

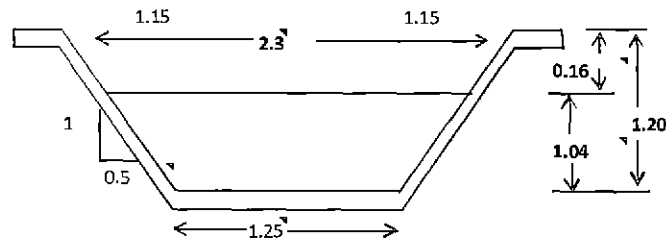
T= 2.2850

T* = 2.4450

D = 0.7954

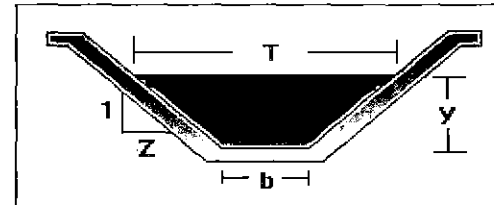
Flujo = 0.49787293

F < 1 Ok



Datos:

Caudal (Q):	2.55	m ³ /s
Ancho de solera (b):	1.25	m
Talud (Z):	0.50	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.001	m/m



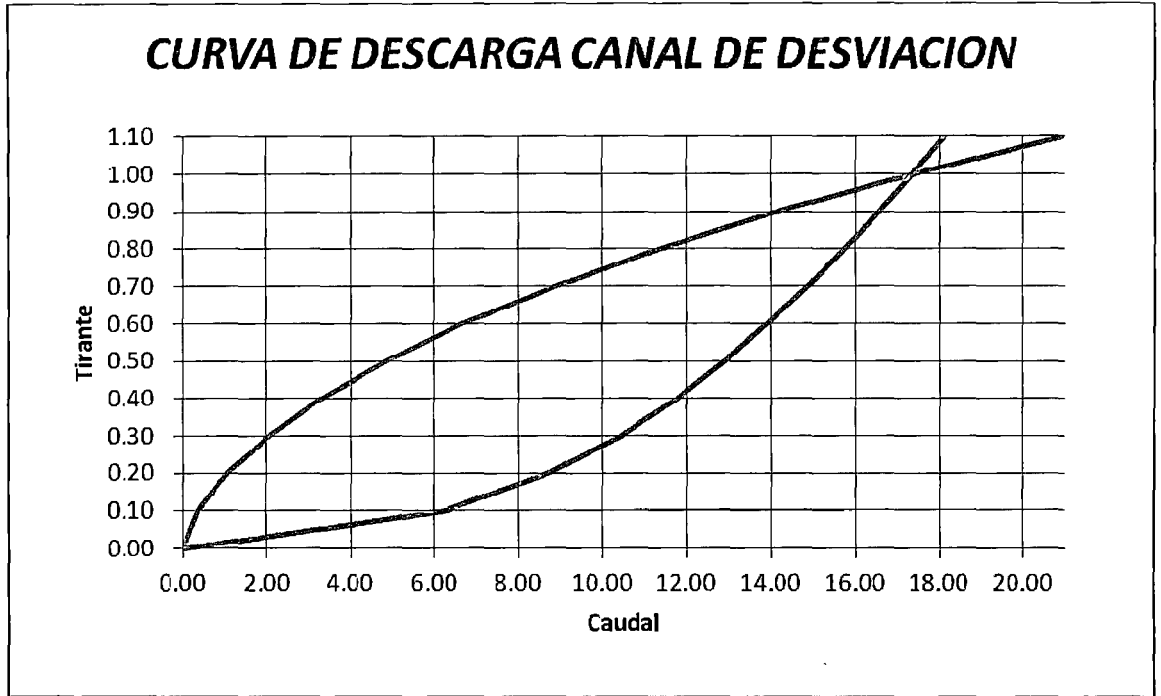
Resultados:

Tirante normal (y):	1.0124	m	Perímetro (p):	3.5137	m
Area hidráulica (A):	1.7779	m ²	Radio hidráulico (R):	0.5060	m
Espejo de agua (T):	2.2624	m	Velocidad (v):	1.4343	m/s
Número de Froude (F):	0.5166		Energía específica (E):	1.1172	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico				

**CANAL DE DESVIACION
REAL**

Valores Básicos

Qmax = 3.64 m³/seg
 b = 0.50
 z = 0.50
 n = 0.014
 S = 25 %



t	A	P	R	V	V ² /2g	H	Q
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.06	0.74	0.07	6.28	2.01	2.11	0.35
0.20	0.12	0.99	0.12	8.74	3.89	4.09	1.05
0.30	0.20	1.23	0.16	10.43	5.54	5.84	2.03
0.40	0.28	1.48	0.19	11.76	7.05	7.45	3.29
0.50	0.38	1.72	0.22	12.91	8.49	8.99	4.84
0.60	0.48	1.97	0.24	13.93	9.89	10.49	6.69
0.70	0.60	2.21	0.27	14.86	11.26	11.96	8.84
0.80	0.72	2.46	0.29	15.74	12.63	13.43	11.33
0.90	0.86	2.70	0.32	16.57	13.99	14.89	14.17
1.00	1.00	2.95	0.34	17.36	15.36	16.36	17.36
1.10	1.16	3.19	0.36	18.12	16.73	17.83	20.93

CANAL DE DESCARGA PROYECTADO

Valores Básicos

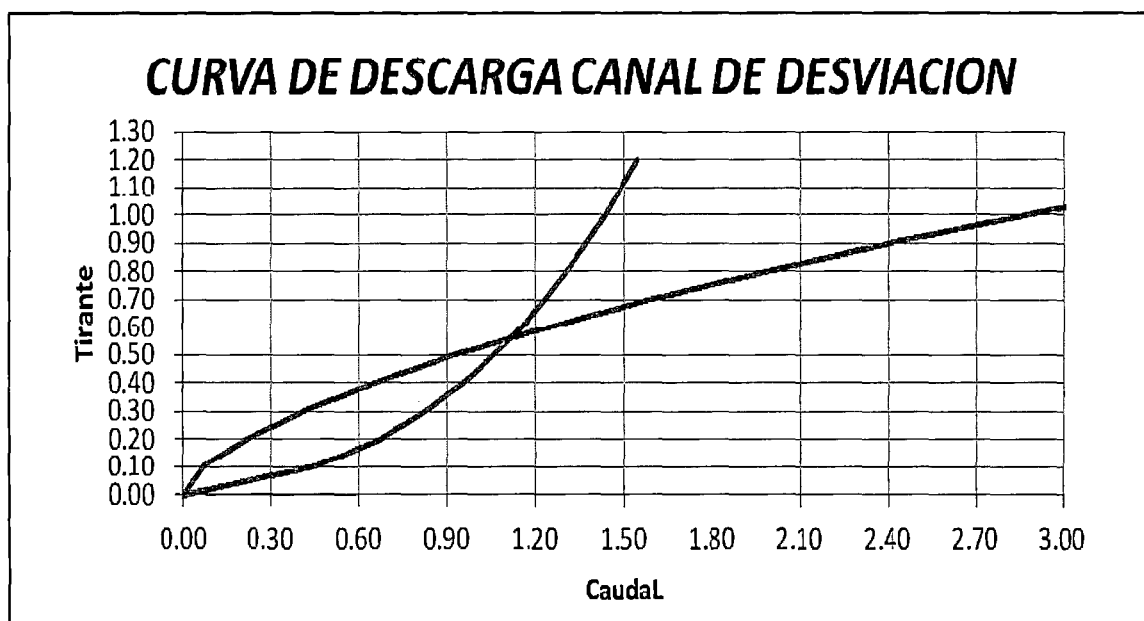
$Q_{max} = 3.64 \text{ m}^3/\text{seg}$

$b = 1.50$

$z = 0.50$

$n = 0.014$

$S = 0.001$



t	A	P	R	V	V ² /2g	H	Q
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m ³ /s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.16	1.74	0.09	0.45	0.01	0.11	0.07
0.20	0.32	1.99	0.16	0.67	0.02	0.22	0.21
0.30	0.50	2.23	0.22	0.83	0.03	0.33	0.41
0.40	0.68	2.48	0.27	0.95	0.05	0.45	0.65
0.50	0.88	2.72	0.32	1.06	0.06	0.56	0.93
0.60	1.08	2.97	0.36	1.15	0.07	0.67	1.24
0.70	1.30	3.21	0.40	1.23	0.08	0.78	1.60
0.80	1.52	3.46	0.44	1.31	0.09	0.89	1.98
0.90	1.76	3.70	0.47	1.37	0.10	1.00	2.41
1.00	2.00	3.95	0.51	1.43	0.10	1.10	2.87
1.10	2.26	4.19	0.54	1.49	0.11	1.21	3.37

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS PARA DISEÑO DE COLECTOR

t	b	A	P	R	H	e	n	S	T	T*	BL	Q	V	Flujo
m	m	m ²	m	m	m	cm		%*1000	m	m	m	m ³ /s	m/s	
1.10	1.5	2.26	4.19	0.54	1.50	7.5	0.014	0.001	2.6	3.0	0.40	3.64	1.49	0.51

H= 1.2136

BL 0.1136

T = 2.6000

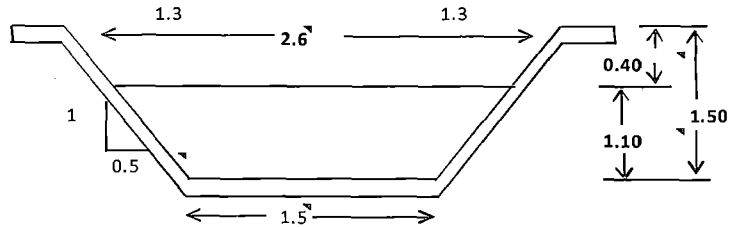
T* = 3.0000

D = 0.8673

Flujo = 0.51188941

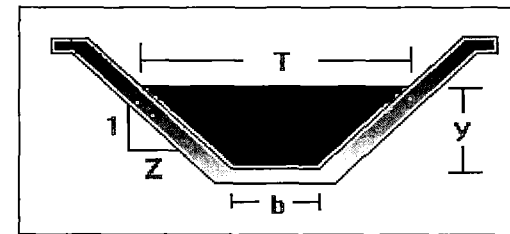
F < 1

NOTA: si el número de flujo sale mayor que 1 - "Flujo Supercrítico" se baja la pendiente



Datos:

Caudal (Q):	3.64	m ³ /s
Ancho de solera (b):	1.50	m
Talud (Z):	0.50	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.001	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	1.1257	m	Perímetro (p):	4.0172	m
Area hidráulica (A):	2.3222	m ²	Radio hidráulico (R):	0.5781	m
Espejo de agua (T):	2.6257	m	Velocidad (v):	1.5674	m/s
Número de Froude (F):	0.5321		Energía específica (E):	1.2510	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico				

8.4.2.2. Zanjas o canales de Desviación

Desfogue a la Microcuenca quebrada río Seco (Altura del Tanque de Agua Potable) y otras

El objetivo fundamental desde el punto de vista de conservación de suelo, de obras tales como canales de desviación de agua y zanjas de infiltración es el de controlar la escorrentía superficial, principal causante de la erosión, por lo tanto del correcto funcionamiento de estas estructuras, dependerá la disminución de la presión erosiva por parte de la escorrentía, y de manera especial en el caso de los canales de desviación, evitará que esta obra ocasione un daño mayor que el que se quiere evitar. Para diseñar estas obras previamente se necesita de un análisis de precipitaciones que permita estimar magnitudes e intensidades de precipitaciones en tiempos pequeños (menor a 24 horas, generalmente menores o iguales a una hora), los cuales inciden directamente en la dimensión de las obras a construir, con esta información y con la descripción de las características del terreno se determina la escorrentía que deberá controlar cada obra de conservación (escorrentía crítica), debiéndose diseñar de esta manera un canal de desviación o zanja de infiltración capaz de trasladar o retener respectivamente en forma segura dicha escorrentía a recibir.

A continuación se presenta la metodología aplicada para el dimensionamiento de canales de desviación y zanja de infiltración con la finalidad de obtener el diseño óptimo técnico, económico y social

con dimensiones de las obras propuestas en la unidad hidrográfica en estudio.

Diseño de canales de desviación

Teniendo en consideración que un canal debe encauzar todas las aguas que vayan a verterse en él (escorrentía crítica), es decir la máxima escorrentía que puede ocurrir en el área de impluvio de un canal en un tiempo determinado (entiéndase área de impluvio, como toda aquella área aportante de escorrentía superficial a la obra de conservación). (Referencia Bibliográfica Suarez de Castro, 1979), a partir del valor calculado de la escorrentía crítica, debe construirse un canal que sea capaz trasladar esta escorrentía en condiciones seguras.

La Escorrentía que debe recibir el canal dependerá de:

- La máxima intensidad de lluvias que puedan ocurrir en un período y tiempo determinado.
- Características de las vertientes (pendiente, cubierta vegetal, suelo, etc.)
- Extensión de la ladera (área de impluvio).

8.4.2.3. Zanjas de Infiltración

(Referencia Bibliográfica Manual Técnico “Conservación de Suelos y Aguas” Lorenzo Chang Navarro L., Absalón Vásquez Villanueva, Jerome Arledge, 1988). Son pequeños canales de sección rectangular o trapezoidal y generalmente asimétricos; se construyen

transversalmente a la máxima pendiente del terreno. El fondo de estos canales deben estar a nivel, salvo que se trate de acequias o canales de desviación, en que su pendiente recomendable es de 1 – 3% y su desembocadura debe efectuarse en una zona protegida a fin de evitar la formación de una cárcava.

Objetivo de la práctica

- Interceptar el agua de escorrentía que proviene de la parte alta de la ladera, anulando su velocidad y permitiendo una mayor infiltración.
- Aumentar la producción de pastos, árboles o cultivos.
- Reducir la erosión hídrica del suelo.
- Aumentar el número hídrica del suelo.
- Aumentar el número de manantiales y el caudal de éstas en las partes más bajas.

Condiciones de uso.

Las zanjas de infiltración se pueden usar en:

- Laderas con profundidad de suelo mayor de 30 cm y subsuelo permeable.
- Zonas con plantaciones forestales.

Según Millán 2000, la condición básica a considerar es que cada zanja debe contener la totalidad del escurrimiento superficial para una determinada precipitación de diseño, para lo cual el autor considera el cálculo de la precipitación efectiva como estimadora de esta escorrentía, la cual deberá ser retenida por cada zanja de infiltración. Es esta la primicia básica para el diseño de un sistema de zanjas de infiltración.

Una vez determinada la precipitación efectiva, se puede tomar dos caminos para diseñar este tipo de obra como un sistema de zanjas de infiltración:

- A partir de un diseño y dimensión de una zanja predeterminada (generalmente asociado a un rendimiento y costo) determinar el distanciamiento.
- Con un distanciamiento predeterminado (asociado por ejemplo a un esquema de plantación) determinar la superficie de la sección transversal y posteriormente diseñar la sección transversal.

Diseño de Sistema de Zanjas de Infiltración

El diseño de la zanja de infiltración consiste en determinar el ancho del borde superior, ancho de la base, profundidad, inclinación de los taludes, espaciamiento entre zanjas y la gradiente longitudinal de la misma, este último sólo si es necesario.

El ancho del borde superior, profundidad, ancho de la base y la inclinación del talud – características que determinan la sección transversal, dependen principalmente del tipo de suelo y las características de la lluvia de la zona.

El ancho del borde superior normalmente es de alrededor de 40 – 50 cm. El ancho de la base es de alrededor de 30 – 40 cm y la profundidad varía de 20 – 50 cm.

La inclinación del talud varía: en terreno de textura suelta generalmente está entre 1:1 a 2:1 (horizontal: vertical) y en terreno firme entre de 0.5: 1 a 1: 1 (horizontal: vertical), dependiendo del ángulo de reposo de los diferentes tipos de suelos.

En cuanto a la gradiente longitudinal de la zanja, normalmente debe ser cero (0 %); salvo condiciones especiales de suelo y precipitación, donde se le puede dar una gradiente máxima hasta de 3%; en estas condiciones la zanja debe desembocar en una zona protegida o ya totalmente estabilizada. Cuando la zanja es a nivel, (a lo largo de ésta debe construirse tabiques de tierra la dejarse pequeños espacios sin excavar) a fin de no permitir que el agua corra de un lado a otro y distribuir uniformemente el agua captada. La separación entre estos tabiques es de 5 - 10 cm.

El trazo debe iniciarse desde un extremo superior del campo, mantenimiento fija una pata del nivel en "A" y moviendo la otra hacia arriba o hacia abajo hasta lograr que el cordel de la plomada coincida con la marca del nivel, lo que indicará que dichos puntos están a nivel. Luego se continúa trasladando el nivel en el mismo sentido y se van marcando los puntos con una herramienta para finalmente trazar o marcar la línea a nivel.

El espaciamiento entre zanjas está determinado por la pendiente del terreno, tipo de cultivo, tipo de suelo y características de precipitación de la zona, sobre todo en lo referente a intensidad y duración. El espaciamiento entre zanjas varía según se trate de áreas para cultivos, pastos y forestales así como del grado de pendiente de la ladera y tasa de precipitación de la zona.

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LOS CANALES DE INFILTRACIÓN

Valores Básicos

$$Q = 0.100 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

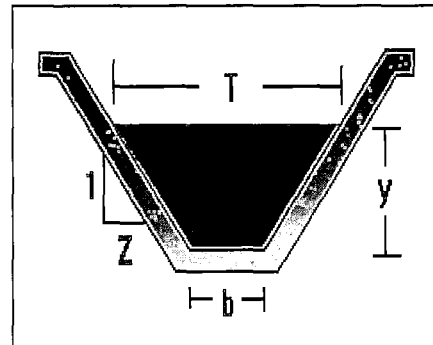
$$Z = 0.50$$

$$n = 0.035$$

$$S = 1\%$$

Datos:

Caudal (Q):	0.100	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.30	m
Talud (Z):	0.50	
Rugosidad (n):	0.035	
Pendiente (S):	0.01	m/m

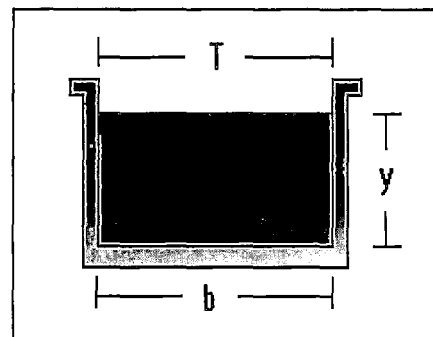


Resultados:

Tirante normal (y):	0.2941	m	Perímetro (p):	0.9577	m
Area hidráulica (A):	0.1315	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1373	m
Espejo de agua (T):	0.5941	m	Velocidad (v):	0.7604	m/s
Número de Froude (F):	0.5161		Energía específica (E):	0.3236	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico				

Datos:

Caudal (Q):	0.100	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.30	m
Talud (Z):	0.00	
Rugosidad (n):	0.035	
Pendiente (S):	0.01	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	0.4933	m	Perímetro (p):	1.2866	m
Area hidráulica (A):	0.1480	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1150	m
Espejo de agua (T):	0.3000	m	Velocidad (v):	0.6758	m/s
Número de Froude (F):	0.3072		Energía específica (E):	0.5166	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico				

t	b	A	P	R	H	e	n	S	T	T*	BL	Q	V	Flujo
m	m	m ²	m	m	m	cm		%*	m	m	m	m ³ /s	m/s	
0.30	0.30	0.15	1.29	0.12	0.40	-	0.035	1.0	0.60	0.70	0.10	0.100	0.68	0.31

Diseño hidrológico zanjas de infiltración tipo 1: 20 cm de base y 30 cm de altura y con 2.0 m de distancia entre líneas de zanjas.

Diseño hidrológico zanjas de infiltración tipo 2: 30 cm de base y 30 o 40 cm de altura y con 4.0 m de distancia entre líneas de zanjas.

8.4.2.4. Terrazas de formación lenta

Las terrazas de banco son una práctica mecánica de conservación de suelo y agua, que consiste en construir terraplenes o escalones formados por cortes y rellenos en sentido perpendicular a la pendiente del terreno.

Objetivos

- Reducir la velocidad del escurrimiento y minimizar la erosión del suelo.
- Conservar la humedad del suelo.
- Facilitar las labores de siembra o de plantación de árboles, logrando mecanizar áreas con topografía accidentada.
- Promover el uso intensivo de la tierra y aumentar los rendimientos de los cultivos.

TERRAZAS DE ABSORCION (manual técnico, Lorenzo Chang, Absalón Vásquez, Jerome Arledge)

Las terrazas de banco son una serie sucesiva de plataformas (bancos o terraplenes), dispuestos a manera de escalones en las laderas. Los

terraplenes pueden ser nivel o con una ligera inclinación hacia adentro y sus bordes externos e internos, se encuentran a nivel.

La inclinación del terraplén hacia adentro previene que se resbale el agua de lluvia durante los aguaceros fuertes o lluvias prolongadas. La nivelación de los bordes impide que el agua escurra hacia un lado u otro; de este modo el agua de lluvia que cae en la terraza se infiltra total y uniformemente en ella, evitando totalmente la erosión.

Se puede distinguir en las terrazas los siguientes elementos y requisitos:

1. El borde interno de la terraza, pie o borde inferior del talud (debe estar a nivel).
2. El borde externo de la terraza o borde superior del talud (debe estar a nivel).
3. La profundidad del borde interno o desnivel. (debe permitir almacenar el agua de lluvia)
4. El terraplén o terraza propiamente dicha (debe ser removida para que pueda absorber el agua de lluvia).
5. El talud debe ser sembrado con plantas perennes y su altura no debe pasar de 1.50 m.
6. Movimiento lateral, a fin de mantener la capa superior del suelo (horizonte A o capa arable) se debe proceder a hacer la remoción lateral del suelo durante la construcción de la terraza.

La siembra del cultivo principal se hace en el terraplén. En el talud se debe instalar otras plantas de tipo permanente, principal pastos, con la finalidad de estabilizarlo y aprovecharlo económicamente.

En zonas de secado, el borde interno del terraplén puede tener una profundidad de 15 cm., a fin de asegurar un máximo aprovechamiento del agua de lluvia.

En terrenos bajo riego, el terraplén debe tener una pendiente longitudinal de uno a dos mil en el sentido que va a correr el agua; esto mismo se recomienda para zonas muy lluviosas y en terrenos poco permeables. Así mismo en terrenos bajo riego, las terrazas no deben tener contrapendiente y si un camellón pequeño a lo largo del borde externo para evitar que el agua se desborde.

CONDICIONES DE USO

Las terrazas de absorción se recomiendan principalmente para terrenos dedicados al cultivo en limpio (Hortalizas, tubérculos, granos, etc.). También pueden ser usadas para cultivos permanentes como: pastos cultivados y frutales; excepcionalmente pueden servir para la instalación de especies forestales.

No es recomendable instalar las terrazas de absorción en terrenos muy degradados de absorción en terrenos muy empinadas y tampoco en suelos demasiado sueltos o arenosos.

Diseño de Sistema de Terrazas de Formación lenta.

El diseño consiste en determinar el tamaño o magnitud de los principales elementos de las terrazas de absorción como son: altura de talud, pendiente de talud, contrapendiente o profundidad del terraplén, gradiente longitudinal de las terrazas, estructuras de acero y sistema de desagüe se el caso lo requiere

a. Altura del talud

- La altura del talud no debe ser mayor que 1.50 m; alturas superiores a esta pueden poner en riesgo la estabilidad de las terrazas.
- La altura máxima que se puede dar al talud depende de la naturaleza del material (suelo); así en el caso de materiales poco estables la altura del talud debe ser menor.
- La profundidad del suelo, así como la dureza del material subyacente (subsuelo), también determinan la altura del talud; en suelos profundos y subsuelos sueltos o suaves, es posible construir terrazas con taludes más altos.

b. Gradiente del talud

El talud debe ser lo menos inclinado posible, pero no vertical.

La inclinación del talud depende de la naturaleza del suelo o el material sobre el cual están construidas las terrazas; así cuanto más firme y duro es el material, los taludes pueden ser menos inclinados; en cambio en suelos sueltos el talud debe ser más inclinado a fin de dar una mayor estabilidad.

En caso de terrazas con talud de tierra, se debe dar a los taludes una inclinación que permita la instalación de vegetación (pastos), lo mismo que asegura una mayor estabilidad de las terrazas.

En suelos pedregosos los taludes pueden construirse a base de este material, en cuyo caso la inclinación del muro (talud) puede ser mínima (5%).

c. Ancho del terraplén (banco)

- El terraplén debe ser lo más ancho posible.
- El ancho que se puede dar al terraplén depende principalmente de la pendiente del terreno, de la profundidad del suelo y de la naturaleza del sub-suelo; así por ejemplo terrenos con poca pendiente permite construir terrazas más anchas con talud de altura adecuada (menos de 1.50 m.)
- Cuando la pendiente del terreno es muy fuerte, los terraplenes serán mas angostos, se recomienda un mínimo de 1.50 m. de ancho.
- Cuando más profundo es el suelo mayor podrá ser la profundidad de corte y por lo tanto el ancho de la terraza.

La construcción de terraplenes muy anchos (mayores de 4 metro), supone un mayor esfuerzo, por lo que se debe elegir el ancho optimo para las condiciones en que se está trabajando.

Por otra parte, terraplenes anchos permiten el uso de yunta, o en algunos casos maquinaria ligera.

En resumen, la elección correcta de la altura del talud determinara el ancho del terraplén.

d. Longitud del terraplén

Se recomienda que la longitud de los terraplenes no deban sobrepasar los 25 m.; medidas superiores a esta cifras, pueden dificultar las labores de construcción y el manejo posterior del suelo en las terrazas (nivelación, riego, transporte de productos e insumos, etc.).

Cuando el terreno es más que 25 m., se debe dejar un espacio no menor de 1 m. entre terraza y terraza, el mismo que debe ser construido alternadamente y diseñado a fin de que sirva como un espacio de circulación en el campo taraceado.

Se debe tener cuidado que estos espacios estén protegidos para evitar que se erosionen: así por ejemplo se pueden construir pequeños escalones o protegerlos con pasto, piedra u otro material.

e. Gradiente longitudinal

En el suelo bajo riego las terrazas deben ser construidas sin contrapendiente y con una gradiente lateral de 1 a 3 por mil; para facilitar las labores de riego (sobre todo en zonas donde el volumen del agua de riego es limitado); y también para evacuar el exceso de agua de lluvia en caso de aguaceros fuertes.

Las terrazas deben también tener una gradiente lateral hacia el desagüe, en casos de suelos poco permeables (pesados o arcillosos); y así como también en zonas muy lluviosas (donde la precipitación supera los 1200 mm. año).

Cuando se desea construir terrazas con gradiente lateral, lo primero que se tiene que diseñar es el sistema de riego y/o desagüe.

El trazo de las terrazas con gradiente longitudinal debe empezar del desagüe.

f. Estructuras de acceso

Cuando se va a terracear superficies de terreno considerables, es necesario diseñar previamente los caminos, escalones y otras estructuras que permitan un tráfico fluido de personas, equipos, animales, insumos, productos, etc., esto además evitara daños o deterioro de la terrazas por falta de estas estructuras.

Las terrazas del banco no se recomiendan para pendientes menores del 10%. Para esta condición las terrazas de base angosta y otras medidas simples de conservación, pueden ser más baratas y eficientes.

DIMENSIONES DE LAS TERRAZAS DE BANCO CON MURO VERTICAL, TOMANDO EN CUENTA LA PROFUNDIDAD PERMISIBLE DE CORTE

Valores Básicos

$$P_c = 0.50 \text{ m}$$

$$S = 30 \%$$

$$A = 3.33 \text{ m (ancho de la terraza)}$$

$$V = 0.417 \text{ m}^3 \text{ (Volumen de corte).}$$

8.4.2.3.- OBRAS DE PROTECCIÓN DE CAUCE

8.4.2.3.1.- Diques de Gaviones Longitudinales o Transversales

Los gaviones son cajas de alambre galvanizado armadas insitu y se rellenan con piedras, usualmente obtenidas del lecho de la quebrada San Martín. Con la superposición de estos elementos se logra la conformación de muros tipo gravedad de características permeables y flexibles. Dentro de las ventajas de este tipo de elemento de protección, se menciona que resulta una buena solución en lugares donde no existe o resulta muy costoso la explotación, traslado y colocación de fragmentos de roca para los enrocados. Asimismo, se indica que requieren de filtros para evitar pérdida de sustrato y hundimiento.

El estudio hidráulico y características geomorfológicas de la quebrada en estudio, incidirá en la decisión para seleccionar este tipo de elemento de protección, teniendo presente que una de las principales desventajas que presentan los gaviones, es su vulnerabilidad a golpes, corrosión, oxidación, abrasión, etc., y a los ataques del factor humano que sustraen los alambres, lo cual se da en ocasiones en zonas cercanas a centros poblados.

Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de gaviones, desde el punto de vista hidráulico, se tienen las siguientes consideraciones:

El tamaño de las piedras debe ser suficientemente grandes y homogéneas para que no produzcan pérdidas de material a través de las mallas de los gaviones, recomendándose en lo posible, piedras de tamaño nominal 1.5 veces el tamaño -mínimo de la abertura de la malla.

Las piedras deben seleccionarse, tamizarse y limpiarse antes de rellenar las cajas de gaviones.

La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el nivel de avenida esperado.

La sección transversal del muro de gaviones debe ser estable.

El muro de gaviones debe contar con un colchón antisocavante que se extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia mínima de 1.5 veces la profundidad de socavación esperada.

8.4.2.3.1.1.- Diseño del Dique Gavión

Calcular el Ancho Estable de la quebrada prolongación San Martín en el Punto de Interés (B)

1.- Cálculo de la Sección Estable o Amplitud de Cauce en la sección de Control (B).

a.- Método de Simons & Henderson:

Para establecer la sección estable o amplitud de cauce se tiene el Método propuesto por SIMONS Y HENDERSON (Cuadro N° 8.4).

Cuadro N°8.4. Cálculo de la Sección Estable

MÉTODO DE SIMONS Y HENDERSON	
$B = K1 * Q1/2$	
CONDICIONES DE FONDO DE RÍO	K1
Fondo y orillas de arena	5.70
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80
SELECCIONAR	2.80
K1 =	
Q (m3/seg) = 11.00 Tr = 100 años Caudal de Diseño (m3/seg)	
B = Ancho Estable del Cauce (m)	
B = 9.30 m	

Fuente: Luis Razuri – CIDIAT

Para lo cual se tiene un ancho de 15.00 m para el Río Medio y Bajo Prolongación San Martín.

b.- Método de Blench & Altunin

Sección estable. Método de Blench & Altunin

$$B = A (Q1/2) / (S1/5) \quad \text{Ancho estable del río}$$

$$A = (n * K (5/3)^3 / (3+5m))$$

TABLA N°:8.4

TABLA N° 6.3 Valores de K	DESCRIPCIÓN
3 a 4	Material de cauce muy resistente
16 a 20	Material fácilmente erosionable
8 a 12	Material Aluvial
10	Valor práctico
10.00	SELECCIONAR

Fuente: Luque, Javier – UNALM

TABLA N° 8.5. Valores de m

M	Descripción
0.5	Para ríos de montaña
0.7	Para cauces arenosos
1.0	Para cauces aluviales
0.50	SELECCIONAR

Fuente: Luque, Javier – UNALM

n = 0.040 Coeficiente de rugosidad de Manning

K = 10.0 Coeficiente función de la resistencia de las orillas

m = 0.50 Exponente según tipo de cauce

Sustituyendo valores:

$$A = 1.49$$

$$B = 5.63 \text{ m}$$

c.- Método de Blench

Empleando la fórmula de régimen estable de Blench:

$$B = F_{bo} * (Q * F_b / F_s)$$

$$F_{bo} = (D_{50})^{1/3} \quad ; \quad D_{50} = 6 \text{ mm}$$

$$F_{bo} = 1.81$$

$$B = 1.81 * (Q * F_b / F_s)^{1/2}$$

F_b = factor de fondo (Cuadro N° 8.5)

F_s = Factor de orilla (Cuadro N° 8.5)

$$B = 16.98 \text{ m.}$$

Cuadro N° 8.5. Factor de Fondo y Orilla.

Factor de fondo	F_b
Material fino	0.8
Material grueso	1.2
Se selecciona	0.8
Factor de orilla	F_s
Material suelto	0.1
Material ligeramente cohesivo	0.2
Material cohesivo	0.3
Se selecciona	0.1

Fuente: Luque, Javier – UNALM

d.- Método de Pettis

Calculo del ancho estable del río

$$B = 4.44 * Q^{0.5}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$B = 14.73 \text{ m}$$

e.- Método de Manning o Strickler

Calculo del ancho estable del río

$$V = K_s R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Y = (Q / (K_s * b * S^{0.5}))^{3/5} = t$$

$$F = V / (g * A/T)^{1/2}$$

Donde:

K_s = inversa del Coeficiente de rugosidad,

V = Velocidad en m/seg.,

R = radio hidráulico

S = Pendiente

Y = Tirante hidráulico

Q = Caudal en m³/seg

B = ancho medio de la Sección estable

A = área mojada (m²).

Cuadro N° 8.6. Valores del Coeficiente de Ks

Descripción	Ks
Lechos naturales del río con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de río con acarreo regular	33 – 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 – 35
Lechos naturales de río con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedra Ø = 0.20 m) con acarreo inmóvil	25 – 28
Torrentes con derrubio grueso con acarreo móvil	19 – 22

Fuente: ACI – UNI, Diseño de Obras Hidráulicas, 1994.

$$B = (Q^{1/2} / S^{1/5}) (n K_s^{2/3})^{3/5} (3 + 5 m)$$

Finalmente, obtenemos un promedio del ancho estable para elaborar nuestro diseño del gavión observa en el Cuadro N° 8.7.

Cuadro N° 8.7. Promedio del Ancho Estable (m).

Selección del ancho estable	B (m)
Método Simons y Henderson	9.30
Método Blench – Altunin	5.63
Método de Blench	16.98
Método de Pettis	14.73
Método práctico	15.00
PROMEDIO	12.33
PROMEDIO REDONDEADO	12.00

Fuente: Elaboración Propia

En base a la relación de Manning & Strickler. Se obtiene:

$$Q = V * A$$

$$Q = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2} * A = K_s * R^{2/3} * S^{1/2} * A$$

Pero:

$$R = A/P = B * t / B = t$$

$$t = (Q / (K_s * S^{1/2} * B))^{3/5}$$

Donde:

$Q = 11.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ (Caudal de Diseño)

$B = 12 \text{ m}$ (base estable del río (m))

$S = 0,008$ (Pendiente promedio del río)

$K_s = 22.22$ (Coeficiente de rugosidad)

$t =$ Tirante hidráulico con avenida de diseño (m)

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$t = 0.179660816 \text{ m}$$

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

$$V = Q/A = 11.00/(12 * 0.18) = 5.09 \text{ m/seg}$$

De la fórmula:

$$H = tn + \emptyset (V^2/2 * g)$$

$$H = 0.18 \text{ m} + 1.2 (5.09^2/19.62)$$

$$H_g = 1.76 \text{ m}$$

$$H_g = 2.00 \text{ m} \text{ o } 3.00 \text{ m (Por criterio)}$$

Cuadro N° 8.8. Coeficiente recomendado para calcular el borde libre del gavión

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

Fuente: Vasquez

Luego, se asume una altura de diseño del gavión de aproximadamente $H_g = 4.00 \text{ m}$., sección transversal según se indica en la Figura N° 3.2 y Cuadro N° 9.15.

Cuadro N° 8.9. Gaviones de malla hexagonal a doble tensión

Gaviones Caja		Colchones Reno	
Altura de malla	10 x 12 cm	Abertura de la malla	10 x 12 cm
Diámetro alambre	2,70 mm	Diámetro alambre	
Malla	3,40 mm	Malla	2,70
Diámetro alambre	Zinc + Aluminio	Diámetro alambre	
Borde	(galvanizado)	Borde	3,40 mm
Recubrimiento		Recubrimiento	Zinc + Aluminio (galvanizado)
Dimensiones:			
	4,0 x 1,0 x 1,0 m		
	4,0 x 1,5 x 1,0 m		

Fuente: Vásquez

Cálculo de la Socavación

Para establecer la profundidad de socavación se uso el método propuesto por LL. LIST VAN LEVEDIEV, orientados a cauces naturales definidos.

Capacidad de soporte del suelo

De acuerdo a estudios realizados tiene una capacidad de soporte del suelo admisible (qad), de 1.50 kg/cm².

Profundidad de socavación

La socavación que se produce en la quebrada Prolongación San Martín, en época de avenidas, requiere el conocimiento de los siguientes factores:

Caudal de diseño o máxima descarga.

Tamaño, conformación y constitución del material del cauce.

Cantidad de transporte de sólidos.

Problema de la socavación

El fenómeno de erosión o degradación que efectúa el agua en época de máximas avenidas, de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es una profundización o ensanchamiento del cauce, tanto generalizada se puede dar (en todo el lecho del río), como localizado (caso de muros de defensa).

Determinación de la profundidad de socavación

Es importante en el diseño determinar la profundidad de socavación y por lo tanto es necesario evaluar la erosión máxima esperada, en una sección calculada para un caudal de diseño y máxima descarga.

Para la quebrada San Martín se hará uso de una serie de criterios o fórmulas que permitan conocer la profundidad de socavación y así plantear el diseño de la profundidad para el colchón antisocavante. Por lo tanto, la profundidad mínima de fundación estará por lo tanto por debajo del nivel hasta el cual el río puede socavar en la primera creciente máxima.

Método propuesto por L.L. List. Van Levediev:

Suelo no cohesivo

Aplicando la ecuación siguiente por el Método L.L. Levediev; se tiene:

$$t_s = (a * t^{5/3} / (0.68 * D_m^{0.28} * \beta)^{1/x+1})$$

Siendo:

$$a = Q / (t^{5/3} * B * \mu)$$

Donde:

Q = 11.00 m³/seg (Caudal de diseño)

t = 0.18 m

B = 15 m (ancho del cauce estable)

D_m = 6 mm (diámetro medio de la partícula)

μ = 0,99 (coeficiente de contracción)

x = 0,36 (Valor de x para el Método de L.L Levediev).

β = 0,97 (coeficiente por tiempo de retorno)

Sustituyendo los valores se tiene.

$$a = 0.19$$

$$t_s = 0.93 \text{ m.}$$

Sustituyendo los valores, se tiene.

$$H_s = 0.93 - 0.18$$

$$H_s = 0.75$$

Considerando $H_s = 1.00 \text{ m}$

Nota: Para el nivel de cimentación consideramos $H_s + 1.00\text{m.} = 2.00\text{m}$

P (%) = $1/Tr * 100 = 1/50 * 100 = 2\%$ (Entrando a la Cuadro N° 8.10).

Cuadro N° 8.10. Valores del Coeficiente β

Períodos de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	Coeficiente (β)
	0.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1000,00	0.10	1.07

Fuente: Luque

Cálculo de la longitud del colchón antisocavante ($L_{\text{colchón}}$)

$$L_{\text{colchón}} = 1.5 * H_s$$

$$L_{\text{colchón}} = 1.5 * 2.00 \text{ m} = 3.00 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = 3.00\text{m.}$$

El espesor del colchón será en función de la velocidad que para nuestro caso es de 3,77 m/seg y usando el Cuadro N° 8.11 se selecciona un espesor de 0,30 m y además la piedra de relleno es de 70 a 120 mm.

Cuadro N° 8.11. Espesor indicativo de los revestimientos en colchones y en gaviones en función de la velocidad de la corriente

Tipo	Espesor (m)	Piedra de relleno		Velocidad Crítica (m/seg)	Velocidad Límite (m/seg)
		Dimensión (mm)	D50		
Colchón Relleno	0.15 – 0.17	70 – 100	0.085	3.5	4.2
		70 – 150	0.110	4.2	4.5
	0.23 – 0.25	70 – 100	0.085	3.6	5.5
		70 – 150	0.125	4.5	6.1
	0.30	70 – 120	0.100	4.2	5.5
		100 - 150	0.125	5.0	6.4
Gavión	0.50	100 – 200	0.150	5.8	7.6
		120 - 250	0.190	6.4	8.0

Fuente: Luque

Pre dimensionamiento del colchón

El pre dimensionamiento de espesores y tamaño de relleno: Ver Cuadro N° 8.12.

Cuadro N° 8.12. Determinación de espesores del colchón antisocavante

Tipo	Velocidad crítica (m/seg)	Velocidad límite (m/seg)	Espesor (m)	Piedras de relleno	
				Dimensiones (mm)	d50
Colchones Reno	3.5	4.2	0.15 o 0.17	70 a 100	0.085
	4.2	4.5		70 a 150	0.110
	3.6	5.5	0.23 o 0.25	70 a 100	0.085
	4.5	6.1		70 a 150	0.120
	4.2	5.5	0.30	70 a 120	0.100
	5.0	6.4		100 a 150	0.125
Gaviones	5.3	7.6	0.50	100 a 200	0.150
	6.4	8.0		120 a 250	0.190

Fuente: Luque

Velocidad Crítica: Velocidad que puede soportarse sin inicio de movimiento de piedras en colchón.

Velocidad Límite: Velocidad que puede soportarse admitiendo modestas deformaciones debido al movimiento de piedras en colchón.

Finalmente para la velocidad máxima $V = 4.00$ m/seg se tiene espesor del colchón de 0.30 m (facilidad de construcción) con piedras de canto rodado de 70 a 120 mm.

Diseño de Revestimiento con Gaviones

El revestimiento tiene por objetivo proteger el material de las riberas contra los efectos de la erosión.

El revestimiento se apoya sobre un talud estable.

El muro de gaviones se establece por gravedad.

Recomendaciones Prácticas

Qmax (m ³ /seg)	Bl
> 200	0.60
200 a 500	0.80
500 a 2000	1.00
Bl2 = 1.00 m	

Recomendación: Basadas en Criterios Prácticos (B2)

TABLA N° 8.4 Caudal – Ancho Estable

Qmax (m ³ /seg)	ANCHO ESTABLE (B2)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70

$$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$$

TABLA N° 8.5 Valores para Ks

Descripción	Ks
Lechos naturales de río – fondo solido sin irregular	40
Lechos naturales de río con acarreo irregular	33 - 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 - 35
Lechos naturales de río con derrubio e irregularidad	30
Lechos naturales de río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedra de tamaño de una cabeza)	25 - 28
Torrentes con derrubio grueso, con acarreo móvil	19 - 22
Seleccionar K	25

Fuente: Linsley y Franzini (27)

CÁLCULO DEL BORDO LIBRE (B.L)

Recomendaciones

Q (m ³ /seg)	Bl (m)
>200	0.60
200 a 500	0.80
500 a 2000	1.00

$$Bl2 = 0.60 \text{ m}$$

$$B.L = V^2/2 * g$$

$$B.L = 0.60 \text{ m (por criterio)}$$

Fajas marginales

(Ley y Reglamento de Recursos Hídricos – Ley N° 29338, Artículo 74° de la Ley de Recursos Hídricos, Artículos 113°, 114°, 115°, 116°, 117° y 118° del Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos)

Las fajas marginales son bienes de dominio hidráulico. Están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales. Las dimensiones en una o ambas márgenes son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, y se realiza de acuerdo los siguientes criterios:

- La magnitud e importancia de las estructuras hidráulicas de las presas, reservorios, embalses, canales de derivación, Gaviones, puentes, entre otros.
- El espacio necesario para la construcción, conservación y protección de las defensas ribereñas y de los cauces.
- El espacio necesario para los usos públicos que se requieran.
- La máxima crecida o avenida de los ríos, lagos, lagunas y otras fuentes naturales de agua. No se considerarán las máximas crecidas registradas por causas de eventos excepcionales.

**MICROCUENCA
MEDIA
PROLONGACIÓN SAN
MARTIN**

CAUDAL - 100

10.99

SELECCIÓN DE ANCHO ESTABLE	
METODO SIMONS	9.28
METODO BLENCH	16.97
METODO BLENCH -ALTUNI	13.01
METODO PETTIS	14.72
METODO PRACTICO	9.00
PROMEDIO PONDERADO	11.50

11.50

**MICROCUENCA
MEDIO SAN MARTIN**

CAUDAL - 100

2.28

SELECCIÓN DE ANCHO ESTABLE	
METODO SIMONS	4.23
METODO BLENCH	7.73
METODO BLENCH -ALTUNI	5.93
METODO PETTIS	6.70
METODO PRACTICO	5.00
PROMEDIO PONDERADO	5.92

Fuente: Propia

6.00

**CUADRO N° 8.13. DIMENSIONES DE LOS GAVIONES EN
LOS PUNTOS DE INTERES**

GAVIÓN I			GAVIÓN II			GAVIÓN III		
L =	40	m	L =	20	m	L =	10	m
Lcolchón =	3	m	Lcolchón =	2	m	Lcolchón =	2	m
E colchón	0.3	m	E colchón	0.3	m	E colchón	0.3	m
Hg	4	m	Hg	3	m	Hg	3	m
Hs =	2	m	Hs =	1	m	Hs =	1	m

Elaboración Propia.

CUADRO: N° 8.14
GAVIONES LONGITUDINALES EN LA MARGEN IZQUIERDA
TRATAMIENTO II L= 30 m

ALTURA DE GAVION	4	m
LONGITUD DE COLCHON	3	m
ANCHO DE GAVION	2.50	m
ESPESOR DE COLCHON ANTISOCAVANTE	0.30	m

Elaboración Propia.

Resumen:

- o Gaviones 03 tramos por ambos lados de las márgenes de la quebrada 85 ml en total de longitud.

8.5.2.2.- Resumen de la Propuesta de Drenaje Superficial Longitudinal

La propuesta de Drenaje Superficial Longitudinal para el cauce de la quebrada Prolongación San Martín. Se resumen:

- o Muro de Contención Tipo Gavión al lado izquierdo del botadero de basura de 60 m.l.

Resumen de la propuesta de la obras de protección de Encauzamiento en los tramos críticos de la microcuencas de la Unidad Hidrográfica Prolongación San Martín.

TRATAMIENTO I DE LA UNIDAD HIDROGRÁFICA PROLONGACIÓN SAN MARTIN

Zanjas o canales de Coronación

En la margen izquierda de la Microcuenca de la Unidad Hidrográfica Tipo Gavión. 60 m.l. de longitud.

02 Unidades de Canales Colectores o canales de Desviación Revestidos

01 Unidad de Canal de Desviación a la Microcuenca Río Seco o Puka
Puka

Diques Transversales Disipadores de Energía

Cárcavas

Zanjas de Infiltración

TRATAMIENTO II DE LA UNIDAD HIDROGRÁFICA PROLONGACIÓN SAN MARTIN

Microcuenca Medio Prolongación San Martin Tratamiento II 60 m.l., en la
margin del río San Martin tramo I y un cerco de protección

Un Desarenador – Sedimentador – Disipador de Energía. 14 m.l. de
longitud

Cruce Alcantarilla de la Vía Los Libertadores 30 m.l., y un canal Colector
de enlace del cruce y la poza de recepción del dren existente de
Prolongación San Martin.

Diques Transversales con Pozas Disipadores de Energía

Cárcavas

Zanjas de Infiltración

Gaviones: 10 m.l.

RESUMEN INVENTARIO UNIDAD HIDROGRAFICA – SAN MARTIN

Nº	DESCRIPCIÓN	LONGITUD	TIPO	TOTAL	CONDICIÓN
1	Desarenador			1	Proyectado
2	Gavión	40 mts	I	1	Proyectado
3	Gavión	20 mts	II	1	Proyectado
3	Gavión	10 mts	III	1	Proyectado
4	Diques	20 mts	I	9	Proyectado
5	Diques	13 mts	II	7	Proyectado
6	Diques	4.5 mts	III	7	Proyectado
7	Diques	4 mts	IV	8	Proyectado
7	Diques	7 mts	V	2	Proyectado
8	Diques	8 mts	VI	1	Proyectado
9	Diques	10 mts	VII	1	Proyectado
10	Diques	5 mts	VIII	7	Proyectado
11	Diques	6 mts	IX	3	Proyectado
11	Diques	4.5 mts	X	4	Proyectado
12	Diques	3 mts	XI	5	Proyectado
14	Zanjas de Coronación	250 mts		3	Proyectado
14	Canal Colector	175 mts		2	Proyectado
15	Canal de Desviación	75 mts		1	Proyectado
16	Pozas			2	Proyectado
17	Zanjas de Infiltración	6834 mts		162	Proyectado
18	Muro Seco	180m (h=1.9m e=0.6m)		51	Proyectado
TOTAL				279	PROYECTADOS

Los cálculos hidráulicos y Estructurales de las Obras de Protección Ambientales se presentan en el Anexo II.

X.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el estudio de DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA, distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga, Ayacucho, a raíz de las extraordinarias lluvias e inundaciones que se vienen dando según antecedentes, se formulan las siguientes Conclusiones y Recomendaciones.

10.1.-CONCLUSIONES

- La caracterización geomorfológica de la microcuenca quebrada prolongación San Martín, particularmente de su comportamiento con respecto a su respuesta a las precipitaciones, en términos de avenidas o crecidas, se efectuó en especial a partir de dos parámetros de los nueve analizados.

COEFICIENTE DE COMPACIDAD, K_c .

Si:

$K_c = 1$ tiempos de concentración menores, circular, mayor propensión a las Crecientes.

$K_c = 2$ tiempos de concentraciones mayores, cuenca alargada, menor propensión a las crecientes.

Microcuenca Prolongación San Martín.

Kc. = 1.45 Menor Propensión a las crecientes.

DENSIDAD DE DRENAJE

Si Dd:

Entre 0.5 Km/Km², hoyas con drenaje pobre.

Hasta 3.5 Km/Km², hoyas excepcionalmente bien drenadas.

Dd = 0.50: microcuenca con drenaje pobre. Mayor propensión a las crecientes.

Si se considera tres niveles de respuesta de una microcuenca (como crecientes), a la precipitación: lenta, moderada y rápida.

Por los parámetros analizados, la microcuenca de la quebrada Prolongación San Martín, tendría una respuesta "moderada" a las precipitaciones.

En el análisis de máximas avenidas del río Prolongación San Martín, a partir de los valores generados mediante el modelo de regionalización de los caudales Máximos Instantáneos Anuales de la cuenca de la Quebrada (Área = 0.174 Km²), se reportara para diferentes periodo de retorno, los siguientes caudales máximos de diseño.

Tr (años)	Q _{max} (m ³ /s)	Q _{inst} (m ³ /s)
10	1.40	7.02
20	1.64	8.22
50	1.72	9.80
100	2.10	10.99
200	2.20	12.19
500	2.75	13.77
1000	2.94	19.91

Fuente Elaboración Propia

Estos caudales de diseño, se constituyeron como la base para la simulación hidráulica.

- Coeficiente de la rugosidad n de Manning para la Quebrada Prolongación San Martín, se determinó a partir de la información de campo y de la metodología propuesta por VEN TE CHOW, obteniéndose los siguientes parámetros y valores de rugosidad para el cauce principal.

PARAMETRO	CAUCE PRINCIPAL
n_0	0.033
n_1	0.004
n_2	0.003
n_3	0.002
n_4	0.002
m_5	1.02
n	0.045

Fuente Elaboración Propia

En el análisis de Máximas Avenidas, Método SCS, y con los parámetros geomorfológicos respectivos, área de cuenca, se obtuvo el siguiente rango de caudales máximos instantáneos referenciales para los periodos de retorno (10 – 1000 años), en el rango de precipitación máxima en 24 horas establecido:

Se realizó el cálculo de la socavación general, con diámetros medios, calculados a partir del análisis granulométrico del material conformante de la sección de control con valores de $D_m = 350$ mm, la socavación general, a lo largo del perfil de la sección estaría en el orden del máximo de:

SOCAVACION GENERAL

CAUDAL	DIAMETRO MEDIO	RANGO
		SOCAVACION GENERAL
Q	Dm	S
m^3/seg	(m.m.)	(m)
11.00	350.00	1,00 – 1,50

Considerar para la socavación en la toma de decisiones para el diseño, la ubicación de estrato o basamento rocoso y hacer una falsa zapata (colchón antisocavante), en caso de ser necesario.

Los materiales que rodean a las áreas de influencia de los gaviones proyectados y que servirán de apoyo a las márgenes del río, son cantos rodados de forma subredondeadas mezclados con arenas limosas las cuales se encuentran en estado de compactación que van desde sueltas hasta semicompactadas, con una capacidad portante de 1.27 kg/cm^2 para el área de influencia donde se asentara la construcción de las obras hidráulicas de protección (Gaviones), está constituido por los sedimentos de transporten fluvial de naturaleza aluvial con la presencia de materiales granulares como bolones de diámetro variable y con asentamiento total S_t de 3.1 cm, para el área de influencia de la margen izquierda. Por criterio técnico se debe usar 1.50 m, de profundidad de socavación que son concordantes con los estudios geológicos y geotécnicos realizados (2013). La profundidad de socavación será considerada del nivel mínimo de la superficie de agua en la época de estiaje de la quebrada; definido por el estudio de la hidráulica fluvial en el cauce del río a fin de localizar los niveles de socavación en los tramos estudiados.

La simulación hidráulica, comprendió unos tres tramos de la quebrada Prolongación San Martín o Paraíso I, en ambas márgenes, con una longitud de 0.553 Km. El Tratamiento I: son 60 m., gavión tipo I y el gavión tipo II; el Tratamiento II: son 10 m., gavión tipo III.

La quebrada Prolongación San Martín, permitirán el paso de una medida de diseño correspondiente a la máxima avenida instantánea para un periodo de retorno de 100 años ($Q_{100} = 11.00 \text{ m}^3/\text{seg}$)".

A nivel de la avenida de diseño (NAMO), se le adiciono una altura de 0.60 m. (como bordo libre), este valor constituye la cota de corona de gavión (en las secciones de los extremos de cada tramo con cambio de pendiente). Los gaviones proyectados son de tres tipos, según calculo de diseño realizados deben ser: Gavión Tipo I (40 m.l., para la margen izquierda), Gavión Tipo II (20 m.l., para la margen izquierda), gaviones de altura de 4.00 m y 3.00m respectivamente y Gavión Tipo III (10 ml), de altura total de 3.00 m.

CUADRO N° 8.15 DIMENSIONES DE LOS GAVIONES EN LOS PUNTOS DE INTERES

GAVIÓN I			GAVIÓN II			GAVIÓN III		
L =	40	m	L =	20	m	L =	10	m
Lcolchón =	3	m	Lcolchón =	2	m	Lcolchón =	2	m
E colchón	0.3	m	E colchón	0.3	m	E colchón	0.3	m
Hg	4	m	Hg	3	m	Hg	3	m
Hs =	2	m	Hs =	1	m	Hs =	1	m

Elaboración Propia.

CUADRO: N° 8.16

GAVION LONGITUDINAL EN EL LADO IZQUIERDO L = 30 m

ALTURA DE GAVION	4	m
LONGITUD DE COLCHON	3	m
ANCHO DE GAVION	2.50	m
ESPESOR DE COLCHON ANTISOCAVANTE	0.30	m

La propuesta de Drenaje Superficial Longitudinal para protección del deslizamiento de los sólidos. Se resumen, según la ruta.

- o Muro de Contención Tipo Gavión al lado izquierdo de Residuos Sólidos de 60 m.l., H = 4.00 m, Df = 1.50 m, Lcolchón = 3.00 m y espesor del colchón de 30 cm.

RESUMEN INVENTARIO UNIDAD HIDROGRAFICA – SAN MARTIN

N°	DESCRIPCIÓN	LONGITUD	TIPO	TOTAL	CONDICIÓN
1	Desarenador			1	proyectado
2	Gavión	40 mts	I	1	proyectado
3	Gavión	20 mts	II	1	proyectado
3	Gavión	10 mts	III	1	Proyectado
4	Diques	20 mts	I	9	Proyectado
5	Diques	13 mts	II	7	proyectado
6	Diques	4.5 mts	III	7	proyectado
7	Diques	4 mts	IV	8	proyectado
7	Diques	7 mts	V	2	proyectado
8	Diques	8 mts	VI	1	proyectado
9	Diques	10 mts	VII	1	proyectado
10	Diques	5 mts	VIII	7	proyectado
11	Diques	6 mts	IX	3	proyectado
11	Diques	4.5 mts	X	4	proyectado
12	Diques	3 mts	XI	5	proyectado
14	Zanjas de Coronación	250 mts		3	proyectado
14	Canal Colector	175 mts		2	proyectado
15	Canal de Desviación	75 mts		1	proyectado
16	Pozas			2	proyectado
17	Muro seco	180m.(h=1.9m e=0.6m)		51	proyectado
18	Zanjas de Infiltración	6,834 mts		162	proyectado

- La erosión hídrica estimada en épocas de lluvias para un mes es de 86tn/ha, sin la construcción de las estructuras de retención de sólidos.
- La estructura de retención de sólidos reducirá la erosión hídrica.

10.2.-RECOMENDACIONES

- Se recomienda la instalación de estaciones Hidrometeorológicas en el ámbito de la región Ayacucho, para las cuencas y cursos más importantes o estratégicos, para los efluentes del río La Alameda, dotar a la estación milimétrica aguas arriba del badén nuevo, de tal

modo que una adecuada red hidrometeorológica, permita disponer en el futuro de la suficiente información y validar y/o ajustar las estimaciones efectuadas.

- Considerar para el diseño del proyecto de obras de protección de defensas ribereñas en la quebrada prolongación San Martín, un rango de caudales máximos instantáneos en la quebrada, para un periodo de retorno no menor de 100 años.
- Se recomienda que ambas márgenes de los tramos críticos derecha e izquierda de las tres unidades hidrográficas, deben ser obras hidráulicas tipo gavión con referente a la altura de los gaviones calculados para el diseño entre un rango variable de 0.50 m a mas (profundidad de socavación a nivel del fondo del cauce), y a la baja capacidad portante de 1.27 K/cm^2 , debido también a la presencia de las hondas dinámicas u hondas de la muerte que se presenta en el tramo más crítico del badén proyectado de la sección de control produciéndose tanto aguas arriba y aguas abajo una gran erosión y transporte de sedimentos en las épocas húmedas debido a la presencia de las precipitaciones en diferentes formas y presenta una zona de influencia con un alto riesgo de faya; de antecedentes históricos de los lugareños, son razones suficientes de justificación técnica que se deben tomar en cuenta en el diseño estructural del gavión proyectado.
- Considerar la protección adicional del badén proyectado en la quebrada prolongación San Martín, como manifiesta la erosión

progresiva aguas arriba y aguas abajo del emplazamiento de la margen derecha. Además, para el control de las ondas dinámicas en la margen derecha se debe colocar un dique enrocado con piedra puesta como obra hidráulica de drenaje longitudinal de altura variable aguas abajo del eje del badén proyectado (2.5 m – 1.5 m) variable en dicha margen mencionada anteriormente como obras de protección.

- Se sugiere que en el inicio de cada tramo se debe prolongar con aletas al terreno natural de las riberas de la quebrada sobre la margen izquierda. Además, en dicha margen se debe forestar en la franja con especies de enraizamiento densa (Manú)
- Se sugiere hacer la descolmatación del material del cauce de fondo de la quebrada y colocarlo en las márgenes de la quebrada.
- Se sugiere realizar un estudio de la Geotecnia Externa compactible con la hidráulica fluvial con la finalidad de recomendar en forma de dos tratamientos en la microcuenca y/o quebrada de la Prolongación San Martín.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Aguirre PE, J. "Hidráulica de Sedimentos " 1ra Edición, Merida, Venezuela,1980.
2. APACLLA Nalvarte, Ricardo, "Aplicaciones de la Hidrología de Drenaje de Carreteras", I Curso Nacional de Hidrología, Universidad Nacional Agraria" La Molina, Lima, 2004.
3. Aparicio Mijares Francisco J. "fundamentos de Hidrología de superficie Limusa Grupo Noriega Editores. Septiembre, 1987.
4. , Ayala Luis. R. "Estudio de Degradación de Rios", Santiago de Chile, 1.991
5. Análisis de Máximas Avenidas Volumen I. "ANÁLISIS REGIONAL DE LAS AVENIDAS EN LOS RÍOS DEL PERÚ" REPUBLICA DEL PERÚ COMISIÓN MULTISECTORIAL DEL PLAN NACIONAL DE ORDENAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS R.M. N° 0060 – 77 – PM /ONAJ, Abril, 1979).
6. CHANG Navarro L., Absalón Vásquez V., y Jerome Arledge Manual Técnico "Conservación de Suelos y Aguas" Universidad Nacional Agraria La Molina. Programa Nacional de Manejo de Cuencas y Conservación de Suelos. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC) Centro Nacional de Riegos (IRRICENT). Lima, 1988.

7. CHEREQUE Moran, Wendor, "Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil", Pontificia Universidad Católica del Perú, PUCP, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONCYTEC, Lima, 1989.
8. CHOW Ven Te – Maidment, David – Mays Larry. "Hidrología Aplicadas", Editorial Mac Grall Hill, Bogotá, Colombia, 1994.
9. Caracterización de la Oferta Hídrica Superficial de las Cuencas Pampas, Apurímac y Urubamba Ministro del Ambiente, Dirección General de Hidrología y Recursos Hídricos del SENAMHI, Lima – 2010.
10. Colegio de Ingenieros del Perú; "Simposio sobre deslizamiento (huaycos) e Inundaciones", 1ra Edición, Lima, 1972
11. De Pierola Canales José ; "Turbisonda DHH-01/93 muestreador de sedimentos en suspensión", Lima, 1,994
12. ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS SUPERFICIALES EN LA CUENCA DEL RÍO PAMPAS AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA Y ALA – AYACUCHO. Enero, 2011.
13. Estudio de evaluación de Recursos Naturales y Plan de Protección Ambiental – Departamento de Ayacucho. Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales, ONERN 1984.
14. HANBOK HYDROLOGY David R. Maidment University of Texas at Austin McGraw – HILL. INC, 2008.

15. HERSHFIELD, World Meteorological Organization, WMO, "ANUAL for Estimation of Probable Maximum Precipitation", Operation Hydrology, Report N° 1, Geneva – Switzerland, 1986.
16. IBÁÑES Burga Carlos; "Influencia de los cantos rodados en la capacidad de trasportes de sedimentos".2da Edición, Santiago de Chile, 1,976
17. KIRBY, M.J., "Erosión de suelos", 2da Edición, Mexico, 1984
18. LINSLEY K., Ray Jr., KOHLER A., Max, PAULHUS, LH. Joseph, "Hidrología para Ingenieros", Editorial Mc Graw Hill, Segunda Edición, 1988.
19. Linsley y Franzini; " Ingeniería de los Recursos Hidráulicos", 3ra Edición, Mexico,1970.
20. Manual de Obras Hidráulicas de ANA MINISTERIO DE AGRICULTURA PERÚ, 2008.
21. Manual de Control de Erosión. Agencia de Cooperación Internacional del Japón. Ministerio de Agricultura Corporación Nacional Forestal Programa de Ordenación y Manejo de Cuencas Proyecto Cuencas CONAF – JICA "Control de Erosión y Forestación en Cuencas Hidrográficas de la Zona Semiárida. Santiago de Chile, diciembre de 1998.
22. Manual para el Desarrollo de Obras de Conservación de Suelo I Curso Regional Internacional "Manejo Integral de Cuencas Hidrográficas con Énfasis en Control de Erosión y Degradación de Tierras" Gobierno de Chile- República de Chile. JICA, 2002.

23. MINANG, "Los recursos hídricos de de la Cuenca la Picota, Ayacucho. 1,990
24. MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA INSTITUTO NACIONAL DE DESARROLLO – INADE PROYECTO ESPECIAL RÍO CACHI – PERC "Actualización y Complementación del Proyecto Integral Río Cachi Primera Fase Revisión y Adecuación del Esquema Hidráulico ANEXO 1 HIDROLOGÍA Y METEOROLOGÍA HC & ASOCIADOS S.R.L Agosto 1994.
25. MONSALVE Sáenz, Germán, "Hidrología en la Ingeniería", Segunda Edición, Editorial Alfa omega, Colombia, 1999.
26. Morgan, R.P.C., "Erosión del suelo", 1ra Edición, Madrid, 1997
27. MTC, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Vivienda y Construcción, Reglamento Nacional de Construcciones, Normas Técnicas de Edificación, "S.110 Drenaje Pluvial Urbano", Lima, Perú, 2001.
28. MOP – DV, Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad de Chile, "Manual de Carreteras, Volumen 3 Instrucciones de Diseño, Hidrología y Drenaje", 1981.
29. MOPU, Ministerio de Obras Públicas de España, "Instrucción de Carreteras, 5.1 – IC Drenaje", Segunda Edición, 1965.
30. Organización Panamericana de la Salud; "Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores", Lima, 2005

31. Pacheco León C. y Cromwell Mairena Rivas. Manual de Diseño Hidráulico de Canales y Obras de Artes. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Año 1,997. Lima-Perú.
32. Proyecto “Desarrollo de Capacidades en Zonificación Ecológica, Económica y Ordenamiento Territorial en la Región Ayacucho, 2011.
33. Proyecto de Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para Obras Viales. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Instituto de la Construcción y Gerencia - ICG, Fondo Editorial ICG Primera Edición – Mayo 2011 y Empresa Editora Macro E.I.R.L. Lima – Perú. Primera Edición. Diciembre 2011.
34. Rocha Felices Arturo; “Introducción a la Hidráulica de los Rios”, 1ra Edición, Lima.1998
35. Reglamento Nacional de Edificaciones. Obras de Saneamiento OS. 060 Drenaje pluvial urbano. Grupo Editorial MEGABYTE S.A.C. Segunda Edición, Febrero 2009.
36. Soto monte Sandra Tesis “Aplicación y Ajuste del Modelo de Distribución de Cárcavas, caracterizando la susceptibilidad de Erosión en el Piedemonte de la Zona Sur, (Cochabamba – Bolivia). 2008.
37. Stobout, B.A., “La erosión del suelo por el agua” 1ra Edición, Roma:FAO, 1967
38. UNIVERSIDAD DE TALCA, Instituto Forestal (INFOR) y Estándares de Ingeniería para Aguas y Suelos “Zanjas de Infiltración” Roberto

Pizarro Tapia, Juan Pablo Flores Villanelo, Claudia Sangüesa Pool y Enzo Martínez Araya. Chile, Diciembre 2004.

39. Vide Juan P; "Ingeniería de lo Rios", 1ra Edición, España, 2001

44.- VILLON Béjar, Máximo, "Hidrología", Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola, Lima, Perú, 2002.

PANEL FOTOGRAFICO



Vista 01: Verificación de pendiente de canal evacuadora zona norte de la microcuenca prolongación San Martín..



Vista N° 02: Verificación de pendiente de cárcavas zona norte de microcuenca quebrada prolongación San Martín



Vista N° 03: Círculos en formación sobre terreno transcurrido en zona Norte de la microcuenca prolongación San Martín.



Vista N° 04: Zanjas de infiltración existente en pendiente iradecuada.



Vista 05: Ubicación de desarenador proyectado



Vista N° 06: Diques transversales de mampostería de piedra seca en malas condiciones.



Vista 07: Zanjas de retención de sólidos, para estimar cantidad de material sólido transportado.



Vista N° 08: Parte alta de la quebrada prolongación San Martín donde se proyecta zanja de coronación en el punto de descarga a la quebrada río seco.



Vista 09: parte alta de la quebrada prolongación San Martín en origen de cárcavas.



Vista N° 10: Diques transversales de mampostería de piedra con vertedero central en regular condición en cárcava.

ANEXO
HOJA DE CÁLCULO

LONGITUD DE DIQUES

LONGITUDES DE DIQUES

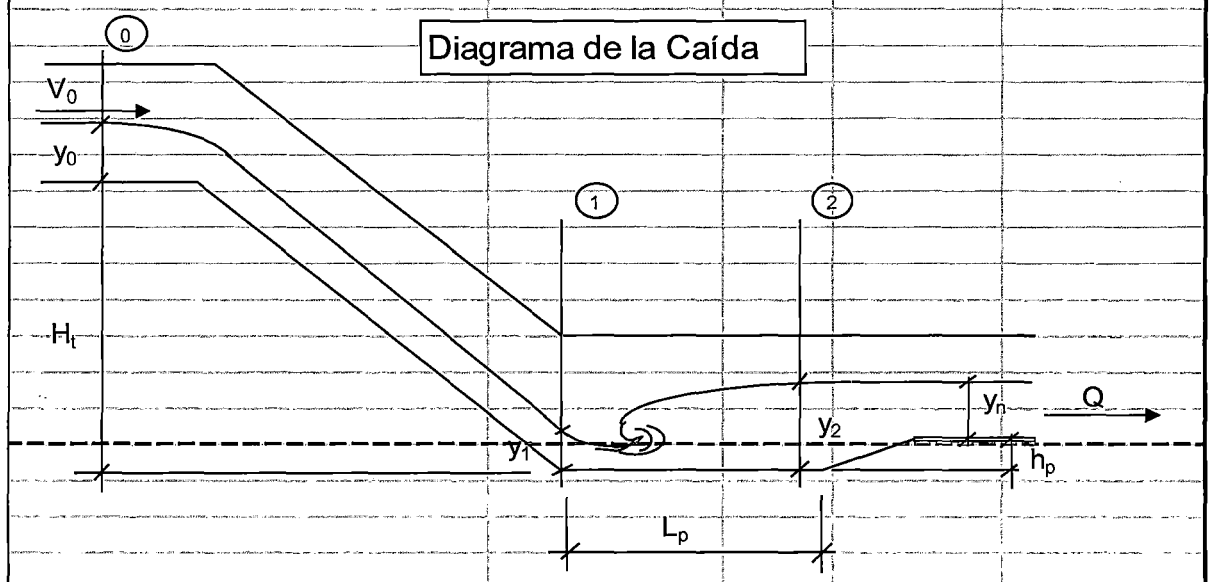
DIQUE No	LONGITUD (mt)
1	20
2	8
3	4,5
4	3,5
5	4
6	3
7	7
8	5

ANEXO 1. DIMENSIONES DE LAS 11 COLCHONES HIDRAULICOS CON SUS RESPECTIVOS DIQUES TRANSVERSALES

POZAS DISIPADORAS TIPO I

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO I
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS
(Para sección rectangular)**

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO P...		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Yo)	1,0000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(Vo)	1,8500	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Yn)	0,5000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(Ht)	1,800	m
F.- CAUDAL	(Q)	9,800	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(Bp)	9,00	m
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0 $Ho = Ht + Yo + Vo^2 / 2g$	(Ho)	2,97	m
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1 $V_1 = (2g Ho)^{1/2}$ $Y_1 = A_1 / Bp = Q / (V_1 Bp)$	(V1) (Y1)	7,64 0,1425	m/seg m
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO $Y_2 = (2Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y2)	1,2329	m
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON $hp = 1.15 Y_2 - Y_n$	(hp)	0,843	m
L.- LONGITUD DE LA POZA $Lp = 5 (Y_2 - Y_1)$	(Lp)	5,452	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO I PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO I			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m \cdot A$			9,80
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		3,0939
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,270
$A =$	Area hidráulica		3,17
$P =$	Perímetro mojado		22,5
$R =$	Radio hidráulico (AP)		0,14
$Q_{max} =$			9,80 m ³ /s
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q / (t^{5/3} \cdot b)$			
$ts = [(a \cdot t^{5/3}) / (0.6 \cdot \gamma \cdot 1.18 \cdot B)]^{3/4} \cdot (1+x)$			
$H_s = ts - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s \cdot S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
γ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,50		
b :	11,21		
γ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	2,78		
ts =	0,89	m	
Hs =	0,39	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
$H_c =$			1,89 m

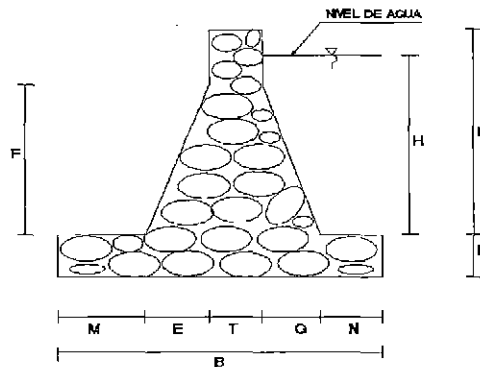
DISEÑO DIQUE T 1

DIQUE TIPO I DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS
PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	5.00
T=		0.60
h=		0.40
H=		2.80
E=		1.50
G=		0.50
D=		3.00
F=		1.80
M=		1.20
N=		1.20
B.L.=		0.20



Chequeo dimensiones de:

Base	Σ	5.00	OK
Altura total =>		3.40	Ok

Peso especific de mamposteria de piedra (ω)=	2.20 T/m ³
Peso especifico Agua (γ)=	1.00 T/m ³
Peso especifico de sedimentos (γ_s)=	1.60 T/m ³
Presión admisible de terreno (q)=	2.53 Kg/cm ²
Coefficiente Fricción (f)=	0.60
Velocidad de río (v) =	3.00 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0.01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	2.97	2.20	6.53
P2	3.96	3.00	11.88
P3	0.99	3.47	3.43
P4	4.40	2.50	11.00
P5	1.70	4.15	7.06
P6	0.45	3.63	1.64
P7	2.16	4.40	9.50
TOTAL	16.63	23.35	51.04

N

Mr

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E'Y
Agua	3.92	0.93	3.66
Sedimentos	2.59	0.60	1.56
Impacto	0.02	3.00	0.05
TOTAL	6.53	4.53	5.26

Ha

Ma

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= $Hr/Ha = f \cdot N/Ma =$	1.529 > 1.50	CONFORME
FSV= $Nr/Ma =$	9.706 > 2	CONFORME

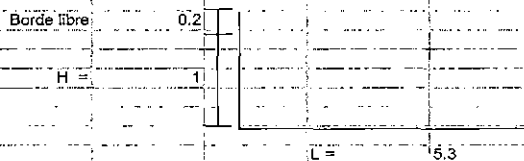
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

$e = (Mr - Ma)/N =$	2.75 m	
$2B/3 =$	3.33 m	
$B/3 =$	0.20 m	
¿Se cumple $e < 2B/3$?	2.75 < 3.33	CONFORME
¿Se cumple $e > B/3$?	2.75 > 0.20	CONFORME

$q1 = N(1+6 \cdot e/B)$	14.31 T/m ²	
$q2 = N(1-6 \cdot e/B)$	-7.66 T/m ²	
$q1 < q$ admisible	14.31 < 25.30	CONFORME

VERTEDERO

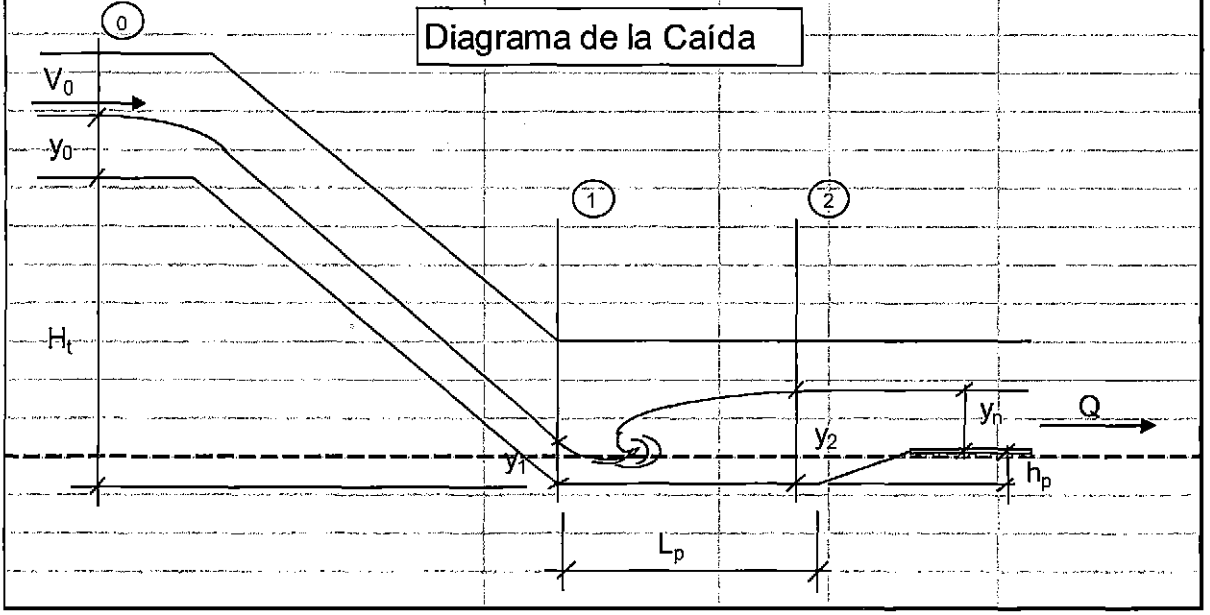
$Q =$	9.8	m ³ /s
$\phi =$	4	=1.84
$L =$	3	5.3261
$H =$	1	1



POZAS DISIPADORAS TIPO II

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO II
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS
(Para sección rectangular)**

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,7000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	2,0000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,8000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	1,200	m
F.- CAUDAL	(Q)	8,160	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	5,00	m
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0			
$H_o = H_t + Y_o + V_o^2 / 2g$	(H _o)	2,10	m
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1			
$V_1 = (2g H_o)^{1/2}$	(V ₁)	6,42	m/seg
$Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$	(Y ₁)	0,2540	m
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO			
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	1,3406	m
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON			
$h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0,622	m
L.- LONGITUD DE LA POZA			
$L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	5,433	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO II PICOTA

SOCAVACION DIQUE II			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m * A$			8,16246
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		5,70801
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,390
$A =$	Area hidráulica		1,43
$P =$	Perímetro mojado		5,34
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,27
Qmax =		8,16 m3/s	
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q/(t^{5/3} * b)$			
$ts = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \gamma * 1.18 * B)]^{1/(1+x)}$			
$H_s = ts - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
γ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,45		
b :	6,10		
γ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	5,06		
ts =	1,24	m	
Hs =	0,79	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
SOCAVACIÓN DIQUE	Hc =	1,79	m

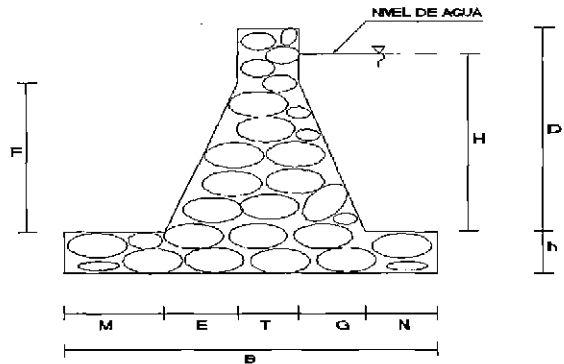
DISEÑO DIQUE T 2

DIQUE TIPO II DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA HIDRAULICA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS
PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	2,60
T=		0,40
h=		0,30
H=		1,40
E=		0,80
G=		0,40
D=		1,60
F=		1,20
M=		0,50
N=		0,50
B.L.=		0,20



Chequeo dimensiones de:

Base Σ =	2,60	Ok
Altura total =>	1,90	Ok

Peso especifico de mamposteria de piedra (γ_s)=	2,20 T/m ³
Peso especifico Agua (γ_w)=	1,00 T/m ³
Peso especifico de sedimentos (γ_{s2})=	1,60 T/m ³
Presión admisible de terreno (q)=	2,45 Kg/cm ²
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	5,70 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	1,06	1,03	1,09
P2	1,41	1,50	2,11
P3	0,53	1,63	0,97
P4	1,72	1,30	2,23
P5	0,18	2,15	0,39
P6	0,24	1,97	0,47
P7	0,60	2,35	1,41
TOTAL	5,73	12,13	8,67

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	0,98	0,47	0,46
Sedimentos	1,15	0,40	0,46
Impacto	0,03	1,60	0,05
TOTAL	2,16	2,47	0,96

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= $Hr/Ha = f * N/Ha =$	1,591 > 1,50	CONFORME
F _{SV} = $Mr/Ma =$	8,997 > 2	CONFORME

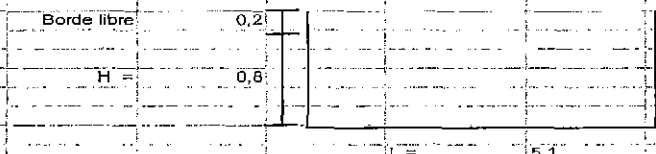
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

$e = (Mr - Ma)/N =$	1,35 m	
$2B/3 =$	1,73 m	
$B/3 =$	0,13 m	
¿Se cumple $e < 2B/3$?	1,35 < 1,73	CONFORME
¿Se cumple $e > B/3$?	1,35 > 0,13	CONFORME

$q1 = N(1+6*e/B)$	9,04 T/m ²	
$q2 = N(1-6*e/B)$	-4,64 T/m ²	
$q1 < q$ admisible	9,04 < 24,50	CONFORME

VERTEDERO

Q =	8,16	m ³ /s
	4	
	3	
	L =	5,1461
	H =	0,8



POZAS DISIPADORAS TIPO III

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS
(Para sección rectangular)**

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE RETENCION DE SOLIDO PROVENIENTES DE LAS LADERAS CERRO PICOTA		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,3000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	2,3000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,3000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	1,000	m
F.- CAUDAL	(Q)	3,460	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	4,00	m

H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0	(H ₀)	1,57	m
-----------------------------	-------------------	------	---

$H_0 = H_t + Y_0 + V_0^2 / 2g$

I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1	(V ₁)	5,55	m/seg
	(Y ₁)	0,1559	m

$V_1 = (2g H_0)^{1/2}$
 $Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$

J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO	(Y ₂)	0,9144	m
-----------------------------------	-------------------	--------	---

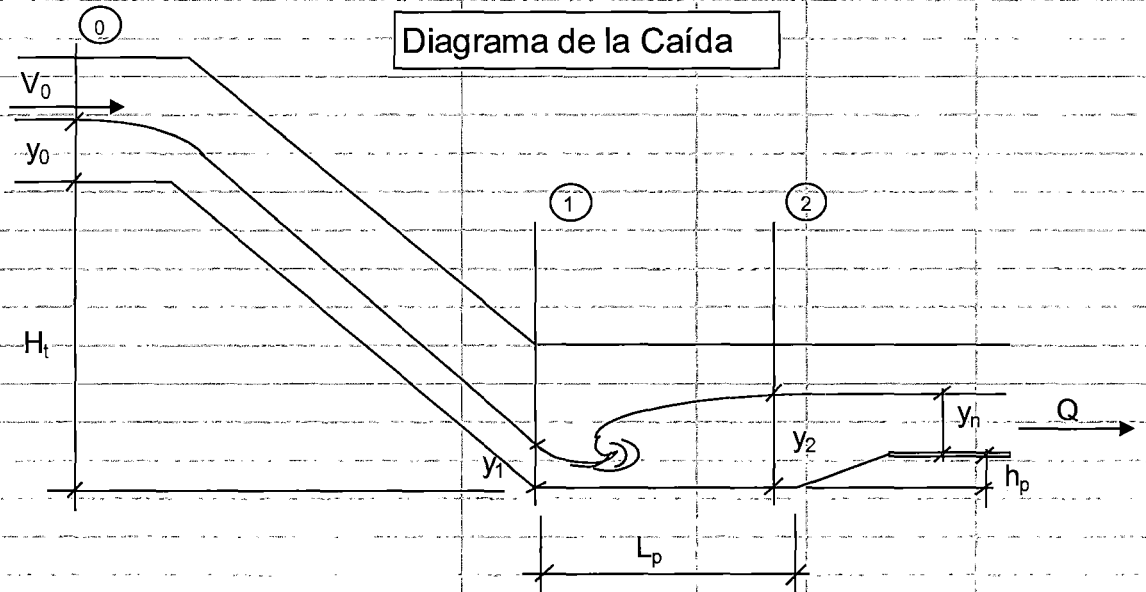
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$

K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON	(h _p)	0,707	m
-----------------------------	-------------------	-------	---

$h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$

L.- LONGITUD DE LA POZA	(L _p)	3,793	m
-------------------------	-------------------	-------	---

$L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$



TIPO III PICOTA

SOCACAVION DIQUE TIPO III			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m * A$			3,45503
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		4,26547
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,420
$A =$	Area hidráulica		0,81
$P =$	Perímetro mojado		4,95
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,16
$Q_{max} =$	3,46 m ³ /s		
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q/(t^{5/3} * b)$			
$ts = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \gamma * B)]^{1/(1+x)}$			
$H_s = ts - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
γ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,30		
b :	4,00		
γ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	6,42		
ts =	0,89	m	
Hs =	0,59	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
Hc =	1,59	m	

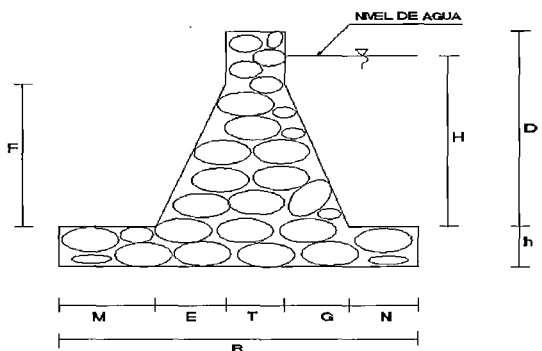
DISEÑO DIQUE T 3

DIQUE TIPO III DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA HIDRAULICA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS
PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	2,50
T=		0,30
h=		0,30
H=		1,50
E=		0,80
C _u =		0,40
D=		1,70
F=		1,00
M=		0,50
N=		0,50
B.L.=		0,20



Chequeo dimensiones de:

Base	Σ=	2,50	Ok
Altura total	Σ=	2,00	Ok

Peso especifico de mamposteria de piedra (ω)=	2,20 T/m ³
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m ³
Peso especifico de sedimentos (γ _s)=	1,60 T/m ³
Presión admisible de terreno (q)=	2,45 Kg/cm ²
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de rio (v)=	4,90 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	0,88	1,03	0,91
P2	1,12	1,45	1,63
P3	0,44	1,73	0,76
P4	1,65	1,25	2,06
P5	0,45	2,05	0,92
P6	0,20	1,87	0,37
P7	0,50	2,25	1,13
TOTAL	5,24	11,63	7,78
N			Mr

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	1,13	0,50	0,56
Sedimentos	0,80	0,33	0,27
Impacto	0,02	1,70	0,04
TOTAL	1,95	2,53	0,87
Ha			Ma

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= Hr/Ha = f * N/Ha=	1,613 > 1,50	CONFORME
FSV= Mr/Ma=	8,937 > 2	CONFORME

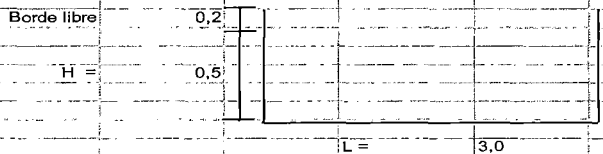
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

e= (Mr-Ma)/N=	1,32 m	
2B/3=	1,67 m	
B/3=	0,10 m	
¿Se cumple e < 2B/3 ?	1,32 < 1,67	CONFORME
¿Se cumple e > B/3 ?	1,32 > 0,10	CONFORME

q1= N(1+6*e/B)	8,73 T/m ²	
q2= N(1-6*e/B)	-4,54 T/m ²	
q1 < q admisible	8,73 < 24,50	CONFORME

VERTEDERO

Q =	3,46	m ³ /s
$Q = 1,84 \times L \times H^{\frac{2}{3}}$		
L =		2,9850
H =		0,5



POZAS DISIPADORAS TIPO IV

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS**

(Para sección rectangular)

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DE CERRO LA PICOTA		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,4000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	2,4500	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,2000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	0,800	m
F.- CAUDAL	(Q)	1,470	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	3,00	m

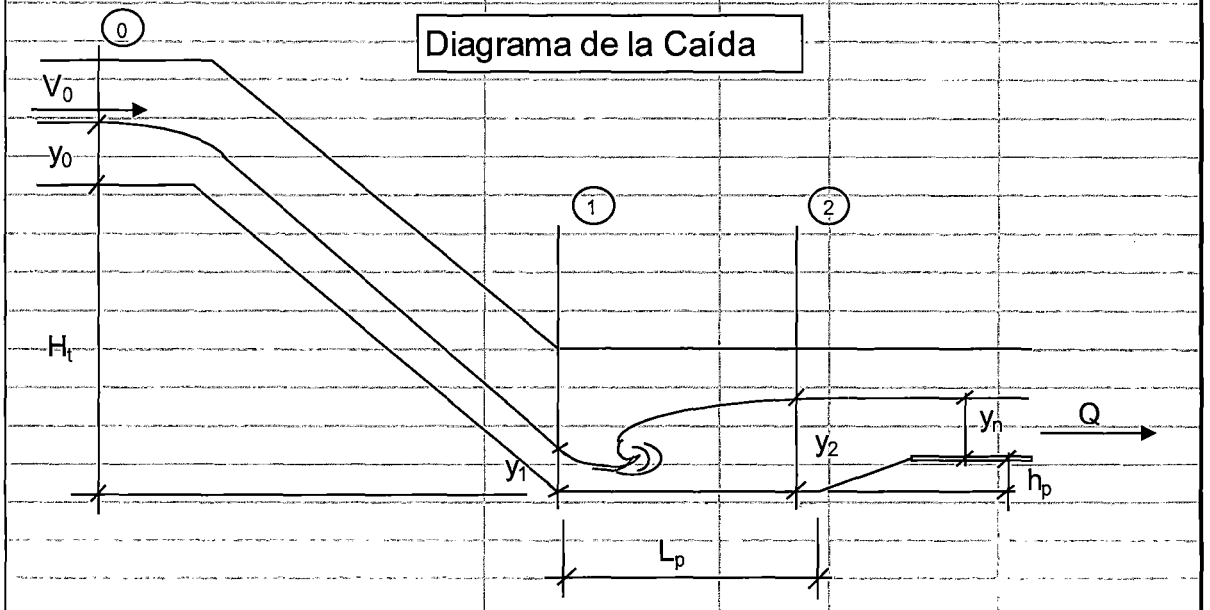
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0			
$H_o = H_t + Y_o + V_o^2 / 2g$	(H _o)	1,51	m

I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1			
$V_1 = (2g H_o)^{1/2}$	(V ₁)	5,44	m/seg
$Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$	(Y ₁)	0,0901	m

J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO			
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	0,6932	m

K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON			
$h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0,567	m

L.- LONGITUD DE LA POZA			
$L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	3,015	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO IV PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO IV			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m \cdot A$			1,83245
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		3,44446
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,410
$A =$	Area hidráulica		0,53
$P =$	Perímetro mojado		4,4
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,12
Qmax =		1,83 m³/s	
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q / (t^{5/3} \cdot b)$			
$ts = [(a \cdot t^{5/3}) / (0.6 \cdot \gamma \cdot 1.18 \cdot B)]^{1/(1+x)}$			
$H_s = ts - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s \cdot S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
γ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,20		
b :	4,00		
γ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	6,70		
ts =	0,55	m	
Hs =	0,35	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
Hc =	1,35	m	

DISEÑO DIQUE T 4

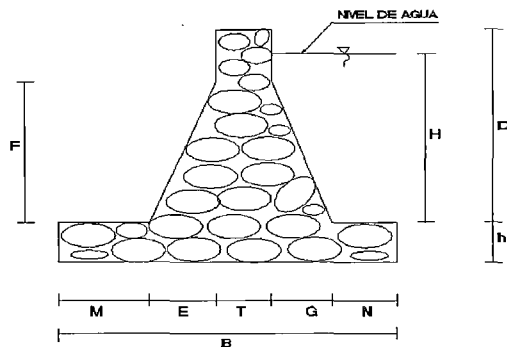
DIQUE TIPO IV DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA HIDRAULICA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS
PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	2,00
T=		0,40
h=		0,20
H=		1,20
E=		0,50
G=		0,30
D=		1,40
F=		0,80
M=		0,40
N=		0,40
B.L.=		0,20

Chequeo dimensiones de:
Base Σ = 2,00 Ok
Altura total => 1,60 Ok



Peso especifico de mamposteria de piedra (ω)=	2,20 T/m ³
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m ³
Peso especifico de sedimentos (γ_s)=	1,60 T/m ³
Presión admisible de terreno (q)=	1,96 Kg/cm ²
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	3,50 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	0,44	0,73	0,32
P2	1,23	1,10	1,36
P3	0,26	1,40	0,37
P4	0,88	1,00	0,88
P5	0,28	1,65	0,46
P6	0,12	1,50	0,18
P7	0,32	1,80	0,58
TOTAL	3,54	9,18	4,15

N Mr

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	0,72	0,40	0,29
Sedimentos	0,51	0,27	0,14
Impacto	0,02	1,40	0,02
TOTAL	1,25	2,07	0,45

Ha Ma

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= $Hr/Ha = f \cdot N/Ma = 1,698 > 1,50$ CONFORME
FSV= $Mr/Ma = 9,232 > 2$ CONFORME

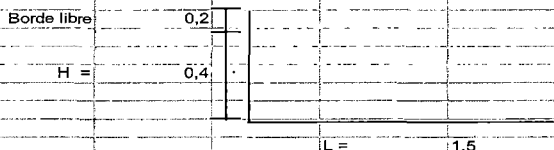
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

$e = (Mr - Ma)/N = 1,05$ m.
 $2B/3 = 1,33$ m
 $B/3 = 0,13$ m
 ζ Se cumple $e < 2B/3$? **1,05 < 1,33** CONFORME
 ζ Se cumple $e > B/3$? **1,05 > 0,13** CONFORME

$q1 = N(1+6 \cdot e/B) = 7,31$ T/m²
 $q2 = N(1-6 \cdot e/B) = -3,78$ T/m²
 $q1 < q$ admisible **7,31 < 19,60** CONFORME

VERTEDERO

9999
 $Q = 1,47$ m³/s
 $Q = 1,84 \cdot L \cdot H^{3/2}$
 $L = 1,4716$
 $H = 0,4$



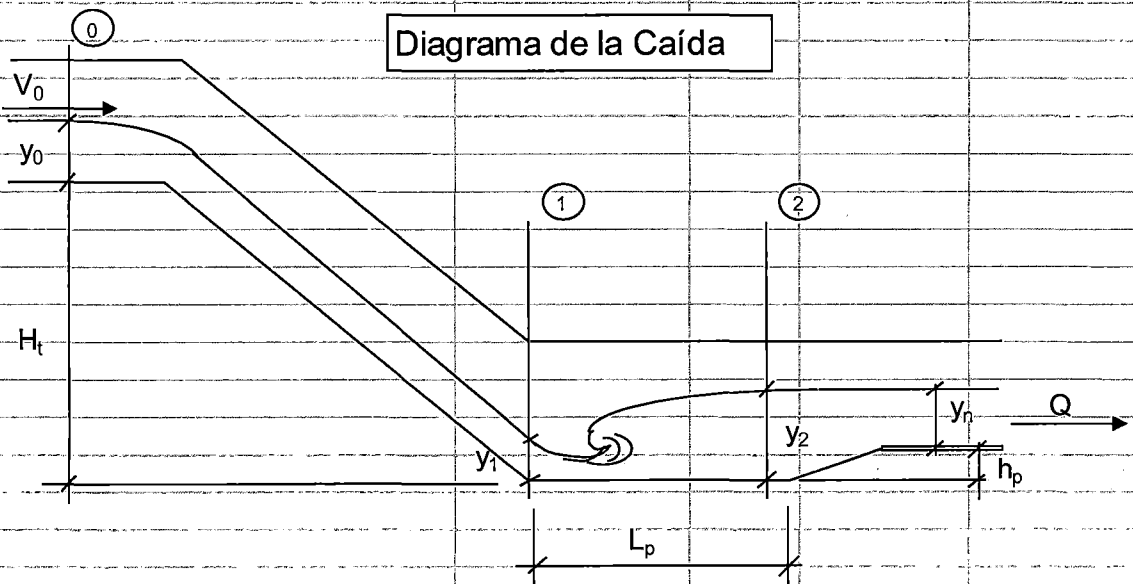
POZAS DISIPADORAS TIPO V

DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III

RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS

(Para sección rectangular)

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS PROVENIENTE DE LADERAS DEL CERRO PIC		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,1000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	5,0000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,1500	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	0,800	m
F.- CAUDAL	(Q)	0,180	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	2,00	m
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0			
$Ho = Ht + Yo + Vo^2 / 2g$	(H _o)	2,17	m
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1			
$V_1 = (2g Ho)^{1/2}$	(V ₁)	6,53	m/seg
$Y_1 = A_1 / Bp = Q / (V_1 Bp)$	(Y ₁)	0,0138	m
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO			
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	0,3394	m
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON			
$hp = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0,218	m
L.- LONGITUD DE LA POZA			
$Lp = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	1,628	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO V PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO V			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m * A$			0,15609
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		0,86718
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,420
$A =$	Area hidráulica		0,18
$P =$	Perímetro mojado		12
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,02
$Q_{max} =$	0,16 m ³ /s		
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q/(t^{5/3} * b)$			
$t_s = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \rho * 1.18 * B)]^{1/(1+x)}$			
$H_s = t_s - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
ρ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,05		
b :	8,00		
ρ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	2,88		
$t_s =$	0,05	m	
$H_s =$	0,00	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
$H_c =$	1,00	m	

DISEÑO DIQUE T 5

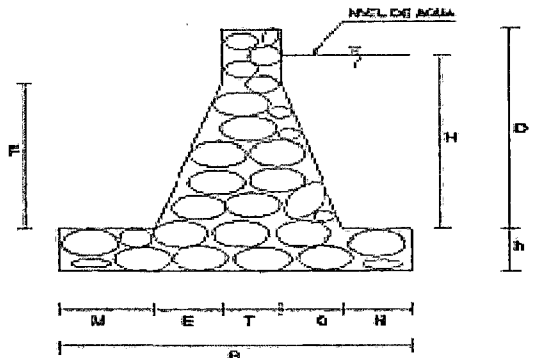
DIQUE TIPO V DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

PROYECTO: DISEÑO - DERRAMO DE REFRIGERANTE DE RESERVOIRIO DE ED. L. 505
 PROVENIENTES DE LAS LACERAS DEL DERRAMA ROY TAPAYACOLCO

DATOS:

W ₁	1.99
W ₂	0.30
W ₃	0.20
W ₄	0.85
W ₅	0.55
W ₆	0.30
W ₇	1.05
W ₈	0.20
W ₉	0.40
W ₁₀	0.40
W ₁₁	0.20

Coeficiente de fricción $\mu = 0.30$
 Coeficiente de fricción $\mu = 0.25$



Resistencia a la tracción $\sigma_{tr} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia a la compresión $\sigma_{comp} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia a la flexión $\sigma_{flex} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia a la torsión $\sigma_{tors} = 1.99 \text{ kg/cm}^2$
 Coeficiente de fricción $\mu = 0.30$
 Coeficiente de fricción $\mu = 0.25$
 Peso de agua $\gamma_w = 1.00$

1.20 kg/cm²
 1.00 kg/cm²
 1.50 kg/cm²
 1.99 kg/cm²
 0.30
 0.25
 1.00

Elemento	Peso P (Ton)	Brzo X (Y)	PxX
W ₁	0.11	0.00	0.00
W ₂	0.08	0.00	0.00
W ₃	0.04	0.00	0.00
W ₄	0.04	0.00	0.00
W ₅	0.04	0.00	0.00
W ₆	0.04	0.00	0.00
W ₇	0.04	0.00	0.00
W ₈	0.04	0.00	0.00
W ₉	0.04	0.00	0.00
W ₁₀	0.04	0.00	0.00
W ₁₁	0.04	0.00	0.00
TOTAL	2.71	0.00	0.00

Elemento	Brzo X (Ton)	Brzo Y (Ton)	ByY
W ₁	0.00	0.00	0.00
W ₂	0.00	0.00	0.00
W ₃	0.00	0.00	0.00
W ₄	0.00	0.00	0.00
W ₅	0.00	0.00	0.00
W ₆	0.00	0.00	0.00
W ₇	0.00	0.00	0.00
W ₈	0.00	0.00	0.00
W ₉	0.00	0.00	0.00
W ₁₀	0.00	0.00	0.00
W ₁₁	0.00	0.00	0.00
TOTAL	0.00	1.00	0.27

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

Factor de seguridad $\gamma = 1.80 > 1.50$ **CONFORME**
 Factor de seguridad $\gamma = 11.15 > 2$ **CONFORME**

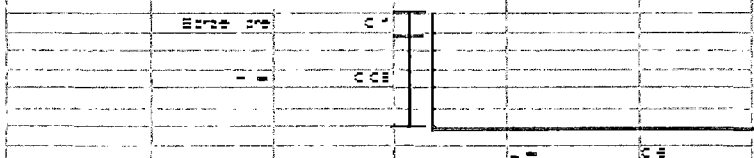
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

Presión $\sigma = 0.99 < 1.27$ **CONFORME**
 Presión $\sigma = 0.99 > 0.40$ **CONFORME**

Factor de seguridad $\gamma = 5.89 > 1.50$ **CONFORME**

VERIFICACION DE TENSIONES

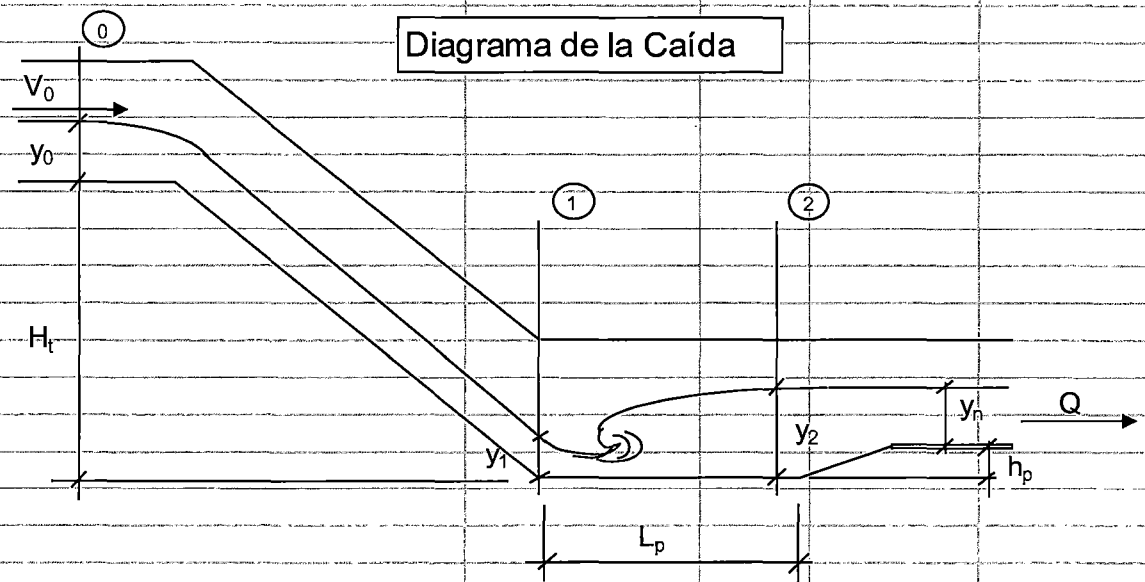
Tensión $\sigma = 0.99 < 1.27$ **CONFORME**
 Tensión $\sigma = 0.99 > 0.40$ **CONFORME**



POZAS DISIPADORAS TIPO VI

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS
(Para sección rectangular)**

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO PICOTA		
2.- ZONAL	Aya cucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	m/seg ²
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,1000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	6,0000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,1000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	0,500	m
F.- CAUDAL	(Q)	0,030	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	1,00	m
H.- CARGA TOTAL EN ELEJE 0 $Ho = Ht + Yo + Vo^2 / 2g$	(Ho)	2,43	m
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1 $V_1 = (2g Ho)^{1/2}$ $Y_1 = A_1 / Bp = Q / (V_1 Bp)$	(V ₁) (Y ₁)	6,91 0,0043	m/seg m
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO $Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	0,2034	m
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON $hp = 1.15 Y_2 - Y_n$	(hp)	0,119	m
L.- LONGITUD DE LA POZA $Lp = 5 (Y_2 - Y_1)$	(Lp)	0,996	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO VI PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO VI			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m * A$			0,15359
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		0,76793
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,420
$A =$	Area hidráulica		0,20
$P =$	Perímetro mojado		16
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,01
$Q_{max} =$	0,15 m ³ /s		
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q / (t^{5/3} * b)$			
$ts = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \gamma * 1.18 * B)]^{1/(1+x)}$			
$H_s = ts - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
γ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,05		
b :	8,00		
γ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	2,83		
ts =	0,05	m	
Hs =	0,00	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
$H_c =$	1,00	m	

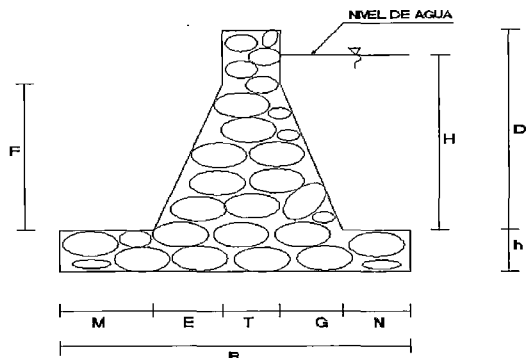
DISEÑO DIQUE T 6

DIQUE TIPO VI DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS
PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	1,60
T=		0,30
h=		0,20
H=		0,55
E=		0,30
G=		0,30
D=		0,75
F=		0,50
M=		0,30
N=		0,40
B.L.=		0,20



Chéqueo dimensiones de:

Base	Σ=	1,60	Ok
Altura total	=>	0,95	Ok

Peso especif de mamposteria de piedra (α)=	2,20 T/m3
Peso específico Agua (γ)=	1,00 T/m3
Peso específico de sedimentos (γs)=	1,60 T/m3
Presión admisible de terreno (q)=	1,99 Kg/cm2
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	3,00 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	0,17	0,50	0,08
P2	0,50	0,75	0,37
P3	0,17	1,00	0,17
P4	0,70	0,80	0,56
P5	0,04	1,25	0,04
P6	0,08	1,10	0,08
P7	0,20	1,40	0,28
TOTAL	1,84	6,80	1,59

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	0,15	0,18	0,03
Sedimentos	0,20	0,17	0,03
Impacto	0,02	0,75	0,01
TOTAL	0,37	1,10	0,07

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= Hr/Ha = f * N/Ha=	3,013 > 1.50	CONFORME
FSV= Mr/Ma=	21,963 > 2	CONFORME

VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

e= (Mr-Ma)/N=	0,82 m	
2B/3=	1,07 m	
B/3=	0,10 m	
¿Se cumple e < 2B/3 ?	0,82 < 1,07	CONFORME
¿Se cumple e > B/3 ?	0,82 > 0,10	CONFORME
q1= N(1+6*e/B)	4,70 T/m2	
q2= N(1-6*e/B)	-2,40 T/m2	
q1 < q admisible	4,70 < 19,90	CONFORME

VERTEDERO

Q =	0,03	m3/s	9999
$Q = 1,84 \times L \times H^3$			
L =			0,1201
H =			0,05



POZAS DISIPADORAS TIPO VII

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS
(Para sección rectangular)**

1.- NOMBRE DEL PROYECTO **DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO PICOTA**
 2.- ZONAL **Ayacucho**
 3.- UBICACIÓN **Quebrada prolongacion San Martin - Picota**

A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	9,81
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,1000 m	
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	4,5000 m/seg	
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,1000 m	
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	0,500 m	
F.- CAUDAL	(Q)	0,090 m ³ /seg	
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	1,00 m	

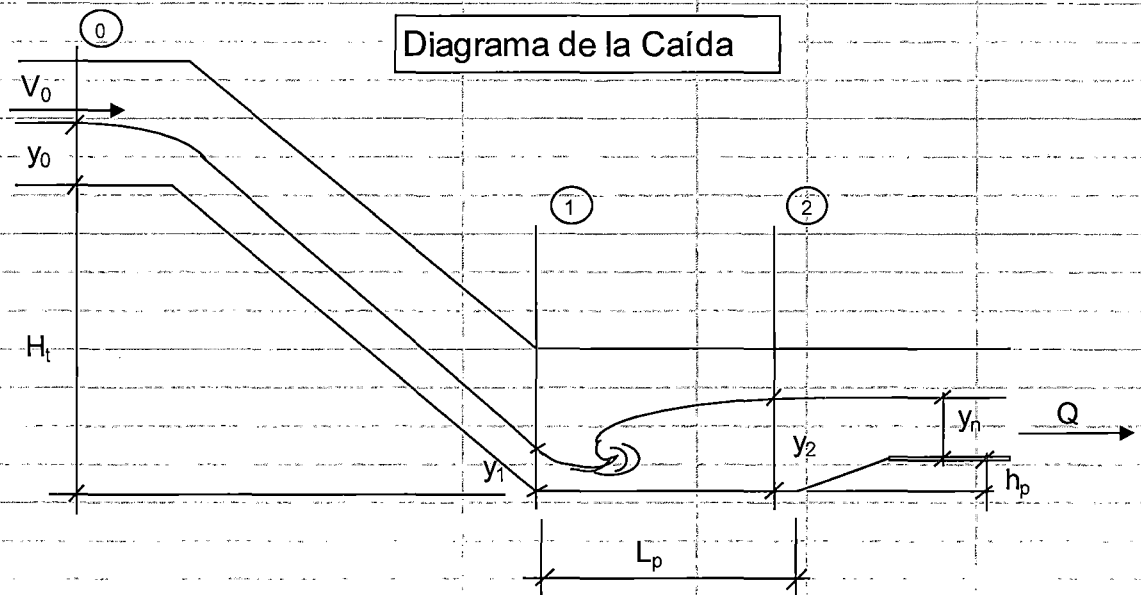
H.- CARGA TOTAL EN ELEJE 0
 $H_o = H_t + Y_o + V_o^2 / 2g$
 (H_o) **1,63 m**

I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1
 $V_1 = (2g H_o)^{1/2}$
 $Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$
 (V₁) **5,66 m/seg**
 (Y₁) **0,0159 m**

J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO
 $Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$
 (Y₂) **0,3144 m**

K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON
 $h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$
 (h_p) **0,247 m**

L.- LONGITUD DE LA POZA
 $L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$
 (L_p) **1,492 m**



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO VII PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO VII			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m \cdot A$			0,09509
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		0,63391
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,420
$A =$	Area hidráulica		0,15
$P =$	Perímetro mojado		16
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,01
$Q_{max} =$	0,10 m ³ /s		
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q / (t^{5/3} \cdot b)$			
$t_s = [(a \cdot t^{5/3}) / (0.6 \cdot \rho \cdot 1.18 \cdot B)]^{1/(1+x)}$			
$H_s = t_s - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s \cdot S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
ρ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de máxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,02		
b :	9,50		
ρ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	6,79		
$t_s =$	0,03	m	
$H_s =$	0,01	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
$H_c =$	1,01	m	

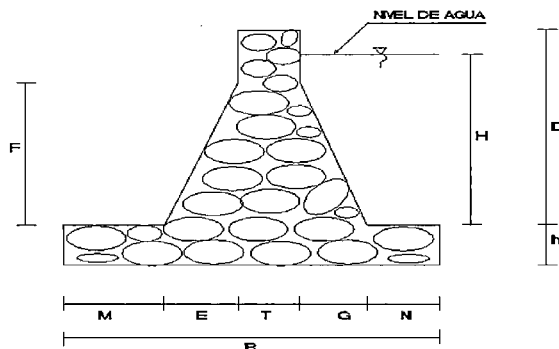
DISEÑO DIQUE T 7

DIQUE TIPO VII DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS: (mts)

B=	1,60
T=	0,30
h=	0,20
H=	0,55
E=	0,30
G=	0,30
D=	0,75
F=	0,50
M=	0,30
N=	0,40
B.L.=	0,20



Chequeo dimensiones de:

Base Σ =	1,60	Ok
Altura total =>	0,95	Ok

Peso especifico de mamposteria de piedra (γ_s)=	2,20 T/m ³
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m ³
Peso especifico de sedimentos (γ_s)=	1,60 T/m ³
Presión admisible de terreno (q)=	1,99 Kg/cm ²
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de rio (v)=	2,00 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	0,17	0,50	0,08
P2	0,50	0,75	0,37
P3	0,17	1,00	0,17
P4	0,70	0,80	0,56
P5	0,04	1,25	0,04
P6	0,08	1,10	0,08
P7	0,20	1,40	0,28
TOTAL	1,84	6,80	1,59

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	0,15	0,18	0,03
Sedimentos	0,20	0,17	0,03
Impacto	0,01	0,75	0,01
TOTAL	0,36	1,10	0,07

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= $Hr/Ha = f * N/Ha$ =	3,054 > 1,50	CONFORME
FSV= Mr/Ma =	23,164 > 2	CONFORME

VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

$e = (Mr - Ma)/N$ =	0,83 m	
$2B/3$ =	1,07 m	
$B/3$ =	0,10 m	
¿Se cumple $e < 2B/3$?	0,83 < 1,07	CONFORME
¿Se cumple $e > B/3$?	0,83 > 0,10	CONFORME

$q1 = N(1+6*e/B)$	4,71 T/m ²	
$q2 = N(1-6*e/B)$	-2,41 T/m ²	
$q1 < q$ admisible	4,71 < 19,90	CONFORME

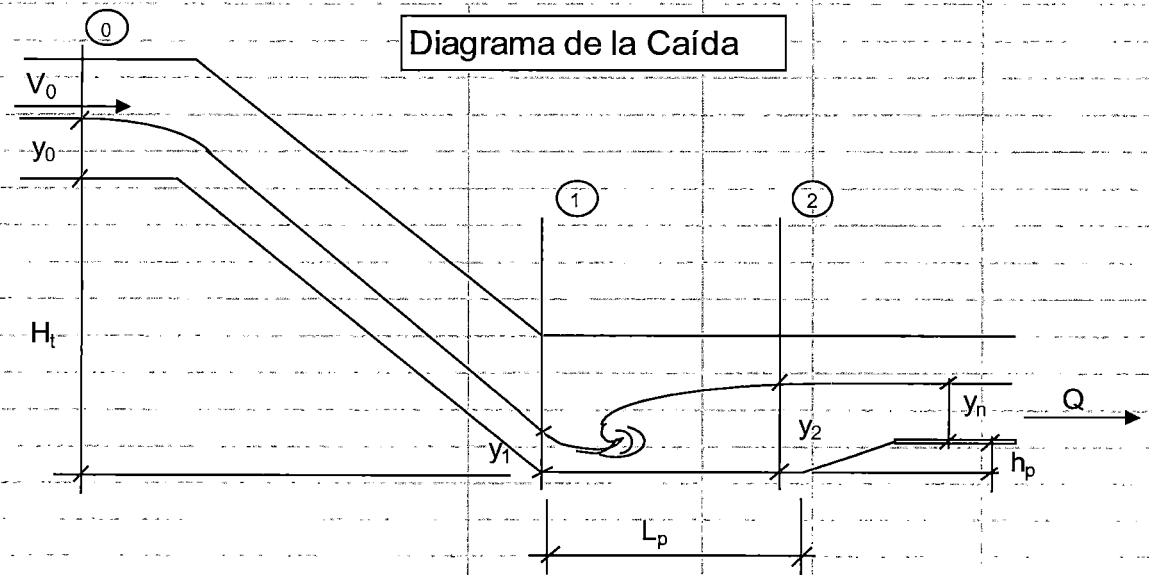
VERTEDERO

Q =	0,09 m ³ /s
$Q = 1,84 * L * H^{3/2}$	
L =	0,3604
H =	0,05
Borde libre	0,1
H =	0,05
L =	0,4

POZAS DISIPADORAS TIPO VIII

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS
(Para sección rectangular)**

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO PICOTA		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	9,81
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,3000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	2,8000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,2000	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	0,800	m
F.- CAUDAL	(Q)	0,680	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	2,00	m
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0 $Ho = Ht + Yo + Vo^2 / 2g$	(H ₀)	1,50	m
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1 $V_1 = (2g Ho)^{1/2}$ $Y_1 = A_1 / Bp = Q / (V_1 Bp)$	(V ₁) (Y ₁)	5,42 0,0627	m/seg m
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO $Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	0,5826	m
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON $hp = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0,440	m
L.- LONGITUD DE LA POZA $Lp = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	2,600	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO VIII PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO VIII			
I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO			
$V_m = K_s \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)			
$Q = V_m \cdot A$			0,68132
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg		2,4333
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río		22
$S =$	Pendiente del lecho del río		0,280
$A =$	Area hidráulica		0,28
$P =$	Perímetro mojado		2,93
$R =$	Radio hidráulico (A/P)		0,10
$Q_{max} =$	0,68 m ³ /s		
II. DISEÑO DE SOCAVACION			
1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)			
$a = Q / (t^{5/3} \cdot b)$			
$ts = [(a \cdot t^{5/3}) / (0.6 \cdot \gamma \cdot 1.18 \cdot B)]^{1/(1+x)}$			
$Hs = ts - t$			
a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s \cdot S^{1/2}$			
t : Tirante normal (de seccionamiento)			
b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)			
γ : Densidad del suelo seco			
B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año			
$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm			
t :	0,20		
b :	1,80		
γ :	1,60		
B :	0,97		
$1/(1+x)$:	0,76		
a =	5,53		
ts =	0,47	m	
Hs =	0,27	m	
2 Profundidad de cimentacion			
$H_c = H_s + 1m$			
$H_c =$	1,27	m	

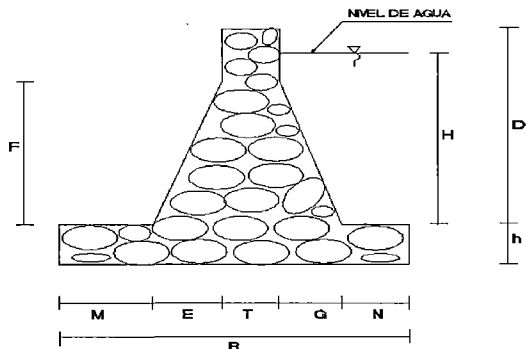
DISEÑO DIQUE T 8

DIQUE TIPO VIII DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B ₁	(mts)	2,00
T ₁		0,30
h ₁		0,20
H ₁		1,10
E ₁		0,40
G ₁		0,30
D ₁		1,30
F ₁		0,80
M		0,50
N		0,50
B.L.		0,20



Chequeo dimensiones de:
 Base $\Sigma =$ 2,00 Ok
 Altura total \Rightarrow 1,50 Ok

Peso especif de mamposteria de piedra (ω)=	2,20 T/m3
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m3
Peso especifico de sedimentos (γ_s)=	1,60 T/m3
Presión admisible de terreno (q)=	1,96 Kg/cm2
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	3,50 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	0,35	0,77	0,27
P2	0,86	1,05	0,90
P3	0,26	1,30	0,34
P4	0,88	1,00	0,88
P5	0,24	1,60	0,38
P6	0,12	1,40	0,17
P7	0,40	1,75	0,70
TOTAL	3,11	8,87	3,65

N Mr

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	0,61	0,37	0,22
Sedimentos	0,51	0,27	0,14
Impacto	0,02	1,30	0,02
TOTAL	1,13	1,93	0,38

Ha Ma

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= $Hr/Ha = f * N/Ha =$ **1,647 > 1,50** **CONFORME**
 FSV= $Mr/Ma =$ **9,567 > 2** **CONFORME**

VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

$e = (Mr - Ma) / N =$ 1,05 m
 $2B/3 =$ 1,33 m
 $B/3 =$ 0,10 m
 ¿Se cumple $e < 2B/3$? **1,05 < 1,33** **CONFORME**
 ¿Se cumple $e > B/3$? **1,05 > 0,10** **CONFORME**

$q1 = N(1+6e/B) =$ 6,45 T/m2
 $q2 = N(1-6e/B) =$ -3,34 T/m2
 $q1 < q$ admisible **6,45 < 19,60** **CONFORME**

VERTEDERO

9999

$Q =$ 0,68 m3/s
 $Q = 1,84 * L * H^{2/3}$
 $L =$ 0,8247
 $H =$ 0,3



POZAS DISIPADORAS TIPO IX

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS**

(Para sección rectangular)

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO PICHACOMA		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	9,81
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,8000	m
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	2,0000	m/seg
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,1600	m
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	1,000	m
F.- CAUDAL	(Q)	2,560	m ³ /seg
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	4,00	m

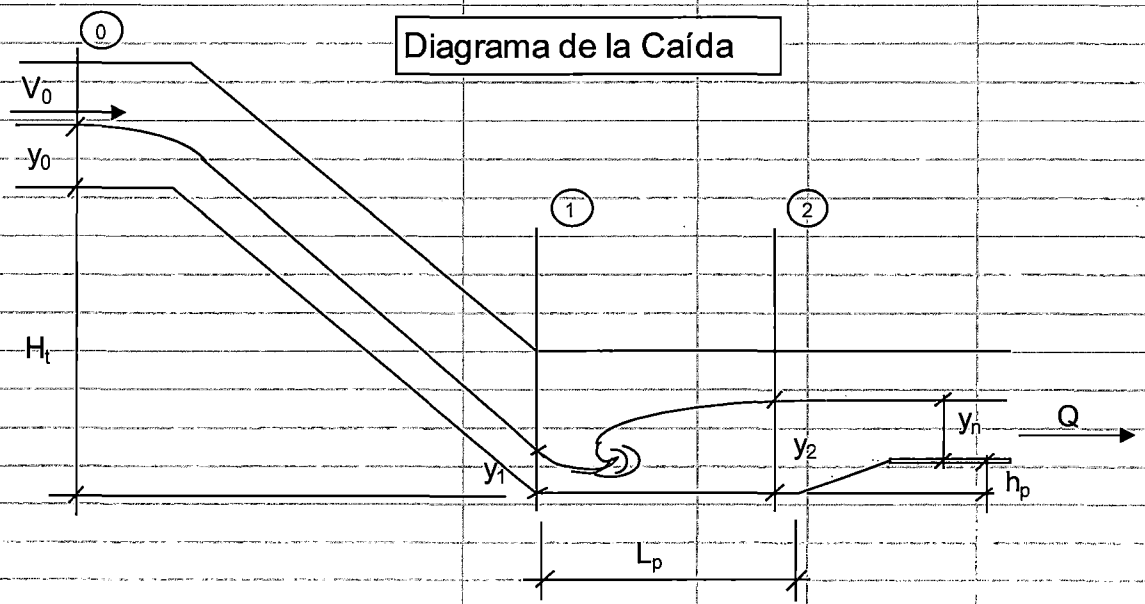
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0			
$H_o = H_t + Y_o + V_o^2 / 2g$	(H _o)	2,00	m

I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1			
$V_1 = (2g H_o)^{1/2}$	(V ₁)	6,27	m/seg
$Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$	(Y ₁)	0,1021	m

J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO.			
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	0,8549	m

K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON			
$h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0,799	m

L.- LONGITUD DE LA POZA			
$L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	3,764	m



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO IX PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO IX

I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO

$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)

$Q = V_m * A$		2,5602
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg	3,1883
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río	22
$S =$	Pendiente del lecho del río	0,300
$A =$	Area hidráulica	0,80
$P =$	Perímetro mojado	5,9
$R =$	Radio hidráulico (A/P)	0,14

$Q_{max} =$	2,56 m ³ /s
-------------	------------------------

II. DISEÑO DE SOCAVACION

1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)

$a = Q / (t^{5/3} * b)$

$t_s = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \gamma * 1.18 * B)]^{1/(1+x)}$

$H_s = t_s - t$

a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$

t : Tirante normal (de seccionamiento)

b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)

γ : Densidad del suelo seco

B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de máxima avenida para nuestro caso cada año

$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm

t :	0,16	
b :	5,50	
γ :	1,60	
B :	0,97	
$1/(1+x)$:	0,76	
a =	9,87	
$t_s =$	0,55	m
$H_s =$	0,39	m

2 Profundidad de cimentacion

$H_c = H_s + 1m$

$H_c =$	1,39	m
---------	------	---

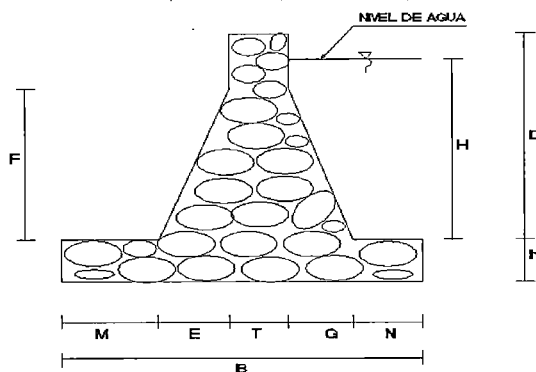
DISEÑO DIQUE T 9

DIQUE TIPO IX DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA HIDRAULICA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	3,70
T=		0,30
h=		0,30
H=		1,80
E=		1,00
G=		0,40
D=		2,00
F=		1,00
M=		1,00
N=		1,00
B.L.=		0,20



Chequeo dimensiones de:

Base	=	3,70	Ok
Altura total	=	2,30	Ok

Peso especif de mamposteria de piedra (ω)=	2,20 T/m ³
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m ³
Peso especifico de sedimentos (γ_s)=	1,60 T/m ³
Presión admisible de terreno (q)=	2,24 Kg/cm ²
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	3,00 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	1,10	1,67	1,83
P2	1,32	2,15	2,84
P3	0,44	2,43	1,07
P4	2,44	1,85	4,52
P5	1,12	3,00	3,36
P6	0,20	2,57	0,51
P7	1,00	3,20	3,20
TOTAL	7,62	16,87	17,33

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	1,62	0,60	0,97
Sedimentos	0,80	0,33	0,27
Impacto	0,02	2,00	0,03
TOTAL	2,44	2,93	1,27

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= $Hr/Ha = f * N/Ha$	1,878 > 1,50	CONFORME
FSV= Mr/Ma	13,662 > 2	CONFORME

VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

$e = (Mr - Ma)/N$	2,11 m	
$2B/3$	2,47 m	
$B/3$	0,10 m	
¿Se cumple $e < 2B/3$?	2,11 < 2,47	CONFORME
¿Se cumple $e > B/3$?	2,11 > 0,10	CONFORME

$q1 = N(1+6*e/B)$	9,10 T/m ²	
$q2 = N(1-6*e/B)$	-4,98 T/m ²	
$q1 < q$ admisible	9,10 < 22,40	CONFORME

VERTEDERO

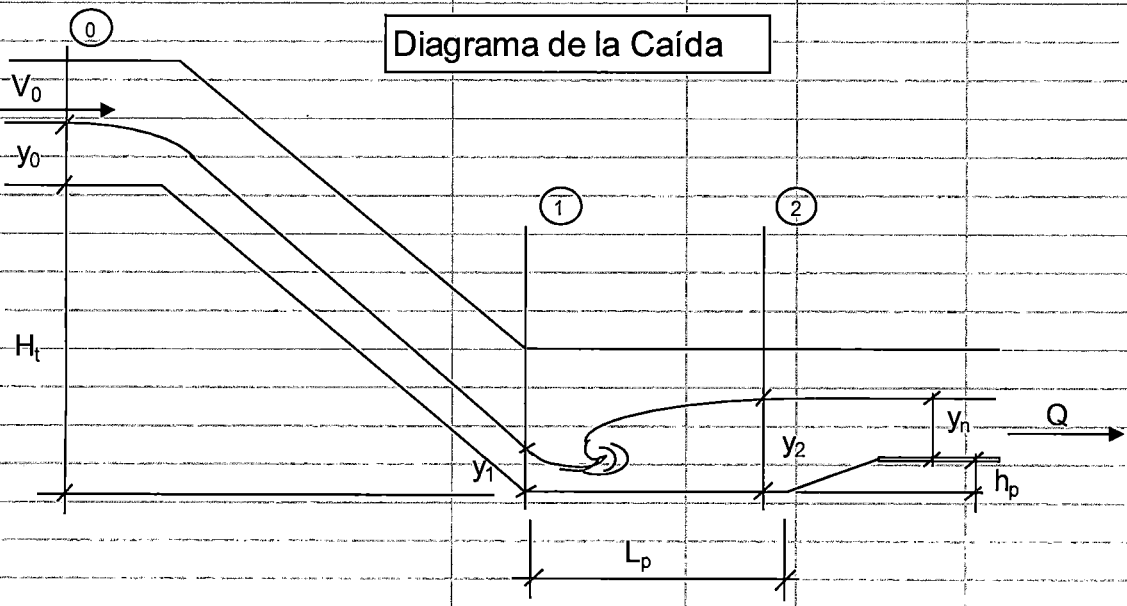
Q =	2,56	m ³ /s
$Q = 1,84 * L * h^{3/2}$		
L =	1,6145	
H =	0,8	
Borde libre	0,2	
H =	0,8	
L =	1,6	

POZAS DISIPADORAS TIPO X

**DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III
RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS**

(Para sección rectangular)

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DEL CERRO PI		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	9,81
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Y ₀)	0,3000 m	
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(V ₀)	2,6000 m/seg	
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Y _n)	0,0600 m	
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(H _t)	1,500 m	
F.- CAUDAL	(Q)	0,710 m ³ /seg	
G.- ANCHO DE LA POZA	(B _p)	3,00 m	
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0			
$H_o = H_t + Y_o + V_o^2 / 2g$	(H _o)	2,14 m	
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1			
$V_1 = (2g H_o)^{1/2}$	(V ₁)	6,49 m/seg	
$Y_1 = A_1 / B_p = Q / (V_1 B_p)$	(Y ₁)	0,0365 m	
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO			
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y ₂)	0,5415 m	
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON			
$h_p = 1.15 Y_2 - Y_n$	(h _p)	0,554 m	
L.- LONGITUD DE LA POZA			
$L_p = 5 (Y_2 - Y_1)$	(L _p)	2,525 m	



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO X PICOTA

SOCAVACION DIQUE TIPO X

I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO

$$V_m = K_s \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (\text{MANNING- STRICKLER})$$

$$Q = V_m \cdot A$$

		0,71416
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg	2,81165
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río	22
$S =$	Pendiente del lecho del río	0,710
$A =$	Area hidráulica	0,25
$P =$	Perímetro mojado	4,3
$R =$	Radio hidráulico (A/P)	0,06

$Q_{max} =$	0,71 m ³ /s
-------------	------------------------

II. DISEÑO DE SOCAVACION

1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)

$$a = Q / (t^{5/3} \cdot b)$$

$$t_s = [(a \cdot t^{5/3}) / (0.6 \cdot \gamma \cdot 1.18 \cdot B)]^{1/(1+x)}$$

$$H_s = t_s - t$$

a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s \cdot S^{1/2}$

t : Tirante normal (de seccionamiento)

b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)

γ : Densidad del suelo seco

B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año

$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm

$t :$	0,06	
-------	------	--

$b :$	4,20	
-------	------	--

$\gamma :$	1,60	
------------	------	--

$B :$	0,97	
-------	------	--

$1/(1+x) :$	0,76	
-------------	------	--

$a =$	18,49	
-------	-------	--

$t_s =$	0,26	m
---------	------	---

$H_s =$	0,20	m
---------	------	---

2 Profundidad de cimentacion

$$H_c = H_s + 1m$$

$H_c =$	1,20	m
---------	------	---

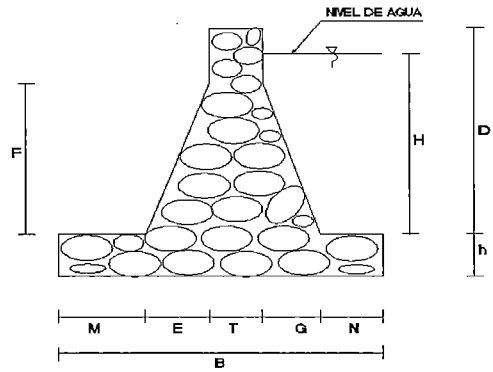
DISEÑO DIQUE T 10

DIQUE TIPO X DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA HIDRAULICA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS
PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	3,80
T=		0,40
h=		0,30
H=		1,80
E=		1,00
G=		0,40
D=		2,00
F=		1,50
M=		1,00
N=		1,00
B.L.=		0,20



Chequeo dimensiones de:

Base Σ =	3,80	Ok
Altura total =>	2,30	Ok

Peso especific de mamposteria de piedra (ω)=	2,20 T/m3
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m3
Peso especifico de sedimentos (γ_s)=	1,60 T/m3
Presión admisible de terreno (q)=	2,24 Kg/cm2
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	2,80 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	1,65	1,67	2,75
P2	1,76	2,20	3,87
P3	0,66	2,53	1,67
P4	2,51	1,90	4,77
P5	0,42	3,10	1,30
P6	0,30	2,67	0,80
P7	1,50	3,30	4,95
TOTAL	8,80	17,37	20,11

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	1,62	0,60	0,97
Sedimentos	1,80	0,50	0,90
Impacto	0,01	2,00	0,03
TOTAL	3,43	3,10	1,90

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= Hr/Ha = f * N/Ma=	1,537 > 1,50	CONFORME
FSV= Mr/Ma=	10,585 > 2	CONFORME

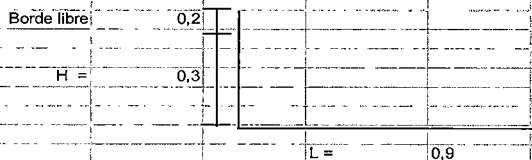
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

e= (Mr-Ma)/N=	2,07 m	
2B/3=	2,53 m	
B/3=	0,13 m	
¿Se cumple e < 2B/3 ?	2,07 < 2,53	CONFORME
¿Se cumple e > B/3 ?	2,07 > 0,13	CONFORME

q1= N(1+6*e/B)	9,88 T/m2	
q2= N(1-6*e/B)	-5,25 T/m2	
q1 < q admisible	9,88 < 22,40	CONFORME

VERTEDERO

Q =	0,71	m3/s
$Q = 1,84 \times L \times H^{\frac{2}{3}}$		
L =	0,8610	
H =	0,3	



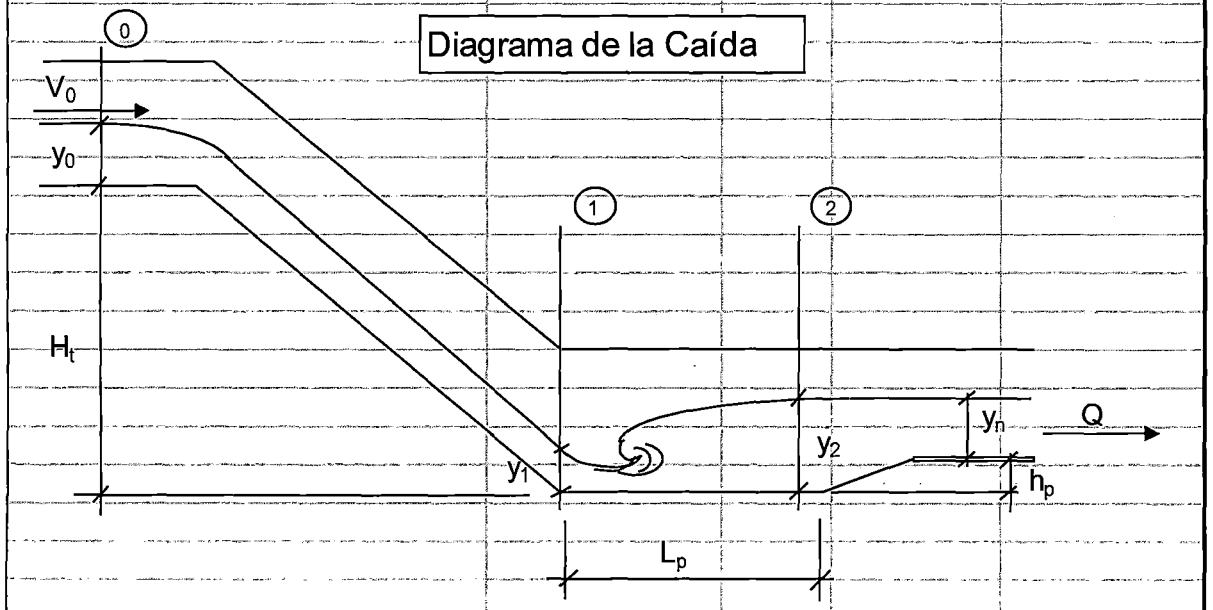
POZAS DISIPADORAS TIPO XI

DISEÑO DE POZA DISIPADORA DE ENERGIA PARA TIPO III

RESALTO HIDRAULICO EN CAIDAS INCLINADAS

(Para sección rectangular)

1.- NOMBRE DEL PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS DE CERRO PICOTA		
2.- ZONAL	Ayacucho		
3.- UBICACIÓN	Quebrada prolongacion San Martin - Picota		
A.- GRAVEDAD	(g)	9,81	9,81
B.- TIRANTE ANTES DE LA CAIDA	(Yo)	0,4000 m	
C.- VELOCIDAD ANTES DE LA CAIDA	(Vo)	2,5400 m/seg	
D.- TIRANTE DESPUES DE LA POZA	(Yn)	0,2000 m	
E.- DESNIVEL TOPOGRAFICO	(Hi)	1,000 m	
F.- CAUDAL	(Q)	1,320 m ³ /seg	
G.- ANCHO DE LA POZA	(Bp)	2,00 m	
H.- CARGA TOTAL EN EL EJE 0			
$Ho = Ht + Yo + Vo^2 / 2g$	(Ho)	1,73 m	
I.- CARGA LIBRE EN EL EJE 1			
$V_1 = (2g Ho)^{1/2}$	(V1)	5,82 m/seg	
$Y_1 = A_1 / Bp = Q / (V_1 Bp)$	(Y1)	0,1133 m	
J.- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO			
$Y_2 = (2 Y_1 V_1^2 / g + Y_1^2 / 4)^{0.5} - Y_1 / 2$	(Y2)	0,8304 m	
K.- PROFUNDIDAD DEL COLCHON			
$hp = 1.15 Y_2 - Y_n$	(hp)	0,725 m	
L.- LONGITUD DE LA POZA			
$Lp = 5 (Y_2 - Y_1)$	(Lp)	3,585 m	



SOCAVACIÓN DIQUE TIPO VI PICOTA

SOCAVACION DIQUE XI

I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO

$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2}$ (MANNING- STRICKLER)

$Q = V_m * A$		1,32341
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg	4,13567
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río	22
$S =$	Pendiente del lecho del río	0,680
$A =$	Area hidráulica	0,32
$P =$	Perímetro mojado	2,94
$R =$	Radio hidráulico (A/P)	0,11

$Q_{max} =$	1,32 m ³ /s
-------------	------------------------

II. DISEÑO DE SOCAVACION

1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)

$a = Q / (t^{5/3} * b)$

$t_s = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \gamma * 1.18 * B)]^{1/(1+x)}$

$H_s = t_s - t$

a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$

t : Tirante normal (de seccionamiento)

b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)

γ : Densidad del suelo seco

B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de maxima avenida para nuestro caso cada año

$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm

t : 0,20

b : 2,50

γ : 1,60

B : 0,97

$1/(1+x)$: 0,76

a = 7,74

$t_s =$ 0,61 m

$H_s =$ 0,41 m

2 Profundidad de cimentacion

$H_c = H_s + 1m$

$H_c =$	1,41	m
---------	------	---

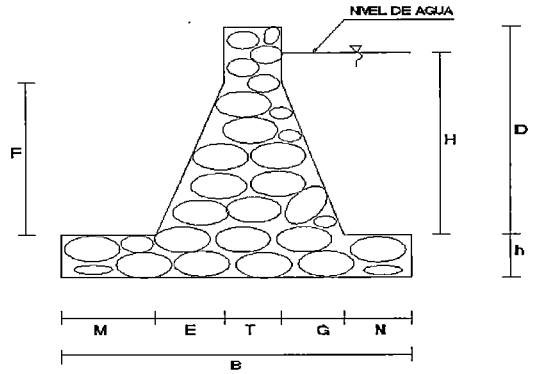
DISEÑO DIQUE T 11

DIQUE TIPO XI DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA HIDRAULICA

PROYECTO: DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CÉRRO LA PICOTA-AYACUCHO

DATOS:

B=	(mts)	3,70
T=		0,30
h=		0,30
H=		1,40
E=		1,00
G=		0,40
D=		1,60
F=		1,00
M=		1,00
N=		1,00
B.L.=		0,20



Chequeo dimensiones de:

Base	Σ=	3,70	Ok
Altura total	=>	1,90	Ok

Peso especif de mamposteria de piedra (ω)=	2,20 T/m3
Peso especifico Agua (γ)=	1,00 T/m3
Peso especifico de sedimentos (γs)	1,60 T/m3
Presión admisible de terreno (q)=	2,24 Kg/cm2
Coefficiente Fricción (f)=	0,60
Velocidad de río (v)=	4,20 m/seg
Masa del objeto arrastrado=	0,01 T

Elemento	Peso P (Ton)	Brazo X (m)	P*X
P1	1,10	1,67	1,83
P2	1,06	2,15	2,27
P3	0,44	2,43	1,07
P4	2,44	1,85	4,52
P5	0,56	3,00	1,68
P6	0,20	2,57	0,51
P7	1,00	3,20	3,20
TOTAL	6,80	16,87	15,09
N			Mr

Elemento	Empuje(Ton)	Brazo X (m)	E*Y
Agua	0,98	0,47	0,46
Sedimentos	0,80	0,33	0,27
Impacto	0,02	1,60	0,03
TOTAL	1,80	2,40	0,76
Ha			Ma

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLTEO

FSD= Hr/Ha = f * N/Ha=	2,265 > 1,50	CONFORME
FSV= Mr/Ma=	19,912 > 2	CONFORME

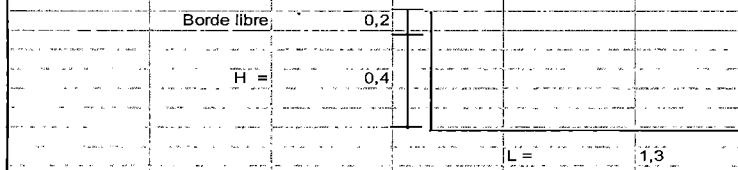
VERIFICACION DE PRESIONES EN EL TERRENO

e= (Mr-Ma)/N=	2,11 m	
2B/3=	2,47 m	
B/3=	0,10 m	
¿Se cumple e < 2B/3 ?	2,11 < 2,47	CONFORME
¿Se cumple e > B/3 ?	2,11 > 0,10	CONFORME

q1= N(1+6*e/B)	8,12 T/m2	
q2= N(1-6*e/B)	-4,44 T/m2	
q1 < q admisible	8,12 < 22,40	CONFORME

VERTEDERO

Q =	1,32 m3/s
	4
	3
	$Q = 1,84 \times L \times H^{\frac{2}{3}}$
L =	1,3214
H =	0,4

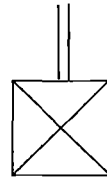


ANEXO 2. DISEÑO DE DESARENADOR ÚLTIMO

DISEÑO DE DESARENADOR	
PROYECTO	DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PROVENIENTES DE LADERAS CERRO PICOTA
TRAMO	:TRAMO 1 (KM 0+000 @ 0+040) (03 NAVES) PARA Qmax. = 2.2 m3/seg
DEPARTAMENTO	:AYACUCHO
PROVINCIA	HUAMANGA
DISTRITO	AYACUCHO
LUGAR	PICOTA
FECHA	abr-14

1.-CAUDAL DE DISEÑO, Q, (M3/SEG)	0,730		m3/seg
2.- DIAMETRO DE LA ARENA, d, (CM)	0,050		cm
3.- TEMPERATURA (° C)	18,000		°C
4- DENSIDAD DE LA ARENA, pa, (GR/CM^3)	2,650		gr/cm3
5- DENSIDAD DEL AGUA, p, (GR/CM^3)	0,998		gr/cm3
6.- VISCOSIDAD DINAMICA, u, (GR/CM*SEG)	0,010		gr/cm3*seg
7.- VELOCIDAD DE SEDIMENTACION DE PARTICULA, (CM/SEG)	7,039		cm/seg
CALCULADA POR: STOKES, ALLEN ó NEWTON (SEGUN CUADRO)			
8.- NUMERO DE REYNOLDS			
$Re = Vs * d / u$	35,194		TRANSICION
10.- VELOCIDAD LIMITE DE ARRASTRE PARTICULA, (CM/SEG)			
$Va = 161 * (d)^{(1/2)}$	36,001		cm/seg
11.- VELOCIDAD HORIZONTAL EN LA UNIDAD (CM/SEG)			
$VH = 0.5 * Va$	18,000		cm/seg
12.- SECCION TRANSVERSAL DE LA UNIDAD, (M2)			
$AT = Q/VH$	4,055		m2
13.- PROFUNDIDAD DE LA ZONA DE DECANTACION, (M)			
$H = (AT/2)^{(1/2)}$	1,424		m
ANCHO = 1.5 ALTO, (W = 1.5H)	2,136		m
A UTILIZAR :			
	H=	1,950	m
	W=	2,925	m
14.- AREA SUPERFICIAL DE LA ZONA DE DECANTACION, (M2)			
$As = VH * AT / Vs$	10,371		m2
15.- LONGITUD DE LA ZONA DE DECANTACION, (M)			
$L = As/B$	3,546		m
16.- LONGITUD FINAL DE LA ZONA DE DECANTACION, (M)			
$Ld = 1.25 * L$	4,432		m

A UTILIZAR :		Ld=	10,000	m
17.- ANGULO QUE FORMALA TRANSICION DE ENTRADA, θ , (GRADOS)		DATO	12,500	°
18.- LONGITUD DE TRANSICION ESTRUCTURA INGRESO, (M)				
ANCHO DEL CANAL DE INGRESO (M)		b=	2,500	m
$Le = (W-b)/(2 * TANGENTE(\theta))$			1,018	m
	A UTILIZAR :	Le=	1,500	m
19.- ALTURA DE AGUA EN EL VERTEDERO DE SALIDA, (M)				
$H2 = (Q / (1.84 * W))^{2/3}$			0,264	m
20.- VELOCIDAD DE PASO EN EL VERTEDERO DE SALIDA				
COEFICIENTE: m = 1.8 - 2.0			1,800	
$V = m * (H2)^{1/2}$			0,925	OK
21.- ANGULO QUE FORMALA TRANSICION DE SALIDA, θ , (GRADOS)		DATO	12,500	
22.- ANCHO DEL CANAL DE SALIDA, b1, (M)				
	A UTILIZAR :	b1=	2,500	m
23.- LONGITUD DE TRANSICION DE SALIDA, Ls (M)				
$Ls = (W-b1)/(2 * TANGENTE(\theta))$			1,018	m
	A UTILIZAR :	Ls=	1,500	m
24.- LONGITUD TOTAL DE LA UNIDAD, (M)				
$LT = Le + Ld + Ls$			13,000	m
25.- PENDIENTE FONDO DE LA ZONA DE DECANTACION, (M)				
$h1 = 0.05 * (Ld - 0.3)$	A UTILIZAR :	h1=	0,485	m
26.- PENDIENTE FONDO DE LA ZONA DE DECANTACION %			4,850	%
27.- PROFUNDIDAD EXTREMO DE ZONA DE DECANTACION, (M)				
$H1 = H + h1$			2,435	m
28.- ANCHO DE LA COMPUERTA DE LAVADO				
			0,409	m
	A UTILIZAR :	b=	1,000	m
		h=	1,000	m



ANEXO 3. OTRAS ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS

Proyecto:		DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SOLIDOS PORVENIENTES DE LAS LADERAS DEL CERRO LA PICOTA-AYACUCHO								
CÁLCULO DE LAS SOCAVACIONES										
CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA										
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV										
DIQUE TIPO I										
$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$		$\alpha = \frac{Q_d}{\gamma_m^{5/3} B_e U}$		V (m/s) = 3,09 U = 1		Tr = 50 años β = 0,97				
d'_h (mm) = 12,8				x = 0,298						
Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	9,80	3,170	11,21	0,283	7,176	0,50	0,970	1,490	0,990
Hc = 1,99				m						
DIQUE TIPO II										
$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$		$\alpha = \frac{Q_d}{\gamma_m^{5/3} B_e U}$		V (m/s) = 3,33 U = 1		Tr = 50 años β = 0,97				
d'_h (mm) = 12,8				x = 0,298						
Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	8,16	2,450	6,10	0,402	6,118	0,45	0,970	1,151	0,701
Hc = 1,70				m						
DIQUE TIPO III										
$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$		$\alpha = \frac{Q_d}{\gamma_m^{5/3} B_e U}$		V (m/s) = 3,48 U = 1		Tr = 50 años β = 0,97				
d'_h (mm) = 10				x = 0,298						
Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	3,46	0,810	4,00	0,203	12,387	0,30	0,970	1,242	0,942
Hc = 1,94				m						
DIQUE TIPO IV										
$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$		$\alpha = \frac{Q_d}{\gamma_m^{5/3} B_e U}$		V (m/s) = 3,44 U = 1		Tr = 50 años β = 0,97				
d'_h (mm) = 10				x = 0,298						
Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	1,83	0,530	4,00	0,133	13,285	0,20	0,970	0,779	0,579
Hc = 1,58				m						

DIQUE TIPO V

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$$

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

V (m/s) =	0,86
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

$$d_h \text{ (mm)} = 10$$

$$x = 0,298$$

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	0,16	0,180	8,00	0,023	11,153	0,05	0,970	0,115	0,065

Hc = 1,06 m

DIQUE TIPO VI

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$$

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

V (m/s) =	0,77
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

$$d_h \text{ (mm)} = 10$$

$$x = 0,298$$

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	0,15	0,200	8,00	0,025	8,772	0,05	0,970	0,095	0,045

Hc = 1,05 m

DIQUE TIPO VII

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$$

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

V (m/s) =	0,64
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

$$d_h \text{ (mm)} = 10$$

$$x = 0,298$$

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	0,10	0,200	9,50	0,021	6,558	0,02	0,970	0,024	0,004

Hc = 1,00 m

DIQUE TIPO VIII

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1+x}$$

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

V (m/s) =	2,43
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

$$d_h \text{ (mm)} = 1,35$$

$$x = 0,300$$

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	γ_m	α	γ_0	β	γ_s	Socav.
50	I	0,68	0,280	1,80	0,156	8,396	0,20	0,970	0,843	0,643

Hc = 1,64 m

DIQUE TIPO IX

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.688 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

V (m/s) =	3,18
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

d_m (mm) =	10
--------------	----

x =	0,298
-----	-------

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	Y_m	α	Y_0	β	Y_s	Socav.
50	I	2,56	0,800	5,50	0,145	11,570	0,16	0,970	0,526	0,366

Hc = 1,37 m

DIQUE TIPO X

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.688 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

V (m/s) =	2,81
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

d_m (mm) =	10
--------------	----

x =	0,298
-----	-------

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	Y_m	α	Y_0	β	Y_s	Socav.
50	I	0,68	0,250	4,20	0,060	17,842	0,06	0,970	0,208	0,148

Hc = 1,15 m

DIQUE TIPO XI

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.688 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

V (m/s) =	4,13
U =	1

Tr = 50 años	
β	0,97

d_m (mm) =	10
--------------	----

x =	0,298
-----	-------

Tr (años)	Dique	Q_d	A	B_e	Y_m	α	Y_0	β	Y_s	Socav.
50	I	1,32	0,320	2,50	0,128	16,241	0,20	0,970	0,909	0,709

Hc = 1,71 m

ANEXO 4. CALCULO DE GAVIONES

4.1. CALCULO DE GAVION I – LA PICOTA

I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO

$$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2} \text{ (MANNING- STRICKLER)}$$

$Q = V_m * A$		9,80
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg	3,09063
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río	22
$S =$	Pendiente del lecho del río	0,270
$A =$	Area hidráulica	3,17
$P =$	Perímetro mojado	22,55
$R =$	Radio hidráulico (A/P)	0,14

Q_{max}	
=	9,80 m ³ /s

II. DISEÑO DEL COLCHON ANTISOCAVANTE

1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)

$$a = Q / (t^{5/3} * b)$$

$$t_s = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \rho * B)]^{1/(1+x)}$$

$$H_s = t_s - t$$

a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$

t : Tirante normal (de seccionamiento)

b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)

ρ : Densidad del suelo seco

B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de máxima avenida para nuestro caso cada año

$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm

$$t : \quad 0,50$$

$$b : \quad 11,21$$

$$\rho : \quad 1,60$$

$$B : \quad 0,97$$

$$1/(1+x) : \quad 0,76$$

$$a = \quad 2,77$$

$$t_s = \quad 0,89 \quad m$$

$$H_s = \quad 0,39 \quad m$$

2 Longitud del colchón antisocavante

$$L = 1.5(H_s + 1m)$$

L =	3.00	m
-----	------	---

III. DISEÑO DE ALTURA DE MURO (Hm)

Por sección transversal del río :

Hm = t + borde libre

V =	3,09
-----	------

Tirante máximo = 0,35

Borde libre = $V^2/2g$

Borde libre = 0,49 m

Hm =	0,84	m	calculado
Hm =	4,00	m	Diseño

III. DISEÑO DE GAVIONES

Peso específico del lecho del río para grava arenosa : 1,80 tn/m³

Angulo de fricción interna : 33,00 °

Peso específico del relleno de gaviones : 2,20 tn/m³

Cohesión : 0,00

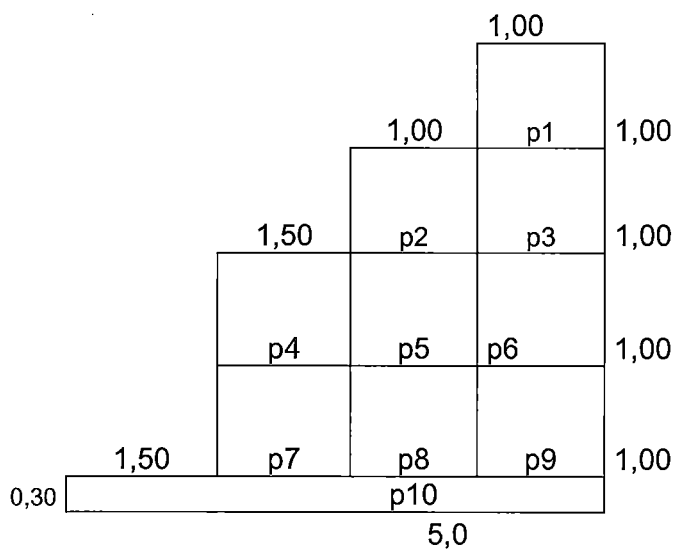
Terreno de cimentación Resistencia : 22,10 tn/m²

f = 0,60

Material de relleno : Peso específico 1,60 tn/m²

Angulo de fricción 20 °

PREDIMENSIONAMIENTO



H = 2,00

B = 3,50

1 Empuje activo del relleno : Ea

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (Hm)^2 \cdot Ka \quad Ka = 0,490$$

$$Ea = 6,28 \quad \text{tn/m}$$

$$d = 1,33 \quad Ma = 8,37$$

2 Empuje hidrostático

$$Eh = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot t^2$$

$$Eh = 0,06 \quad \text{tn/m}$$

$$d = 0,12 \quad \text{Magua} = 0,01 \quad \text{tn/m}$$

3 Subpresión : Sp

$$hsp = Eh/2 \quad 0,03 \quad \text{tn/m}$$

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot (b \cdot h) \cdot \gamma \quad *$$

$$Sp = 0,05 \quad \text{tn/m} \quad Ms = 0,13 \quad \text{tn/m}$$

$$MT = 0,13 \quad \text{tn/m}$$

P	Tn		X (m)	M (tn-m)
P1	2,20		3,00	6,60
P2	2,20		1,75	3,85
P3	2,20		3,00	6,60
P4	2,20		0,75	1,65
P5	2,20		1,75	3,85
P6	2,20		3,00	6,60
P7	3,30		0,75	2,48
P8	2,20		1,75	3,85
P9	2,20		3,00	6,60
P10	3,30		2,50	8,25
Sumatoria	24,20			50,33

$$FSD = f \cdot P/E \quad 2,31 \quad \text{O.K} \quad 13,98$$

$$FSV = Mr/Ma \quad 6,01 \quad \text{O.K}$$

$$e = (Mr - Ma)/P \quad 1,73378$$

$$B/3 \quad 1,67 \quad e > B/3? \quad \text{O.K}$$

$$2B/3 \quad 3,33 \quad e < 2B/3? \quad \text{O.K}$$

$$q1 = P/B(1 + 6e/B) \quad 14,91 \quad \text{tn/m}^2 \quad \text{O.K}$$

$$q2 = P/B(1 - 6e/B) \quad -5,23 \quad \text{tn/m}^2 \quad \text{O.K}$$

4.2 CALCULO DE GAVION II LA PICOTA

I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO

$$V_m = K_s * R^{2/3} * S^{1/2} \text{ (MANNING- STRICKLER)}$$

$Q = V_m * A$		3,44
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg	4,19687
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río	22
$S =$	Pendiente del lecho del río	0,400
$A =$	Area hidráulica	0,82
$P =$	Perímetro mojado	4,95
$R =$	Radio hidráulico (A/P)	0,17

Q_{max}	
=	3,44 m ³ /s

II. DISEÑO DEL COLCHON ANTISOCAVANTE

1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)

$$a = Q / (t^{5/3} * b)$$

$$t_s = [(a * t^{5/3}) / (0.6 * \gamma * B)]^{1/(1+x)}$$

$$H_s = t_s - t$$

a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s * S^{1/2}$

t : Tirante normal (de seccionamiento)

b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)

γ : Densidad del suelo seco

B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de máxima avenida para nuestro caso cada año

$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm

$$t : 0,30$$

$$b : 4,00$$

$$\gamma : 1,60$$

$$B : 0,97$$

$$1/(1+x) : 0,76$$

$$a = 6,40$$

$$t_s = 0,88 \quad m$$

$$H_s = 0,58 \quad m$$

2 Longitud del colchón antisocavante

$$L = 1.5(H_s + 1m)$$

$L =$	2.00	m
-------	------	---

III. DISEÑO DE ALTURA DE MURO (Hm)

Por sección transversal del río :

Hm = t + borde libre

V =	4,20
-----	------

Tirante máximo = 0,35

Borde libre = $V^2/2g$

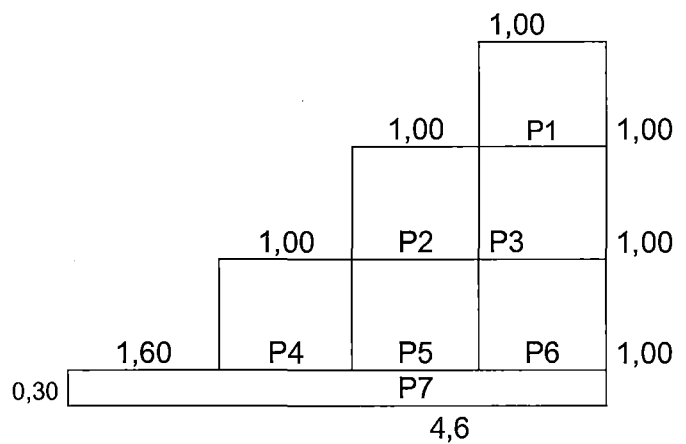
Borde libre = 0,90 m

Hm =	1,25	m	calculado
Hm =	3,00	m	Diseño

III. DISEÑO DE GAVIONES

Peso específico del lecho del río para grava arenosa :		1,80 tn/m ³
Angulo de fricción interna :		33,00 °
Peso específico del relleno de gaviones :		2,20 tn/m ³
Cohesión :		0,00
Terreno de cimentación	Resistencia :	22,10 tn/m ²
	f =	0,60
Material de relleno :	Peso específico	1,60 tn/m ²
	Angulo de fricción	20 °

PREDIMENSIONAMIENTO



H =	2,00
B =	3,50

1 Empuje activo del relleno : Ea

$$Ea = 1/2 * \gamma * (Hm)^2 * Ka \quad Ka = 0,490$$

$$Ea = 6,28 \quad \text{tn/m}$$

$$d = 1,33 \quad Ma = 8,37$$

2 Empuje hidrostático

$$Eh = 1/2 * \gamma * t^2$$

$$Eh = 0,06 \quad \text{tn/m} \quad \text{Magua} = 0,01 \quad \text{tn/m}$$

$$d = 0,12$$

3 Subpresión : Sp

$$hsp = Eh/2 \quad 0,03 \quad \text{tn/m}$$

$$Sp = 1/2 * (b * h) * \gamma$$

$$Sp = 0,05 \quad \text{tn/m} \quad Ms = 0,13 \quad \text{tn/m}$$

$$MT = 0,13 \quad \text{tn/m}$$

P	Tn		X (m)	M (tn-m)
---	----	--	-------	----------

P1	2,20		2,50	5,50
P2	2,20		1,50	3,30
P3	2,20		2,50	5,50
P4	2,20		0,50	1,10
P5	2,20		1,50	3,30
P6	2,20		3,50	7,70
P7	3,04		2,30	6,98

Sumatoria	16,24			33,38
-----------	-------	--	--	-------

$$FSD = f * P/E \quad 1,55 \quad \text{O.K} \quad 13,98$$

$$FSV = Mr/Ma \quad 3,99 \quad \text{O.K}$$

$$e = (Mr - Ma)/P \quad 1,54072$$

$$B/3 \quad 1,53 \quad e > B/3? \quad \text{O.K}$$

$$2B/3 \quad 3,07 \quad e < 2B/3? \quad \text{O.K}$$

$$q1 = P/B(1 + 6e/B) \quad 10,62 \quad \text{tn/m}^2 \quad \text{O.K}$$

$$q2 = P/B(1 - 6e/B) \quad -3,56 \quad \text{tn/m}^2 \quad \text{O.K}$$

4.3 CALCULO DE GAVION III – LA PICOTA

I. CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO MAXIMO Y MINIMO

$$V_m = K_s \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \text{ (MANNING- STRICKLER)}$$

$Q = V_m \cdot A$		2,55
$V_m =$	Velocidad media del río en m/seg	3,183
$K_s =$	Rugosidad del lecho natural del río	22
$S =$	Pendiente del lecho del río	0,300
$A =$	Area hidráulica	0,80
$P =$	Perímetro mojado	5,9
$R =$	Radio hidráulico (A/P)	0,14

Qmax	
=	2,55 m3/s

II. DISEÑO DEL COLCHON ANTISOCAVANTE

1 Determinación de profundidad de socavamiento (Hs)

$$a = Q / (t^{5/3} \cdot b)$$

$$t_s = [(a \cdot t^{5/3}) / (0.6 \cdot \gamma \cdot 1.18 \cdot B)]^{1/(1+x)}$$

$$H_s = t_s - t$$

a : Parámetro que reemplaza al producto $K_s \cdot S^{1/2}$

t : Tirante normal (de seccionamiento)

b : Ancho promedio del río (de seccionamiento)

γ : Densidad del suelo seco

B : Coeficiente probabilístico de frecuencia de máxima avenida para nuestro caso cada año

$1/(1+x)$: Exponente característico para el tipo de material del río. Caso nuestro suelo no cohesivo y diámetro de arrastre entre 250-310 mm

$$t : 0,16$$

$$b : 5,50$$

$$\gamma : 1,60$$

$$B : 0,97$$

$$1/(1+x) : 0,76$$

$$a = 9,83$$

$$t_s = 0,55 \quad m$$

$$H_s = 0,39 \quad m$$

2 Longitud del colchón antisocavante

$$L = 1.5(H_s + 1m)$$

L =	2.00	m
-----	------	---

III. DISEÑO DE ALTURA DE MURO (Hm)

Por sección transversal del río :

Hm = t + borde libre

V =	3,18
-----	------

Tirante máximo = 0,35

Borde libre = $V^2/29$

Borde libre = 0,52 m

Hm =	0,87	m	calculado
Hm =	3,00	m	Diseño

III. DISEÑO DE GAVIONES

Peso específico del lecho del río para grava arenosa : 1,80 tn/m³

Angulo de fricción interna : 33,00 °

Peso específico del relleno de gaviones : 2,20 tn/m³

Cohesión : 0,00

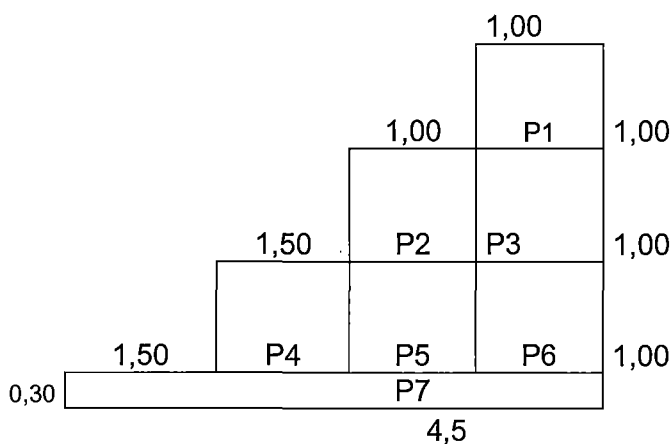
Terreno de cimentación Resistencia : 22,10 tn/m²

f = 0,60

Material de relleno : Peso específico 1,60 tn/m²

Angulo de fricción 20 °

PREDIMENSIONAMIENTO



H = 2,00

B = 3,50

1 Empuje activo del relleno : Ea

$$Ea = 1/2 * \gamma * (Hm)^2 * Ka$$

Ka = 0,490

Ea = 6,28 tn/m

d = 1,33 Ma = 8,37

2 Empuje hidrostático

$$Eh = 1/2 * \gamma * t^2$$

Eh = 0,06 tn/m Magua = 0,01 tn/m

d = 0,12

3 Subpresión : Sp

$$hsp = Eh/2$$

Sp = 0,03 tn/m

$$Sp = 1/2 * (b * h) * \gamma$$

Sp = 0,05 tn/m Ms = 0,13 tn/m

MT = 0,13 tn/m

P	Tn		X (m)	M (tn-m)
P1	2,20		2,50	5,50
P2	2,20		2,00	4,40
P3	2,20		2,50	5,50
P4	3,30		0,75	2,48
P5	2,20		2,00	4,40
P6	2,20		2,50	5,50
P7	2,97		2,25	6,68
Sumatoria	17,27			34,46

FSD = $f * P / E$ 1,65 O.K 13,98

FSV = Mr / Ma 4,12 O.K

$e = (Mr - Ma) / P$ 1,5107

B/3 1,50 e > B/3? O.K

2B/3 3,00 e < 2B/3? O.K

$q1 = P / B(1 + 6e/B)$ 11,57 tn/m² O.K

$q2 = P / B(1 - 6e/B)$ -3,89 tn/m² O.K